



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias

**Protección de la Ciudad de Nogales, Sonora contra avenidas
extraordinarias.**

Tesis

Para obtener el grado de:

Maestro en Ciencias en Ingeniería
con Línea Terminal en Construcción

Presenta

Francisco Octavio Gastelum Ceballos

Querétaro, Qro. Noviembre de 2008



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias

Protección de la Ciudad de Nogales, Sonora contra avenidas extraordinarias.

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestro en Ciencias en Ingeniería con Línea Terminal en Construcción

Presenta:

Francisco Octavio Gastelum Ceballos

Dirigido por:

M.I. Gerardo René Serrano Gutiérrez

SINODALES

M.I. Gerardo René Serrano Gutiérrez
Presidente

M.I. Julio Luna Rodríguez
Secretario

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza
Vocal

M.I. Filiberto Luna Zúñiga
Suplente

M.C. Joaquín Noriega Montes
Suplente

Dr. Gilberto Herrera Ruiz
Director de la Facultad

Dr. Luis Gerardo Hernández Sandoval.
Director de Investigación y
Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Noviembre, 2008
México

RESUMEN

El problema que plantea la ciudad de Nogales en torno a las inundaciones que padece regularmente, puede resolverse si se toma en cuenta un conjunto de variables que incluya la topografía escarpada de la ciudad, su cubierta vegetal y su área construida y pavimentada, el tipo de rocas y suelos y la red de drenaje de los arroyos que la cruzan. Hemos demostrado que la forma actual de enfrentar los escurrimientos pluviales es insuficiente y, en la medida en que más área impermeable se agregue al municipio, más edificios y calles serán inundados, aun cuando se retire el azolve acumulado en los tramos de conducción y se corrijan y amplíen las bocas de tormenta del principal colector de la ciudad, el hoy embovedado arroyo Los Nogales. Concluimos que es constructivamente factible llevar a cabo medidas estructurales que aligeren los efectos de la tormenta de diseño, por medio de repesos filtrantes (llamados también diques secos) que detengan y el agua y la fuerza con la que baja por las cañadas y la filtren y desfoguen paulatinamente, estableciéndose políticas municipales para mantener estos repesos en condición seca y libre de basura y azolve antes de cada temporada de lluvias, ya que de no ser así, después de unos pocos años, se tendrían casi los mismos riesgos originales de inundación. Después de identificar las subcuencas que rodean a la ciudad, elegimos la que le aporta más caudal de lluvia a lo largo del arroyo "Chimeneas" y la analizamos a fondo, estudiando su topografía, geología, geotecnia e hidrología; con estos datos procedimos a diseñar un repeso filtrante que fuera estructural e hidráulicamente seguro y funcional. Como último paso obtuvimos el costo de construirlo. Los aspectos constructivos fueron observados en todo momento, cuidando que en el diseño se aprovecharan los materiales cercanos al entorno del repeso, las dificultades de acceso al sitio de proyecto, la seguridad y eficiencia del dispositivo de detención y las restricciones económicas propias del municipio; demostrándose que un repeso filtrante a base de gaviones resultaba ser la mejor opción.

(Palabras clave: Precipitación, filtración, escurrimiento, cuenca hidrológica, falla, gavión, terraplén, caudal, repeso)

SUMMARY

The problem that the City of Nogales has regarding frequent flooding can be solved if a number of variables are taken into account, variables such as irregular topography, existing vegetation, areas covered with construction and pavement, the type of rocks and soils and the drainage network for the streams that cross it. We have demonstrated that the current manner in which run-off is handled is insufficient, and as the municipality becomes covered with ever greater impermeable areas, more buildings and streets will be flooded, even though accumulated dirt is removed from gutters, and storm drains connected to the city's chief drain, which today is the covered Los Nogales stream, are improved and enlarged. We conclude that it is feasible from a construction point of view to carry out structural measures that will lessen the effects of storms by using filtration reservoirs (also called dry dikes) which will stop the water and reduce the force with which runs down through the canyons, filtering it and draining it off little by little. Municipal policies must be established to maintain these reservoirs dry, free of garbage, dirt, and silt before each rainy season. If this is not done, after a few years almost all the original risks of flooding will exist again. After identifying the sub-basins that surround the city, we chose the one that has the strongest rain current along the "Chimeneas" stream. We analyzed it in depth, studying its topography, geology, geotechnics and hydrology. With this information we proceeded to design a filtration reservoir that would be structurally and hydraulically safe and functional. The last step was to obtain the cost of constructing it. Construction aspects were constantly observed, making sure the design took advantage of the materials in the vicinity of the reservoir and considered difficulties in access to the project site, safety, the efficiency of the detention mechanism and the economic restrictions of the municipality itself. We thus demonstrated that a filtration reservoir using gabions is the best option.

(Key words: Precipitation, filtration, run-off, hydrological basin, failure, gabion, earthwork, flow, reservoir)

DEDICATORIA

A DIOS

Por permitirme llegar hasta donde su infinita Gloria considere posible.

A MIS PADRES ALICIA Y ENRIQUE

Por su ejemplo de lucha y honradez, por hacer de mí un hombre de bien.

A PATY

Por compartir este proyecto tan importante en mi vida, y principalmente por creer en mí.

A MIS AMADOS HIJOS:

STEPANHY Y DIEGO, el complemento de mi transitar por este mundo.

FERNANDO ANTONIO, ejemplo de madurez y nobleza.

MANUEL ENRIQUE, la energía y fuente de cariño.

TAHIS PATRICIA, mi hermosa pequeña, la alegría y dulzura de mujer.

A KARLA

Por su muestra de solidaridad y por cuidar dos de mis grandes tesoros.

A MIS QUERIDOS HERMANOS JAIME, ROSARIO, SANDRA, ARMANDO, FATIMA, OSCAR, GERARDO Y GEOVANNY.

De quienes me siento sumamente orgulloso.

A UNA PERSONA MUY ESPECIAL, LILIA TERESA PALAZUELOS SOLIS “MI BUDDY”

Por todos los momentos compartidos en esta experiencia.

AGRADECIMIENTO

A JORGE CASTRO MONDRAGON

Por su impulso y apoyo incondicional, su participación fue esencial para la conclusión de este Proyecto.

AL M.I. JULIO LUNA RODRIGUEZ

Por su asesoría y coordinación para la elaboración de esta tesis, todo mi respeto y reconocimiento.

“Excelencia individual, buen trabajo conjunto”

AL M.I. GERARDO RENE SERRANO GUTIERREZ

Por invertir parte de su tiempo en guiarnos para culminar este proyecto.

A LA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO Y A MIS MAESTROS DR. DIEGO ARTURO LOPEZ DE ORTIGOSA Y C. DR. JUAN BOSCO HERNANDEZ ZARAGOZA M.C. EMILIO VASCONCELOS DUEÑAS

Por haber hecho posible este sueños.

AL INSTITUTO TECNOLOGICO DE NOGALES

Por la disposición y apertura total para el logro de todas las actividades requeridas en la realización de este posgrado.

A MIS COMPAÑEROS DE MAESTRIA

Por el gran equipo formado y por compartir tantas experiencias juntos, siempre los recordare.

A LA ING. SUSANA ESQUEDA GONZALEZ

Por su enorme y valioso apoyo en la realización de éste trabajo, no tengo palabras para expresarle mi gratitud.

AL M.C. JORGE GAUTHERAU LOPEZ

Por impulsarme siempre a seguir adelante, por su ejemplo y por el apoyo brindado en la elaboración de mi Tesis.

AL HID. HANS HUTH

Por haber generado en mi el interés de involucrarme en esta investigación y por su siempre disposición de compartir sus experiencias.

INDICE

Resumen	I
Summary	II
Dedicatoria	III
Agradecimientos	IV
Indice	V

INTRODUCCION	1
---------------------	----------

CAPITULO I.

LOCALIZACION, ANTECEDENTES Y OBJETIVOS	2
---	----------

1.1 Antecedentes históricos de la Ciudad de Nogales	2
---	---

1.2 Localización Arroyo los Nogales	2
-------------------------------------	---

1.3 Daños causados por la inundaciones	4
--	---

1.4 Objetivo del trabajo	5
--------------------------	---

CAPITULO 2.

ALTERNATIVAS DE SOLUCION PLUVIAL DE UNA CIUDAD	6
---	----------

2.1 Red de drenaje pluvial actual de la Ciudad de Nogales Sonora	6
--	---

2.2 Sistemas de control de avenidas	7
-------------------------------------	---

2.3 Gestión de la Zona de inundación	23
--------------------------------------	----

CAPITULO 3.

DATOS TECNICOS DE LA CIUDAD DE NOGALES	32
---	-----------

3.1 Localización	32
------------------	----

3.2 Demografía	32
----------------	----

3.3 Vegetación	33
----------------	----

3.4 Geología	35
--------------	----

3.5 Suelos	41
------------	----

3.6 Topografía y Demografía	41
-----------------------------	----

3.7 Hidrografía	46
-----------------	----

3.8 Traza Urbana y Vías de Comunicación	51
---	----

3.9 Infraestructura Urbana Actual	56
-----------------------------------	----

CAPITULO 4.	
DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE RETENCION	60
4.1 Estudio geológico	62
4.2 Datos geotécnicos relevantes	68
4.3 Hidrología del sitio de proyecto	74
CAPITULO 5.	
ANALISIS HIDRAULICO Y CALCULO ESTRUCTURAL DEL REPRESO	78
5.1 Tipos de vertedor en cortina de gaviones	79
5.2 Diseño hidráulico de la obra de excedencias del vertedor	82
5.3 Análisis de estabilidad de la cortina	113
5.4 Diseño estructural de la cortina de gaviones del proyecto	122
5.5 Levantamiento topográfico	123
5.6 Plantas y perfiles del sitio donde se construirá la cortina de gaviones	126
5.7 Anexo fotográfico	139
CAPITULO 6.	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	145
6.1 Problemática actual	145
6.2 Conclusiones	145
6.3 Recomendaciones	146
ANEXOS	147
LITERATURA CITADA	149

INTRODUCCION

El crecimiento de una ciudad va asociado con problemas de diversa índole que afectan al grupo social (suministro de agua, seguridad, salud, empleo, educación, vivienda, etc.), incrementándose su dificultad cuando las supuestas mejoras de la comunidad se dan sin orden, rápidamente y en un entorno adverso.

Tal es lo que ocurre en la ciudad de Nogales, Sonora, en donde se ha combinado un alto crecimiento demográfico favorecido por su condición fronteriza con un desarrollo caótico en respuesta a demandas apremiantes de satisfactores fundamentales y cotidianos (alimento, empleo, vestido) y de espacios donde vivir e infraestructura básica (agua, drenaje, electrificación, gas, transporte); además, Nogales enfrenta un entorno geográfico difícil caracterizado por una zona montañosa en cuyas laderas se han alzado edificaciones rodeadas de vialidades que sortean una topografía abrupta.

Pocas medidas se han tomado para mitigar la fuerza y velocidad de las corrientes pluviales, que, debido al mismo desarrollo de la ciudad, se vuelven más importantes durante los eventos lluviosos, los cuales si bien son breves, son de fuerte intensidad.

El problema debe verse desde una perspectiva general que involucre varias disciplinas de la ingeniería civil, las cuales proveerán los fundamentos teóricos necesarios, ya que el gasto — nuestra principal variable— recorrerá trayectos largos y escabrosos, echándose mano en este caso de la *topografía*; tendrá mayores o menores volúmenes de acuerdo con el hidrograma que rija en la zona, auxiliándonos para ello de la *hidrología*; acarreará sedimentos y erosionará cauces, por lo que nos será también de gran utilidad la *hidráulica* y la *geología*.

Cualquier elemento que se proponga como control o reductor de la velocidad del agua de lluvia, conllevará un diseño basado en las propiedades de los materiales que se propongan, de la fuerza con la que el gasto solicitará dicho elemento y de las características del sitio en el que se apoyará; conjuntándose, por tanto, para el diseño del elemento las siguientes disciplinas: *estructuras*, *hidráulica* y *geotecnia*.

Finalmente, la solución deberá ser factible de llevarse a cabo y de mantenerse operando exitosamente, con los recursos técnicos, económicos y legales que el municipio posee, aspecto que será resuelto por la disciplina de la *construcción*, cuyos fundamentos teóricos y prácticos nos servirán para dar cierre a la solución del problema planteado.

CAPITULO I

Localización, Antecedentes y Objetivos

1.1 Antecedentes Históricos de la ciudad de Nogales

Algunos hitos de la historia de la Ciudad de Nogales son:

Durante 1854, Nogales se asentó como campamento bajo el acantilado de la actual Calle Elías el cual marca el punto en el que el arroyo cruza la frontera.

El 02 de Agosto de 1880 se establece por decreto presidencial a cargo del General Porfirio Díaz, presidente de los Estados Unidos Mexicanos las aduanas fronterizas de Sásabe, Palominas y Nogales.

Durante la Navidad de 1882 es terminada la estación ferroviaria de Nogales, un edificio también de madera, de dos pisos, situado exactamente sobre la frontera, el cual tiene adjunto, al sur, un pequeño edificio de madera que constituye la aduana.

En 1889 se establece como Villa por su importancia en el paso de mercancía entre México y Estados Unidos.

Para 1920 Nogales obtiene la categoría de Ciudad, cuyos barrios principales son: el del Cementerio del Rosario, Cañada de los Locos o Buenos Aires, del Embarcadero, del Cementerio Nuevo o Héroes, Pierson (en el Centro) Aguirre, Cañada Vázquez, Ranchito, Rastro Viejo, Colonia Sonora y del Rastro Nuevo.

Durante los años 60's se inicia el proceso de desarrollo fronterizo y Nogales se reestructura en el ensamble de productos a través de la maquiladora.

Durante los 90's se desarrollan dos parques industriales más: San Carlos y Nuevo Nogales dando como ventajas fuentes de empleo aunque sus desventajas son las recurrentes crisis del mercado mundial que inciden sobre este sector laboral.

Actualmente Nogales se encuentra en continua reestructuración en todos sus sectores, el crecimiento poblacional, la demanda laboral y de educación conlleva a un proceso de actualización en todos los ámbitos.

1.2 Localización Arroyo Los Nogales

La ciudad de Nogales se encuentra dentro de la cuenca del Arroyo "Los Nogales", Figs. 1.1 y 1.2 por donde circula el río intermitente del mismo nombre, esta cuenca se subdivide en 32 subcuencas de las cuales se tiene 10 con información de descargas máximas y volumen de escurrimiento en periodos de retornos de 5, 10 y 25 años, los cuales se pueden observar en la Tabla 1.1.

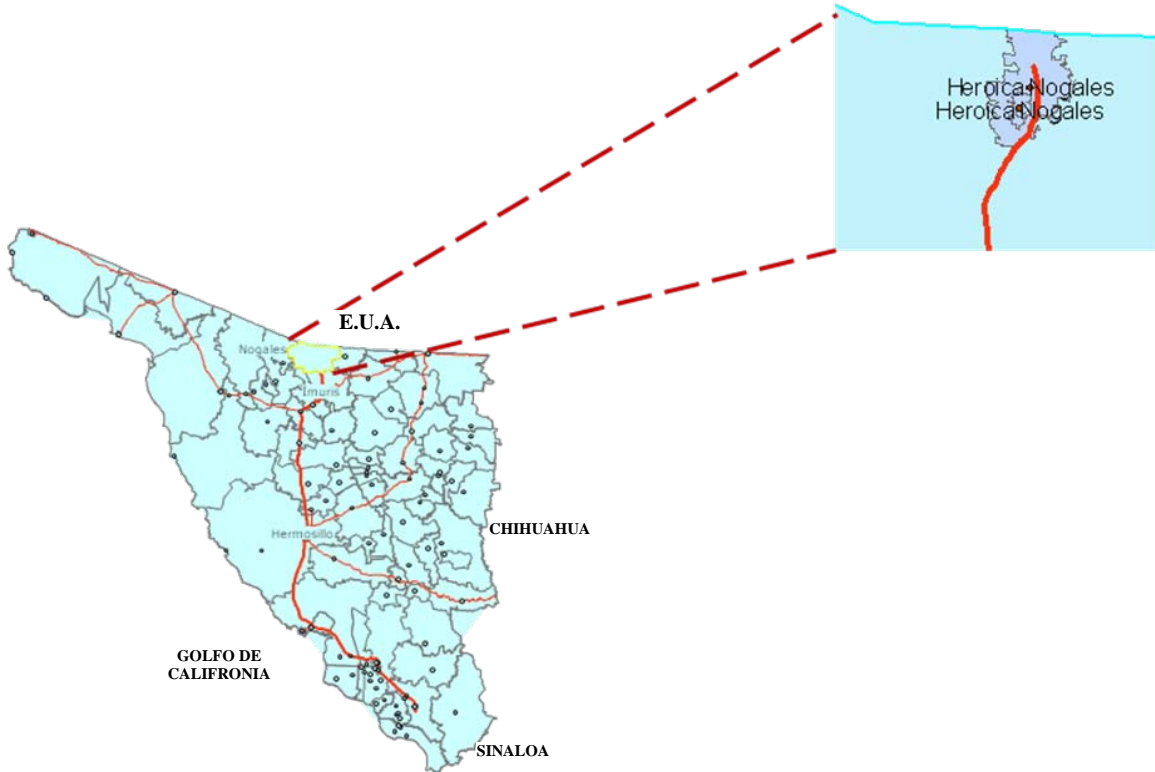


Fig. 1.1. Localización de la Ciudad de Nogales Sonora



Fig. 1.2. Localización del Arroyo Los Nogales

Tabla 1.1. Descargas máximas y volúmenes de escurrimiento de 5, 10 y 25 años

Localización Punto de Concentración	Área de Drenaje (Km ²)	Condiciones Existentes					
		5 Años		10 Años		25 Años	
		Descarga Máxima (cms)	Vol. Escurreido (1000 m ³)	Descarga Máxima (cms)	Vol. Escurreido (1000 m ³)	Descarga Máxima (cms)	Vol. Escurreido (1000 m ³)
Presa Las Chimeneas (O)	10.07	23.60	142.10	37.10	199.50	59.60	282.00
Arroyo Las Chimeneas (P)	21.96	49.20	492.20	67.50	631.00	101.20	830.40
Embovedado 5 Febrero(Q)		142.50	1,294.90	125.80	969.80	150.00	1,075.90
Flujo Sup. 5 de Febrero (Q)	63.78	8.40	38.60	80.20	759.60	161.80	1,222.40
Embovedado Calle Buenos Aires (T)		147.10	1,357.60	147.10	1,357.60	125.80	969.80
Flujo Sup. C Buenos Aires (T)	66.11	8.30	38.60	8.30	38.60	83.90	837.80
Calle Díaz (Z1)	0.75	5.40	23.70	7.70	28.80	11.90	36.40
Calle Vázquez (Z2)	1.22	6.60	36.50	9.50	44.60	15.00	56.60
Embovedado Cementerio (Z3)	6.00	22.70	132.40	33.40	169.20	46.50	210.20
Cementerio en MEX-15 (Z4)	2.68	8.00	38.80	12.50	54.10	19.80	76.20

Se generan inundaciones de tipo pluvial y fluvial por precipitaciones durante los meses de Julio a Septiembre, a pesar de ser muy poca y por la falta de capacidad de desalojo del sistema de drenaje de la ciudad.

Las principales zonas de inundación son a lo largo de las Calles Álvaro Obregón en el centro de la ciudad y en las partes bajas como lo son la Guarnición Militar y colonia Ferrocarrilera, y en otros lugares donde las casas habitación se encuentran por debajo del nivel de calle, como por ejemplo en la colonia Colinas del Sol, por mencionar algunos ejemplos.

1.3 Daños causados por las inundaciones

Los peligros de origen hidrometeorológicos son los que presentan una incidencia periódica causando graves daños a las sociedades a nivel Nacional, en apartado encontramos los siguientes fenómenos: huracanes, inundaciones, nevadas, granizadas, sequías, lluvias torrenciales, temperaturas extremas, tormentas eléctricas, trombas, heladas, erosión y vientos fuertes.

Dicho de otra manera el impacto y la importancia de conocer las leyes naturales que rigen a dichos fenómenos es de localizar las áreas vulnerables y grado de impacto con que se presenta el riesgo con el propósito de prevenir o mitigar sus efectos sobre la sociedad.

En el Anexo 1.1 se hace un análisis de la información de desastres históricos, registrándose la información de las zonas que han sido más afectadas por precipitaciones torrenciales en el centro de la ciudad de Nogales.

1.4 Objetivo del Trabajo

El objetivo general es el incremento de la seguridad contra las inundaciones de una ciudad que detiene su marcha y retrocede en su progreso durante las avenidas pluviales extraordinarias. Los objetivos específicos son varios:

- ⌘ Aumentar la seguridad de las personas que son atrapadas en el tránsito ciudadano durante los eventos tormentosos.
- ⌘ Evitar que los vehículos sean acarreados y dañados por la lluvia.
- ⌘ Disminuir las inundaciones en diversos sectores de la ciudad.
- ⌘ Reducir el caudal que transporta el canal embovedado Los Nogales, el cual a veces trabaja a presión.
- ⌘ Mejorar la economía afectada por los atrasos y daños causados por la lluvia.
- ⌘ Articular varias disciplinas de la ingeniería civil para un único fin.
- ⌘ Utilizar óptimamente los recursos materiales y humanos de una región para su propio beneficio.
- ⌘ Favorecer la tranquilidad y paz social.

CAPÍTULO 2

Alternativas de Solución Pluvial de una Ciudad

2.1 Red de drenaje pluvial actual de la ciudad de Nogales Son.

El control pluvial presenta varios aspectos históricos, técnicos y reglamentarios que es preciso tener de referencia al momento de establecer los criterios y guías que regirán la solución del problema de inundaciones que padece la ciudad de Nogales. Con el análisis de estas perspectivas del control pluvial se apreciarán las posibilidades de lograr un buen proyecto, valorando en justa medida su viabilidad.

El contraste de los diseños antiguos frente a los actuales permite ver cómo han evolucionado los dispositivos de control, en función de las nuevas y crecientes demandas de las ciudades y de las prácticas y materiales disponibles; demostrándose cómo se adapta el hombre a su circunstancia y cómo cada vez se apega y confía más en la racionalización de los datos reales y en su interpretación e influencia sobre las variables que controlan la aparición y desarrollo de las lluvias y sus escurrimientos.

Precisamente, la perspectiva práctica que el ingeniero ha hecho de los datos naturales convertidos en variables duras, nos ayuda a entender el enorme beneficio de la técnica y la ciencia en la solución de los problemas de inundación que aquejan a las ciudades desde la antigüedad; pero no sólo eso, comprenderemos además que el panorama es muy amplio e interdisciplinario, interviniendo no sólo materias de estudio básicas como la mecánica y las matemáticas, sino también todas las que hoy tradicionalmente conocemos como cuerpos específicos de la ingeniería civil: hidrología, hidráulica, geotecnia, estructuras, construcción y ambiental.

Las políticas de protección de una ciudad contra los fenómenos naturales, sismos, tormentas, erupciones, sequías, deslizamientos, etc., se convierten en algunos sitios en reglas inválidas jerárquicamente por encima de otros aspectos que rigen la vida en común; así mismo los aspectos reglamentarios que rigen la gestión del flujo ocasionado por eventos tormentosos y el cuidado y vigilancia de las cuencas para el control, uso y manejo del agua.

2.2 Sistemas de control de avenidas

Quizás los primeros intentos exitosos por controlar el agua pluvial provienen de los mesopotamios y de los egipcios, cuyas prácticas de irrigación prehistóricas aún persisten; sin embargo, los sistemas de drenaje datan de épocas tan antiguas como el período de 2,600 a 1,900 a.C. en el que floreció la civilización Indo en la cuenca del río del mismo nombre, sitio en el que los arqueólogos han descubierto un extenso canal construido con atraques para embarcaciones, así como una extensa red de canales para irrigación en lo que es la ciudad costera de Lothal en el estado de Gujarat, hacia el oeste de la India (Fig. 2.1).



Figura 2.1. Concepción artística de la antigua ciudad de Lothal (tercer milenio antes de Cristo), en la zona occidental de lo que es hoy el país de la India. Se observan canales e instalaciones marítimas, así como diques de protección de la ciudad.

El sistema de drenaje de Cnosos, a 5 km de Heraclión la actual capital de Creta, consta de dos sistemas separados, uno para recolectar las aguas negras y otro para las aguas de lluvia (Figs. 2.2 a 2.3)



Figura 2.2. Sistema de drenaje a base de piedra labrada en la antigua ciudad de Cnosos.

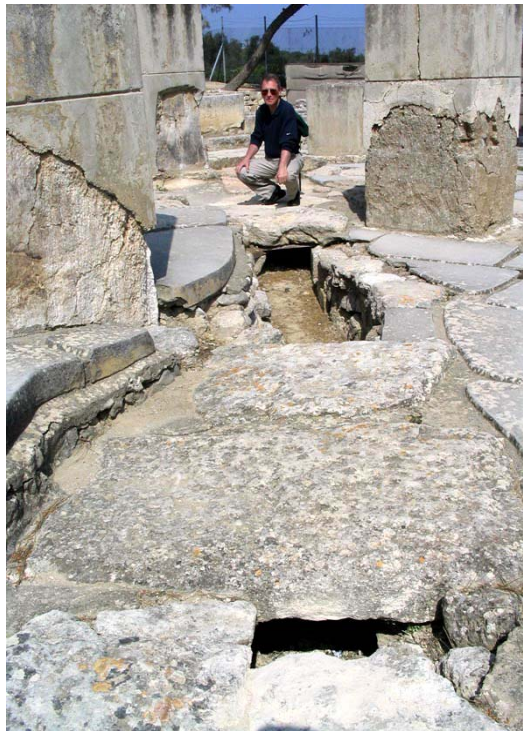


Figura 2.3. Sistema de drenaje a base de tubos en la antigua ciudad de Cnosos.

Los griegos construían colectores bajo calles en áreas residenciales y drenaje en las áreas públicas. Los componentes de los sistemas de drenaje griegos incluían canaletas para edificaciones individuales, tubos dren a través de muros o zapatas en losas individuales, canales colectores en vecindarios y drenes en áreas públicas.

Las comunidades más desarrolladas estaban equipadas con drenes de piedra, en tanto que las más antiguas, que originalmente se construyeron sin control contra eventos tormentosos, resultaba después más difícil su instalación. Esta es la razón del porqué ciudades como Pompeya no tenían una red completa de drenes de tormenta.

El centro de Pompeya, alrededor del *forum*, tenía una traza aleatoria, utilizándose un esquema rectangular de manzanas en la posterior expansión de la ciudad. Irónicamente, la zona más vieja de Pompeya fue la única parte que tenía drenes de tormenta. En Pompeya, las calles tenían protuberancias de piedra colocados a través de ella, como se muestra en la Fig. 2.4 para mantenerlas libres de humedecimiento.



Figura 2.4. Protuberancias de piedra a lo largo de una calle de Pompeya, con el fin de atenuar la energía del agua desplazándose por ella.

LOS PRIMEROS MÉTODOS DE CÁLCULO

Métodos Racional y de Lloyd-Davies. El primer método conocido para el diseño de drenaje pluvial es el método racional atribuido a Mulvaney (1850), Kuichling (1889) y Lloyd-Davies (1906). Hay quienes distinguen entre el método de Lloyd y las diferentes formulaciones del método racional. Las diferencias son básicamente adaptaciones locales de los mismos principios fundamentales. La ecuación racional normalmente se expresa en la forma:

$$Q = CiA \quad (2.1)$$

donde: Q = gasto pico del escurrimiento (pies³/seg)
 i = intensidad de la lluvia de diseño (pulg/hr)
 A = área de la cuenca (acres)
 C = coeficiente de escurrimiento

Con la fórmula racional se representa una lluvia establecida de intensidad i cayendo sobre un área A de una cuenca en la que por ello se propicia una descarga pico de flujo igual a Q . Debido a que un acre pulgada por hora es igual 1.008 pies³/seg, se asume que el factor de conversión entre las dimensiones es la unidad.

Si C se iguala con la proporción del área de la cuenca conectada directamente con la superficie impermeable (A_p), o sea, $C = A_p/A$, entonces tenemos la fórmula de Lloyd-Davies:

$$Q = iA_p \quad (2.2)$$

La principal diferencia entre el método racional americano y el de Lloyd-Davies es que el primero permitía mayor flexibilidad en la selección del coeficiente de escurrimiento, de acuerdo con la duración de la lluvia, su intensidad o su frecuencia. El método de Lloyd-Davies consideraba solamente el ciento por ciento del escurrimiento proveniente de las áreas impermeables.

Los métodos racionales y de Lloyd-Davies están basados en las siguientes suposiciones:

- (a) La intensidad de lluvia se considera de régimen establecido.
- (b) La frecuencia del escurrimiento pico es igual a la frecuencia de la lluvia que lo causa.
- (c) La velocidad del recorrido es igual a la velocidad de flujo total.
- (d) En el método de Lloyd-Davies el grado de permeabilidad es constante e independiente de la intensidad, duración y frecuencia de la lluvia.

El método de Lloyd-Davies se aplica a cada tramo o tubo del sistema en la forma siguiente:

1. Determina el área (A_p) en acres de la superficie impermeable que contribuye con su escurrimiento a alimentar la sección del colector que está siendo diseñado.
2. Asuma un tamaño de tubo adecuado.
3. Calcule la velocidad a diámetro lleno (v_{fi}) utilizando la fórmula de flujo de Manning o de Colebrook-White.
4. Calcule el tiempo de concentración para el flujo proveniente de la parte mas remota de la cuenca, hasta abarcar la longitud del tramo o tubo actual. El tiempo de concentración se asume como la suma de un tiempo de entrada (t_e) que representa el tiempo que le toma al flujo avanzar sobre la superficie más el tiempo que fluye dentro del colector, el cual se determina asumiendo velocidad de tubo lleno. Por tanto, el tiempo de flujo hasta el extremo aguas abajo del tubo o tramo j -ésimo se expresa como:

$$t_{ff} = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{v_{fi}} \quad (2.3)$$

donde: L_i = longitud del tramo o tubo i -ésimo

v_{fi} = velocidad a tubo lleno para el tubo o tramo i -ésimo

N = Número de tubos o tramos que definen la trayectoria de flujo más larga, desde cualquier parte de la cuenca hasta el punto que está siendo considerado

Nótese que t_{ff} incluye el tiempo que emplea el flujo para bajar por el tubo actual.

5. Seleccione un período de retorno que represente la frecuencia promedio para la cual se le permite al colector de tormentas sobrecargarse. Esto dependerá de los factores económicos que rijan en el área de inundación que está siendo analizada.
6. Para la frecuencia seleccionada, encuentra la intensidad de lluvia promedio (i) correspondiente una duración que equivalga al tiempo de concentración hasta el punto de diseño.
7. Calcule el caudal resultante $Q = iA_p$.
8. Calcule la capacidad a tubo lleno del tubo actual; si es inadecuado, asuma un tamaño de tubo más grande y repita el procedimiento desde el paso 3. El paso 3 requirió el cálculo de lo que hemos llamado velocidad a tubo lleno, utilizando la fórmula de Manning o de Colebrook-White.

Fórmula de Manning. Manning también tuvo una aportación significativa al diseño de drenaje de aguas pluviales, ya que, como acabamos de decir, los métodos Racional y de Lloyd-Davies, requieren conocer las velocidades del flujo en el tubo o tramo que está siendo considerado. La primer fórmula que se ajustó a las relaciones entre velocidad promedio – radio hidráulico fue:

$$V = 32\sqrt{RS(1 + R^{\frac{1}{3}})} \quad (2.4)$$

Manning dijo que esta ecuación era "*enteramente empírica*".

De acuerdo con Manning:

"El método adoptado en estos cálculos fue para tomar en cuenta la primera observación de cada serie como la unidad, reduciéndose todas las demás a éstas, de manera que se pudiera encontrar fácilmente el exponente de R; por supuesto, una operación similar deberá llevarse a cabo sucesivamente en cada uno de los otros experimentos, tomándose una media de todos los resultados. Esto no fue hecho, pero se considera suficientemente preciso tomar el valor del exponente como 0.666 o 2/3, estableciéndose así la fórmula:

$$V = CS^{\frac{1}{2}}R^{\frac{2}{3}} \quad (2.5)$$

Aplicándose a 170 experimentos."

Aparentemente fueron Willcocks y Holt los primeros que publicaron una versión de la fórmula de Manning en 1899, detallando explícitamente, en unidades métricas, el factor de rugosidad n de Kutter:

$$V = \frac{1}{n}S^{\frac{1}{2}}R^{\frac{2}{3}} \quad (2.6)$$

Inicios de la Hidrología Moderna. Chow decía que la hidrología cuantitativa estaba muy inmadura a principios del siglo XX. Los dos principales avances que apuntalaron el inicio de la hidrología moderna fueron precisamente la fórmula racional y la fórmula de Manning.

Green y Ampt (1911) desarrollaron un modelo de infiltración basándose en propiedades físicas del medio; Hazen (1914) introdujo el análisis de frecuencia de los picos de inundación y de los requerimientos de agua; Richards (1931) derivó la ecuación que gobierna el flujo no saturado; Sherman (1932) ideó el método del hidrograma para transformar la lluvia efectiva en escurrimiento directo; Horton desarrolló la teoría de infiltración (1933) y describió la forma de la cuenca de drenaje (1945); Gumbel (1941) propuso la ley del valor extremo para los estudios hidrológicos y Hurst (1951) demostró que las observaciones hidrológicas pueden exhibir secuencias de valores altos y bajos que persisten al paso del tiempo.

Los Efectos de la Urbanización Moderna y el Porqué Detener el Agua Pluvial. Los sistemas urbanos de gestión del agua pluvial incluyen normalmente instalaciones de detención y de retención para ayudar a mitigar los impactos negativos de la urbanización sobre el drenaje del agua pluvial. Los efectos de la urbanización sobre el escurrimiento del agua pluvial incluyen volúmenes totales crecientes de escurrimiento y caudales pico, tal como se describe en la Fig. 2.5.

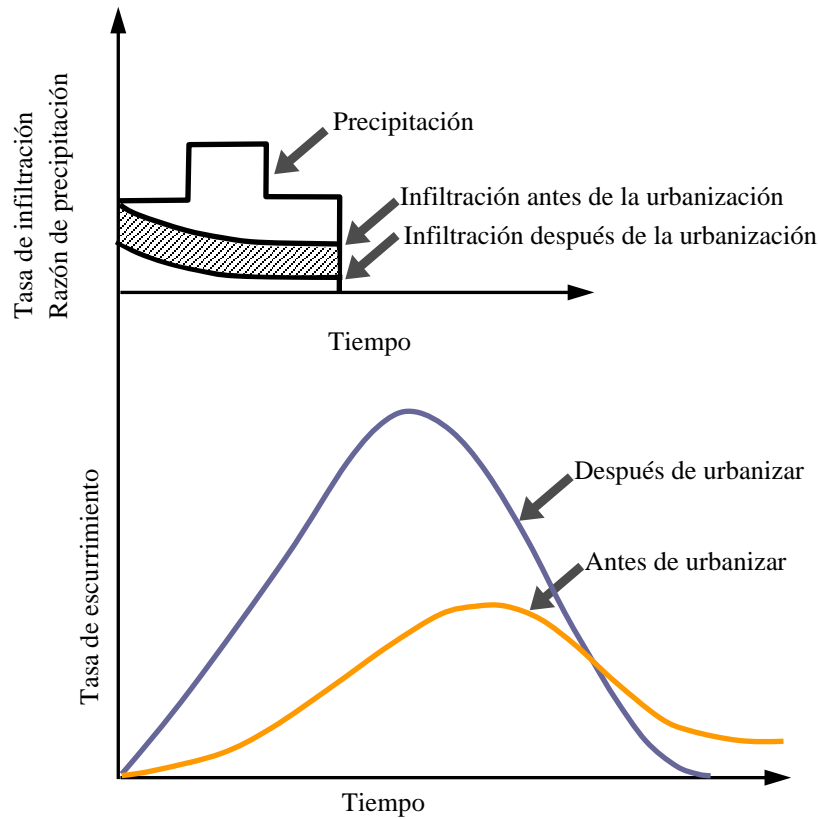


Figura 2.5. Efectos de la urbanización sobre el escurrimiento del agua pluvial.

En general, los principales cambios que se presentan en los caudales de una vertiente urbana se deben a:

1. El incremento del volumen de agua disponible para escurrimiento, ocasionado por el incremento de la cubierta impermeable que proveen estacionamientos, calles y azoteas, los cuales reducen la cantidad de infiltración.
2. Cambios en la eficiencia hidráulica asociados con los sistemas de colección de drenaje pluvial que incrementan la velocidad del flujo y la magnitud de los caudales pico, tales como canales artificiales, cunetas y guarniciones.

Principales Tipos de Detención. Los principales tipos de detención de agua pluvial son los siguientes (tomado de "Diseño y Construcción de Sistemas de Gestión Urbana del Agua Pluvial", ASCE 1992):

- (a) Detención. Almacenamiento temporal del caudal de inundación que normalmente se libera a través de una descarga que se puede aforar más no se puede controlar. Las instalaciones de detención por lo general cumplen el objetivo de abatir y extender el hidrograma de afluencia (gasto de entrada), reduciéndole su valor pico. Las estructuras que liberan almacenamiento después de un período de 12 a 36 (o más) horas se utilizan también con el fin de controlar la calidad del agua.
- (b) Retención. Provee almacenamiento dentro de una instalación que no tiene una descarga efectiva o que esté especialmente regulada, almacenándose toda la porción de la afluencia o parte de ella durante un lapso prolongado. Las cuencas de infiltración son un ejemplo común de instalaciones de retención; sin embargo, los casos de instalaciones de retención más frecuentes son los embalses que mantienen el agua de forma permanente y operan con seguridad gracias a un bordo libre.

Además, el manual de la ASCE subdivide las instalaciones de detención y de retención en:

- (a) Almacenamiento en línea con la corriente. Es un almacenamiento que intercepta el flujo de la corriente de manera directa. Ocasionalmente, los almacenamientos a lo largo de la corriente se logran mediante una instalación en el sitio, aunque es más común que sean partes integrales de una cuenca o de un plan regional del agua pluvial.
- (c) Almacenamiento fuera de línea con la corriente. Consiste en la desviación del flujo hacia un lado de la corriente, introduciéndolo en una instalación de almacenamiento separada. Un ejemplo típico es aquel en el que un canal con vertedor desvía hacia un embalse los flujos de agua de lluvia que viajan por un arroyo o río (o una estructura que pueda desviar y almacenar la primer descarga de escurrimiento particularmente contaminada).
- (d) Almacenamiento transportado. Es una forma de almacenamiento frecuentemente descartado, debido a que es de naturaleza dinámica y se requiere, con el fin de identificarlo plenamente, un análisis preciso del recorrido del agua almacenada a lo largo del canal. La conducción ralentizada del flujo por medio de taludes más suaves o canales más rugosos puede retardar marcadamente la configuración de los caudales pico y alterar el tiempo de respuesta de los tributarios que alimentan la cuenca.

Las otras dos clasificaciones de detención son los *sistemas subterráneos o del subsuelo* y los *sistemas superficiales*.

Sistemas Superficiales. La *detención superficial*, para los propósitos de este trabajo, se refiere a las *cuencas de detención extendidas* (o *cuencas de detención secas*) y *embalses de retención* (o *embalses de detención húmedos*). Los embalses de detención secos se vacían después de una tormenta, en tanto que los embalses de retención se mantienen en el depósito.

La Fig. 2.6 ilustra lo que es una *cuenca de detención extendida*, en la cual el agua entra y se contiene por detrás de un terraplén descargándose lentamente a través de un tubo vertical perforado. El agregado grueso ubicado alrededor del tubo vertical perforado minimiza la obstrucción que puede ocasionar el arrastre. Normalmente, una vez que se alcanza un volumen de calidad de agua requerido, el resto de la afluencia se desvía alrededor de la cuenca, o bien, se desfoga a través de un vertedor principal. Una gran parte del sedimento que proviene del acarreo pluvial se asienta en la cuenca.

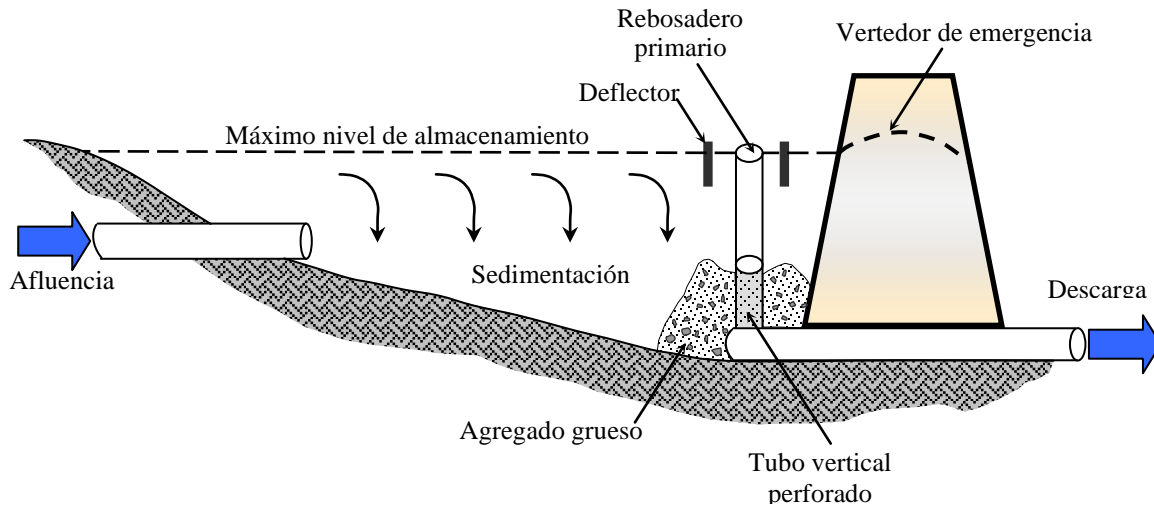


Figura 2.6. Diseño de una cuenca de detención extendida.

- Eficiencia: Buena para tiempos de detención mayores que 12 horas.
Pobre para tiempos de detención por debajo de las 12 horas.
- Función: Los contaminantes se sedimentan hacia fuera; los contaminantes solubles lo atraviesan.
- Mantenimiento: Moderado si se diseña apropiadamente.
- Su diseño inapropiado puede hacer que las instalaciones sean ofensivas a la vista y convertirlas en un hoyo de lodo que favorezca la cría de mosquitos.
- Los diseños más novedosos están incorporando hierbas de marisma en la capa Superficial que rodea a la descarga, elevándose la eficiencia de la eliminación y evitando la molestia del mosquito.
- Las instalaciones de detención regionales satisfacen una porción de 100 a 200 acres (40 a 80 hectáreas), reduciéndose los costos de mantenimiento.

En la Fig. 2.7 se expone lo que es un *embalse de retención*. Básicamente se trata de un lago que puede ser diseñado para retirar contaminantes, mostrándose en la figura el proceso esencial de tratamiento que se lleva a cabo en el embalse de retención. Los contaminantes se retiran mediante sedimentación, en tanto que los nutrientes se eliminan gracias al crecimiento del fitoplancton en la columna de agua y mediante plantas de marisma que crecen alrededor del perímetro del embalse.

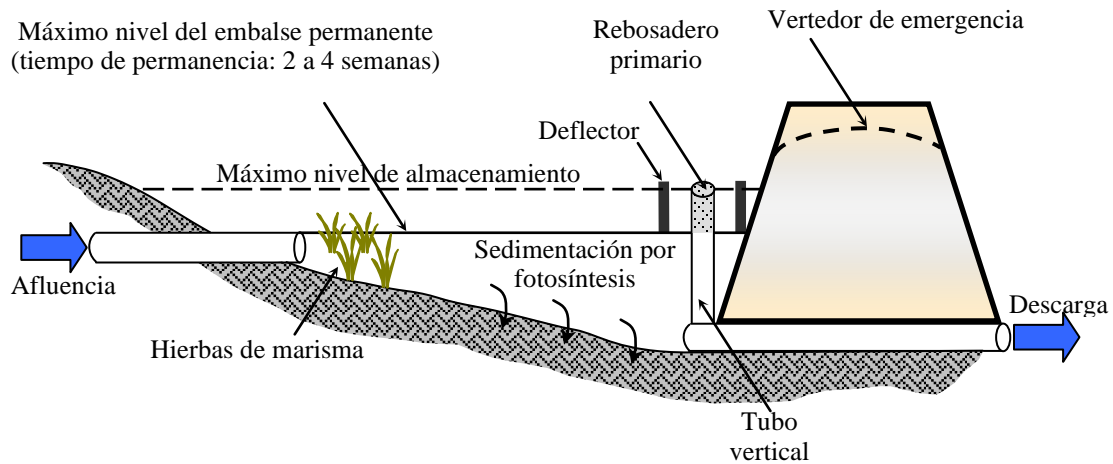


Figura 2.7. Diseño de un embalse de retención.

- Eficiencia: Excelente si se diseña apropiadamente.
Puede ser deficiente si el fondo se vuelve anóxico.
- Función: Retira contaminantes bioquímicamente por disolución al sedimentarse los contaminantes.
- Mantenimiento: Relativamente exento después del primer año, excepto por una limpieza mayor en aproximadamente diez años.
- Su diseño estético podría convertirlo en un embalse valioso para la comunidad. Excelente como instalación regional.

Una *cuenca de detención de uso múltiple*, tanto cuantitativo como cualitativo, se esquematiza en la Fig. 2.8. Ahí se observa cómo la descarga trabaja por etapas liberando muy lentamente el volumen de diseño de agua de calidad. Las otras etapas proveen almacenamiento y descargas del caudal pico, con fines de control de la erosión y de la inundación. En la Fig. 2.28 se pueden apreciar las diferentes etapas.

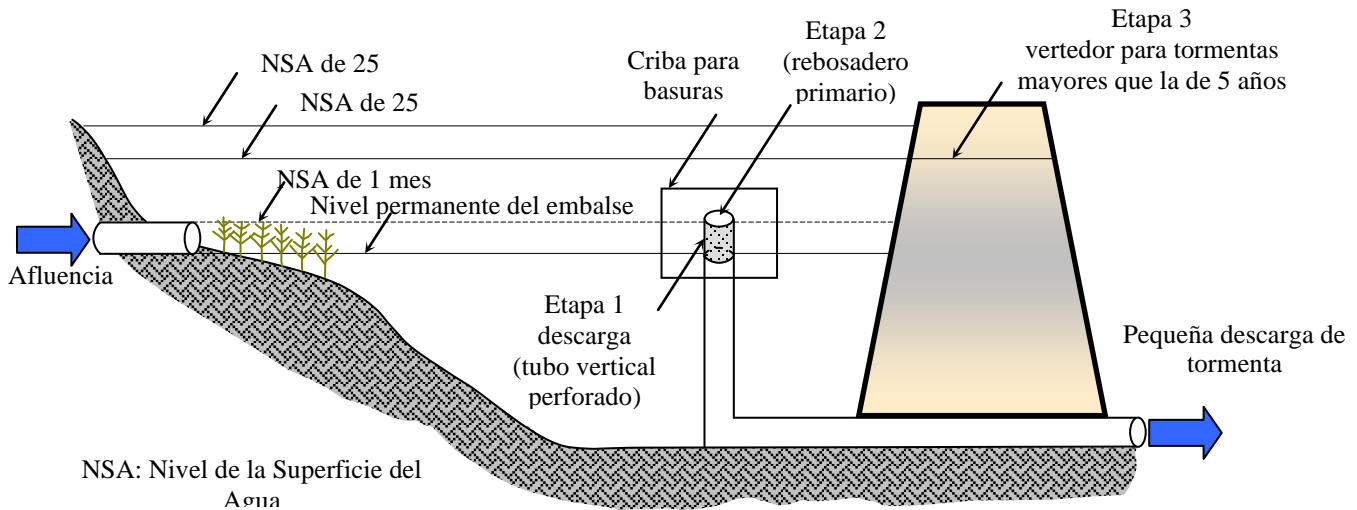


Figura 2.8. Diseño conceptual de una cuenca de detención de uso múltiple.

En las Figs. 2.9, 2.10 y 2.11 se muestran diferentes casos reales de cuencas de detención y de retención, que ilustran los sistemas superficiales de control del agua pluvial que actualmente existen.

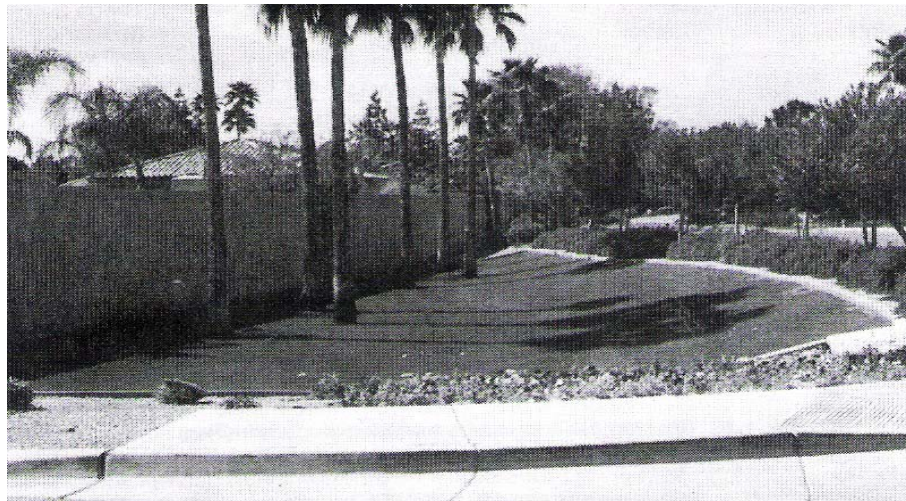


Figura 2.9. Pequeña cuenca de detención ubicada en Scottsdale, Arizona, apreciándose una depresión del orden del metro hacia las palmeras gigantes.



Figura 2.10. La misma cuenca de detención mostrada en la figura anterior, conteniendo ahora un embalse de agua que ocupa aproximadamente el 20% de su capacidad total.

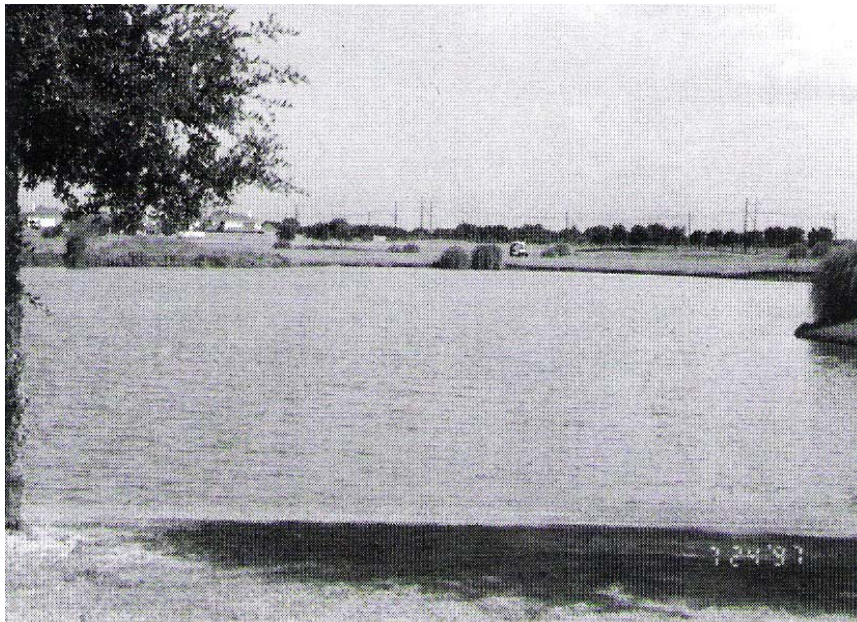


Figura 2.11. Embalse de retención cerca de Pearland, Texas, diseñado para los requerimientos planteados por un campo de golf.

Drenaje urbano: Diseño y Predicción.

Los problemas de drenaje urbano desde el punto de vista de la ingeniería hidráulica, pueden clasificarse en dos tipos: (i) *diseño* y (ii) *predicción* con fines preventivos o de operación. Algunos de los tipos de problemas de diseño y predicción se enlistan, respectivamente, en las Tablas 2.1 y 2.2.

Tabla 2.1 Problemas de diseño para los diferentes tipos de drenaje urbano.

Tipo	Propósito del diseño	Información hidro buscada	Nivel hidráulico requerido
Alcantarilla	Determinación del tamaño y pendiente del tubo	Descarga pico, Q_p para el período de retorno de diseño	Bajo
Canales de drenaje	Dimensiones del canal	Descarga pico, Q_p para el período de retorno de diseño	Bajo a moderado
Embalse de almacenamiento: detención/retención	Dimensiones geométricas (y diseño de la descarga)	Hidrograma de diseño, $Q(t)$	Bajo a moderado
Pozos de visita y entronques	Dimensiones geométricas	Hidrograma de diseño, $Q(t)$	Bajo a moderado
Cunetas de las calles	Dimensiones geométricas	Descarga de diseño pico, Q_p	Bajo a moderado
Toma de un resumidero, desarenador o boca de tormenta	Dimensiones geométricas	Descarga de diseño pico, Q_p	Bajo a moderado
Bombas	Capacidad	Hidrograma de diseño	Moderado a alto
Válvulas o compuertas de control	Capacidad	Hidrograma de diseño	Moderado a alto

Tabla 2.2 Problemas de predicción para los diferentes tipos de drenaje urbano.

Tipo	Propósito	Entrada hidro	Información hidro buscada	Nivel hidráulico requerido
Operación en tiempo real	Regulación del flujo en tiempo real	Predicción y/o medición precisa de la precipitación, datos de la red	Hidrogramas, $Q(t, x_i)$	Alto
Evaluación del desempeño	Simulación para la evaluación de un sistema	Evento de tormenta específico, datos de la red	Hidrogramas, $Q(t, x_i)$	Alto
Simulación de un evento de tormenta	Determinación del escurrimiento en sitios específicos, para un pasado particular o eventos determinados	Evento de tormenta pasado dado o hidrogramas de entrada especificados, datos de la red	Hidrogramas, $Q(t, x_i)$	Moderado a alto
Determinación del nivel de inundación	Determinación de la extensión de la inundación	Hietogramas especificados de tormenta, datos de la red	Hidrogramas y etapas	Alto
Control de calidad del escurrimiento pluvial	Reducción y control de la contaminación de agua, debida al escurrimiento producido por las tempestades de lluvia	Evento o datos continuos de la lluvia y de los contaminantes, datos de la red	Hidrogramas, $Q(t, x_i)$ Polutogramas, $c(t, x_i)$	Moderado a alto
Planeación maestra del escurrimiento pluvial	Planeación espacial a gran escala, usualmente a largo plazo, para la gestión del agua pluvial	Datos a largo plazo	Volumen de escurrimiento, Volumen de contaminantes	Bajo

2.2 Hidrología

El foco central de la hidrología es el *ciclo hidrológico* consistente en el proceso continuo mostrado en la Fig. 2.12. El agua se *evapora* desde los océanos y la superficie terrestre para volverse vapor de agua que se transporta sobre la tierra gracias a la circulación atmosférica. El *vapor de agua* se condensa y *precipita* sobre la tierra y los océanos. El agua precipitada puede ser *interceptada* por la vegetación, volverse flujo superficial sobre el terreno, *infiltrarse* en el subsuelo, fluir a través del suelo como *flujo subterráneo* y descargar como *escurrimiento superficial*.

Ciclo Hidrológico. La hidrología, entendida como la ciencia que trata con las aguas del planeta, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades químicas y físicas y su reacción con el ambiente, incluyendo su relación con los seres vivientes, domina la historia completa del agua en la tierra.

Es de interés para esta tesis los aspectos de ingeniería en los que la hidrología puede sernos de utilidad, principalmente cuantificando cantidades de agua en diferentes lugares (espacialidad) como una función del tiempo (temporalidad), para aplicaciones del agua que escurre por la superficie; en otras palabras, estamos interesados en resolver los problemas de ingeniería que plantea el problema de inundación de la ciudad de Nogales utilizando principios hidrológicos.

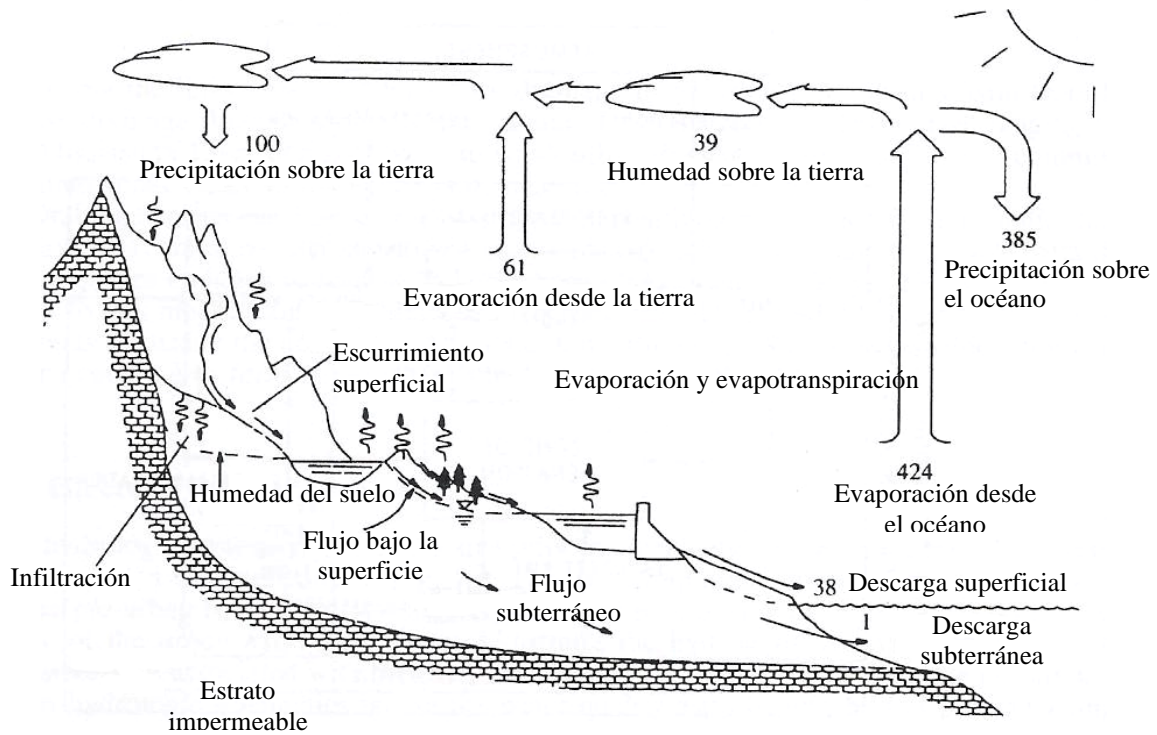


Figura 2.12. Ciclo hidrológico con indicaciones del balance promedio anual global dado en unidades relativas, con respecto a un valor de 100 para la tasa de precipitación sobre la tierra.

La evaporación comprende la evaporación directa del suelo y de la superficie vegetal y la *transpiración* a través de las hojas de las plantas; denominándose a este proceso en conjunto *evapotranspiración*.

El agua infiltrada puede percolarse a mayores profundidades recargando las aguas subterráneas, convirtiéndose posteriormente en *manantiales* o en *filtraciones* dentro de corrientes existentes (ríos o arroyos) para formar parte de ellos.

El *ciclo hidrológico global* puede representarse como un sistema que contiene tres subsistemas: el *sistema de agua atmosférica*, el *sistema de agua superficial* y el *sistema de agua subterránea*. Otro ejemplo es el *proceso tormenta-precipitación-escurrimiento* sobre una cuenca que puede ser representado como un sistema hidrológico. La entrada es la lluvia distribuida en tiempo y espacio sobre la cuenca y la salida es el flujo de la corriente en la descarga de la cuenca. La frontera está definida por el *parteaguas* de la cuenca que se extiende verticalmente hacia arriba y hacia abajo con respecto a planos horizontales.

Con especial referencia a la ciudad de Nogales, las cuencas de drenaje pueden dibujarse en forma piramidal como escurrimientos provenientes de cuencas más pequeñas (subsistemas) que se combinan para formar cuencas más grandes (subsistemas dentro del sistema), combinándose el escurrimiento de esas cuencas para formar cuencas aun más grandes. A este modo de organización se le conoce como *jerarquía* o *jerarquía encajada*, ya que cada conjunto de cuencas más pequeñas se instalan en el interior del siguiente estrato. Junto con este esquema de pensamiento, se pueden concebir también las corrientes que drenan desde pequeñas cuencas, combinándose para formar corrientes más grandes.

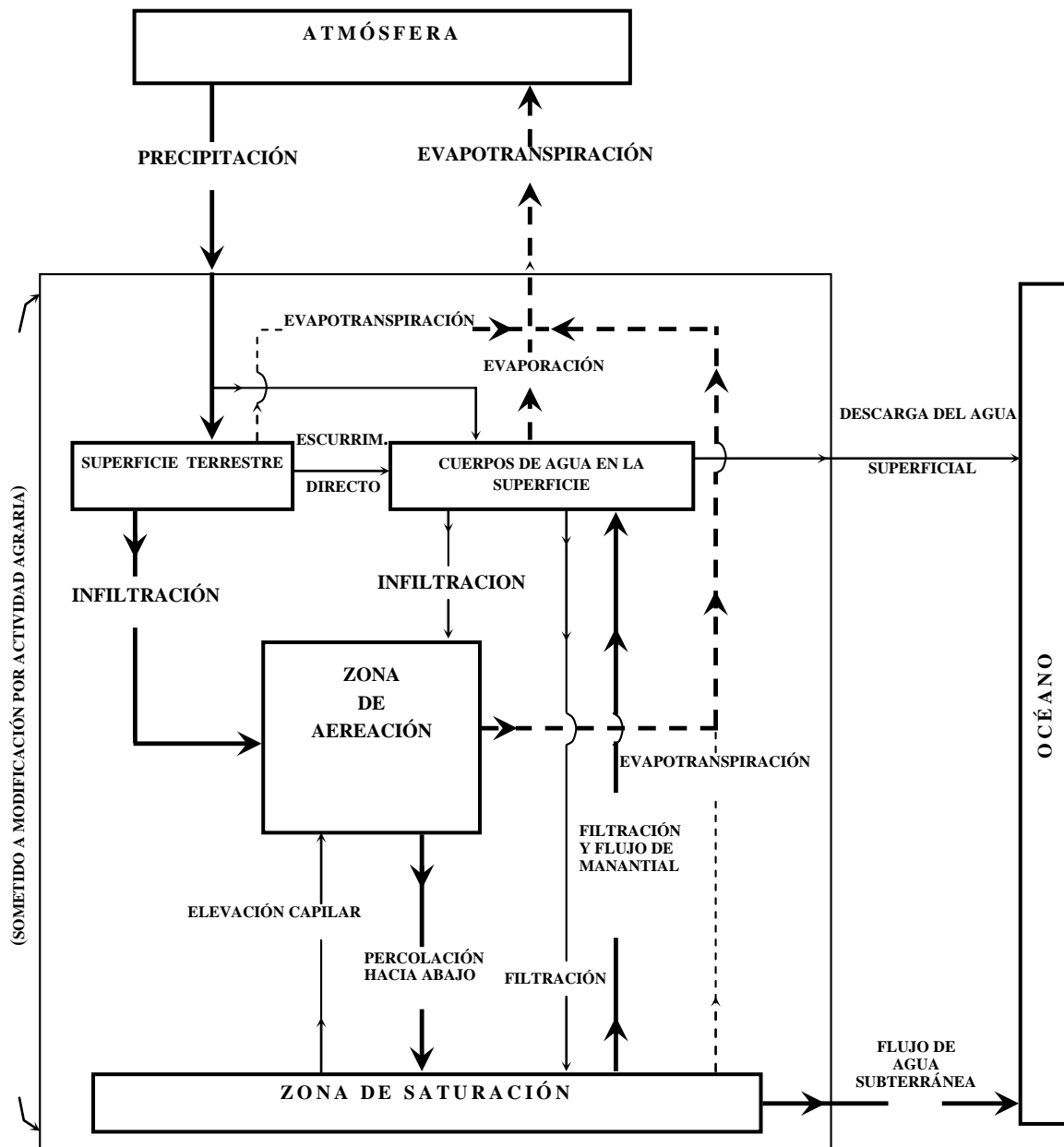


Figura 2.13. Sistema hidrológico preurbano mostrando las trayectorias principales de flujo (líneas llenas), las trayectorias de flujo secundario (líneas delgadas), las trayectorias de flujo de agua líquida (líneas de trazo continuo) y las trayectorias de flujo de vapor de agua (líneas de trazo discontinuo).

2.3 Gestión de la Zona de Inundación

Las crecidas de los arroyos y ríos y las inundaciones producidas por estos eventos naturales han sido siempre una parte integral de la historia geológica de la tierra. La inundación ocurre a lo largo de ríos, corrientes y lagos, en áreas costeras, sobre abanicos aluviales, en áreas de fallas de terreno debidas, por ejemplo, a hundimiento regional, en zonas influidas por medidas estructurales y en áreas en que la inundación se debe al escurrimiento superficial y a un drenaje localmente inadecuado. Los asentamientos humanos y las actividades de ello derivadas han tendido siempre a la utilización de las planicies de inundación, interfiriendo frecuentemente con su proceso natural y causando inconveniencias y catástrofes humanas. Esta sección se enfoca sobre la gestión del exceso de agua (inundación).

La planicie o zona de inundación puede incluir el ancho completo de los valles de corriente estrecha, o bien, las amplias áreas a lo largo de corrientes que discurren sobre valles anchos y planos. Como se muestra en la Fig. 2.14, el canal y la planicie de inundación son partes integrales de la condición natural de una corriente. Sobre la planicie de inundación se extiende un caudal en exceso de la capacidad del canal; el cual, entre más grande sea su descarga más lejos se extenderá el agua sobre la planicie de inundación. Las planicies de inundación pueden definirse, ya sea a partir de características geológicas naturales o desde una perspectiva regulatoria.

La planicie inundación de cien años es el estándar más comúnmente usado con fines regulatorios y de gestión. Los aspectos de la inundación no se limitan a las costas o a las orillas de los ríos, se asocian también con abanicos aluviales, canales inestables, atascamientos por hielo, flujos de lodo y hundimiento regional.

Los abanicos aluviales se caracterizan por un cono o un depósito en forma de abanico constituido por boleos, gravas y sedimentos finos que han sido erosionados desde los taludes de las montañas y transportados por las crecidas de los arroyos, los flujos de detritus, el fenómeno de erosión, los movimientos y depósitos de sedimentos y la migración del canal. Los abanicos aluviales como los que existen en la ciudad de **Nogales** son comunes también en muchas partes del mundo la Fig. 2.15 muestra la zona de aseguramiento contra la velocidad de la avenida, definida por los sistemas del abanico aluvial.

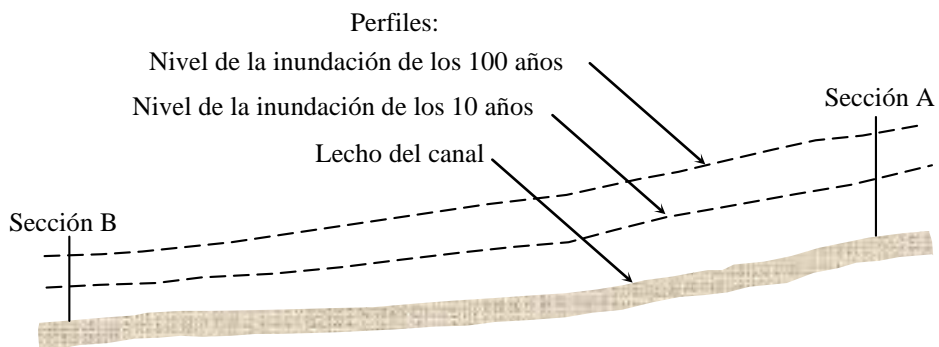
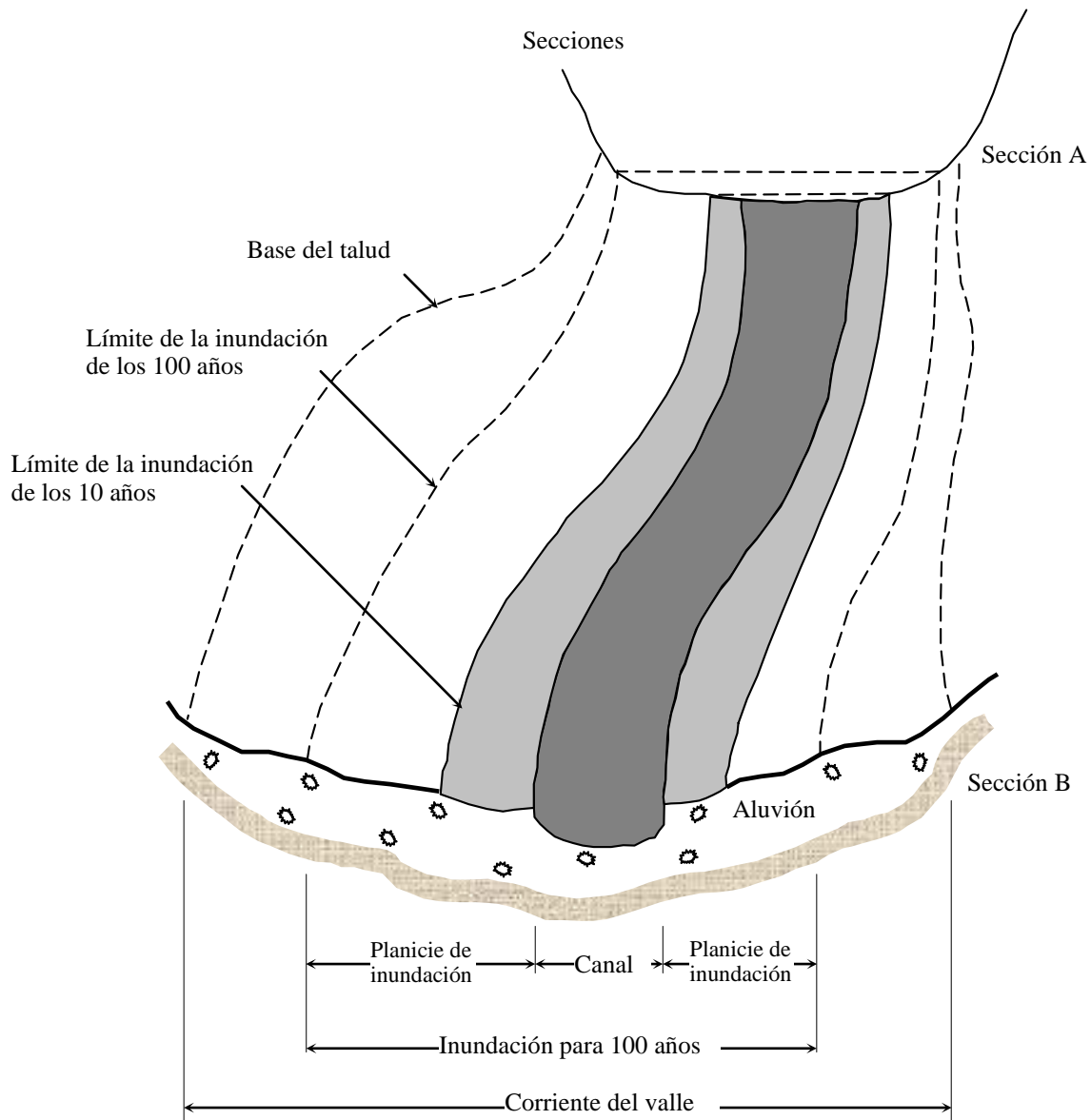


Figura 2.14. Secciones típicas y perfiles del nivel del agua de un tramo no obstruido de la corriente del valle.

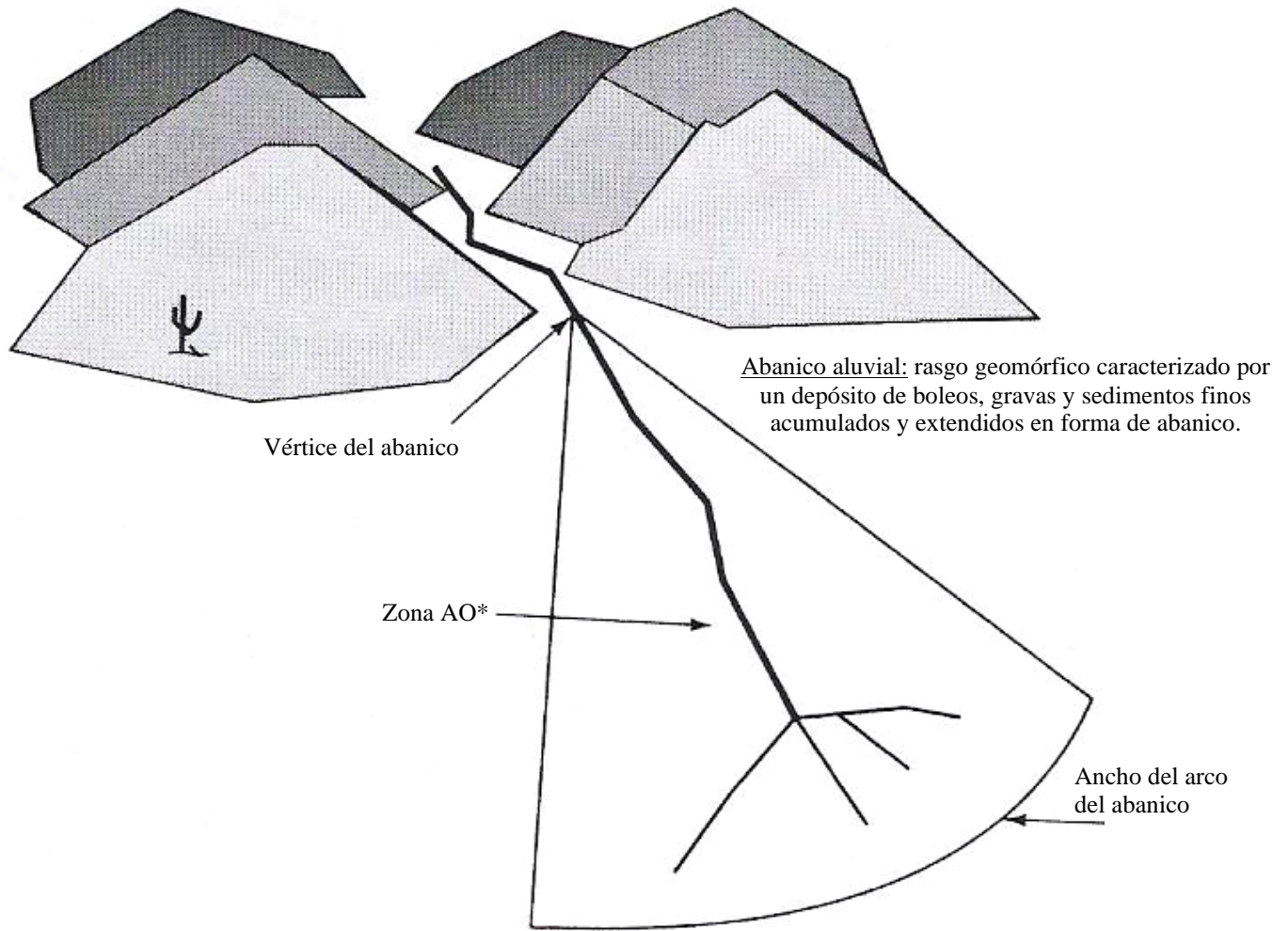


Figura 2.15. El sistema de abanico aluvial.

Análisis Hidráulico e Hidrológico de las Inundaciones. El análisis hidráulico e hidrológico de las inundaciones se requiere para la planeación, diseño y gestión de muchos tipos de instalaciones, incluyendo los hidrosistemas localizados dentro de una planicie de inundación o dentro de una cuenca. Se necesitan estos análisis para determinar las elevaciones.

Análisis Hidráulico e Hidrológico de las Inundaciones. El análisis hidráulico e hidrológico de las inundaciones se requiere para la planeación, diseño y gestión de muchos tipos de instalaciones, incluyendo los hidrosistemas localizados dentro de una planicie de inundación o dentro de una cuenca. Se necesitan estos análisis para determinar las elevaciones y tirantes de la potencial inundación, las áreas de inundación, el dimensionamiento de canales, las alturas de los bordos, los límites del derecho de vía, el diseño de entronques carreteros y de alcantarillas, etc. Los requerimientos típicos incluyen:

1. *Estudios de información de la planicie de inundación.* Desarrollo de información sobre eventos específicos de inundación, como por ejemplo los eventos con frecuencias de 10-, 100- y 500 años.
2. *Evaluación de las alternativas de usos futuros del suelo.* Análisis de un rango de eventos de inundación (frecuencias diferentes) para usos de suelo actuales y futuros, con el fin de determinar los potenciales peligros de inundación, daños por inundación e impacto ambiental.
3. *Evaluación de las medidas de reducción de la inundación.* Análisis de un rango de eventos de inundación (frecuencias diferentes) para determinar la reducción del daño por inundación asociado con flujos de diseño específico.
4. *Estudios de diseño.* Análisis de eventos de inundación específicos para el dimensionamiento de instalaciones que garanticen su seguridad contra la falla.
5. *Estudios de operación.* Evaluación de un sistema que determine si pueden cumplirse las demandas surgidas de eventos específicos de inundación.

Los métodos utilizados en los análisis hidráulicos e hidrológicos dependen del objetivo y alcances del proyecto, pero también de la disponibilidad de datos. La Fig. 2.16 es un esquema de los elementos de análisis hidrológico e hidráulico que intervienen en los estudios de la planicie de inundación, los cuales son de dos tipos, ya sea para efectuar un análisis de precipitación–escurrimiento o bien para un análisis de la frecuencia de los caudales de avenida. Si se cuenta con un amplio historial de descargas pico instantáneas anuales (*series máximas anuales*), puede ejecutarse un análisis de la frecuencia de los caudales de avenida para determinar las descargas pico para varios períodos de retorno, de otra manera, deberá realizarse un análisis de precipitación–escurrimiento empleando una tormenta histórica o tormenta de diseño para un período de retorno particular, hasta desarrollar el hidrograma de tormenta–escurrimiento.

La determinación de las elevaciones de la superficie de agua puede realizarse utilizando un análisis del perfil de la superficie de agua en condiciones estables de operación con carga constante (régimen establecido), si es que sólo se conocen las descargas pico; o bien, uno puede seleccionar las descargas pico a partir de hidrogramas generados con la relación de tormentas–escurrimientos. Para una definición más precisa de las elevaciones máximas de la superficie del agua, deberá hacerse un análisis detallado y a fondo de las condiciones de flujo no establecidas, pudiendo usarse para este caso un estudio basado en un modelo de recorrido hidráulico, el cual requiere el hidrograma de tormentas–escurrimiento. El análisis de flujo no establecido proporciona también una información más detallada, sobre todo la relacionada con los hidrogramas de recorrido–descarga en varios lugares del tramo completo de un río.

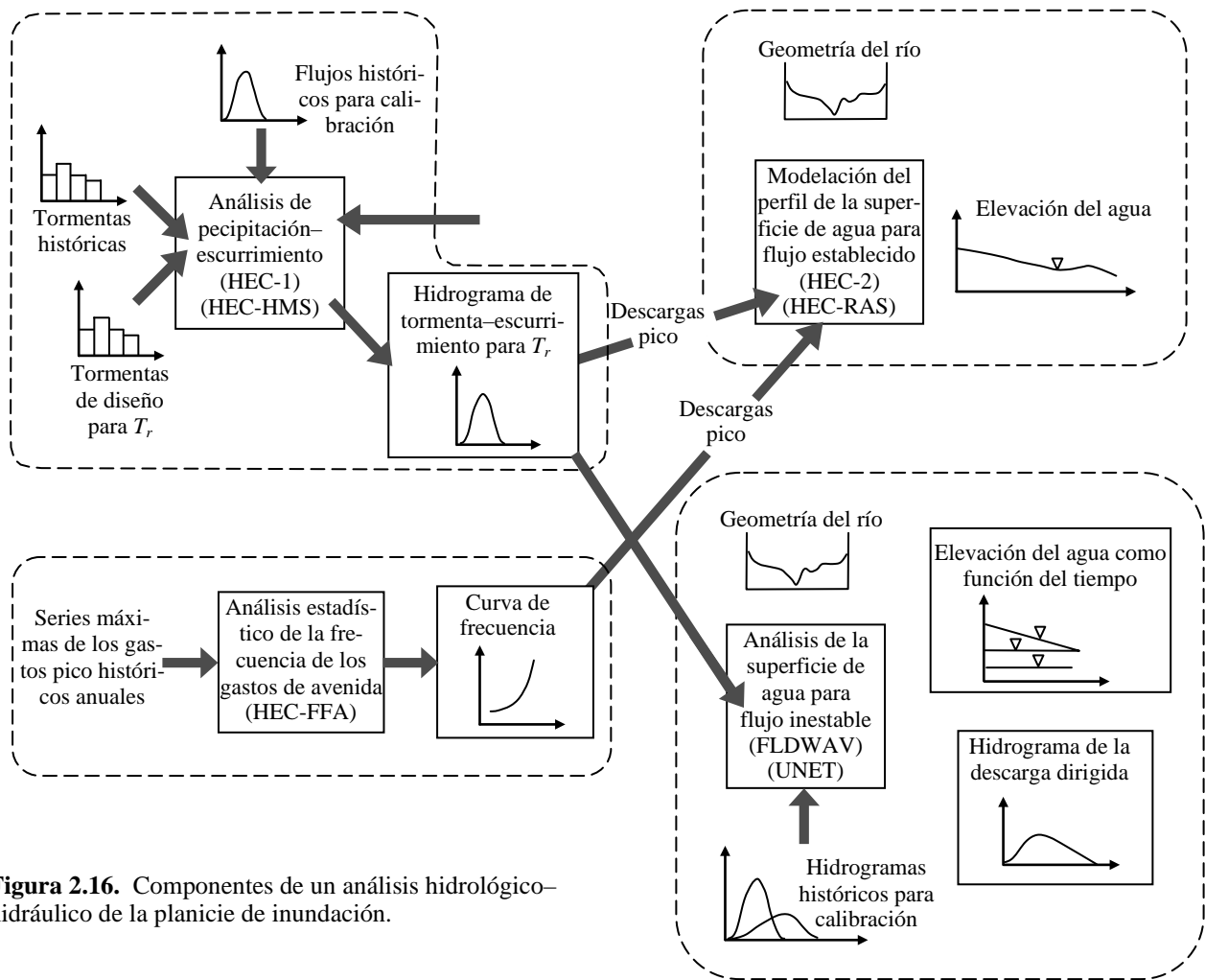


Figura 2.16. Componentes de un análisis hidrológico-hidráulico de la planicie de inundación.

Cauces de Alivio y Márgenes de los Cauces de Alivio.

Las invasiones de las planicies de inundación mediante, por ejemplo, materiales de relleno efectuados por la mano del hombre, reducen la capacidad de acarreo de la creciente, incrementa los tirantes de los arroyos y ríos y eleva los peligros de inundación de áreas ubicadas más allá de la invasión. Un aspecto importante que debe cumplir la gestión de la planicie de inundación, tiene que ver con el balance del beneficio económico generado por el desarrollo de la planicie contra el incremento resultante del riesgo de que sea inundada. Con propósitos de estudio, la Agencia Federal de Gestión de la Emergencia estadounidense (FEMA, por sus siglas en inglés) divide el área de inundación de cien años en cauces de alivio y en márgenes de los cauces de alivio, tal como se muestra en la Fig. 2.17. El *cauce de alivio* es el canal de una corriente más cualesquier áreas adyacentes de la planicie de inundación que deben mantenerse libres de invasiones (construcciones, desarrollos, infraestructura, etc.), con el fin de que la inundación de los cien años sea acarreada sin incrementos sustanciales de las alturas de agua. Los estándares mínimos de la FEMA permiten un incremento de un pie (30 cm) de la altura de inundación, ya que con esto no se producen velocidades peligrosas. El *margen del cauce de alivio* es la porción de la planicie de inundación que puede ser completamente obstruida sin incrementar la elevación de la superficie del agua en más de un pie en cualquier punto, durante la inundación de los cien años.

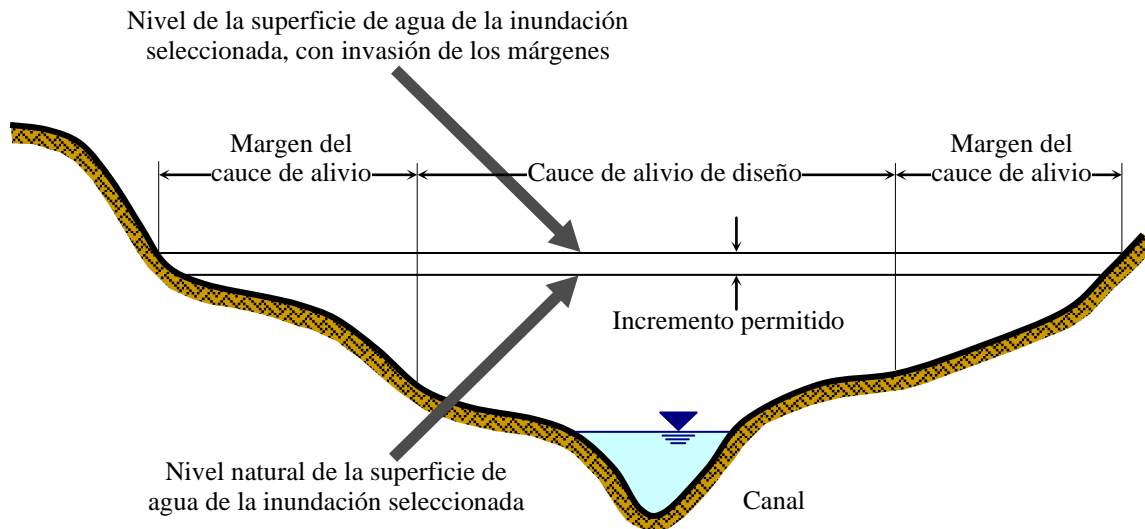


Figura 2.17. Definición del cauce de alivio y de los márgenes del cauce de alivio. El margen del cauce de alivio es la franja ubicada entre el límite del cauce de alivio y el límite de la inundación seleccionada. El límite del cauce de alivio se define de manera que la invasión de agua en los márgenes de inundación no se eleve significativamente. Comúnmente se especifica la avenida de los 100 años y un incremento permisible de un pie (30 cm).

Son comunes dos tipos de mapas de inundación de las planicies que son desarrollos potenciales del municipio: mapas de las áreas a prueba de inundación y mapas de los riesgos de inundación. Los *mapas de las áreas a prueba de inundación* muestran áreas que tienen probabilidad de ser inundadas en virtud de su proximidad a un río, arroyo, bahía, océano u otro curso de agua, determinado fácilmente a partir de la información disponible; los *mapas de los riesgos de inundación* muestran la extensión de una inundación determinada a partir del estudio a fondo lugar dado. Estos últimos mapas se utilizan comúnmente como información de la planicie de inundación en desarrollo, pero requieren actualizarse cuando ocurren cambios dentro de los canales, modificaciones a la misma planicie y alteraciones de las áreas localizadas aguas arriba.

Gestión y Regulaciones de la Planicie de Inundación. La *gestión de la planicie de inundación* es la puesta en operación de un programa conjunto de medidas correctivas y preventivas para reducir el daño por inundación, incluyendo –pero sin limitarlo– a los planes de preparación, obras para el control de la inundación y regulaciones a la gestión de la planicie de inundación. Las regulaciones a la gestión de las planicies de inundación son los métodos más efectivos para prevenir el daño futuro por inundación que padecen comunidades en desarrollo que, como **Nogales**, tienen altas posibilidades de riesgos pluviales.

La gestión de la planicie de inundación investiga problemas que plantean las áreas en desarrollo y cuestiones potenciales que pueden pronosticarse en función de los desarrollos futuros. Los enfoques básicos de la gestión de una planicie de inundación son: acciones para reducir la susceptibilidad a las inundaciones, acciones que modifican la magnitud y dirección de la creciente y acciones que ayudan a los individuos y a las comunidades a responder a las inundaciones. La *regulación de la planicie de inundación* es la pieza central de cualquier programa de gestión que se lleve a cabo en la planicie, siendo particularmente efectiva en áreas no desarrolladas, donde existe la manera y posibilidad de controlar el desarrollo futuro.

Un componente clave para regular la planicie de inundación es definir el *área con peligro de ser inundada* (corresponde normalmente a la inundación de los cien años) y el cauce de alivio. Éste incluye el canal de la corriente y las áreas de terreno adyacentes que deben ser aisladas, con el fin de descargar la avenida de diseño sin una elevación acumulativa de la superficie de agua más allá de una cantidad dada; por ejemplo, como dijimos antes, la máxima elevación permitida es de un pie, pero en muchas situaciones puede ser más apropiada una menor cantidad. Un paso importante en la dirección correcta puede ser un plan de gestión de la planicie de inundación que elimine el desarrollo de las áreas peligrosas de ser inundadas. Una planicie de inundación proporciona tanto un mecanismo de transporte como lugares o áreas de almacenamiento temporal del exceso de agua. El permitir que se coloquen obstrucciones en las planicies de inundación elimina la función de las áreas de almacenamiento temporal, transformando los incrementos de las cargas hidráulicas en elevaciones de los niveles de inundación, tanto aguas arriba como aguas debajo de los desarrollos ubicados en la planicie.

Alternativas para el Control de la Inundación. Las planicies de inundación tienen condiciones topográficas e hidrológicas que favorecen su anegamiento, ya que los caudales al ser bastante grandes desbordan las márgenes del canal produciéndose un flujo más allá de éstos, que termina por extenderse sobre la planicie de inundación. Para grandes inundaciones, la planicie actúa tanto como sistema de conducción como área de almacenamiento temporal de los caudales de avenida. El canal principal normalmente se define como aquel que puede serpentear a través de la planicie acarreado pequeños tirantes. El caudal que rebasa los márgenes de la corriente normalmente es superficial, en comparación con el caudal del canal y fluye también con una velocidad mucho menor que éste.

El *objetivo del control de la inundación* es reducir o aliviar sus consecuencias negativas. Las medidas alternativas que modifican el escurrimiento de la avenida, normalmente referidas como instalaciones para el control de la inundación, consisten en estructuras ingenieriles o en simples disposiciones modificatorias. Las edificaciones construidas para el control de una inundación se clasifican como *medidas estructurales*, diseñándose normalmente de acuerdo con las características de la inundación e incluyendo embalses, desviaciones, bordos o repesos y modificaciones del canal, requiriéndose generalmente grandes sumas de dinero para ejecutarlas; por su parte, las medidas de control de la inundación que modifican la susceptibilidad al daño de las planicies de inundación, se clasifican como *medidas no estructurales*, pudiéndose requerir menos obras de ingeniería para cumplir con ellas.

Las medidas no estructurales se diseñan para modificar el potencial daño de las instalaciones permanentes y proporcionan los medios para reducirlo durante los eventos de inundación. Las medidas no estructurales incluyen controles de uso del suelo, impermeabilizaciones y advertencias de riesgo de inundación. La *gestión de la planicie de inundación* considera la visión integrada a gran escala de todas las medidas de ingeniería, no estructurales y administrativas, enfocadas a minimizar las pérdidas ocasionadas por la avenida pluvial.

El Proceso Convencional de Diseño. Los procedimientos convencionales de diseño son primordialmente iterativos y a base de prueba y error. La efectividad de los procedimientos convencionales depende mucho de la intuición y experiencia del ingeniero y de las habilidades y conocimientos que posea sobre el sistema hidráulico. Por tanto, los procedimientos convencionales están íntimamente relacionados con el factor humano, un elemento que puede conducir a diseños ineficientes tras el inadecuado análisis de un sistema complejo. Los procedimientos convencionales se basan típicamente en modelos que utilizan simulación dentro de un proceso de prueba y error. Un procedimiento puede estar usando de manera iterativa un modelo de simulación, intentado arribar a una solución óptima. La Fig. 2.18 es una representación del diseño convencional y de su procedimiento de análisis.

Por ejemplo, si queremos determinar un esquema de bombeo a costo mínimo que sirva para resolver un problema de desagüe de un acuífero equis, requeriríamos de la selección de un tamaño de bomba y del sitio en el que se va a desaguar el acuífero. La prueba de un conjunto de tamaños de bomba y de sitios de desagüe emplearía un modelo de simulación del flujo subterráneo, con el fin de determinar si los niveles de agua se abaten por debajo de la elevación deseada. Si el esquema de bombeo (tamaño de bomba y localización) no satisface los niveles de agua, entonces se selecciona y se simula un nuevo esquema de bombeo. El proceso iterativo es continuo, determinándose cada vez el costo del esquema de bombeo.

La *optimización* elimina los procesos de prueba y error muy dados a cambiar diseños y a resimularlos cada vez que ello ocurre. En lugar de eso, los modelos de optimización cambian automáticamente los parámetros de diseño, por medio de expresiones matemáticas que describen al sistema y su respuesta ante las entradas al sistema de diferentes parámetros de diseño. Dichas expresiones matemáticas actúan como restricciones del modelo de optimización; además, las restricciones se utilizan para definir los límites de las variables de diseño, evaluándose el desempeño a través de una función objetivo, que pudiera ser la minimización del costo.

La ventaja del procedimiento convencional es que explota la experiencia e intuición del ingeniero para hacer cambios conceptuales dentro del sistema, o bien, para cambiar o hacer especificaciones adicionales. El procedimiento convencional, además de consumir mucho tiempo para arribar a la solución, puede conducirnos a diseños y políticas de operación antieconómicas o que no sean óptimas. El procedimiento de optimización requiere que el ingeniero identifique explícitamente las variables de diseño, la función objetivo de la medida de diseño que va a ser optimizada y las restricciones del sistema. En contraste con el proceso de toma de decisiones del procedimiento convencional, el procedimiento de optimización está más organizado utilizando un enfoque matemático para seleccionar las decisiones.

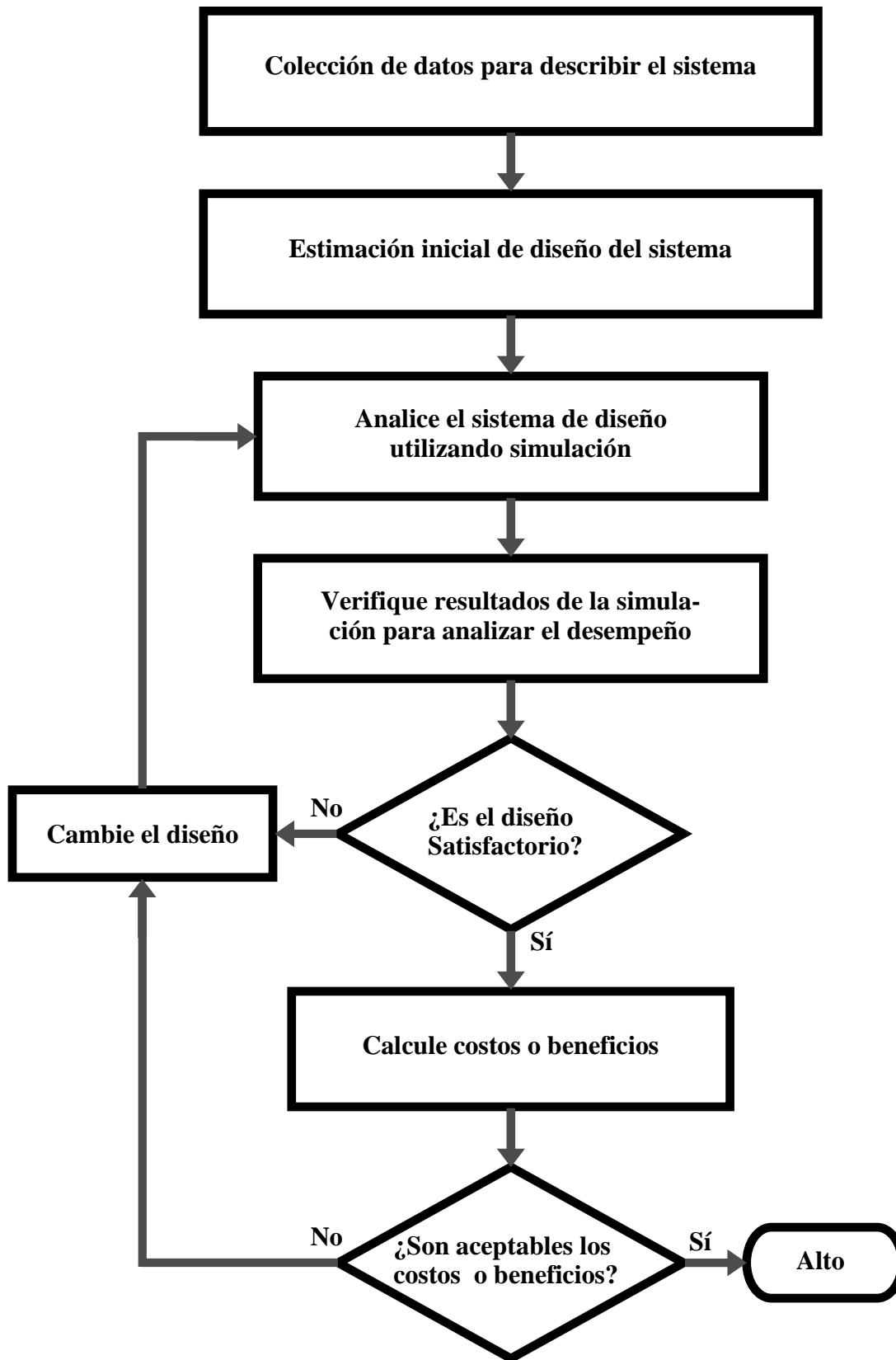


Figura 2.18. Diseño convencional y proceso de análisis.

CAPÍTULO 3

Localización y Demografía de la Ciudad de Nogales

3.1 Localización

El Municipio de Nogales se encuentra situado en el extremo norte del estado de Sonora, México, su cabecera municipal es la ciudad de Nogales y se localiza en el paralelo 31° 18' de latitud norte y el meridiano 110° 56' de longitud oeste de Greenwich, a una altura de 1,200 metros sobre el nivel del mar con una superficie de 1,654.76 kilómetros cuadrados correspondientes al 0.9% del área total del estado.

Limita al Norte con los Estados Unidos de Norteamérica, al este con Santa Cruz, al sur con Imuris y Magdalena y al oeste con Sáric.

Su carta topográfica correspondiente está en escala 1:50 000 y se denomina Heróica Nogales H12B31, Sonora, INEGI (1999).

3.2 Demografía

El comportamiento de la población a nivel municipal según los censos de 1980, 1990 y las cifras del censo de población y vivienda 2000 elaborados por el INEGI, presentan los resultados mostrados en la Tabla 3.1

Tabla 3.1 Resultados de los censos poblacionales y tasa de crecimiento.

Año	Población		Tasa de Crecimiento	
1980	68,076		%	
1990	107,936		1980-1990	4.80
2000	159,787		1990-2000	4.03

Fuente: INEGI Censo de Población y Vivienda 1980-1990-2000.

La población total censada en el 2000 está conformada por 81,421 (50.9%) hombres y 78,366 (49.1%) mujeres. En conjunto, la población de Nogales representa el 7.20% del total del Estado, ocupando el tercer lugar y presenta una densidad poblacional de 96.56 habitantes por km².

El clima se define como semi-seco templado, con una temperatura media máxima mensual de 27° C en julio y agosto y una temperatura media mínima mensual de 8.7° C en diciembre y enero. La temperatura media anual es de 17.8° C. La época de lluvias coincide por lo general con los primeros meses del año, lo que se conoce como "equipatas" y durante los meses de julio y agosto lluvias veraniegas con tormentas eléctricas. En el invierno generalmente hay nevadas y granizos.

3.3 Vegetación

En toda la extensión territorial del municipio predomina principalmente la vegetación de pastizal (natural e inducido), en otra gran porción de la región serrana se encuentra bosque de encino, aunque también está diseminado por casi toda el área municipal. En la parte este del municipio, en los límites con Sáríc, se presenta un tipo de vegetación de matorral desértico micrófilo, como gobernadora, hierba del burro, cardón, aunque también existen pequeñas áreas de mezquital y un poco de agricultura de riego (Fig. 3.1).

Con referencia a las elevaciones inferiores (1180 msnm en el Limite Internacional), la vegetación que predomina incluye a los arbusto del desierto (el arbusto de sal, creosote) el cactus, y otra flora de desierto; en tanto que en las elevaciones superiores (1660 msnm, en las montañas cercanas al represo de Las Chimeneas) se incluye al mesquite, a los arbustos de roble, a la manzanita y diversa vegetación de tipo chaparral como el enebro dispersado y el pino ponderosa en los extremos superiores.

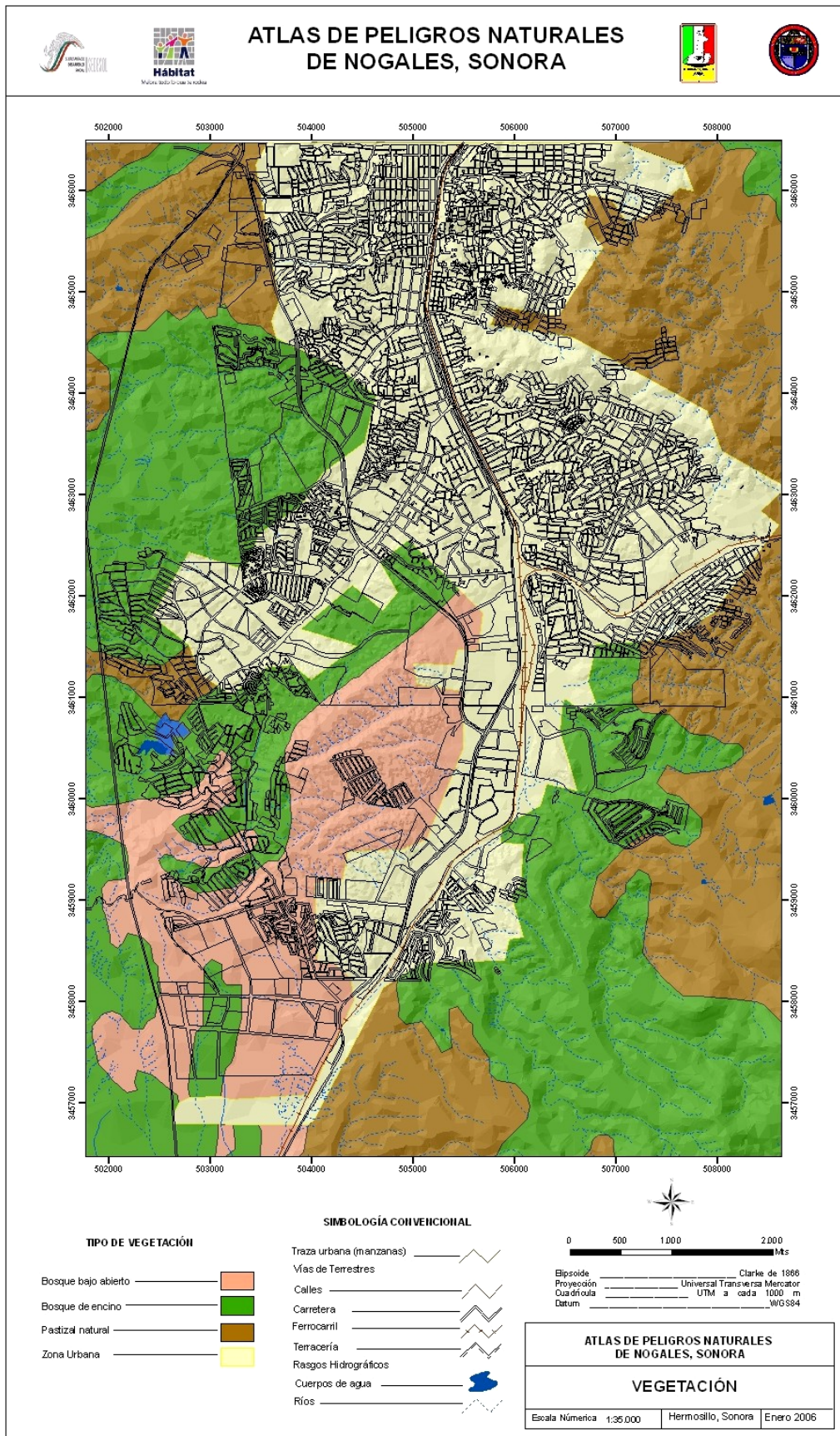


Figura 3.1. Tipos de vegetación distribuidos en Nogales, según el Atlas de Peligros Naturales.

3.4 Geología

Se muestran en esta tesis los trabajos previos elaborados en la región y zonas adyacentes por el Consejo de Recursos Minerales (hoy Servicio Geológico Mexicano), que produjo la Carta Geológico Minera Nogales 1:250,000 (Fig. 3.2) y por el Departamento de Geología de la Universidad de Sonora, institución que realizó un levantamiento geológico de la zona urbana de la ciudad de Nogales.

Criterios Cartográficos. La cartografía geológica se hizo trabajando en campo con la base topográfica del INEGI en escala 1:50 000 y con la del ICRESON impresa a escala 1:20,000; asimismo, se plasmaron los datos estructurales medidos en campo tales como estratificación, fracturamiento y fallas.

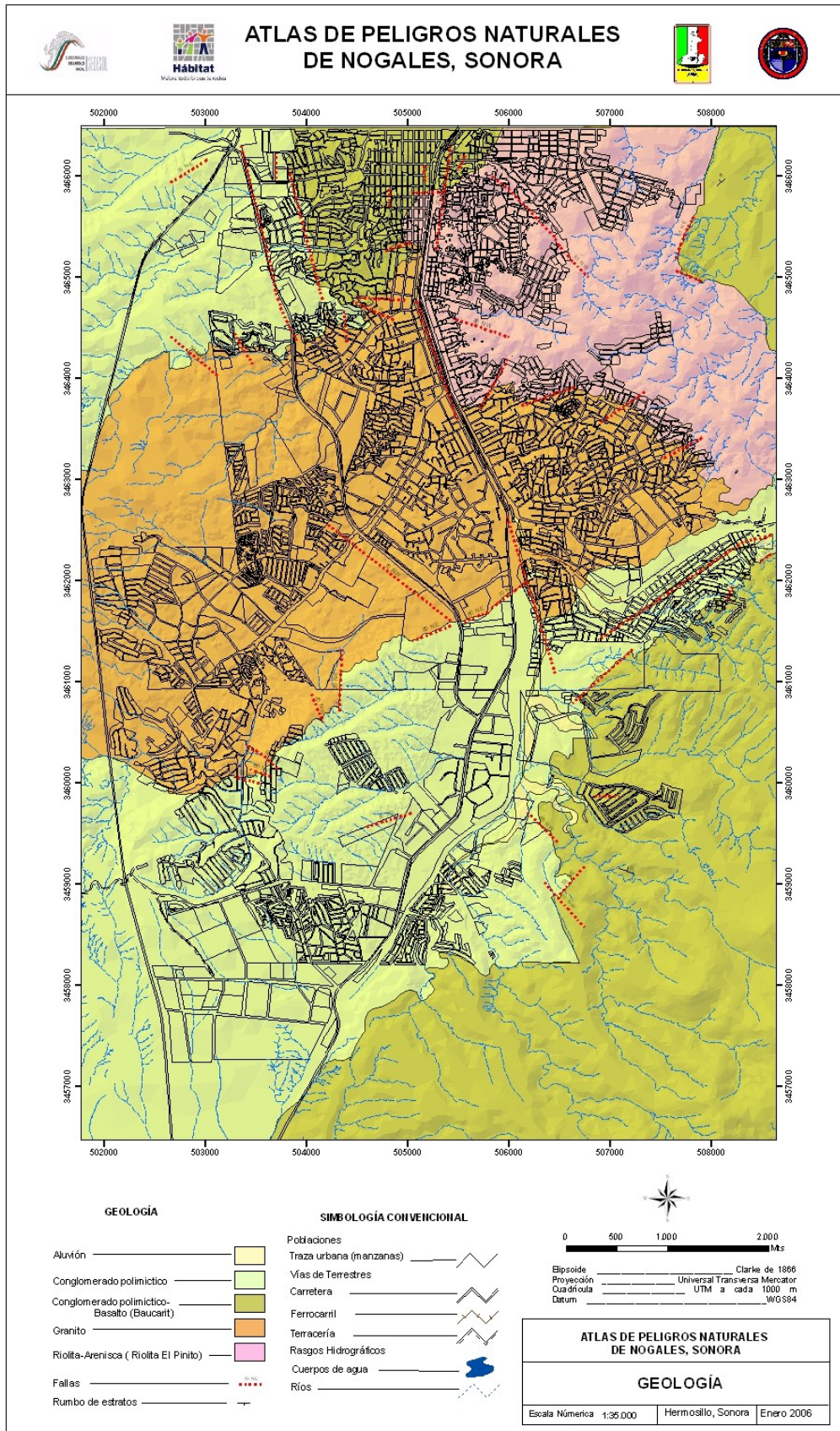


Figura 3.2. Geología de la ciudad de Nogales, según el Atlas de Peligros Naturales.

Para conocer el esquema estructural se utilizó la imagen de satélite en escala 1:250 000 y un modelo digital de elevaciones a la misma escala. La separación o agrupamiento de unidades litológicas se llevó a cabo de acuerdo con la escala programada para edición, tomando en cuenta criterios estratigráficos.

Estratigrafía. En la zona que ocupa la ciudad de Nogales se presenta el afloramiento de unidades litológicas que varían en edad desde el Jurásico medio hasta el Cuaternario, representadas por rocas intrusivas, volcanosedimentarias, sedimentarias y volcánicas (Fig. 3.3).




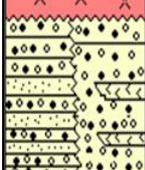
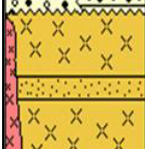

Columna	Clave	Litología	Edad
	Qhoal	Aluvión	Cuaternario
	QptCgp	Conglomerado polimictico	Cuaternario pleistoceno
	Tm TR-R	Toba Riolitica-Riolita	Terciario mioceno
	Tm Cgp-B	Conglomerado pilimictico con Basalto	Terciario mioceno
	Jim R-Ar	Riolita- Arenisca	Jurasico medio
	JmGr	Granito	Jurasico medio

Fig. 3.3. Columna estratigráfica de la ciudad de Nogales.

A continuación se describirán las unidades estratigráficas definidas:

Volcánicas riolíticas del Jurásico inferior-medio (Riolita El Pinito, Jim R-Ar). Esta unidad se caracteriza por una intercalación de riolita, toba riolítica y areniscas de cuarzo. La riolita presenta color gris claro ligeramente rosado, textura porfídica, constituida por fenocristales de cuarzo subesferoidal, ortoclasa, albita-oligoclasa, vidrio volcánico, biotita, magnetita y minerales de alteración como illita-sericita, clorita, hematita y montmorillonita.

La toba riolítica es de textura que varía de afanítica a porfídica, color gris claro ligeramente rosado y blanquecino, constituida por cuarzo, ortoclasa, plagioclasa en matriz afanítica, con microfracturas rellenas con óxidos de fierro y cuarzo.

La arenisca es de color gris claro con tonos rosa y morado, de grano medio, en estratos delgados a medianos, constituida de granos redondeados y subredondeados de cuarzo, feldespatos y óxidos de hierro en una matriz cuarzo-feldespática.

La estratificación es concordante con las volcánicas riolíticas con las que se intercala presentando bandas con óxidos de hierro visible, en un pequeño afloramiento al noreste del aeropuerto de Nogales.

En el área Planchas de Plata, Segerstrom (1987) considera un espesor mayor de 500 m para las volcánicas riolíticas con areniscas intercaladas. El contacto inferior no se observa, sin embargo la secuencia se encuentra afectada por las intrusiones félsicas Jurásicas y Terciarias; el contacto superior es discordante con las rocas clásticas del Jurásico superior-Cretácico inferior que las cubren, y discordante y tectónico por falla normal con unidades más jóvenes. Segerstrom (1987) menciona a estas rocas como Formación Las Avispas y, de acuerdo con sus características litológicas y posición stratigráfica, las correlaciona tentativamente con las formaciones Cobre Ridge, Mount Wrightson y volcánicas de las Pajarito Mountains, con las secuencias Fresnal Canyon y Artesa del sur y suroeste de Arizona, y con las volcánicas Canelo Hills del sureste de Arizona. La Formación Riolita El Pinito (Gilmont, 1978) que aflora al noreste de Imuris fue fechada en 174 Ma (Stewart et al, 1986).

Granito (Jurásico medio, JmGr). Intrusionando a las unidades anteriores se presentan afloramientos de cuerpos plutónicos graníticos. El intrusivo granítico presenta una coloración rosa con variaciones a café rojizo y grisáceo, la textura varía de fanerítica, equigranular de grano medio-grueso a porfídica, constituida por cuarzo, ortoclasa, microclina albíta-oligoclasa, y minerales de alteración como sericita y hematita.



Fig. 3.4. Granito de edad Jurásico medio cubierto por volcánicas riolíticas del Mioceno.

Esta unidad se correlaciona con otros cuerpos intrusivos en los que se han obtenido edades que varían entre 149-177 Ma (Stewart et al, 1986), en el noroeste de Sonora y sur de Arizona.

Toba Riolítica-Riolita (Terciario mioceno, TmTR-R). Esta constituida de toba riolítica, riolita y en algunas localidades andesita. La toba riolítica es de color gris claro con tonos crema y blanquecinos, se presenta pseudoestratificada, con cristales de cuarzo, feldespato, plagioclasa, biotita, fragmentos líticos de origen volcánico en una matriz vitreo-cristalina. En ocasiones contiene intercalaciones de toba brechoide y aglomerática. La riolita es de color gris con textura fluidal esferulítica, constituida de cuarzo, vidrio, feldespato, óxidos de hierro, en una matriz vitrea-esferulítica.

De acuerdo con sus características litológicas y posición estratigráfica se correlacionan tentativamente con la Formación Lista Blanca que aflora en la sierra Lista Blanca en la porción central del Estado, donde ha sido fechada por el método K-Ar en 10.4 ± 0.2 Ma (Bartolini et al, 1991). De acuerdo con Stewart (1978), el estilo estructural, la sedimentación sin-tectónica y el vulcanismo bimodal en la sierra Lista Blanca se relaciona con el modelo geodinámico regional de la provincia Basin and Range del oeste de Norteamérica.

Formación Báucarit (Terciario mioceno Tm Cgp - B). Dumble (1900) propuso por primera vez el nombre de División Báucarit, para describir una secuencia de sedimentos clásticos, cuya localidad tipo la ubica en las cercanías del poblado Báucarit, localizado en el Municipio de Quiriego, en el sur de Sonora. Posteriormente King (1939) redefine el nombre, además de cambiar su rango, quedando como Formación Báucarit tal como se le conoce actualmente. En la carta Nogales del COREMI (Consejo de Recursos Minerales) se le asigna el nombre de Formación Báucarit a una secuencia de conglomerados polimícticos con intercalaciones y lentes de arenisca. En algunas localidades, el conglomerado se presenta acompañado por intercalaciones de rocas volcánicas.

El Conglomerado es de color café claro-crema, en estratos gruesos bien consolidados, con clastos subangulosos y subredondeados de tamaño variable de riolita, granito, andesita y toba andesítica, en una matriz arenosa que en ocasiones es tobácea; con lentes y estratos de arenisca de la misma coloración.

La unidad constituida de conglomerado polimíctico con intercalaciones de basalto aflora al sureste de Nogales, sobre la margen izquierda del río Santa Cruz y al noreste de la sierra El Chivato. El Conglomerado es de color café claro, con estratos medianos y gruesos bien consolidados, con clastos subangulosos de riolita, toba riolítica, granito, y cuarcita en matriz arenosa, que en algunas localidades aumenta el contenido de material tobáceo, con lentes y capas de arenisca. Presenta derrames de basalto con olivino, con vesículas rellenas de calcita, interestratificándose con el conglomerado polimíctico.

La Formación Báucarit cubre en discordancia a rocas del Premioceno, aunque regularmente este contacto es por falla normal y se encuentra sobreyacido discordantemente por volcánicas riolíticas y conglomerados más jóvenes.

En la porción centro oriental de Sonora se le asigna a la Formación Báucarit una edad, cuyo límite inferior es de 27 Ma, lo que se corresponde con rocas oligocénicas de la región de Ónavas, y sobre las cuales descansa discordantemente la Formación Báucarit, así como un límite superior indicando una edad de 10 Ma, obtenida sobre un derrame de andesita-traquiandesita de la Formación Lista Blanca que sobreyace concordantemente a estos conglomerados. Roldán y McDowell (1992) sitúan a la Formación Báucarit en el Mioceno

inferior-medio para el miembro inferior, que tiene basaltos e ignimbrita riolítica intercalados, con edades de 20.2 y 14.1 Ma, respectivamente. Al sur del poblado de Sáric se fechó un derrame de basalto intercalado en conglomerados de un afloramiento no cartografiado, por el método Ar-Ar obteniéndose una edad de 17.3 ± 2.8 Ma (Paz-Moreno, 1992). Se correlacionan con el Conglomerado Gila, que aflora en varias localidades de Arizona, Nevada y Utah. Se considera que los sedimentos clásticos rellenaron cuencas continentales limitadas por fallas normales, atribuidas a la extensión tectónica del Terciario Superior, con episodios volcánicos desarrollados durante el depósito de los sedimentos.

Conglomerado, Conglomerado-Basalto, Basalto (Terciario mioceno- plioceno, Qpt Cgp). Los sedimentos continentales constituidos por conglomerados se diferencian de los depósitos tipo Báucarit porque no están consolidados y se encuentran afectados por fallas y fracturas.

La unidad que consiste de conglomerado polimíctico está expuesta en una cuenca tipo graben orientada burdamente norte-sur que se extiende desde Cuitaca hasta Milpillas (Fig. 3.5), es de color café claro, poco consolidado, con planos de estratificación mal definidos, con clastos de tamaño variable desde gravas hasta bloques, donde predominan los fragmentos de volcánicas riolíticas, andesíticas y granito; están basculados, y afectados por fallas y fracturas.



Fig. 3.5. Conglomerados poco consolidados basculados al oeste, afectados por fallas normales.

Por sus características litológicas y estructurales y posición estratigráfica se considera probable una edad Mioceno Superior-plioceno(?). Cubren mediante contacto discordante y tectónico por falla normal a rocas Premioceno.

Aluvión (Cuaternario holoceno, Qhoal). Los sedimentos superficiales cuaternarios se encuentran cubriendo los cauces de ríos y arroyos principales. Consisten de material suelto tipo grava, arena, limo y arcilla, como resultado de la erosión de rocas preexistentes. Estos materiales son transportados por las corrientes fluviales y depositados sobre el cauce de los ríos y en las planicies de inundación.

3.5 Suelos

Los tipos de suelo dentro del área estudio incluyen al Regosol y al Litosol. Los suelos de tipo Regosol están caracterizados por derivarse de depósitos aluviales recientes, arenas de dunas, y estratos de fango, sin embargo los Litosoles se caracterizan más bien por ser capas de suelos más delgadas y jóvenes. Los suelos descritos en este estudio están basados en las "Revisiones de Suelo del Municipio de Santa Cruz" e incluyen los sedimentos no consolidados como arenas y gravas, con lentes de arcillas en los lechos de los ríos, con margas arenosas mezcladas con gravas, margas arenosas con cantos redondeados, y margas de arcilla arenosas en los valles y las tierras altas.

3.6 Topografía y Geomorfología

TOPOGRAFÍA

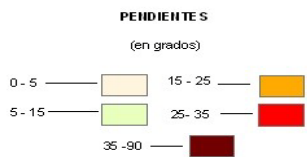
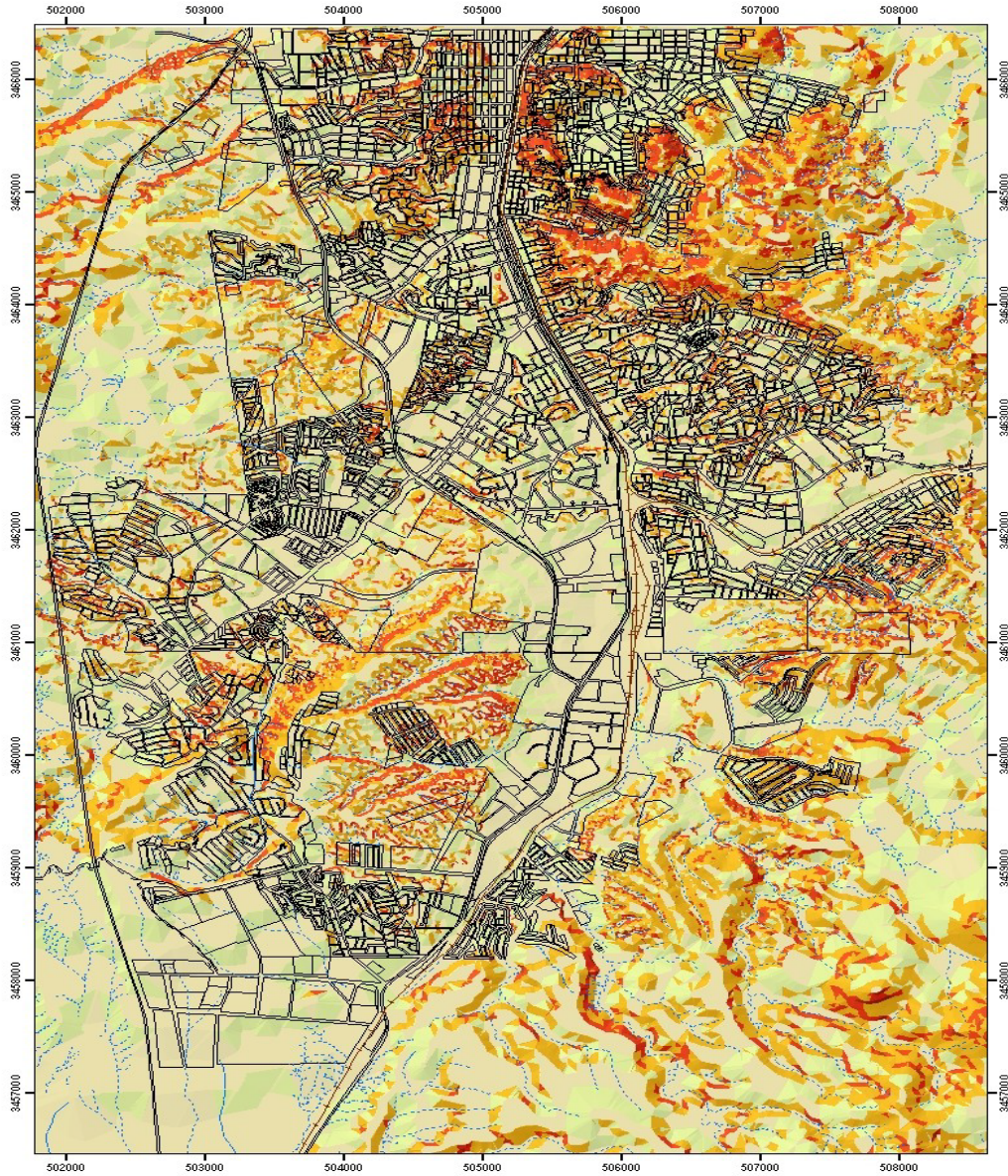
Basándonos en la aerofotogrametría y en las imágenes de satélite, se logra plasmar la superficie de Nogales sobre un mapa, lo que nos auxilia en la ubicación de sitios de factibilidad constructiva, en particular para este trabajo aquéllos que encañonan corrientes pluviales.

Altimetría. En las Figs. 3.6 y 3.7 se representan las pendientes y alturas de la ciudad.

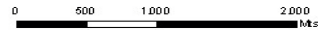
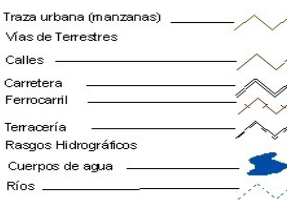
Curvas de Nivel. Las curvas de nivel, es decir, los puntos de igual altitud localizados por encima o por debajo del nivel de referencia que es el nivel del mar, se representan con mayor grosor y con su valor numérico cuando son curvas maestras. Con la ayuda de las curvas de nivel en las cartas topográficas se muestran las particularidades de la superficie terrestre, espaciándose cada curva 20 metros entre sí. El valor mínimo en la carta Heróica Nogales H12B31 está a 1600 metros sobre la planicie del Río Santa Cruz y el valor máximo en La Sierra de San Antonio, a 2200 metros.



ATLAS DE PELIGROS NATURALES DE NOGALES, SONORA



SIMBOLOGÍA CONVENCIONAL



Elipsoide _____ Clarke de 1866
 Proyección _____ Universal Transversa Mercator
 Cuadrícula _____ UTM a cada 1000 m
 Datum _____ WGS84

ATLAS DE PELIGROS NATURALES DE NOGALES, SONORA		
PENDIENTES		
Escala Numérica 1:35.000	Hermosillo, Sonora	Enero 2006

3.6. Pendientes de la ciudad de Nogales, según el Atlas de Peligros Naturales.

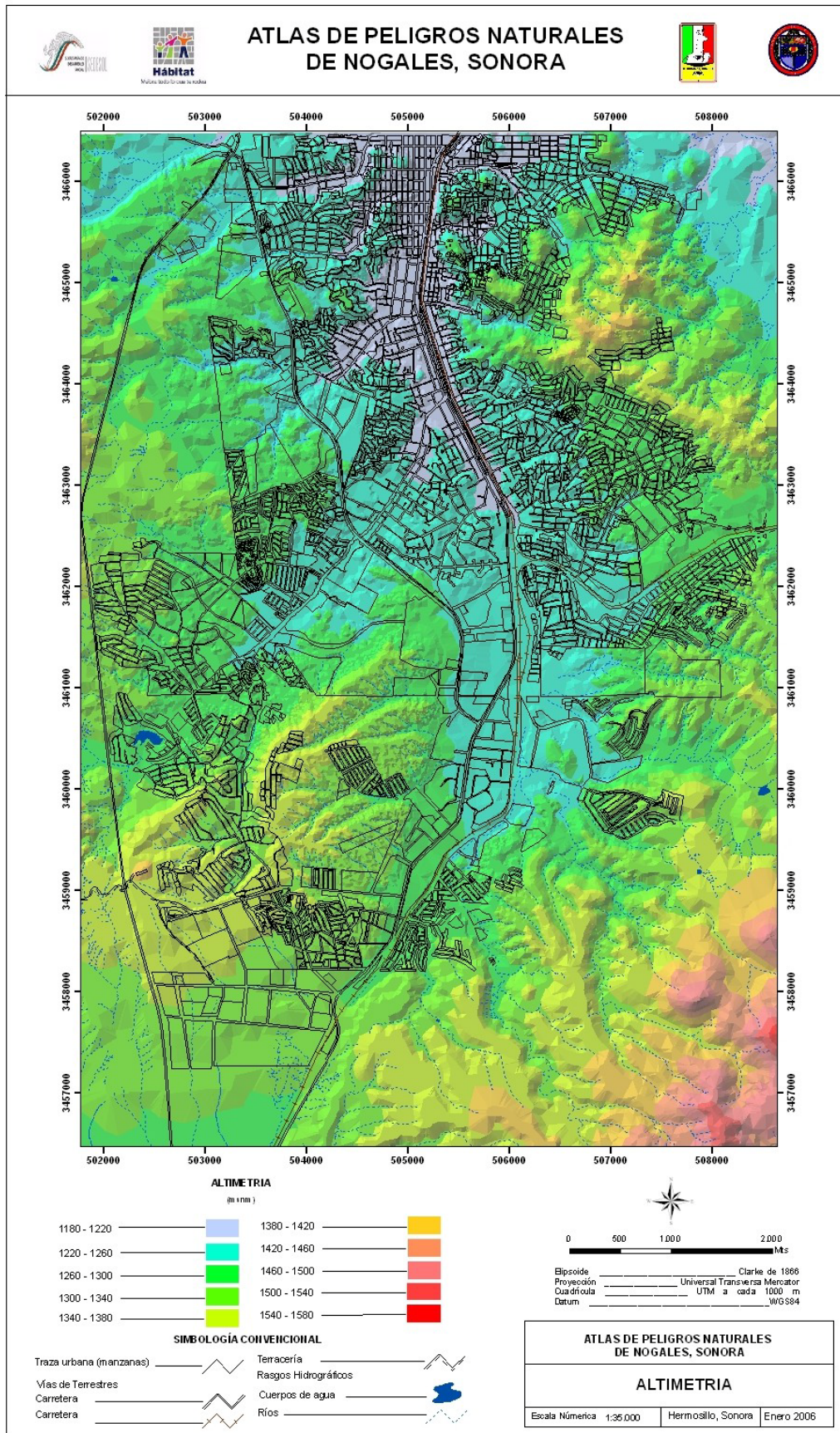


Figura 3.7. Altimetría de la ciudad de Nogales, según el Atlas de Peligros Naturales.

GEOMORFOLOGÍA

La geomorfología estudia todas las formas del relieve terrestre resultado de la interacción de procesos endógenos y exógenos, estableciendo los métodos de investigación y cartografía. En particular nos resuelve diversos problemas relacionados con el relieve complementándose con la topografía para la localización de sitios, planificación de uso del suelo, combate a la erosión de suelo, delimitación de peligros y riesgos, construcción de grandes obras de ingeniería, etc.

Mapa de Unidades Geomorfológicas. El mapa de geomorfología de la ciudad se presenta en la Fig. 3.8, mostrándose el aspecto general de la geología y las formas del relieve, utilizándose varios parámetros para la clasificación de unidades, como son la geoforma, la altura relativa, la pendiente y la litología.

La altura relativa tomó en cuenta la base a la cima de la misma unidad, definiéndose como lomeríos y planicies todos aquellos cuerpos que presentan un nivel menor a los 200 m, mientras que para montaña baja, todos aquellos relieves que superen los anteriores; además, se consideró como piedemonte todo aquel material detrítico depositado en las partes bajas de los lomeríos y laderas montañosas bajas. La estabilidad de la pendiente se clasificó en cuatro categorías: *estable*, para una pendiente entre los 0-10°; *metaestable*, entre 10-25°, *inestable*, entre 25-35° y *abrupta*, en zonas donde la pendiente es mayor que 35°. Otro parámetro tomado en cuenta para la clasificación geomorfológica es la litología, observando en el área zonas de rocas graníticas, volcánicas, conglomeráticas y porciones aluviales en los arroyos naturales, incluyendo la influencia urbana. De este análisis geomorfológico se pudieron discriminar 17 unidades, las cuales cuentan con clave y ubicación (Tabla 3.2).

Otra característica importante de resaltar son los rasgos geomorfológicos; éstos son caracteres lineales que explican las formas del terreno como *cimas*, *parteaguas* y *laderas*. Además de los anteriores, la topografía actual del área de estudio permitió incluir zonas de *pared rocosa*; y, gracias a la composición litológica, la utilización de símbolos para la ubicación de lugares con *cárcavas* y *deslizamientos de suelo*. Finalmente se mapearon aquellos sectores donde el intemperismo y erosión fluvial o antrópica han modelado el relieve de manera significativa, hasta dejar solamente testigos llamados *colinas residuales*.

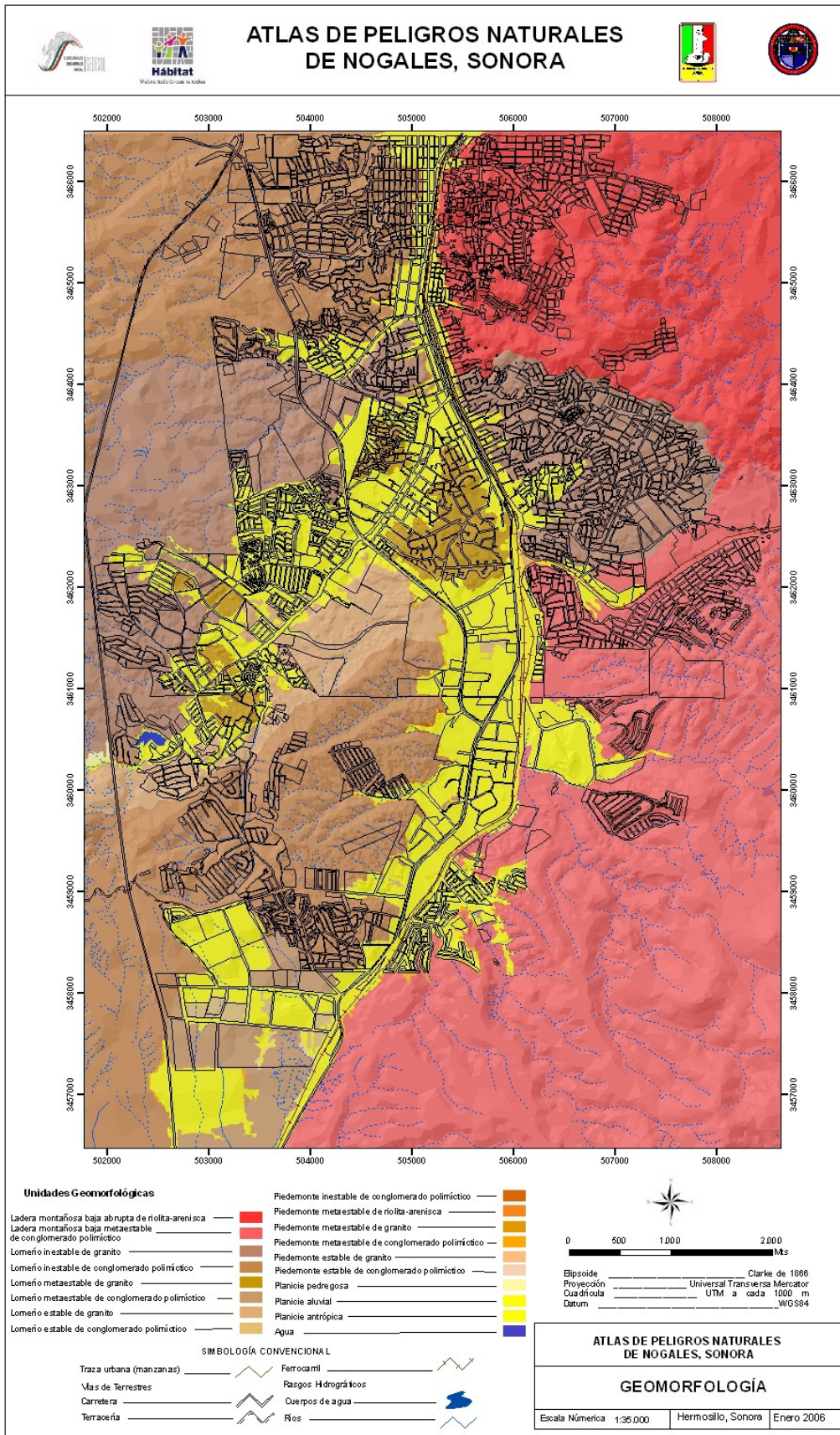


Figura 3.8. Geomorfofología de la ciudad de Nogales, según el Atlas de Peligros Naturales.

Tabla 3.2. Unidades Geomorfológicas.

Clave	Unidad geomorfológico	Ubicación en zonas de:
Pl al	Planicie aluvial	Arroyo en centro-este
Pl ped	Planicie pedregosa	Parte baja en centro-este
Pl an	Planicie antrópica	Partes bajas con asentamientos humanos, centro
Pi E Cgp	Piedemonte estable de conglomerado po-limítico	depositación de material detrítico, centro-suroeste
Pi E Gr	Piedemonte estable de granito	Deposición de material detrítico, centro
Pi M Cgp	Piedemonte metaestable de conglomerado polimítico	Deposición de material detrítico, centro-norte-suroeste
Pi M Gr	Piedemonte metaestable de granito	Deposición de material detrítico, centro-norte-oeste
Pi M Ri-ar	Piedemonte metaestable de riolita-arenisca	Deposición de material detrítico, norte
Pi I Cgp	Piedemonte inestable de conglomerado polimítico	Deposición de material detrítico, centro
Lo E Cgp	Lomerío estable de conglomerado polimítico	Lomeríos aislados, centro-suroeste
Lo E Gr	Lomerío estable de granito	Lomerío de amplia extensión, centro-este
Lo M Cgp	Lomerío metaestable de conglomerado polimítico	Lomerío de mediana extensión, suroeste
Lo M Gr	Lomerío metaestable de granito	Lomeríos de mediana y pequeña extensión, centro-oeste
Lo I Cgp	Lomerío inestable de conglomerado polimítico	Lomerío de amplia extensión, noroeste-suroeste
Lo I Gr	Lomerío inestable de granito	Lomerío de amplia extensión, este-oeste
Lmb M Cgp	Ladera montañosa baja metaestable de conglomerado polimítico	Ladera montañosa de amplia extensión, sur-sureste
Lmb A Ri-ar	Ladera montañosa baja abrupta de riolita-arenisca	Ladera montañosa de amplia extensión, noreste

3.7 Hidrografía

El municipio de Nogales se encuentra comprendido entre dos Regiones Hidrológicas: la del Río Colorado y la del Sonora Norte, divididas ambas por un parteaguas que más o menos va de la esquina noroeste a la sureste del municipio.

La Región del Colorado está constituida en el municipio por la Subcuenca de Nogales, con una superficie de 51,107.57 Has en el municipio (aunque con una cuenca total de 1,380 km. cuadrados en México) y es drenada por el río Santa Cruz, que fluye hacia el norte (hasta desembocar en el río Colorado) y ocupa el 30.52% de la superficie del municipio.

Toda el agua que entra a esta cuenca drena rumbo a Arizona, pasando por inmediaciones de Mascareñas.

Por otro lado, la Región de Sonora Norte, el 69.48% restante de la superficie del municipio, drena al sur a través de tres subcuencas: la de Altar, drenada por el arroyo Planchas de Plata que fluye al suroeste (37.93% del área del municipio con 63,516.06 Has), la de Alisos (30.2% del municipio con 50,571.71 Has) que fluye al sur y otra pequeña Subcuenca que fluye al río Magdalena (1.35% o 2,260.66 Has) también rumbo al sur.

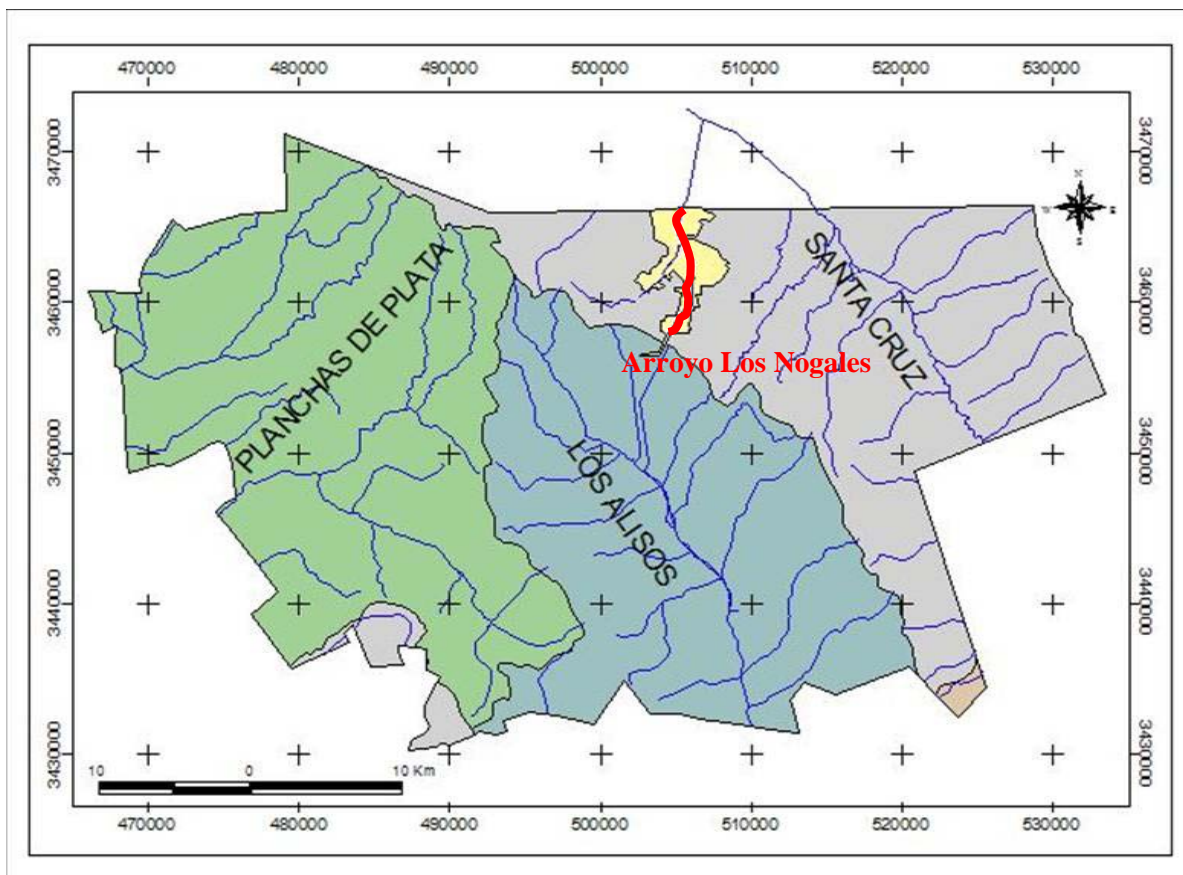


Figura 3.9 Croquis de la Subcuenca del Arroyo Los Nogales

Y si cambiamos de perspectiva, veremos que la mancha urbana de Nogales, Son. Se asienta a su vez en una pequeña subcuenca del río Santa Cruz (que tiene una superficie de 6,870 Has en México) y drena hacia el norte a través del arroyo Los Nogales, concentrándose en el punto en que el arroyo cruza la frontera, debajo de la Garita No. 1, para después unirse con el río Santa Cruz, 13 km. al norte de la frontera, en inmediaciones de Río Rico, Az. (Croquis de la subcuenca del Arroyo Los Nogales y Figura 3.9. Hidrología).

Siguiendo la corriente del río, empezamos por Nogales, que está constituido por dos corrientes: 1.- la que nace al sur en el Cañón de los Alisos y da origen al **Río Magdalena**, en cuya cuenca (a la altura del municipio de Imuris) afluyen los ríos El Bambuto, Milpillas y El Fresnal, al llegar a Magdalena recibe las aguas de los arroyos del Sásabe y Tasícuri, llega a Santa Ana y después de recibir las aguas de los arroyos de Corral Viejo, el Aguaje, el Oate, Coyotillo Subcuenca 8D4 y Cúmaro sigue hacia Trincheras atravesándolo de Este a Oeste y luego se convierte en afluente del Río Asunción (cuenca AltoNoroeste). 2.- el arroyo de Nogales (que se forma sin auxilio de manantiales y es de escurrimiento violento en

épocas de lluvias y seco el resto del año) se une al Río Santa Cruz Cuenca 8G con Subcuenca 8G1 (río de poco caudal con corrientes de Norte a Sur) en el Municipio que lleva el mismo nombre, sus aguas se internan en el territorio norteamericano para formar parte de la cuenca del Río Gila.

El Arroyo Los Nogales nace al norte de Santa Elena, Sonora, a unos 8.6 km al sur de la frontera internacional entre México y Estados Unidos y fluye hacia el norte atravesando las ciudades de Nogales, Sonora, de donde toma su nombre y Nogales, Arizona. En sus orígenes es alimentado por manantiales, sin embargo las lluvias y las descargas no controladas de aguas residuales también contribuyen a su flujo. La parte más ancha de su valle aluvial se localiza al sur de la ciudad de Nogales, Sonora, donde alcanza 1.2 km, estrechándose en la frontera internacional en donde se encuentra embovedado: 6 m de ancho por 4 m de altura (CNA *et al.*, 1998). En México, sus principales tributarios son los arroyos El Cuartel, Fátima y Tecnológico.

El valle fluvial constituido por el Arroyo Los Nogales es de tipo intermontano y fue labrado sobre un batolito granítico del Cretácico Superior y depósitos principalmente conglomeráticos del Terciario Superior (Figura 3.10. Hidrología). Estos últimos se depositaron en un ambiente lacustre y se derivaron de rocas volcánicas preexistentes (andesitas, tobas e ignimbritas del Terciario Inferior y rocas vulcanosedimentarias del Terciario Superior).

La acción erosiva del Arroyo Los Nogales ha originado depósitos aluviales cuaternarios (*e.i.*: abanicos aluviales) referidos en la literatura estadounidense como *Younger Alluvium* (IBWC and ADEQ, 1995) y constituidos por gravas subangulosas de 2 a 5 cm, arenas subredondeadas de granulometría diversa y arcillas amarillentas. El espesor de este aluvión probablemente es de más de 25 m al sur de Nogales, Sonora (CNA, 1997) y de menos de 15 m al norte de la frontera internacional (John Carollo Engineers, 1979).

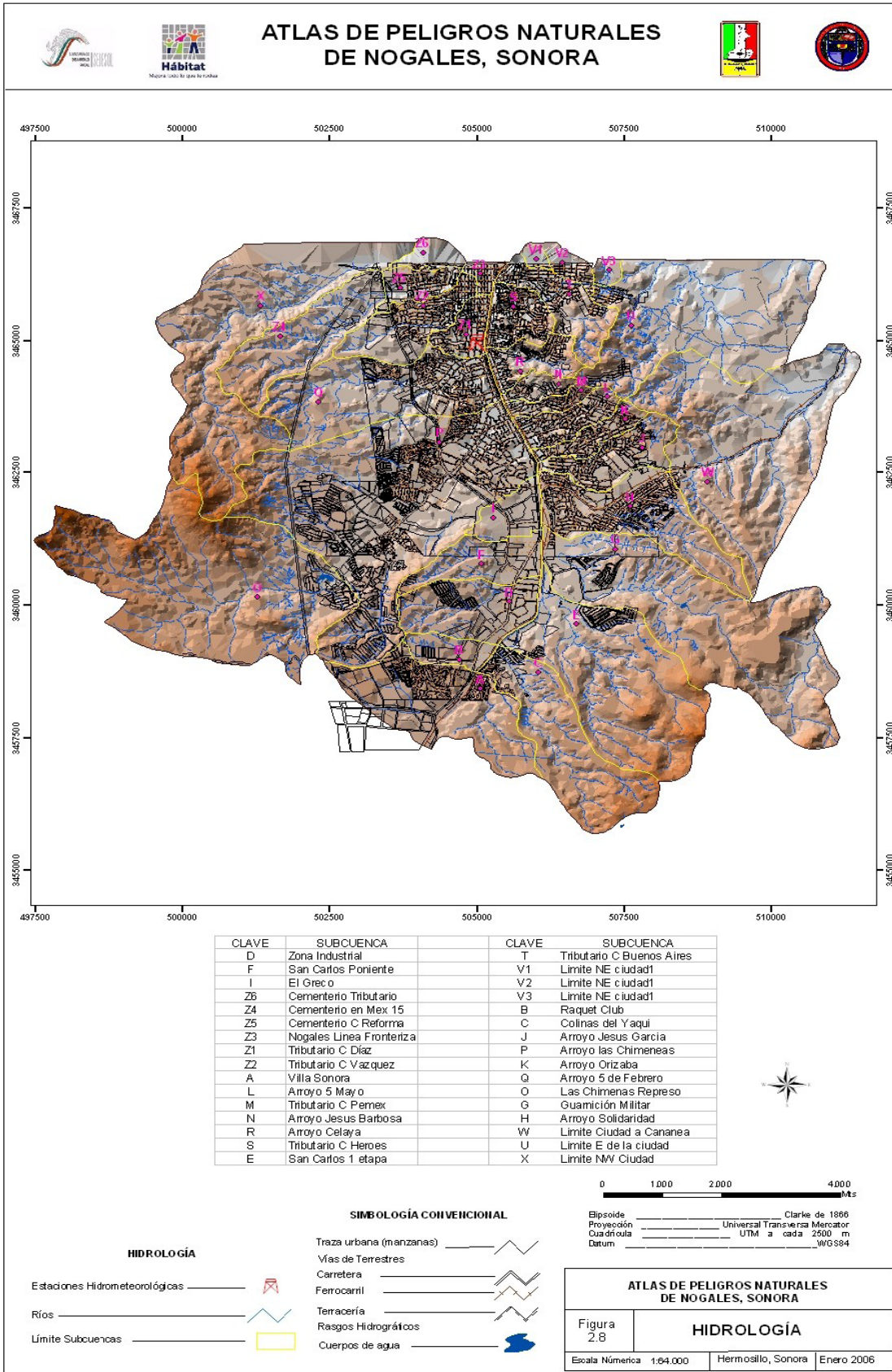


Figura 3.10. Subcuencas hidrológicas del Arroyo de Nogales (Atlas de Peligros Naturales).

Ríos

El mapa de ríos integra 1107 elementos de líneas con los atributos de orden, clase y nombre. El orden de los ríos se definió con el modelo Strahler para determinar que las corrientes como por ejemplo el Arroyo de Los Capulines tienen un orden 3. Esta configuración es útil para entender como es que el patrón de drenaje tiene una definición de micro cuencas que drenan hacia el Arroyo Los Nogales, en la parte centro de la ciudad de Nogales. Una de las características de la red de drenaje natural es su configuración sub radial y sub dendrítico que fluye desde las sierra hasta la planicie del Arroyo Los Nogales.

Estos patrones corresponden a la erosión fluvial sobre rocas ígneas intrusivas de composición granítica e Ígneas extrusivas de tipo riolitas y tobas, conglomerados polimicticos y conglomerados polimicticos-Basalto. En los cambios de pendiente hacia la planicie, los patrones dendríticos amplios corresponden a suelos y materiales sin consolidar como arcillas y gravas.

El acuífero principal del área comprende a los depósitos cuaternarios aluviales, los sedimentos conglomeráticos continentales terciarios y los vulcanosedimentarios terciarios. Localmente puede ser semiconfinado, pero en general es de tipo libre. La recarga principal proviene de la infiltración de lluvia a través de las fracturas del granito y de las rocas volcánicas y también a través del propio material clástico que conforma al acuífero. Como parte de los escurrimientos del Arroyo Los Nogales y de sus afluentes también contribuyen a la recarga, se considera que este acuífero es vulnerable a la contaminación antropogénica.

La profundidad de los niveles estáticos es variable: de 5 a 30 m en las inmediaciones de la franja fronteriza y en el centro de Nogales, Sonora, entre 60 y 140 m en la zona industrial de Nogales, Sonora y de 100 a 140 m en el límite sur (CODIPSA, 1994). La componente principal de la dirección del flujo de las aguas subterráneas es hacia el norte. Sin embargo, se tiene una aparente zona de confluencia en la parte sur (zona industrial) dominada por abatimientos ligados a una batería de pozos profundos público-urbanos (CODIPSA, 1994).

El acuífero del Arroyo Los Nogales no representa la fuente principal de abastecimiento de agua ni para Nogales, Sonora ni para Nogales, Arizona. Como se observa en la Tabla 3.3 las dos principales fuentes, ubicadas a 27 y 20 km al E y al S de Nogales, Son., respectivamente, aportan entre el 73 y el 77% del caudal total suministrado, en tanto que el abastecimiento urbano representa menos del 10%.

Tabla 3.3.- Fuentes de Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Nogales, Sonora.

Captación	<i>Descripción</i>	Ubicación	<i>Caudal(lps)</i>	<i>% del caudal total</i>
Paredes	Galería filtrante, 2 norias y 2 pozos	27 km al E de Nogales	443 (lluvias) 302 (estiaje)	38-47
Mascareñas	3 pozos y 2 norias	12 km al SE de Nogales	134	17-14
Alisos	6 pozos	20 km al S de Nogales	285 (lluvias) 280 (estiaje)	35-30
Urbana1	13 pozos profundos y 1 noria	Nogales, Son.	75	9-8
Total:			937 (lluvias) 791 (estiaje)	

Cuerpos de Agua

Los principales cuerpos de agua que se tienen cercanos a la Ciudad de Nogales son de tipo repesos que se utilizaban como bebederos para animales de las rancherías hace algunos años. Actualmente se cuentan con nueve de estos repesos.

Los repesos ubicados al Este de la ciudad son: Capulines, Villa Sonora, San Carlos, Los Pavos; y al Oeste contamos con: El Repeso Las Chimenea y con tres cuerpos de agua aguas arriba de este y con el de Los Lagos.

3.8 Traza urbana y vías de comunicación

Localidades y Poblados. La cabecera municipal es la Heróica Ciudad de Nogales, el municipio cuenta también con poblaciones como Cíbuta, El Centauro del Norte, La Bellota, La Arizona, López Mateos y Cárdenas Valdez.

Límites de la Zona Urbana. El límite de la zona urbana representa el límite de crecimiento de un año, es especialmente útil para modelar zonas de riesgos mitigables y no mitigables, así como los modelos de escenarios de riesgos naturales y antropogénicos, en este caso se propone la representación con figuras cerradas o polígonos de color amarillo claro, sin línea de borde o perímetro para observar la evolución de la ciudad desde el año 1854 hasta el 2003, debido a que no existe información de imagen de satélite de años anteriores al 2003, donde se observe la evolución de la ciudad.

Si consideramos que Nogales se asentó como campamento bajo el acantilado de la calle Elías Calles en 1854, su representación sería la que se observa en la Fig. 3.11. En el año 1920 Nogales obtiene la categoría de Ciudad, con los siguientes barrios principales: Cementerio del Rosario, Cañada de los Locos o Buenos Aires, Embarcadero, Cementerio Nuevo o Héroes, Pierson (en el Centro), Aguirre, Cañada Vázquez, Ranchito, Rastro Viejo, Colonia Sonora y del Rastro Nuevo, como se observa en la Fig. 3.12.

En 1990 se inicia el desarrollo los parques industriales San Carlos y Nuevo Nogales (Fig. 3.13). Hoy en día, Nogales se encuentra en continua reestructuración en todos sus sectores, permitiéndonos la Fig. 3.14 observar su crecimiento hasta el 2008.



Figura 3.11. Área aproximada que ocupaba el campamento en la Calle Elías Calles en 1854.

VÍAS DE COMUNICACIÓN

Las vías de comunicación del municipio de Nogales son la Carretera Federal No. 15, caminos de terracería y las vías férreas. La Carretera Federal No. 15 es la que enlaza a la ciudad con el resto del estado y con los Estados Unidos de América; la vía férrea paralela a la carretera No. 15 (ruta Guadalajara-Nogales) y otra ruta conocida como Nogales-Nacozari de FERROMEX, y los caminos de terracería comunican a Nogales con el resto del municipio, principalmente con los ejidos situados en la cuenca del río Santa Cruz y con el municipio del mismo nombre, además de algunos ranchos como La Destiladera, El Táscale, El Ruido, La Bellota, Los Adobes y el Sásabe. El camino hacia el Basurero Municipal se hace por medio de una carretera pavimentada que comunica con el Ejido La Arizona y con el municipio del Sáric.



Figura 3.12. Área aproximada que ocupaba la población de Nogales en 1920.



Figura 3.13. Área aproximada ocupada por la población de Nogales a mediados de la década de los noventa del siglo pasado.



Figura 3.14. Ciudad de Nogales, 2008.

3.7 Infraestructura Urbana Actual

INFRAESTRUCTURA

La traza urbana al nivel de manzanas se obtuvo mediante un proceso de extensión o zonas de buffer a partir de los vectores de calles, para obtener un modelo que representara los bloques de predios o manzanas. Este modelo no corresponde al trazo de manzanas que se obtiene con un proceso fotogramétrico de fotografías aéreas de baja altura para usos catastrales, pero se le considera útil para la descripción de la extensión de la microzonificación de peligros de inundación. El mapa consiste de 5477 polígonos a los cuales se les agregó el atributo del área geostatística básica (AGEB) dentro de la cual se encuentran (Fig. 3.15). El mapa de áreas geostatísticas básicas (AGEB) se obtuvo del XII Censo General de Población y Vivienda 2000 (INEGI, 2000) y comprende 99 polígonos que contienen en su base de datos 170 indicadores censales de los cuales, 119 proporcionan las características de la población y 51 se refieren a las características de las viviendas (INEGI, 2003). Las características de población comprenden los conceptos de: edad, sexo, derechohabientes de servicios de salud, discapacidad, lugares de nacimiento y residencia, religión, alfabetismo, asistencia escolar y nivel de instrucción, estado conyugal y fecundidad, condición de actividad, ocupación, horas trabajadas e ingresos. En lo referente a vivienda contiene los conceptos de: estructura y materiales de construcción, tipo de tenencia, disponibilidad de servicios y bienes, hacinamiento y estructura de los hogares. El total de la población registrada en los AGEBS es de 156 854 habitantes. Con base en las características de los polígonos de AGEBS, la zonificación de los riesgos llega al nivel de la determinación de áreas de riesgo mitigables y no mitigables que se relacionan con las variables de población y vivienda que puede proporcionar criterios válidos para la definición de la vulnerabilidad de las AGEBS en la zona urbana de Nogales (Fig. 3.16). El análisis de las variables de población y vivienda y las áreas de zonificación de riesgos naturales es tan amplio y tan variable que no logra tratarse en este trabajo, aunque sí se considera muy importante se realice.

DATOS ECONÓMICOS, ACTIVIDADES PRIMARIAS Y SECUNDARIAS DEL ESTADO

Datos Generales de la Ganadería. Las actividades económicas que se desarrollan en las áreas rurales son, por orden de importancia la ganadería y la agricultura. Por un sinnúmero de razones desde años atrás la ganadería ha ido perdiendo su capacidad productiva. Una de esas razones es el predominio del modelo de producción extensivo en el que la mayor parte de la producción de leche se transforma en quesos, en el lugar mismo de la ordeña con métodos poco tecnificados y carentes de infraestructura. Las prácticas de manejo se limitan al control de malezas o a la quema estacional para renovación de pasturas, se usan pocos fertilizantes, sustituyendo a éstos la labranza mínima de conservación, dividiéndose las potreros grandes donde se hace el pastoreo continuo o alterno de acuerdo con el ciclo de lluvias y sequías. Cabe mencionar que existe un establo lechero donde comercializan leche pasteurizada. Por otra parte, la comercialización del ganado se realiza en pie, destinándose el becerro a la exportación y las vaquillas, becerras y ganado de desecho al mercado nacional y abasto local (Tabla 3.4).

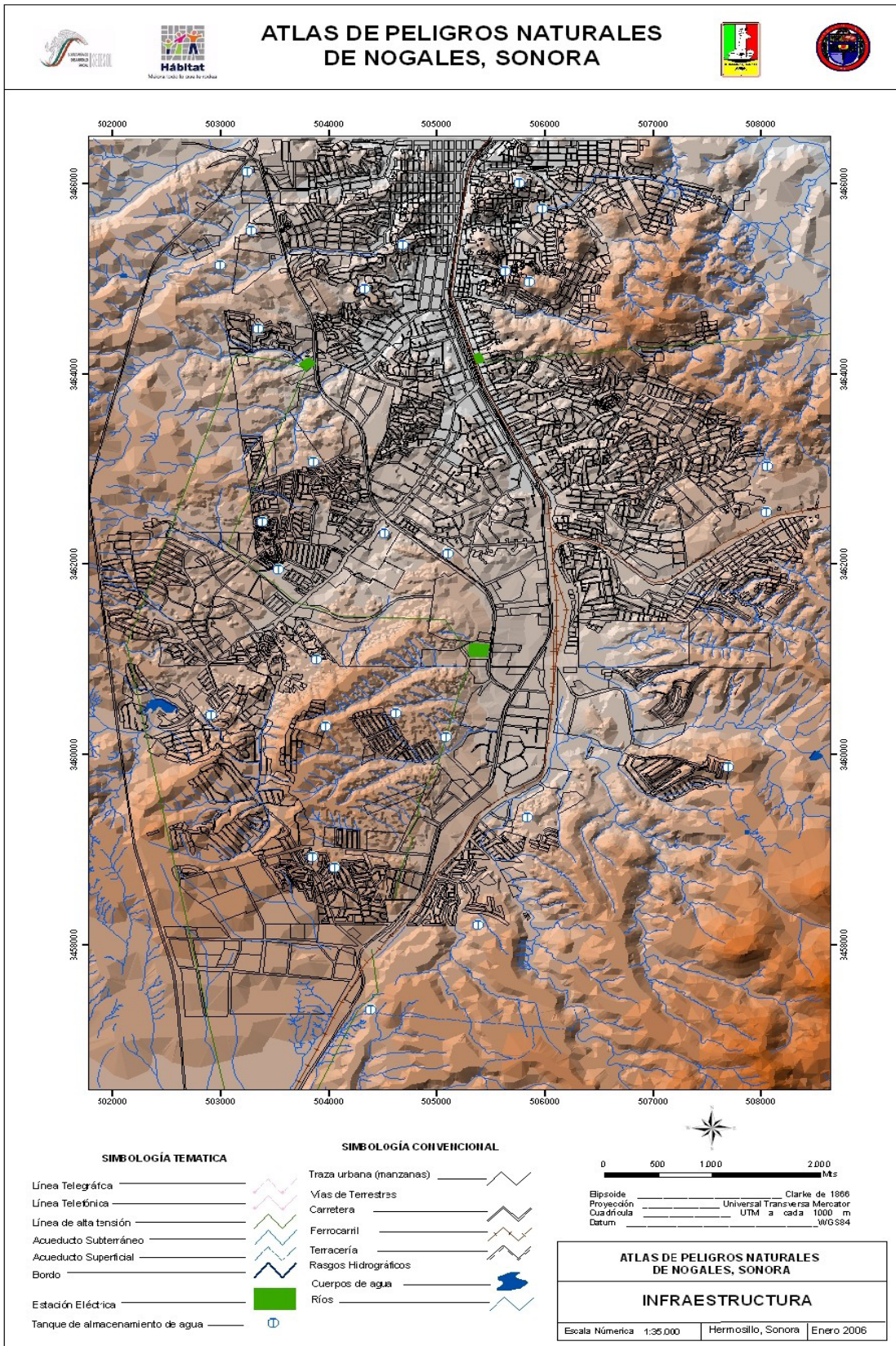


Figura 3.15. Infraestructura de la ciudad de Nogales, según el Atlas de Peligros Naturales.

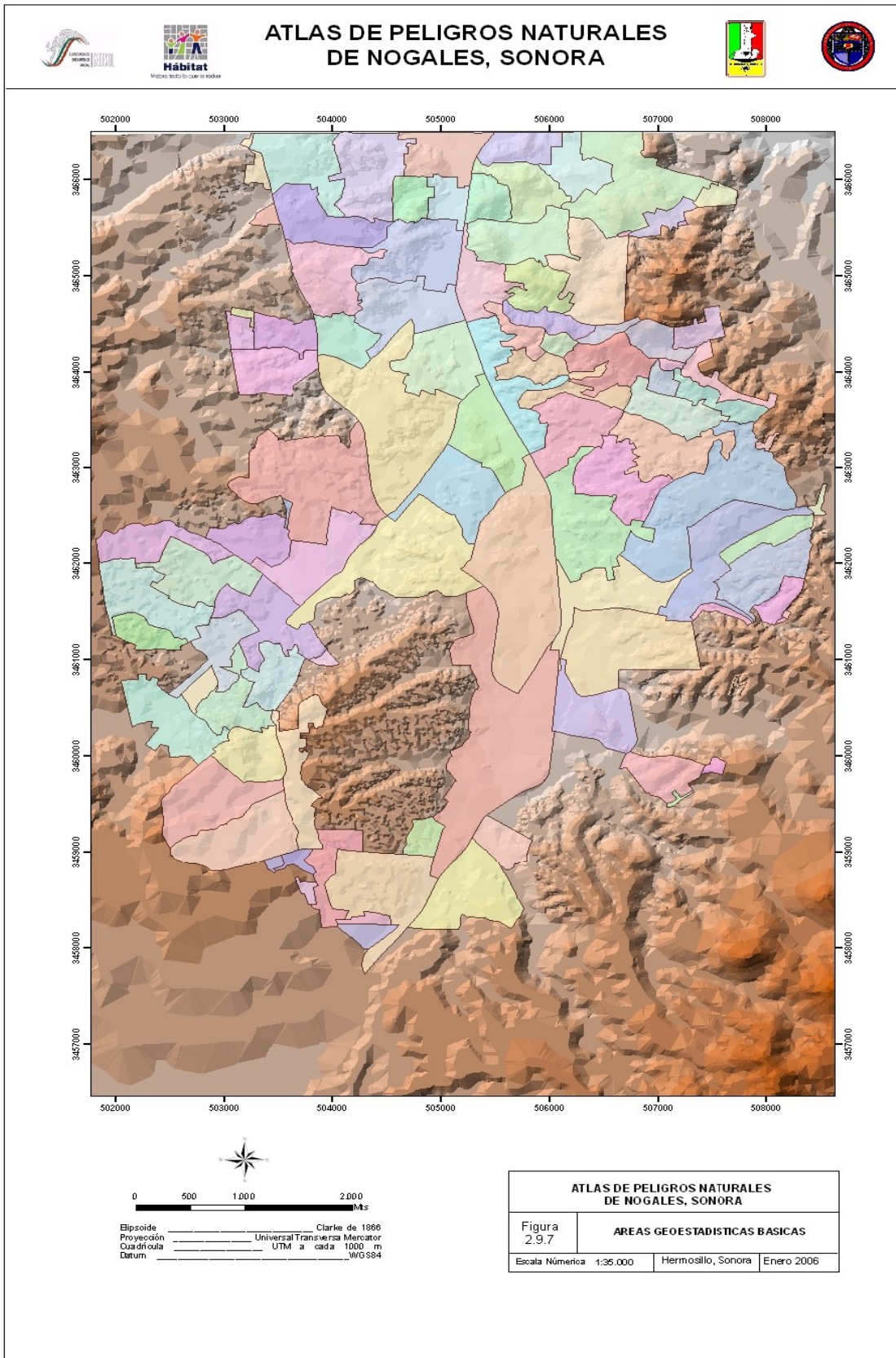


Figura 3.16. Áreas geostadísticas básicas de Nogales, según el Atlas de Peligros Naturales.

Tabla 3.4 Información pecuaria, principales especies ganaderas.

Municipio	Vaca	Toro	Vaquillas	Novillos	Becerras	Becerros	Total
Nogales	7,928	771	1,907	114	2,473	1,799	14,992

Datos Generales de la Agricultura. En el sector agrario tenemos a los núcleos de población Miguel Cárdenas Valdez, Mascareñas, Centauro de la Frontera y Cíbuta. El sector productivo señala que el principal problema que enfrenta el sector agrícola del municipio es la falta de créditos, originados generalmente por el bajo potencial productivo de los cultivos que actualmente se desarrollan y los altos costos de producción, factores que obligan a los productores a no sembrar en su totalidad la superficie destinada al uso agrícola. (Tabla 3.5).

Por otra parte, la ampliación de la frontera agrícola se ve limitada por el hecho de que el municipio por su carácter de fronterizo, se encuentra del Convenio Internacional de Límites de Agua, lo cual impide la perforación de nuevos pozos.

Tabla 3.5 Distribución de la agricultura de temporal en Nogales.

Tipo de especie	Hectáreas
Hortalizas Primavera–Verano	
Calabacita	4.00
Hortalizas Varias	6.00
Pepino	2.00
Forrajes Otoño–Invierno	
Rye Grass	96.0
Forrajes Primavera–Verano	
Sorgo Forrajero	67.0
Perennes	
Alfalfa	70.0
Forrajes Primavera–Verano	
Sorgo Forrajero	26.0
Basicos Primavera–Verano	
Frijol	3.0
Maiz Grano	49.0
Primavera-Verano–Temporal	
Sorgo Forrajero	43.0

CAPÍTULO 4

Dimensionamiento de la Estructura de Retención

Como parte del control de inundaciones, en este capítulo se muestran los desarrollos referentes a trabajos preliminares, estudios Geofísicos e Hidráulicos, análisis de datos, desarrollos analíticos; así como los cálculos numéricos para el dimensionamiento de las secciones de las estructuras de retención, y de las secciones hidráulicas que busca proponer este trabajo.

Sin lugar a dudas los reportes proporcionados en las investigaciones realizadas por el cuerpo de Ingenieros civiles de la armada de los Estados Unidos (US-IBWC: Interntional Boundary and Water Comission) constituyen una aportación significativa en el análisis referente al control de inundaciones, aspecto esencial para complementar los desarrollos de este trabajo.

De esta manera nuestro caso se ocupa de hacer un análisis para proyectar un represo de filtración en la zona de Chimeneas, arroyo "La Granja", con el fin de controlar el escurrimiento que durante la temporada de lluvias fuertes acarrea ese importante afluente del arroyo "Los Nogales".

Se concibe al arroyo "Los Nogales". como un colector hidrológico de varias cuencas que lo rodean y alimentan, definiéndose un total de veinte, correspondiendo a la ahí denominada como O la que surca el arroyo "La Granja", delimitando un área de más de 10 km² (ver Fig. 4.1, en donde además de la cuenca O se señalan algunas otras).

Aun cuando no existe una solución simple y contundente para el problema de inundación a lo largo del arroyo "Los Nogales", el análisis hidrológico e hidráulico propone una combinación de medidas para mitigarlo, entre las que se incluyen los mejoramientos del canal subterráneo y de sus estructuras de toma (conocidas también como boca-tomas o bocas de tormenta); sin embargo, la detención del flujo que cada tributario aporta se considera la medida de remedio más efectiva para una solución a fondo del problema, sobre todo porque los bordos, diques o represos se localizarían en zonas que aún no se han poblado, principal limitante para otro tipo de propuestas.

En suma, el presente estudio y proyecto se inscribe en este contexto, como una consecuencia natural del trabajo previo efectuado por la US-IBWC, pero teniendo ahora como objetivo obtener, procesar y especificar toda la información requerida para la construcción de un represo filtrante en la zona de Chimeneas, que junto con su operación sería el siguiente paso para el control de inundaciones de la ciudad de Nogales.

No obstante, dada la geomorfología y desarrollo urbano de la ciudad, se precisarían más construcciones del mismo tipo en otros sitios delimitados por otras cuencas, a fin de dar con una solución completa que integre todas las áreas de influencia del colector hidrológico.

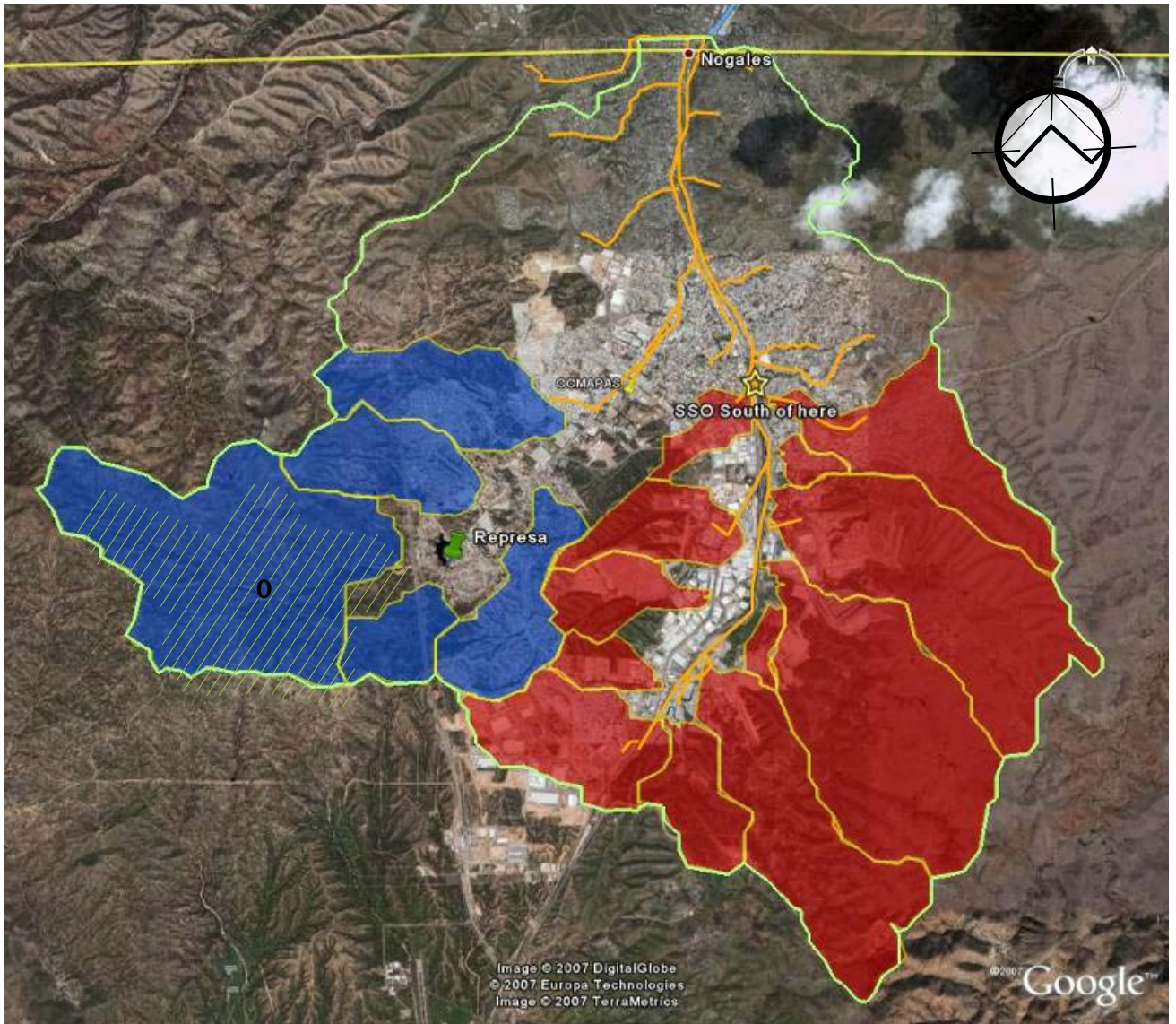


Figura 4.1. Serpenteo del arroyo "Los Nogales" en su cruce por la ciudad, observándose los tributarios que lo alimentan y las cuencas de donde éstos se originan; en particular, la señalada como O corresponde al presente estudio.

4.1 Estudio Geológico

ANTECEDENTES GEOLÓGICOS

La topografía de Nogales revela una estructura de *lomerío y valle entremetido* característica de la provincia fisiográfica "basin-and-range" (cuenca y cordillera) en la que se encuentra el área de estudio, es una estructura en la que una serie de bloques de falla (masas de rocas rodeadas de fallas) forman riscos o montañas longitudinales y asimétricas, así como cuencas amplias y entremetidas, rellenas éstas con cantidades variables de sedimentos y cruzadas transversalmente por arroyos. Entre Ambos Nogales la elevación más alta registrada es de 1,710 m con respecto al nivel del mar, en tanto que la más baja es de 1,060 m. La elevación promedio aproximada asciende a 1,278 m.

La cuenca delineada por el arroyo "Los Nogales" cubre casi en partes iguales a Ambos Nogales, descarga sus excedencias en el río Santa Cruz, éste en el río Gila y éste finalmente lo hace en el río Colorado; asimismo, la cuenca del arroyo "Los Nogales" se alimenta de varios tributarios que a su vez forman subcuencas. Dentro de lo que es Nogales, Sonora, recorriéndolo de este a oeste, estas subcuencas son: Potrero Creek, Cañón Mariposa, Las Canoas, Nogales Principal y Las Cuevitas. Nuestra área de estudio se ubica en la subcuenca Nogales Principal.

El mapa de la Fig. 4.2 muestra las rocas que afloran en la cuenca delineada por el arroyo "Los Nogales", inscribiéndose en ella el sitio de proyecto. Existen manifestaciones cercanas de granitos y tobas en dirección noreste suroeste, y de la Formación Nogales en dirección perpendicular a la anterior. La Formación Nogales está compuesta por conglomerados bien consolidados con algunas tobas volcánicas interestratificadas, se originó por la acumulación de sedimentos acarreados de las montañas cercanas, incluyendo fragmentos de roca de diferentes tamaños y tipos, así como gravas y arenas; todo este material grueso está envuelto por una matriz fina arcillosa, que aunada a la presión de la sobrecarga contribuyó a la cementación entre partículas. Este endurecimiento fue gradual hasta formar el macizo rocoso que hoy vemos, estimándose que su espesor total —de hasta 1,500 m— fue logrado con una velocidad de sedimentación de 200 m por cada millón de años.

El Aluvión Joven y el Aluvión Viejo, también muy cerca de la zona de proyecto (Fig.4.2), serán descritos a continuación. El primero de ellos está constituido por los depósitos de arenas, gravas y boleas superficiales más recientes, con espesores comprendidos entre 12 y 45 m; se le reconoce como la planicie de inundación o el aluvión de la corriente, su color es ligeramente gris e incluye algunos coluviones y suelos sin endurecer y de granos pobremente redondeados. El Aluvión Viejo está formado por lentes localmente estratificados de boleas, gravas, arenas, limos y arcillas con zonas cementadas o caliche, es un conglomerado que rellena las cuencas ubicadas entre las montañas o sobre sus colinas, a veces en forma de delantales aluviales. Su espesor va de centímetros hasta los 300 m.

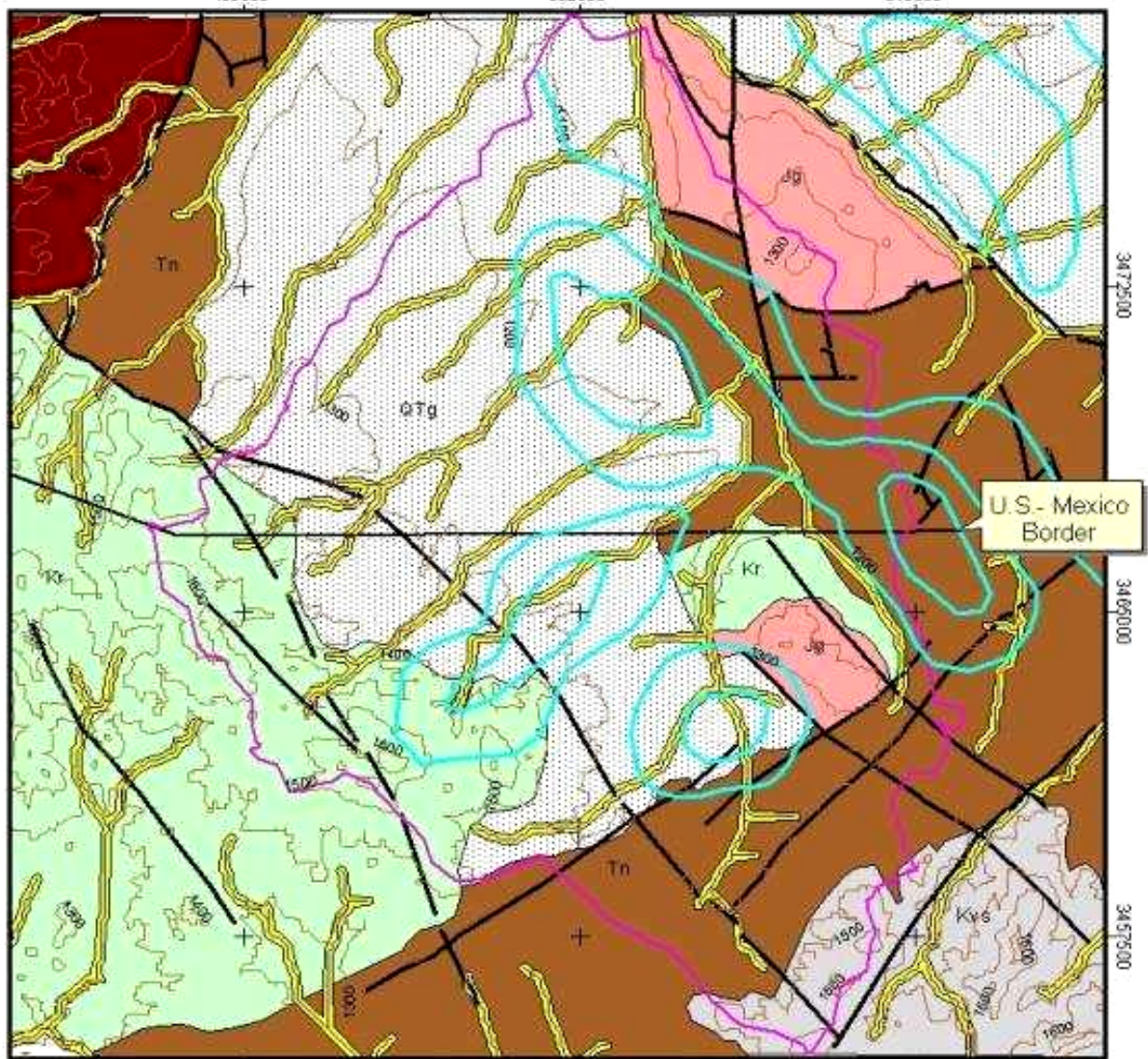
INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Las unidades expuestas en el área del represo corresponden a rocas ígneas intrusivas que varían de granito a granodiorita; su mineralogía consta de cuarzo + feldespato + plagioclasa + biotita \pm hornblenda, conteniendo algunas vetillas de óxidos de hierro (hematita) y cuarzo, así como una débil cloritización generalizada. Algunos diques de composición más máfica (diorítica) cortan la unidad intrusiva, manifestando una coloración verde olivo, un espesor promedio de 75 centímetros y una ausencia total de cristales minerales (son afaníticos), orientándose principalmente 40° – 50° NE–SW e inclinándose 100%.

Las principales características estructurales están marcadas por fallas y fracturas secundarias. La forma del arroyo está controlada por una serie de fallas orientadas 60° NE–SW y echada 42° NW; asimismo, está presente un fracturamiento poco intenso y bien definido que primordialmente se divide en tres grupos:

1. 10 – 30° NE–SW con inclinación pronunciada al SE,
2. $> 50^{\circ}$ NE–SW con inclinación moderada al NW y
3. 50 – 70° NW–SE con tendencia vertical.

Geology of the Transborder Nogales Wash Watershed



Legend

- Approximate Locations of Sub-Basins
- Nogales Wash Watershed Boundary
- Faults
- Geologic Explanation
- Qg- Gravel (Holocene)
- QTg- Gravel (Pleistocene and Pliocene)
- Tn- Nogales Formation- gravel, sandstone and grit (Tertiary)
- Tv- Extrusive rhyolite and thuyodcate (Miocene and Upper Oligocene)
- Kr- Rhyodocite tuff and welded tuff (Cretaceous)
- Kvs- Volcanic and sedimentary rock, undifferentiated (Cretaceous)
- Jg — Granito y Monzonita Cuarzosa (Jurásico)

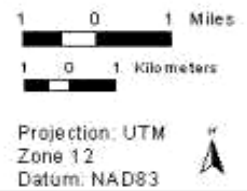


Figura 4.2. Geología de la cuenca formada por el arroyo "Los Nogales", ubicándose la zona de proyecto sobre el cauce del arroyo "La Granja".

Estos patrones pueden ser derivados de las fallas principales, ya que los diques muestran orientaciones muy similares. Por otro lado, las mismas características inherentes de las rocas graníticas (homogeneidad) provocan que este fracturamiento esté muy bien definido, considerándose que aún no afecta en gran medida las capacidades mecánicas de la roca. Sin embargo, la disposición y orientación de los rasgos estructurales de la roca, indicarán zonas de mayor o menor resistencia o estabilidad del lecho rocoso, o ambos.

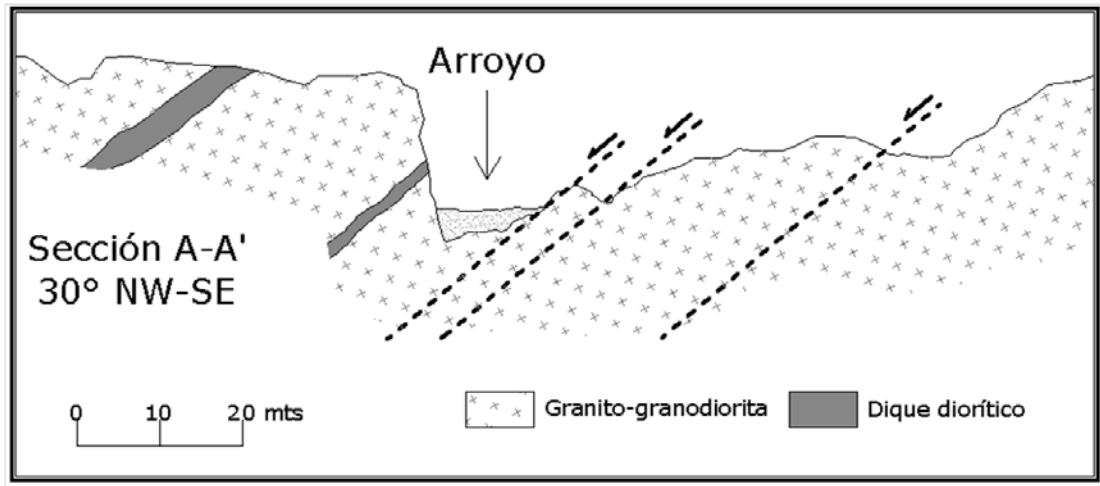


Figura 4.3. Sección esquemática ilustrando un corte con orientación 30° NW-SE, mostrando la disposición estructural de las unidades.

Los rasgos estructurales no están en actual funcionamiento; el emplazamiento de los diques con una orientación e inclinación similar al de las fallas principales, indican que este fallamiento y fracturamiento de la roca, fue contemporáneo o anterior a la inyección de los diques.

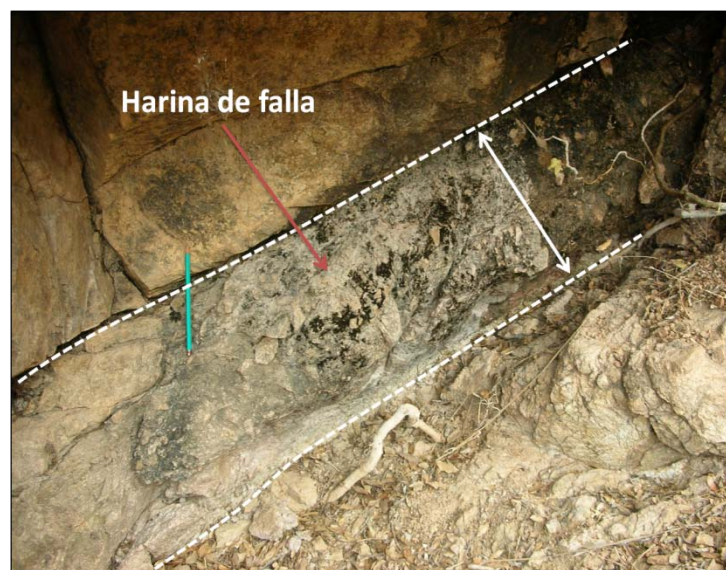


Figura 4.4. Ilustración de las texturas creadas en los planos de falla. La formación de roca 'pulverizada' (harina de falla) es evidencia de fallas principales.

Por su parte, el material que se ubican en la planicie del río se caracteriza por ser principalmente arena gruesa con un contenido mínimo o despreciable de arcilla; esta arena proviene directamente de la degradación local de los intrusivos, la cual ocurre como un desmembramiento grano por grano de los minerales que conforman al granito-granodiorita; la misma naturaleza no compactada y porosa/permeable de estas arenas, no la ubican como buen material de apoyo.



Figura 4.5. Ubicación geológica idónea para la cortina del represo Chimeneas.

RESULTADOS DE LABORATORIO

Las pruebas a las que fueron sometidas las muestras fueron de tensión, carga uniaxial (con martillo Schmidt) y triaxiales con diferentes presiones de confinamiento. La Tabla 4.1 registra los resultados obtenidos.

σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)
6.89	72.24
13.79	133.78
0.00	-2.91©
0.00	30.00*
0.00	40.00
0.00	55.00

Tabla 4.1. Resultados de las pruebas efectuadas a la granodiorita del represo Chimeneas.

σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales.

* No fueron incluidos al obtener Phi (ϕ) debido a la baja resistencia producto de la selección de una zona fracturada o debilidad no relacionada con la resistencia de la roca.

© No se incluyó por la variabilidad del ensayo brasileño de tensión.

La granodiorita ensayada en las márgenes que servirán de apoyo al vertedor, registra ángulos de rotura que van desde los 70° hasta los 80° (Fig. 4.6). Con el uso del software *rocklab* (Fig. 4.7) se obtuvieron los parámetros de resistencia cortante: cohesión, $c = 2.571$ MPa y ángulo de fricción interno $\phi = 34.36^\circ$.



Figura 4.6. Fracturamiento de la roca granodiorita. Ángulo de falla = $45^\circ - \frac{1}{2}\phi$.

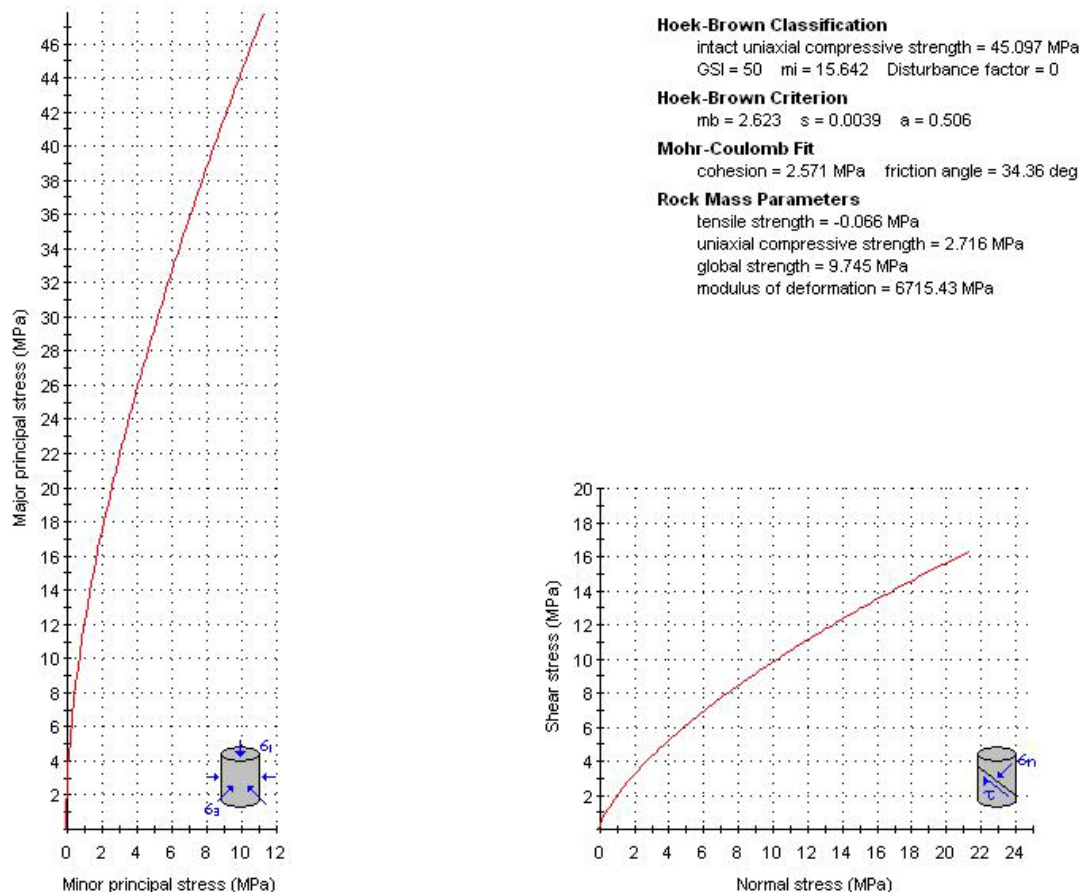


Figura 4.7. Resultados de la corrida del programa rocklab 2007

En conclusión, la zona es apta geológicamente para el soporte de un pequeño represo cuya función sea únicamente mitigar la fuerza del agua sin contenerla para un uso posterior, considerándose innecesaria la elaboración de sondeos profundos, pruebas Lugeon o Lefranc de permeabilidad y sondeos geofísicos, pero sí teniendo cuidado en respetar la dirección de los diques presentes (Fig. 4.3) al momento de apoyar el represo en las márgenes del arroyo; asimismo, recomendamos retirar las arenas del lecho del arroyo para asegurar el correcto asentamiento de la cortina. (Fig. 4.5).

4.2 Datos Geotécnicos Relevantes

SONDEOS

Con el fin de investigar las condiciones del subsuelo se efectuaron tres sondeos a cielo abierto y barrena helicoidal, con barrenos intercambiables y tubos extensibles dependiendo del tipo de suelo y de la profundidad explorada. El objetivo de la exploración fue identificar el tipo de suelo que conforma el terreno, recoger muestras alteradas e inalteradas para determinarle sus propiedades mecánicas en laboratorio, caracterizar el suelo tal como se encuentra en el lugar mediante la prueba

de penetración estándar y localizar la zona de desplante adecuada. En la Fig. 5.28 se indica la localización de estos sondeos.

PROPIEDADES ÍNDICES Y MECÁNICAS

Las propiedades índices y mecánicas del subsuelo motivo de este informe, determinadas a partir de pruebas de campo y de laboratorio, se enlistan en la Tabla 4.2.

Sondeo	Localización	Prof. (m)	N	w	LL	LP	IP	ϕ'_{ec}	s_u (ton/m ²)	k_s (ton/m ³)	S.U.C.S.
		0.80	2	5.2%	—	—	—	27°	—	800	SP
1	Ver Fig. 3	2.20	3	8.6%	—	—	—	27°	—	1,200	SW
		3.20	15	7.5%	—	—	—	33°	—	9,000	SP
		1.10	3	6.1%	—	—	—	27°	—	1,200	SP
2	Ver Fig. 3	2.50	4	8.8%	—	—	—	27°	—	1,800	SP
		3.80	22	6.6%	—	—	—	36°	—	13,800	SP
		1.60	3	6.2%	—	—	—	27°	—	1,200	SP
3	Ver Fig. 3	2.50	3	6.2%	—	—	—	27°	—	1,200	SW
		3.20	25	4.1%	—	—	—	36°	—	16,500	SP

Tabla 4.2. Propiedades índices y mecánicas de los suelos analizados. Los encabezados tienen el siguiente significado:

N , número de golpes de la prueba de penetración estándar;

w , humedad natural del suelo;

LL , límite líquido;

LP , límite plástico;

IP , índice de plasticidad;

ϕ'_{ec} , ángulo de fricción correspondiente a la condición de estado crítico;

s_u , resistencia cortante no-drenada (también llamada c_u , y que en este caso no alcanza valores a consecuencia del carácter predominantemente arenoso del suelo);

k_s , módulo rasante o coeficiente de reacción de la subrasante y

S.U.C.S., sistema unificado de clasificación de suelos que se usó para identificar los suelos analizados. Para esto último fue necesario localizar su porción fina dentro de la carta de plasticidad (Fig. 4.8) y conocer su distribución granulométrica (Fig. 4.9). Los nombres resultantes, por orden de aparición en la última columna, fueron: SP, arenas mal graduadas y GW, gravas bien graduadas.

Los límites de consistencia $-LL$, LP e IP — dados en la Tabla 2 adquieren valores cuando la muestra de suelo es plástica (arcillosa o limosa), pero se dificulta su obtención cuando el suelo tiende a ser arenoso o carece de plasticidad, indicándose en la tabla con un guión largo (—) cuando es nula o escasísima esta propiedad. La carta de la Fig. 4.8 sirve también para valorar, junto con la granulometría dada en la Fig. 4.9, si el suelo es apto para emplearse como relleno.

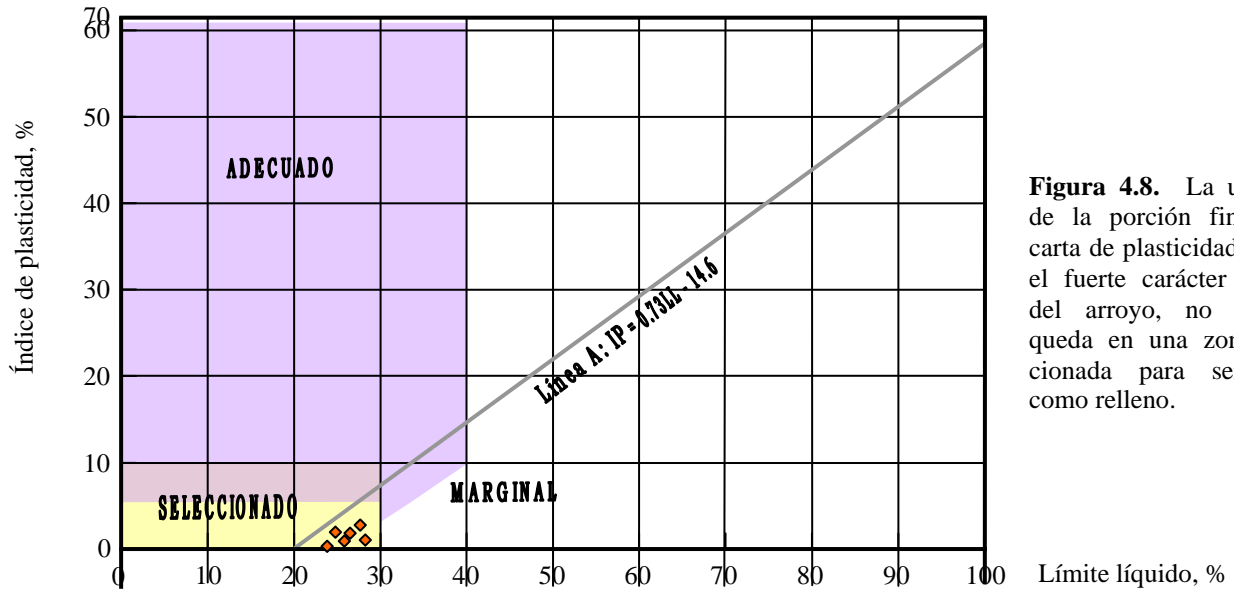


Figura 4.8. La ubicación de la porción fina en la carta de plasticidad muestra el fuerte carácter granular del arroyo, no obstante, queda en una zona seleccionada para ser usado como relleno.

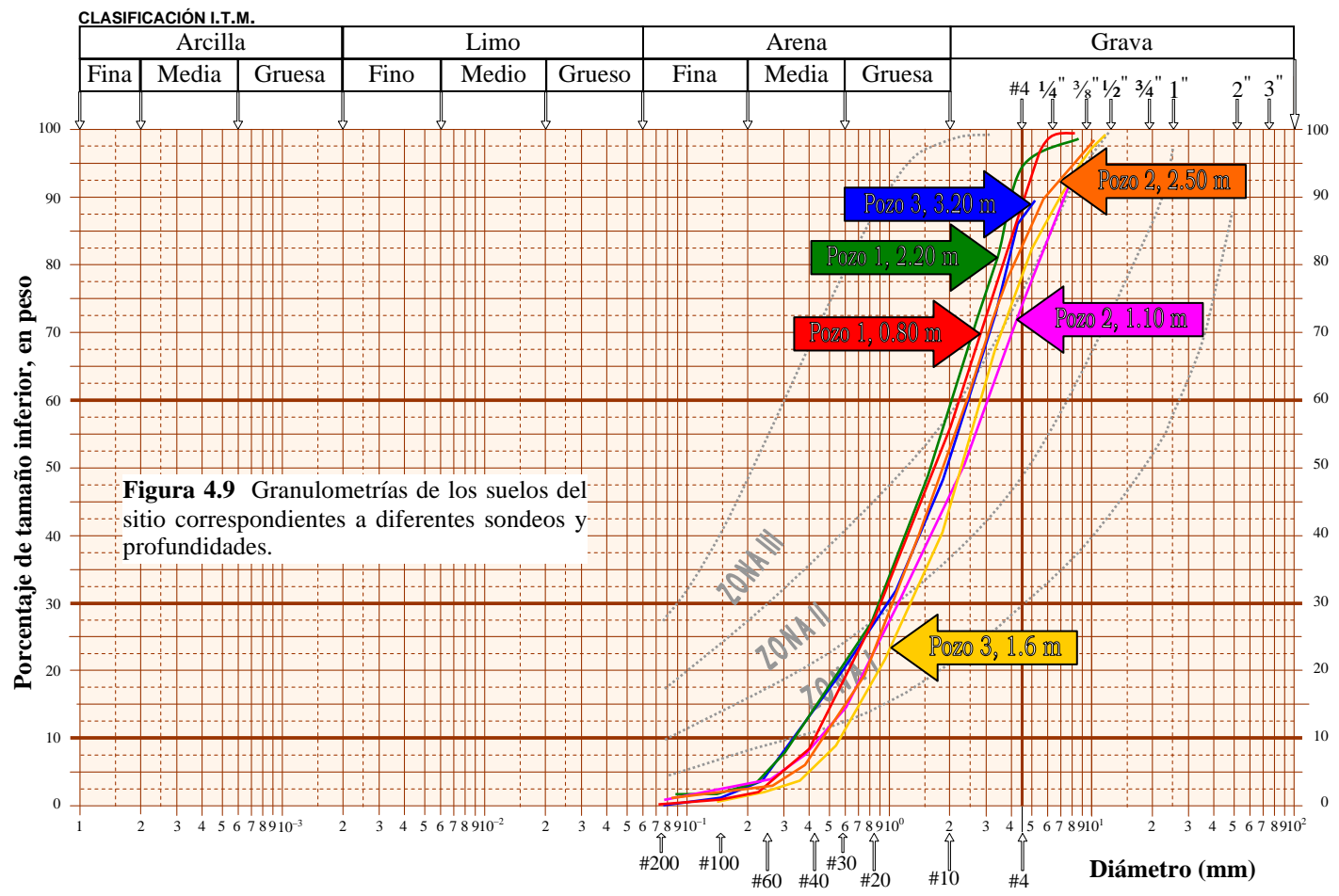


Figura 4.9 Granulometrías de los suelos del sitio correspondientes a diferentes sondeos y profundidades.

ESTRATIGRAFÍAS

Las Figs. 4.10, 4.11 y 4.12 muestran los perfiles estratigráficos de los tres sondeos de suelo realizados, indicándose cómo varía el número de golpes, la humedad natural y el índice de plasticidad con respecto a la profundidad.

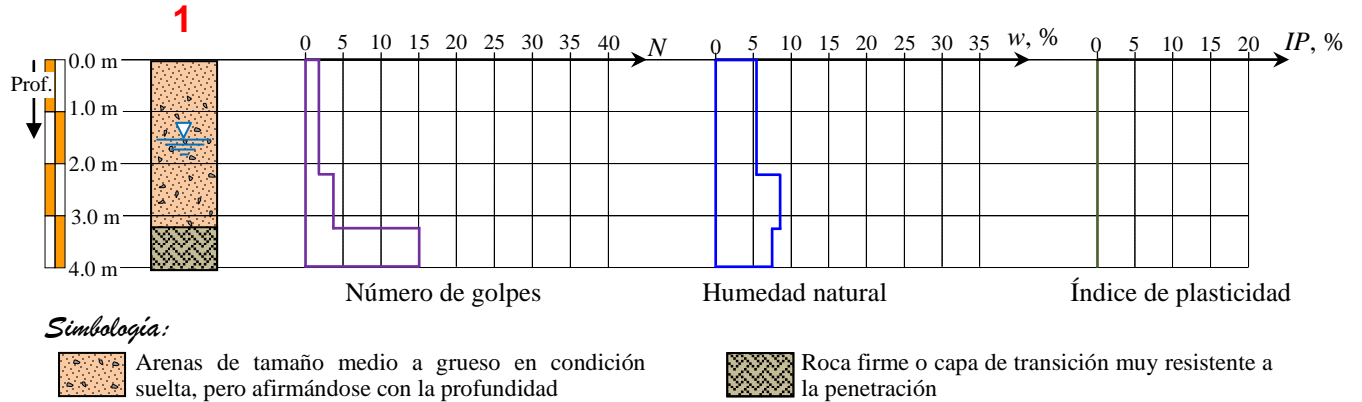


Figura 4.10. Estratigrafía del sondeo 1, lecho del arroyo en zona de la cortina.

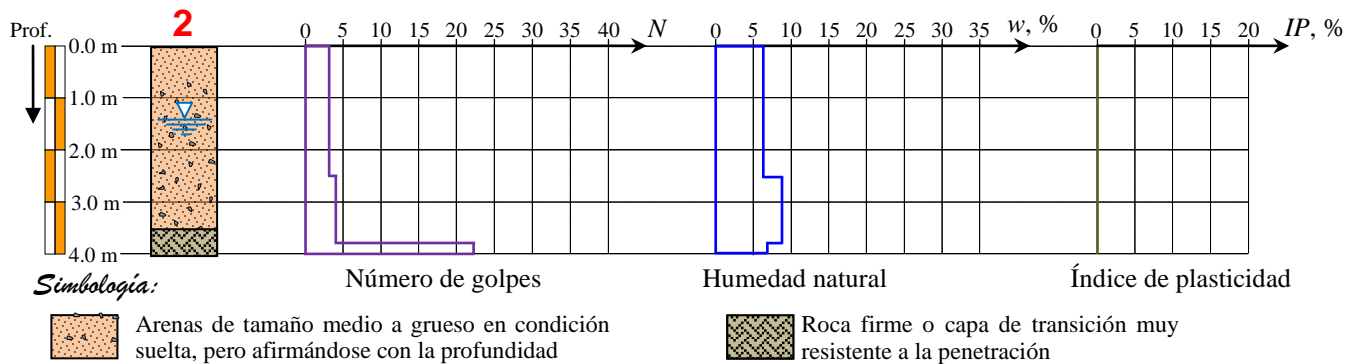


Figura 4.11. Estratigrafía del sondeo 2, lecho del arroyo en zona de la cortina.

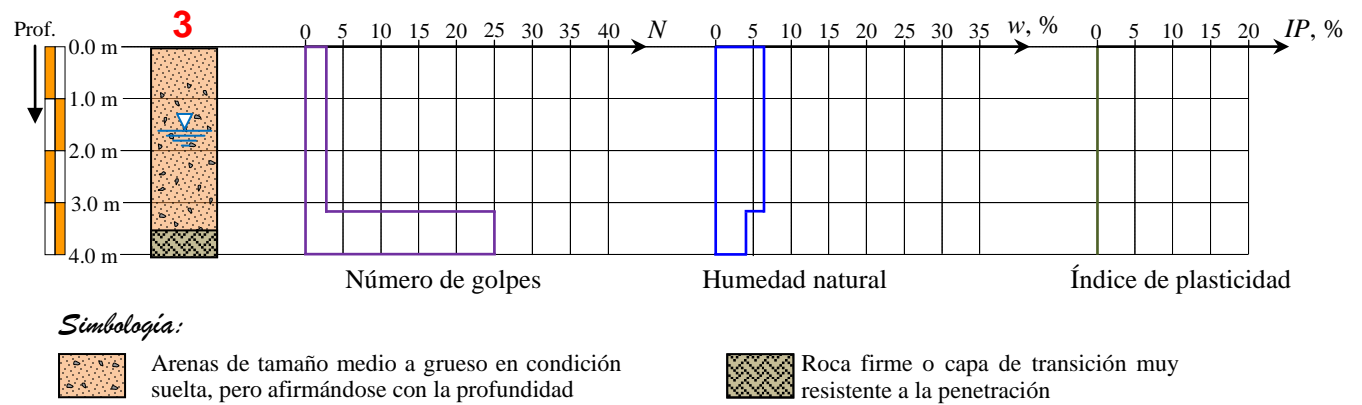


Figura 4.12. Estratigrafía del sondeo 3, lecho del arroyo en zona del vaso.

CAPACIDAD DE CARGA

Distinguiamos dos tipos de capacidad de carga para este proyecto, una apoyada en suelo granular y la otra en roca, la primera obteniéndose con la fórmula de Meyerhof-Bowles que expresa dicha capacidad en función del número de golpes N dado por la prueba de penetración estándar (4ª columna de la Tabla 4.2):

Para cimentaciones con anchos $B \leq 1.22$ m

$$q_a \text{ (kN/m}^2\text{)} = 19.16 N F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (4.1)$$

Para cimentaciones con anchos $B > 1.22$ m

$$q_a \text{ (kN/m}^2\text{)} = 11.98 N F_d \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (4.2)$$

En las cuales q_a = capacidad de carga permisible, en kN/m².

N = número de golpes dado por la prueba de penetración estándar.

F_d = factor de profundidad = $1 + 0.33 (D_f / B) \leq 1.33$.

B = ancho de la cimentación, en m.

D_f = profundidad de desplante, en m.

S_e = asentamiento permisible, en mm.

Para losas de cimentación el ancho B es lo suficientemente grande para que $3.28 B \approx B.28 B$, reduciéndose la expresión anterior a un valor más simple.

Para losas de cimentación

$$q_a \text{ (kN/m}^2\text{)} \approx 11.98 N F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (4.3)$$

El asentamiento permisible normalmente se toma igual a la pulgada, es decir, igual a 25.4 mm; en nuestro caso, aumentaremos la seguridad restringiendo este valor a sólo 20 mm. Considerando que la cimentación del repeso cae en la categoría de losa, y que en nuestro caso ésta se apoyará en la capa de suelo estable ubicada a 3.40 m de profundidad, o en su defecto en una capa mejorada a menor profundidad ($z = 2.0$ m) $F_d \approx 1$ y $N = 15$, resultando $q_a = 141.5 \text{ kN/m}^2 = 14.44 \text{ ton/m}^2$.

Cimentación en roca

El siguiente enfoque considera las discontinuidades del macizo y la resistencia de la roca intacta para el cálculo de la capacidad de carga, a través de la siguiente expresión:

$$q_{\text{últ}} = JcN_{\text{cr}} \quad (4.4)$$

En la cual $q_{\text{últ}}$ es la capacidad de carga última neta del estrato rocoso, J representa un factor de corrección que toma en cuenta las discontinuidades del macizo (Fig. 4.13), c es la resistencia cohesiva

de la roca y N_{cr} un factor de capacidad de carga que se obtiene con ayuda de las gráficas contenidas en la Fig. 4.14. Para usar estas figuras también se requieren ϕ , ángulo de fricción de la roca soportante; B, ancho de la zapata y H y S, discontinuidades verticales y horizontales, respectivamente, del macizo rocoso. Como desconocemos estos tres últimos datos elegiremos aquéllos que nos conduzcan a la situación más crítica para la cimentación. Tomaremos los siguientes datos para la roca de soporte, $c = 2.571 \text{ MN/m}^2$, $\phi = 34.36^\circ$ y $\gamma = 2,250 \text{ kg/m}^3$, obteniéndose $J = 0.42$ de la Fig. 4.13, en tanto que de la Fig. 4.14 el valor de $N_{cr} = 4$. Sustituidos en la ecuación de arriba producen una $q_{\text{últ}} = 0.42 \times 2.571 \times 4 = 4.32 \text{ MN/m}^2 = 440.74 \text{ ton/m}^2$.

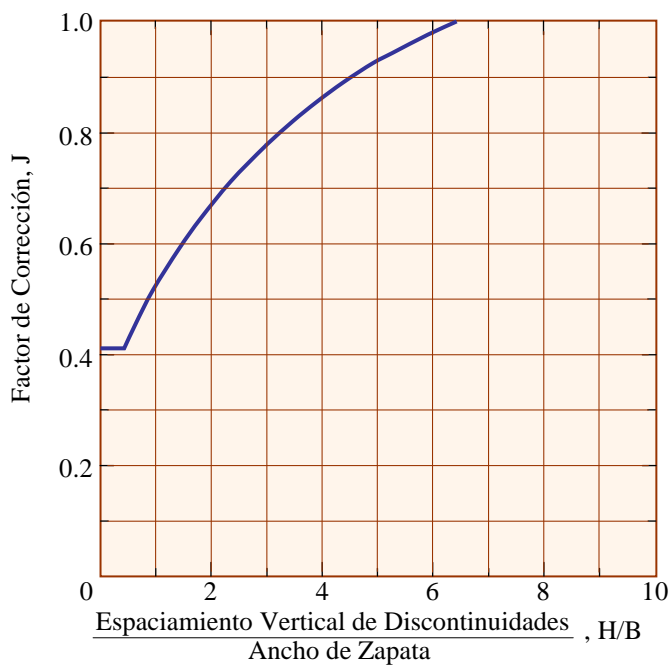


Figura 4.13. Factor de corrección J usado en la ecuación de capacidad de carga de mantos rocosos.

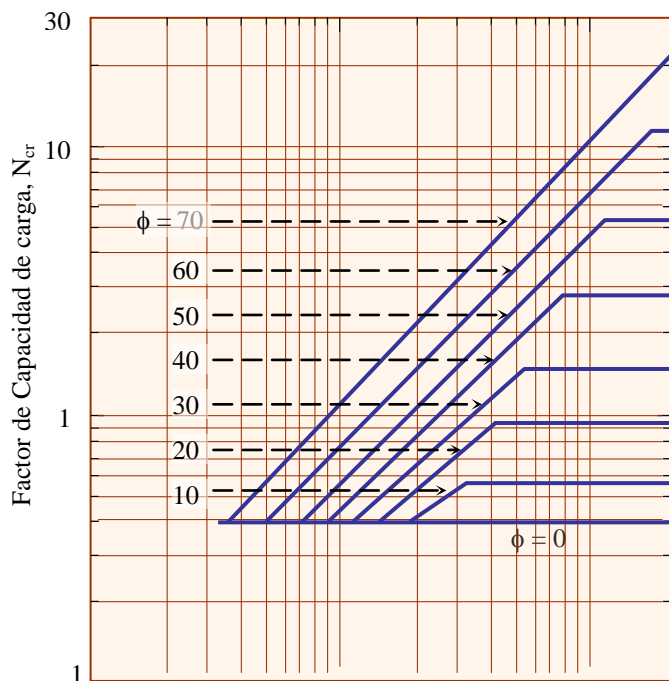


Figura 4.14. Factor de capacidad de carga N_{cr} usado en la ecuación de capacidad de carga de mantos rocosos.



Si se utiliza un factor de seguridad de 3, la capacidad de carga admisible $q_a = 146.9 \text{ ton/m}^2$. Al llegar al nivel de desplante rocoso en el que se apoyará la cimentación, deberá retirarse con sumo cuidado la capa intemperizada de roca de mala calidad, estableciendo *ex profeso* un procedimiento que sea apropiado para este fin, identificando las juntas, vetas, fallas, planos de estratificación, cavidades o toda aquella malformación extraña a un manto homogéneo, sano y de buena calidad. En caso de registrarse dichas anomalías deberán informarse al ingeniero encargado antes de efectuar cualquier arreglo o colocación de gavión.

En resumen, si la cortina se apoya en el suelo gravo-arenoso, su capacidad de carga admisible es de sólo 14.44 ton/m^2 , pero si lo hace sobre la roca ignimbrita analizada en el apartado "Levantamiento Geológico" (pp. 68 y 69), su capacidad de carga admisible se eleva a 146.9 ton/m^2 .

ANÁLISIS DE LA PERMEABILIDAD

Los órdenes de permeabilidad del terreno dependen del diámetro efectivo D_{10} , el cual, sustituido en la fórmula de Hazen Williams, proporciona un valor aproximado, suficiente para este proyecto en el que se exige que el represo mitigue la fuerza del agua sin que sea requisito contenerla para un uso posterior. La fórmula de Hazen, $k = (D_{10})^2$, con D_{10} en mm determinada de la gráfica granulométrica de la Fig. 4.9, página 70 da permeabilidades que oscilan entre 0.11 cm/s y 0.33 cm/s .

4.3 Hidrología del Sitio de Proyecto

Un estudio detallado de todo el municipio de Nogales incluyendo la cuenca que abarca y las subáreas en que se divide, fue llevado a cabo por la US-IBWC a través de le empresa Tetra Tech, Inc. (citado en la introducción del presente informe). Ahí se hace una completa descripción de los criterios asumidos para la determinación de la avenida de proyecto y de los niveles que alcanzará el agua a su paso por su desfogue natural, del Arroyo "Los Nogales".

En esta fase de nuestro proyecto revisamos las condiciones hidrológicas particulares de la cuenca en la que se ubica el represo Chimeneas, citada como subárea O en el estudio mencionado, calculando la magnitud de la avenida con ayuda de la siguiente expresión, útil para zonas rurales no aforadas,

$$\text{Log}Q_i = C_1 + C_2 \text{log}A - C_3 (\text{log}A)^2 + C_4 \text{log}S - C_5 (\text{log}S)^2 - C_6 (\text{log}S)(\text{log}S_h) \quad (4.5)$$

En la cual Q_i representa los pies cúbicos por segundo que alcanza dicha avenida para el período de retorno i ; C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 y C_6 son coeficientes de ajuste que dependen del mismo Q_i , registrándose en la Tabla 3 sus diferentes valores; A es el área de drenaje de la cuenca en millas cuadradas, obtenida con ayuda de las cartas topográficas del INEGI (Fig. 4.15); S representa la pendiente del arroyo comprendida entre 0% y 85% de la longitud total L y S_h es un factor de forma adimensional expresado como $S_h = L^2/A$, en donde L significa la máxima longitud en millas que viaja el agua, desde el punto de interés hasta la línea divisoria de la cuenca.

Evento	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6
Q_2	2.049	0.547	0.003	0.299	0.194	0.253
Q_5	2.430	0.591	0.023	0.489	0.275	0.408
Q_{10}	2.621	0.609	0.031	0.633	0.288	0.578
Q_{25}	2.814	0.625	0.039	0.679	0.329	0.590
Q_{50}	2.936	0.636	0.044	0.706	0.350	0.601
Q_{100}	3.044	0.646	0.049	0.729	0.367	0.614
Q_{500}	3.260	0.665	0.058	0.776	0.396	0.651

Tabla 4.3. Valor de los coeficiente C_i utilizado en la fórmula del gasto.

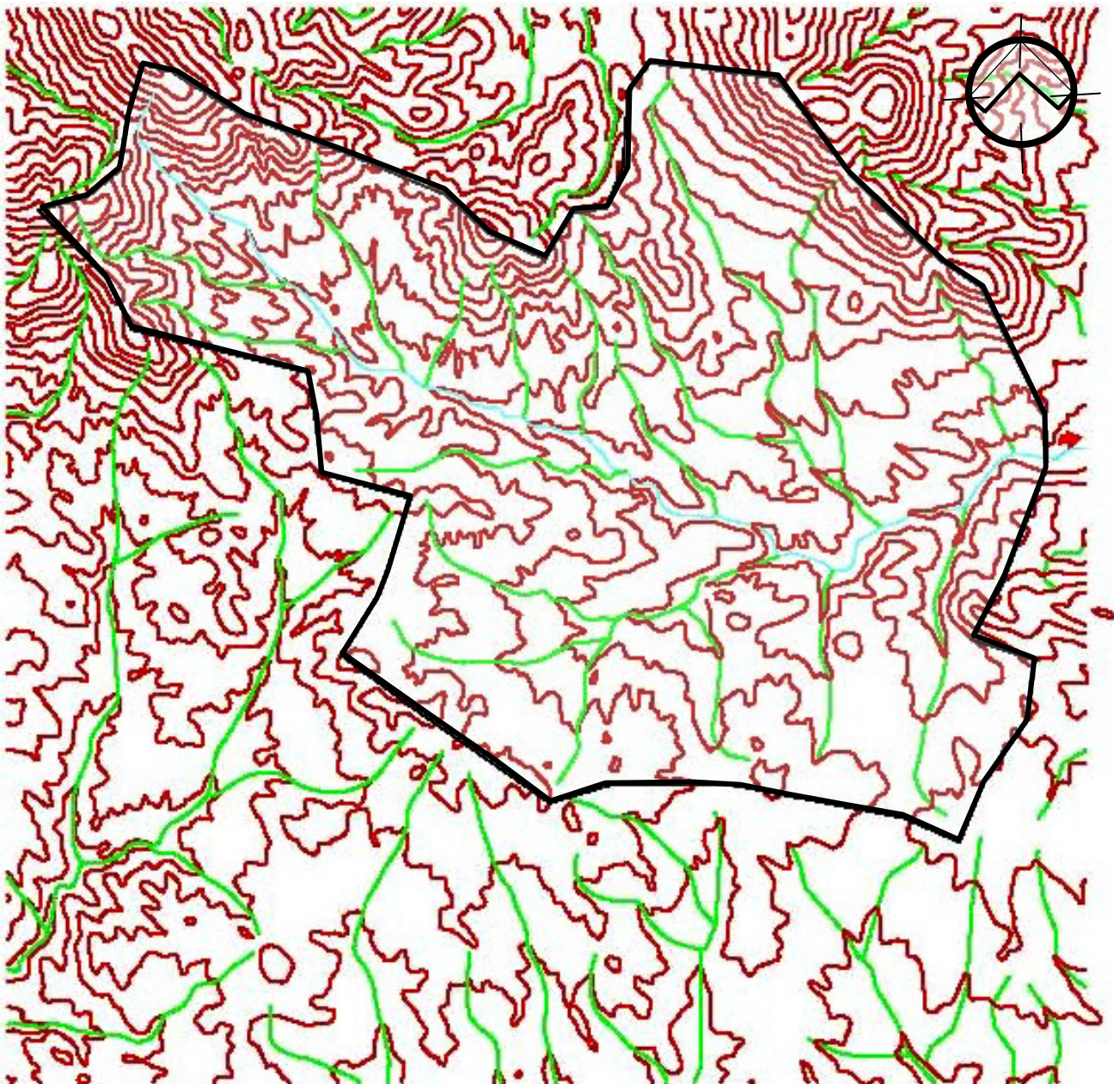


Figura 4.18. Delimitación de la forma y de la superficie de la cuenca con ayuda de carta topográfica.

Con el fin de asociar un hidrograma unitario conocido a nuestra cuenca no aforada utilizamos el concepto "tiempo de retraso", que nos permite establecer el lapso de concentración del escurrimiento en la cuenca Chimeneas que forma el arroyo "La Granja" comparándola con un área similar (montañas de Phoenix). El tiempo de retraso L_g en horas se calcula con la expresión

$$L_g = 24n \left(\frac{L \times L_{ca}}{S_0^{0.5}} \right)^{0.38} \quad (4.6)$$

En la que L_{ca} representa la longitud que viaja el agua, desde el punto de interés al punto en que se intersecta con la perpendicular a la corriente en el centroide del área ca. Se obtienen las coordenadas del centroide ca con ayuda de la instrucción *massprop* del AUTOCAD, formando previamente regiones dentro del polígono que define la cuenca Chimeneas. Finalmente, S_0 se refiere al talud en pies/milla del recorrido mayor del agua, desde el punto de interés a la línea divisoria de la cuenca.

El área de la cuenca O resultó igual a 650.00 Ha, equivalente a 2.51 mi²; el recorrido L del agua desde la divisoria de la cuenca hasta el represo fue de 4,597.13 m, o sea, 2.857 mi; las coordenadas ca del centroide correspondieron a (499,713.239 m, 3,460,342.550 m), lo que da un valor de $L_{ca} = 2,519.32$ m (1.57 mi); la diferencia de elevaciones produce en esta cuenca un desnivel de 1,640 m – 1,304 m = 336 m (1,101.64 ft), es decir, una pendiente de $336/4,597.13 = 7.309\%$, o bien, un talud en pies por milla igual a $1,104.64/2.857 = 386.64$ ft/mi. Con estos datos se puede calcular el factor:

$$\frac{L \times L_{ca}}{\sqrt{S}} = \frac{2.857 \times 1.57}{\sqrt{386.64}} = 0.228 \quad (4.7)$$

y determinar el tiempo de retraso en nuestra cuenca gracias a la ecuación

$$L_{g,5} = 24n \left(\frac{L \times L_{ca}}{S^{0.5}} \right)^{0.38} = 24 \times 0.104 (0.228)^{0.38} = 1.42 \text{ h} \quad (4.8)$$

Se observará que en este cálculo se usó un coeficiente de rugosidad n de 0.104, correspondiente a las condiciones actuales no urbanizadas de la zona, digamos de hoy a 5 años, pero a mayores plazos, ante lechos de escurrimiento más impermeables, se tendrán menores tiempos de retraso; por ejemplo, los coeficientes de rugosidad para 10 años y 25 años son 0.09 y 0.074, respectivamente, lo que produce $L_{g,10} = 1.23$ h y $L_{g,25} = 1.01$ h.

El caudal esperado para diferentes períodos de retorno se obtiene con la expresión logarítmica dada al final de la página 78, obteniéndose los coeficientes C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 y C_6 de la Tabla 4.3 para diferentes eventos Q_i . Es importante hacer notar que esta ecuación es válida sólo para cuencas con áreas de drenaje A comprendidas entre 0.013 mi² y 4,471 mi², elevaciones promedio de la cuenca entre 600 ft y 6,300 ft, longitudes promedio del arroyo principal L entre 0.28 mi y 176 mi, pendientes de recorrido entre 0.29% y 13.4%, factores de forma L^2/A de 1.47 a 20.6 y volúmenes de descarga entre 9 ft³/s y 52,000 ft³/s, cumpliéndose en la cuenca que nos ocupa con todas estas restricciones. Para el intervalo de recurrencia de 2 años:

$$\begin{aligned} \text{Log } Q_2 &= 2.049 + 0.547 \times \log (2.51) - 0.003 (\log 2.51)^2 + 0.299 \log (7.309) - 0.194 (\log 7.309)^2 \\ &- 0.253 (\log 7.309) \left(\log \frac{2.857^2}{2.51} \right) = 2.2687 \end{aligned}$$

$$\text{Por lo que } Q_2 = 10^{2.2687} = 185.67 \text{ ft}^3/\text{s} = 5.27 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.9)$$

Procediéndose de la misma forma para el resto de los eventos, resultando:

$$\begin{aligned} Q_5 &= 500.30 \text{ ft}^3/\text{s} = 14.19 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{10} &= 862.25 \text{ ft}^3/\text{s} = 24.46 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{25} &= 1,372.71 \text{ ft}^3/\text{s} = 38.95 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{50} &= 1,844.86 \text{ ft}^3/\text{s} = 52.34 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{100} &= 2,391.08 \text{ ft}^3/\text{s} = 67.84 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{500} &= 4,011.81 \text{ ft}^3/\text{s} = 113.8 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned} \quad (4.10)$$

Considerando un período de retorno de 25 años y una tormenta de 2 horas de duración, el volumen almacenado por el represo ascenderá a: $(2 - L_{g, 25}) \times Q_{25} = (2 - 1.01) \times 38.95 \times 3,600 = 138,817.8 \text{ m}^3$; asimismo, para tormentas con duraciones de 4 horas y de 6 horas, los volúmenes serán $419,257.80 \text{ m}^3$ y $699,697.80 \text{ m}^3$, respectivamente. Por tanto, la altura de la cortina vertedora combinada con la topografía del vaso deberán ser capaces de almacenar temporales de estas magnitudes.

Finalmente, si el canal de desfogue de la cortina tiene un ancho de 10 m, una altura de 1 m y por ahí corre un tirante de 0.7 m, el radio hidráulico será $R = \text{área}/\text{perímetro mojado} = 10 \times 0.7 / (10 + 2 \times 0.7) = 0.614 \text{ m}$, que sustituido en la fórmula de Manning nos da la velocidad de desfogue:

$$v = \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} = \frac{(0.614)^{\frac{2}{3}} (0.07309)^{\frac{1}{2}}}{0.035} = 5.58 \text{ m/s} \quad (4.11)$$

que multiplicada por el área proporciona el gasto que fluye por el canal: $Q = 5.58 \times (10 \times 0.7) = 39.06 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que implicaría cerca de 5 horas para desfogar el eventual volumen acumulado por una tormenta de seis horas de duración.

CAPÍTULO 5

Análisis Hidráulico y Cálculo Estructural de la Cortina Filtrante

Diseñaremos a continuación un represo a base de gaviones. Lo elegimos por su rápida y económica construcción con materiales rocosos cercanos y de buena calidad, además de su sencilla disposición manual en bloques que se van uniendo y reforzando mutuamente a medida que se extienden y elevan sobre el sitio, evitando así la necesidad de equipo especial en una zona de difícil acceso. Poseen además los gaviones muy buena flexibilidad para disipar cambios de esfuerzo producidos por asentamientos, temperatura o sismos; reacomodándose sin romperse gracias a las unidades estructurales que se mantienen como tales y no como un bloque sólido monolítico, lo que no reduce su capacidad de soporte de fuerzas verticales, principalmente su propio peso, y fuerzas horizontales, en este caso el empuje que ejercerá el agua.

Justifica finalmente nuestra selección la buena permeabilidad que tendrá un represo de este tipo, que reduce las presiones hidrostáticas al permitir el paso del agua, detiene una parte de los sólidos transportados por ella y nos evita la construcción de un complicado sistema de drenaje.



Figura 5.1.

Figura 5.1. Un gavión es una caja o jaula rellena de piedras, que se van empalmando y adosando mutuamente hasta cumplir con las dimensiones del cortina. Nótese la solidez que logra el acomodo pétreo y la abertura que se ofrece al paso del agua.

El vertedor es la componente clave del represo porque controla el máximo nivel de agua evitando que derrame por la cresta, liberando los excedentes de agua que ya no pueden ser almacenados, por lo que debe dimensionarse para que desagüe el flujo de diseño que ocasione se llene el represo y que fue calculado en páginas anteriores. Se ilustran brevemente en los siguientes incisos los principios hidráulicos que rigen el diseño y la estabilidad estructural, ordenando los conceptos conforme avanza la metodología de cálculo, la cual inicia con el análisis del flujo y la colocación y dimensionamiento de estructuras para su control, y concluye con los requerimientos de estabilidad solicitados por el empuje del agua contra los gaviones, así como de la acción y reacción de su peso propio.

5.1 TIPOS DE VERTEDOR EN CORTINAS DE GAVIONES

En arroyos naturales, la energía hidráulica total se disipa uniformemente a lo largo de su lecho; sin embargo, cuando la cortina se construya, la disipación de la energía sobre sus bordes localizados aguas arriba, resultará sustancialmente inferior que la que sería en condiciones naturales, elevándose por tanto el nivel de energía potencial. Cuando esta energía hidráulica elevada se disipa corriente abajo de la estructura, puede causar serios problemas de socavación en el lecho del arroyo, a menos que sea disipada inmediatamente, ya sea de forma natural, si las características del lecho del arroyo lo permiten, o artificialmente, con la creación de un tanque de amortiguamiento. En este sitio, el agua que fluye a través del vertedor deberá perder una porción de su energía total, de manera que alcance una energía equivalente o menor a la que hubiera tenido en ausencia del represo.

La disipación de la energía que tiene lugar como resultado de la construcción de una estructura hidráulica puede dar lugar a un fenómeno de erosión importante en el lecho del arroyo. Localmente, esto amenazaría la estabilidad de la estructura, ya que aguas abajo socavaría el lecho del arroyo en un tramo largo. Por tanto, uno de los principales problemas que se plantean en el diseño del represo consiste en evitar las consecuencias negativas de la disipación de la energía.

Una forma común de resolver este problema consiste en concentrar la energía en un área circunscrita llamada tanque de amortiguador. Por la importancia de su función, esta área deberá ser cuidadosamente diseñada y construida.

La Fig. 5.2 muestra las diferentes formas en que comúnmente se localiza un vertedor cuando la obra hidráulica es pequeña:

- en el centro del terraplén, sobre el eje de la corriente principal,
- lateral al terraplén, fuera del eje de la corriente principal y
- externo, fuera del eje del lecho de corriente principal, descargando en un valle lateral secundario.

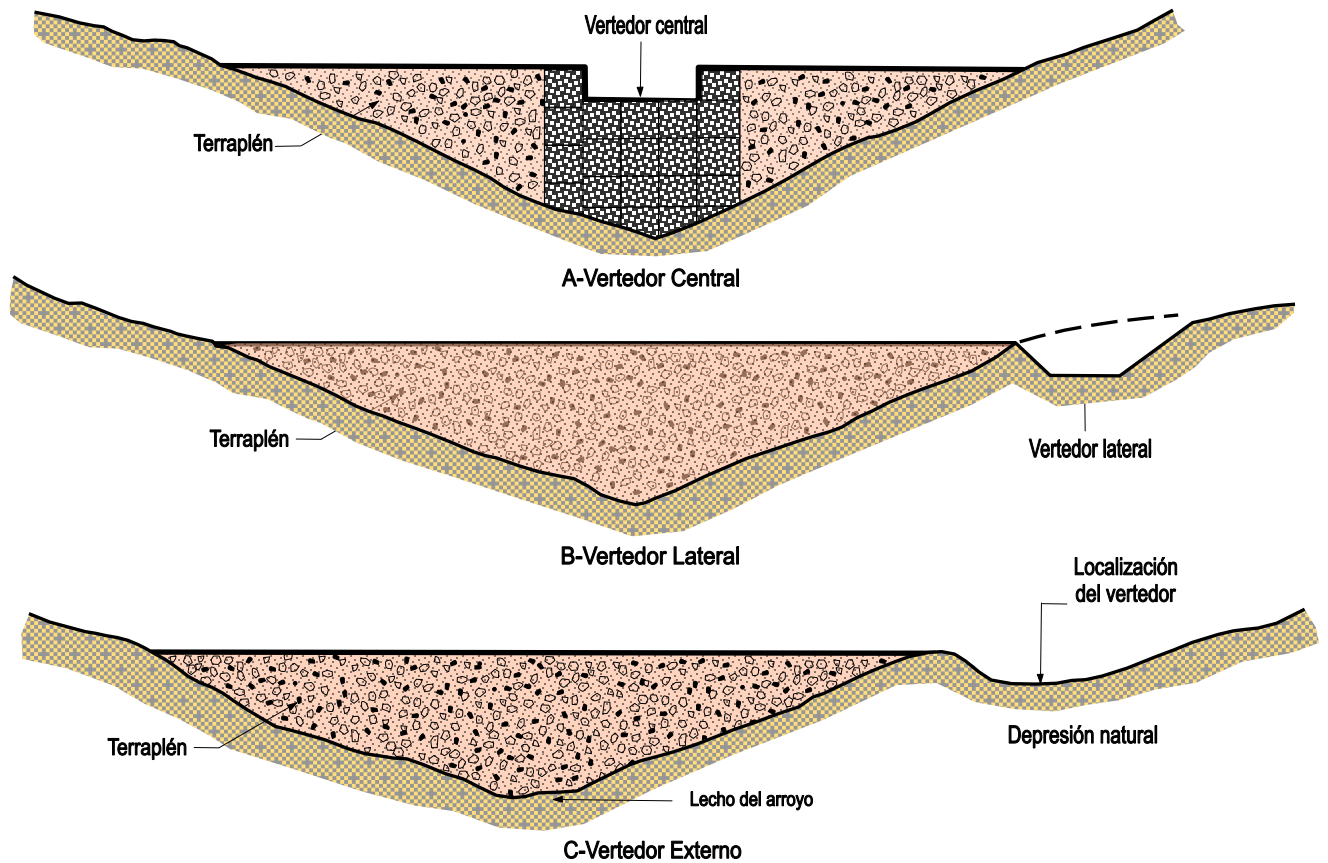


Figura 5.2.

La selección del tipo de vertedor depende principalmente de las siguientes condiciones:

- Características topográficas.
- Disponibilidad de materiales de construcción.
- Condiciones del sitio.

Por ejemplo:

- Si el material excavado del canal del vertedor puede ser usado para el terraplén, la solución más económica resulta ser con frecuencia la del vertedor lateral, ya que también sirve como banco de préstamo.
- Un vertedor fabricado de gaviones puede ser la mejor solución si en las cercanías se cuenta con rocas y boleos.
- Se prescindiría de un vertedor lateral si se tuviera que excavar en roca firme y sana, dado los altos costos que esto implica.
- Algunas veces un arroyo tributario o una depresión natural a lo largo de uno de los hombros de la cortina, puede servir como vertedor (C).

La primer tipología de vertedor (A-vertedor central) es característica de todas las clases de compuertas de gavión (compuerta de desviación, repesos para el control de sedimentos y presas para la distribución de agua). El vertedor es una simple compuerta de gavión con un tanque de amortiguamiento ubicado en su lado de aguas abajo, empotrado generalmente en el terraplén. Las otras dos tipologías corresponden a uno que se coloca en el extremo del repeso (B-vertedor lateral) y a otro en el que la descarga del exceso de flujo se hace a través de un canal que corre por un valle lateral (C-vertedor externo). Se notará que en nuestro proyecto, esto dos últimos tipos de vertedor se dificultan dada la dureza del material rocoso que se tendría que excavar, ya que ambos tipos B y C requieren de un canal que transporte el exceso de agua desde el embalse hasta la salida y de un sistema de caída para la restitución del agua al lecho natural del arroyo. En la primera tipología de vertedor (A), el canal no existe evacuándose directamente el exceso de flujo en el sistema de caída.

CANAL DE DESCARGA DEL VERTEDOR

Se evitan varios tipos de problemas cuando se diseña apropiadamente el canal de descarga del vertedor. Sus características principales son:

- sección transversal y pendiente longitudinal, aptas ambas para evacuar el flujo de diseño,
- revestimiento para evitar la erosión de los alerones y del lecho ocasionada por el flujo de agua,
- protección de los alerones (talud lateral y cunetas).

La pendiente longitudinal del canal y su dimensionamiento transversal tiene que ser calculados de acuerdo con el flujo de diseño, a fin de limitar la velocidad del agua. Siempre resulta preferible seleccionar un canal largo y con pendiente ligera, a uno corto con pendiente fuerte, aun cuando la primera opción sea algo más cara de llevar a cabo, normalmente a la larga demuestra ser más barata, debido a que requiere mínima atención y por ello menos costos de mantenimiento.

Si los materiales térreos del lecho del canal no pueden soportar el flujo de agua, tendrá que revestirse con materiales más resistentes. En este caso, las orillas del canal deberán protegerse con un pequeño muro de retención fabricado con gaviones; asimismo, para evitar la erosión causada por el escurrimiento de agua proveniente de la zona superior de la colina en la que se construye el canal, deben construirse cunetas que atrapen dicho escurrimiento (Fig. 5.3).

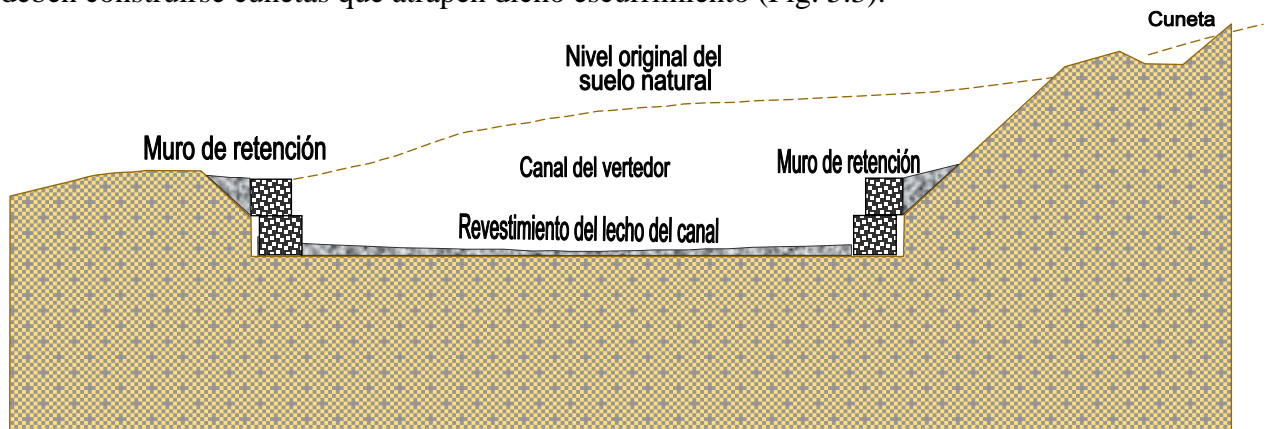


Figura 5.3. Sección transversal del canal del vertedor.

5.2 DISEÑO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL VERTEDOR

El vertedor debe dimensionarse para el flujo de diseño. Como se acaba de mencionar, el vertedor se compone de un canal de descarga y de un sistema de caída, definiéndose ambos en función del flujo máximo esperado. Explicaremos enseguida de manera breve cómo calcular el gasto para el diseño del canal de descarga, dejando para una posterior sección los fundamentos teóricos para el dimensionamiento del sistema de caída.

Por hipótesis, en un canal abierto las líneas de flujo son paralelas, en tanto que las velocidades de todos los puntos de sus sección transversal son iguales a la velocidad media v . La energía del agua posee dos componentes: potencial y cinética. Con referencia a la Fig. 5.4, la altura hidráulica total H_s absoluta en el punto de descarga de un canal abierto, se obtiene con la ecuación de Bernoulli:

$$H_s = z + d + \frac{v^2}{2g} \quad (5.1)$$

En la cual:

z es el nivel del fondo del canal;
 d , la profundidad del agua;
 v , la velocidad media y
 g , la aceleración de la gravedad.

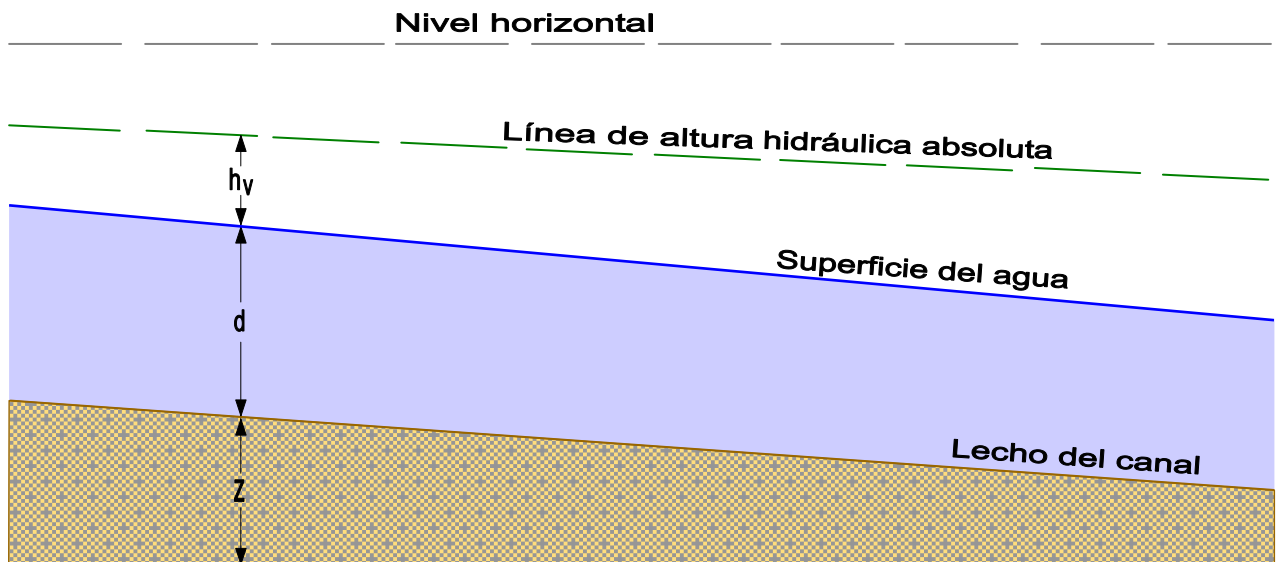


Figura5.4. Niveles de flujo en un canal.

La energía en el lecho del canal, denominada energía específica, se representa por medio de la relación:

$$H_e = d + \frac{v^2}{2g} \quad (5.2)$$

La velocidad v , en un canal abierto puede expresarse mediante la ecuación de continuidad:

$$Q = V.A \quad \text{por lo tanto} \quad v = \frac{Q}{A} \quad (5.3)$$

Donde:

Q es la descarga (velocidad del volumen de flujo) y
 A el área de la sección transversal de flujo.

Por tanto, la energía específica puede también expresarse como

$$H_e = d + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (5.4)$$

Para diferentes valores de la descarga (Q), la relación puede dibujarse con respecto a los ejes energía específica (H_e) y profundidad del agua (d), tal como se muestra en la Fig. 5.5. El diagrama indica que para valores de descarga y de energía específica fijas, Q_f y H_f , respectivamente, existen dos profundidades posibles, d_1 y d_2 , asociándose d_1 con el flujo subcrítico y d_2 con el flujo supercrítico.

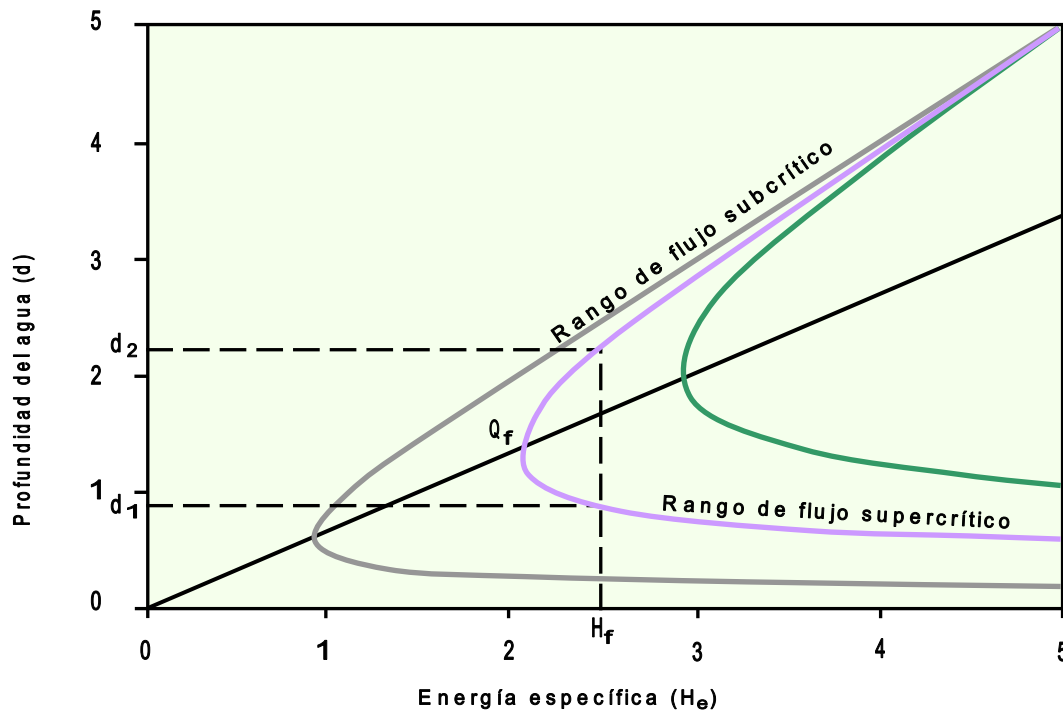


Figura 5.5. Relación energía-profundidad de flujo de un canal.

$$H_f = d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (5.5)$$

$$\text{Con } d_1 < d_2 \text{ y } v_1^2 > v_2^2$$

Se puede observar que en el rango de flujo supercrítico, la velocidad del agua es siempre mayor que la obtenida en el rango de flujo subcrítico. Existe también una energía específica mínima (H_m), correspondiente a un valor único de profundidad de agua (d_m), que define la condición de flujo crítico, denominándose también así todas las demás características (profundidad, velocidad y pendiente).

El parámetro clave empleado para expresar la condición del flujo de descarga es el número de Froude:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy_m}} \quad (5.6)$$

En la cual y_m representa la profundidad promedio de flujo. Si

$F_r > 1$, entonces el flujo de descarga se encuentra en condición supercrítica (profundidades superficiales, velocidades altas),

$F_r < 1$, entonces el flujo de descarga se encuentra en condición subcrítica (profundidades altas, velocidades bajas).

Es muy importante establecer si el flujo cae en el rango subcrítico o supercrítico, debido principalmente a que en las obras hidráulicas pequeñas, todas las estructuras deben diseñarse, de ser posible, con velocidades de flujo que se mantengan en el rango subcrítico, demostrándose en la práctica que los problemas de erosión causados por el agua se reducen significativamente cuando las velocidades del flujo son inferiores a las del rango subcrítico.

La Fig. 5.6 muestra lo que ocurre cuando se descarga un volumen de agua en el canal del vertedor de un embalse. En la entrada del canal se define una zona de transición que corresponde a la pérdida de energía específica, ocasionada por las fricciones que surgen en la entrada; simultáneamente, el agua comienza a fluir en el canal transformándose la energía de potencial a cinética. La componente cinética en el embalse generalmente se desprecia, relacionándose la línea de energía específica con el nivel de agua. Después de la zona de transición, el flujo de descarga entra a una condición uniforme (zona uniforme), con un nivel de agua paralelo al fondo del canal, prefiriéndose mantener siempre en el nivel subcrítico al flujo que transcurre por esta zona, con el fin de evitar problemas de socavación en el canal, de otra forma sería necesario su revestimiento. Cerca de la caída final, al extremo del canal, la velocidad de flujo se eleva al mismo tiempo que decrece el nivel de agua, hasta que alcanza la condición crítica en la caída (zona de transición). En el siguiente párrafo se explica lo que ocurre más allá de la caída.

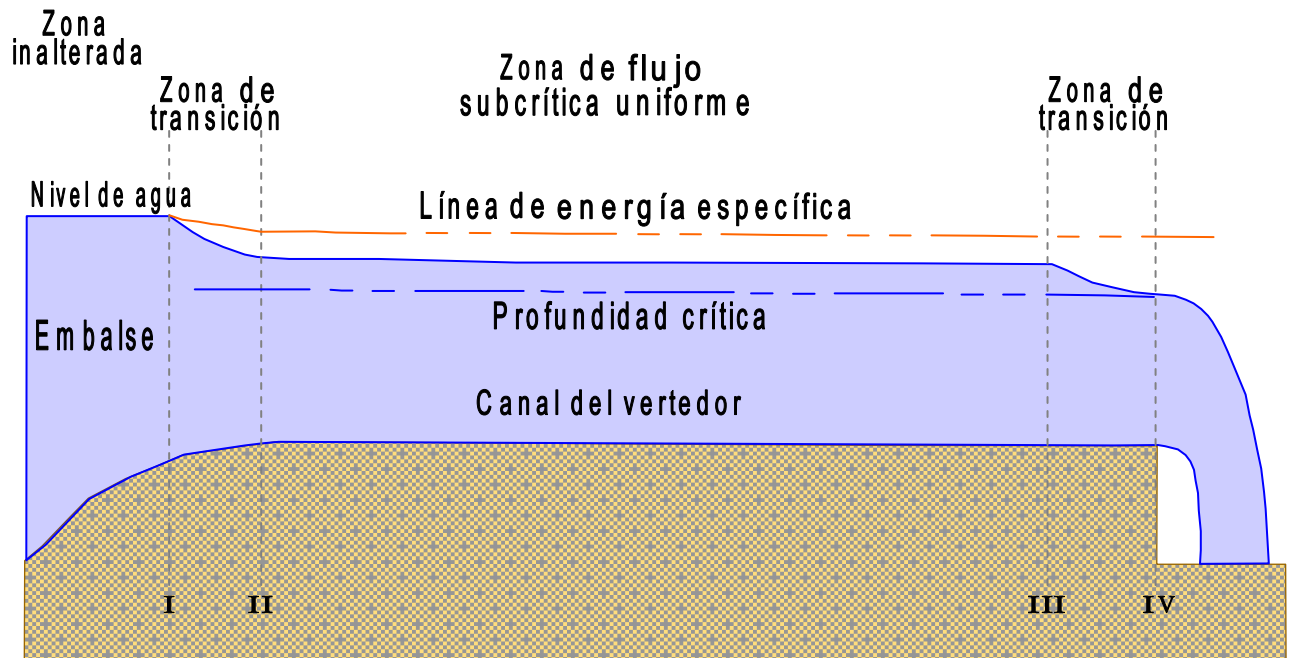


Figura 5.6. Esquematación del canal de un vertedor de cresta ancha.

El diseño de un canal de vertedor debe ayudar a minimizar las pérdidas de energía específica y a limitar la velocidad del agua, previniéndonos contra problemas de socavación. El minimizar las pérdidas de energía específica nos permitirá diseñar un fondo de canal más alto, reduciéndose con ello el volumen de terraplén o pedraplén; asimismo, al reducirse la erosión causada por el agua podremos proteger el lecho del canal con un simple y superficial revestimiento (por ejemplo, una capa delgada de cascajo y roca). Si el suelo natural posee buena resistencia, el revestimiento del canal no será necesario. Con el fin de minimizar las pérdidas de energía a la entrada del canal, debe construirse ésta estrechándose progresivamente, haciéndola que adquiera una forma de embudo. Si se realiza apropiadamente el nuevo perfil de la entrada en forma de embudo, se reducirán las pérdidas de energía específica a sólo unos cuantos centímetros.

En el tramo de flujo uniforme, después de la zona de transición, puede usarse la relación normal de flujo–profundidad para calcular la profundidad de agua que corresponde al flujo de diseño. Para este cálculo debe fijarse de antemano la pendiente del lecho del canal y su rugosidad en función de los materiales empleados para el revestimiento del canal. En canales abiertos, una de las relaciones más frecuentemente empleadas para el cálculo del flujo es la fórmula de Manning (página 77):

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (5.7)$$

Derivada de la formulación general de Chezy:

$$v = X\sqrt{Ri} \quad (5.8)$$

En la que:

n = coeficiente de Manning,
k = coeficiente de Gaukler-Strikler,
R = radio hidráulico,
i = pendiente longitudinal del canal del vertedor,
X = coeficiente de Chezy.

La mejor forma de utilizar la ecuación de Manning es mediante intentos repetidos con diferentes niveles de agua, que nos conduzcan al valor de la velocidad de flujo y, consecuentemente, al flujo de descarga a través de la relación

$$Q = v A \quad (5.9)$$

hasta que eventualmente sea encontrado el nivel de agua en el canal del vertedor, que permite el paso del flujo de diseño. Los valores de los coeficientes de Manning y de Gaukler-Strikler se tabulan en función de los materiales que componen las márgenes y el lecho del canal.

Cuando se ha establecido el valor del nivel de agua requerido para evacuar el flujo de diseño por el canal del vertedor, se vuelve necesario verificar los niveles de agua en la entrada del canal. Con respecto a la Fig. 5.6, la suma de la altura hidráulica absoluta (total) y de las pérdidas de energía en la sección II, debe ser inferior a la altura hidráulica absoluta de la sección I, de otra manera la velocidad de descarga sería inferior que el flujo de diseño.

$$H_I = z_I + h_I \quad (5.10)$$

$$H_{II} = z_{II} + h_{II} + \frac{v_{II}^2}{2g} \quad (5.11)$$

$$H_I > H_{II} + \mathbf{DH} \quad (5.12)$$

Si la entrada del canal está bien fabricada, **DH** es despreciable. Si esta relación no se verifica, deberán entonces modificarse las características del canal del vertedor (incremento de su ancho o de su talud, o bien, alteración del revestimiento del canal con el fin de disminuir su rugosidad).

Si se satisface la compatibilidad de las alturas hidráulicas absolutas expresadas en la relación anterior, entonces deberá verificarse la resistencia a la socavación del lecho del canal. La Tabla 5.1 registra los valores máximos de velocidad que no provocan la erosión de los diferentes materiales ahí citados.

Estos valores se han extraído de diferentes teorías (por ejemplo, el diagrama de Shield, que impone un valor fijo al esfuerzo cortante crítico), con el auxilio de observaciones experimentales. Si la ve-

locidad del agua calculada en el canal del vertedor resultara mayor que la velocidad máxima tolerable para el material del lecho, tomada de la Tabla 5.1, deberá entonces modificarse el diseño del canal del vertedor. Son dos las posibilidades de modificación:

- Incremento del ancho del canal o disminución de su pendiente (o ambos), con el fin de reducir la velocidad del agua.
- Revestimiento del canal con materiales apropiados que resistan la velocidad calculada para el agua.

Material	Agua clara v (m/s)	Agua transportando limos coloidales v (m/s)
Arena fina coloidal	0.45	0.76
Arena calichosa no coloidal	0.53	0.76
Limo calichoso no coloidal	0.60	0.91
Limos aluviales no coloidales	0.60	1.06
Caliche firme ordinario	0.76	1.06
Ceniza volcánica	0.76	1.06
Arcilla rígida muy coloidal	1.14	1.52
Limos aluviales coloidales	1.14	1.52
Lutitas y costras cementadas	1.82	1.82
Grava fina	0.76	1.52
Caliches graduados hasta boleos no coloidales	1.14	1.42
Limos graduados hasta boleos coloidales	1.22	1.67
Grava gruesa no coloidal	1.22	1.82
Boleos y guijarros	1.52	1.67

(Para canales sinuosos, las velocidades deben reducirse con porcentajes que oscilan entre 5% y 22%, dependiendo, respectivamente, de si el canal está moderada o sumamente sinuoso).

Tabla 5.1 Valores máximos de velocidad tolerados para diferentes materiales.

Luego de haberse modificado las características del canal del vertedor con una de las dos posibles formas que acabamos de mencionar, se procede a realizar una nueva prueba para determinar si la velocidad del agua es inferior a la máxima tolerable que puede soportar el material del lecho del canal, debiéndose verificar la expresión reformulando los nuevos valores de la altura hidráulica absoluta, ya que se han modificado las características hidráulicas del canal.

Cuando el canal del vertedor es muy corto normalmente se prefiere construirlo con talud inverso, especialmente si los materiales que constituyen el terreno natural no son particularmente resistentes al flujo de agua. Con un talud inverso, la velocidad del agua en el canal es inferior a la que se presenta en la vecindad de la compuerta final, reduciéndose los riesgos de erosión en el canal; además, el talud inverso también evita el estancamiento del agua en el canal de descarga. Sobre todo en

zonas áridas y semiáridas, el estancamiento del agua facilita el crecimiento de vegetación, introduciéndose nuevos requerimientos de mantenimiento.

PROTECCIÓN DEL CANAL DE DESCARGA.

El diagrama de Shield nos permite calcular el tamaño mínimo con el cual las partículas no son transportadas por el flujo de agua que atraviesa el canal. Si el material natural del suelo contiene un porcentaje de partículas de un tamaño más pequeño que el calculado a través del diagrama de Shields, el flujo de agua puede propiciar un fenómeno de socavación importante. En este caso tendrá que ser revestido el lecho del canal con un material más resistente, por ejemplo, que contenga un mayor porcentaje de gravas, guijarros y rocas, así como un porcentaje pequeño de arena y arcilla. Este material debe estar adecuadamente graduado con el fin de obtener un porcentaje elevado de partículas (entre 80% y 90%) con un diámetro mayor que el calculado con el diagrama de Shields. Pueden incrustarse algunas líneas de gaviones transversales al canal para evitar la socavación de su lecho, ubicándose unos pocos centímetros por arriba de dicho lecho.

Si el canal cruza capas de material particularmente vulnerable a la erosión del agua, deberán protegerse las márgenes del canal con muros de retención de gaviones para evitar su erosión. Los muros de retención en las márgenes del canal pueden también servir como estabilizadores de los taludes que forman esas orillas, sobre todo cuando están compuestos por materiales incoherentes.

La sección transversal de los muros de retención debe calcularse de acuerdo con los esfuerzos que generan el agua y la tierra. Los procedimientos que se usan para verificar la estabilidad de los muros de retención son similares a los que se emplean en la verificación de la estabilidad de la compuerta, que serán explicados en secciones posteriores. La Fig. 5.7 muestra dos formas posibles de construcción de los muros de retención. Se elige la opción A si las márgenes están constituidas por material suficientemente resistente y se compacta adecuadamente el relleno del muro. En todos los otros casos, la opción B será más conveniente.

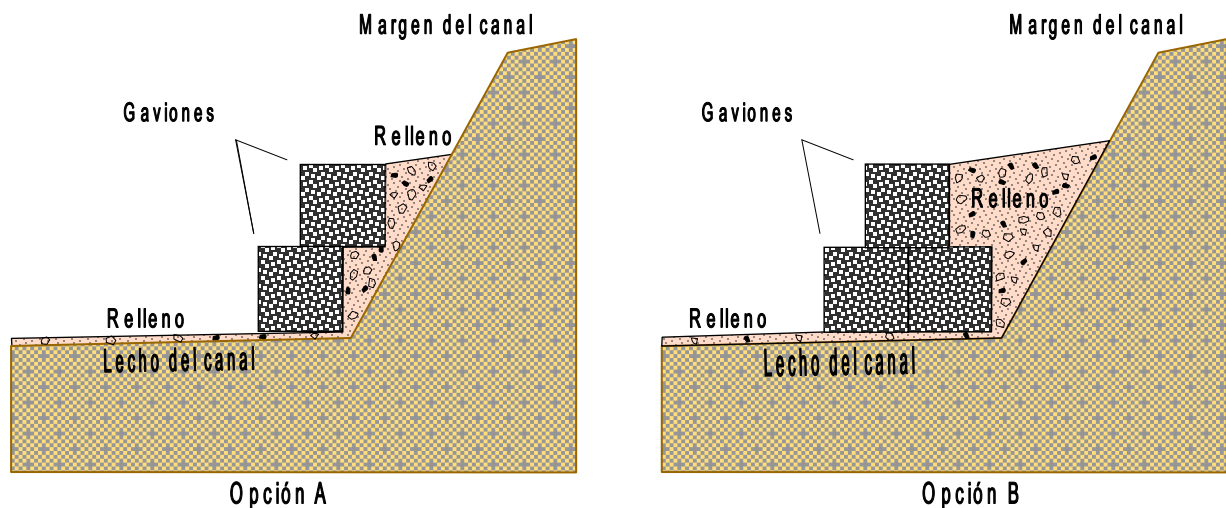


Figura 5.7. Muros de retención (opciones A y B).

Los muros de retención de gaviones establecen una trayectoria de flujo preferencial, especialmente en las áreas cercanas a los lados y el fondo de los gaviones. En estas áreas, la conformación interna de gaviones, con rocas y conductos que dejan los espaciamientos entre las mismas rocas, pueden acelerar el flujo de agua, incrementándose su potencial erosivo, posibilitándose la remoción de las partículas finas en contacto con el gavión. Este fenómeno erosivo, peculiar en las zonas contiguas a los gaviones, ocasiona asentamientos del muro, conduciendo eventualmente a su falla. Mencionaremos a continuación brevemente las técnicas más efectivas para evitar estos problemas de erosión, dejando para más adelante una detallada ilustración de estas técnicas y de los procedimientos para su realización.

El problema de la erosión en la zonas de contacto entre gaviones y el suelo natural o relleno artificial, es común en todas las estructuras hidráulicas que incluyen gaviones (por ejemplo, muros de retención, compuertas, contracompuertas, etc.) Para limitar este problema se puede recurrir a varias soluciones, dos de las cuales son particularmente efectivas:

- inserción de un geotextil entre los gaviones y el suelo natural o relleno artificial,
- construcción de una interrupción semipermeable o impermeable (dentellón).

La primera solución es la más adecuada; en realidad siempre debe colocarse una capa geotextil en la interfase gaviones–relleno (natural o antrópico), cuando la estructura de gaviones puede ser afectada por el paso del agua. Si el paso del agua a través de toda la estructura de gaviones es crítico, entonces se vuelve preferible construir interrupciones semipermeables o permeables. Estas interrupciones deben construirse perpendiculares a la dirección del flujo, para reducirle al agua su poder erosivo. Los dentellones semipermeables se construyen intercalando una capa de geotextil entre dos capas de gaviones; los impermeables, por el contrario, toman la forma de muros de concreto o de gaviones (gaviones construidos con una técnica particular).

Debe instalarse colina arriba de las márgenes del canal del vertedor una cuneta que drene y evacue los escurrimientos que llegan de aguas arriba, los cuales, si no se controlan, pueden conducir a la erosión de las márgenes (Fig. 5.3, p. 81).

DISEÑO DE LA CORTINA

Como se demostró en la sección previa, antes de alcanzar la caída, el flujo de descarga generalmente se ubica en el rango subcrítico, justo en la caída el flujo es crítico y más allá de la caída se vuelve supercrítico (véase Fig. 5.8) erosionando el lecho del arroyo de aguas debajo de la compuerta, debido a la disipación de la energía progresiva posterior al flujo de descarga.

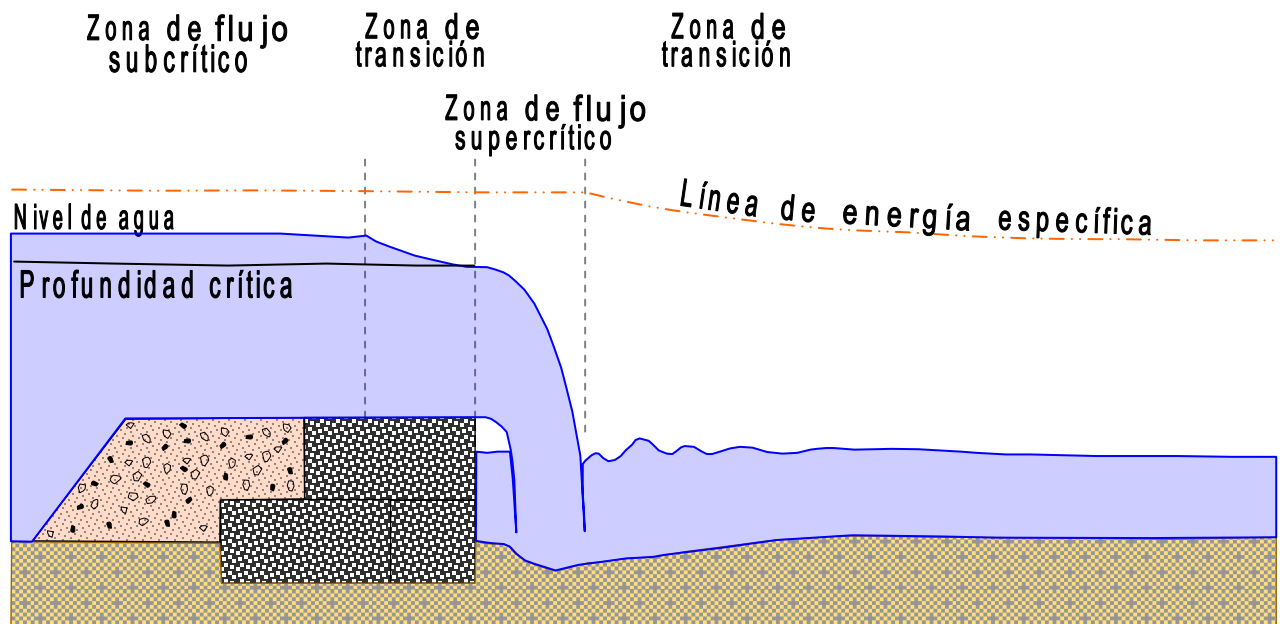


Figura 5.8. Flujo de agua sobre una cortina.

En esta sección se clasificarán primeramente las compuertas de acuerdo con su geometría y, posteriormente, de acuerdo con su función hidráulica, con especial énfasis en el problema de disipación de la energía, presentándose seguidamente los cálculos hidráulicos relacionados con las compuertas verticales; de hecho, el lado vertical de aguas abajo es el más común en las obras hidráulicas de pequeño tamaño. Al final explicaremos el análisis de estabilidad de las estructuras de gaviones.

Las cortinas se clasifican, de acuerdo con la geometría de su lado de aguas abajo, en tres tipos (como se muestra en la Fig. 5.9):

- Vertical
- Escalonada
- Abatida

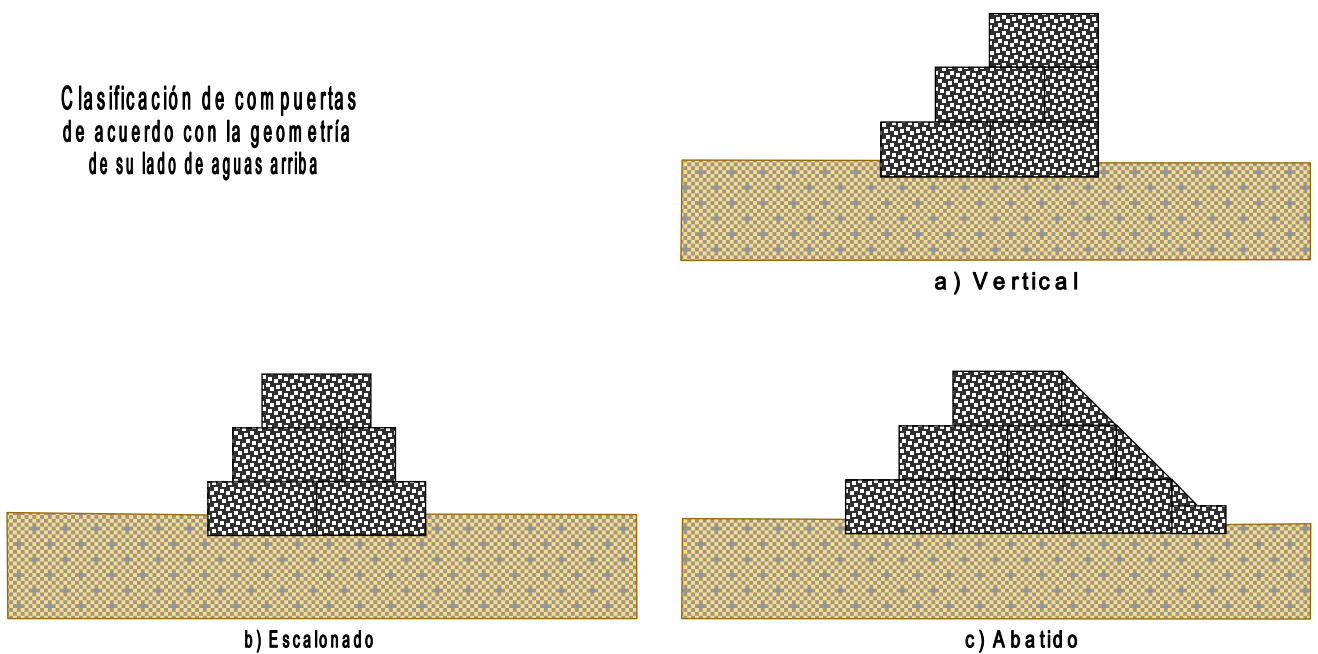


Figura 5.9 Geometría de los diferentes tipos de cortinas

La geometría del lado de aguas abajo de una cortina debe seleccionarse de acuerdo con varios factores, tales como:

- altura de caída,
- carga hidráulica,
- características de los materiales empleados en la construcción de los gaviones,
- características de los suelos naturales de la localidad,
- clase de compuerta de acuerdo con la presencia o no de tanque de amortiguamiento (Fig. 5.10).

No existen reglas generales para la elección de una geometría particular; no obstante, si la altura de la caída no excede de entre 3 y 5 m, la geometría vertical es siempre la más apropiada. Si la altura de caída es mayor que el rango anterior, la compuerta debe diseñarse con una geometría escalonada, la que, sin embargo, puede ser usada sólo si el flujo específico no excede de $3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, de otra manera la turbulencia y el choque provocados por el agua que cae contra los escalones, puede traer aparejadas severas roturas de los gaviones. En las interesantes síntesis de Cemagref acerca de observaciones experimentales de compuertas de gaviones escalonados, se argumenta que si la altura es mayor que el rango comprendido entre 3 y 5 m y el flujo específico no excede de $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, la geometría abatida sería también apropiada.

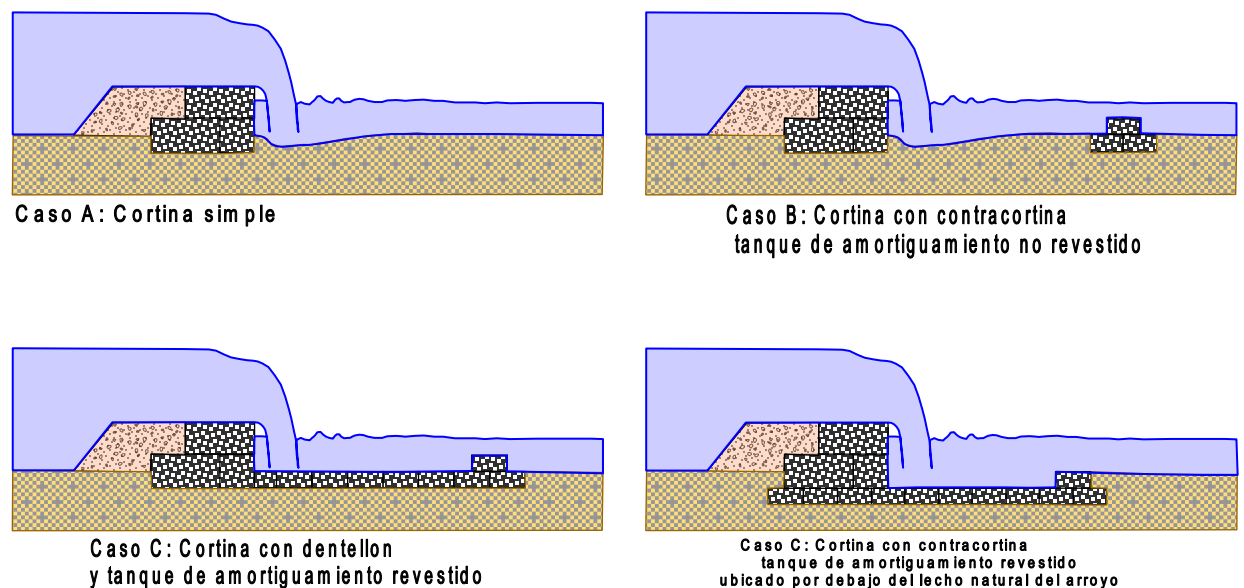


Figura 5.10. Tipos de cortinas filtrantes a base de gaviones.

El lado de aguas arriba de la compuerta debe ser siempre de geometría escalonada con el fin de facilitar la unión entre los gaviones y el relleno, cuya función es darle impermeabilidad a la compuerta; además, el peso del relleno sobre los escalones agrega estabilidad a la estructura, contribuyendo a evitar deslizamientos y vuelcos.

Con referencia al problema de disipación de la energía aguas abajo de la estructura, las compuertas se clasifican en cuatro categorías (véase Fig. 5.10).

- simple (A),
- con contracortina, tanque de amortiguamiento sin revestimiento (B),
- con contracortina, tanque de amortiguamiento revestido (C),
- con contracortina tanque de amortiguamiento localizado por debajo del lecho natural del arroyo (D).

Los procedimientos explicados más adelante se relacionan principalmente con el diseño hidráulico de las compuertas cuyo lado de aguas abajo es vertical. Las compuertas verticales son las más sencillas de diseñar y de construir, razón por la cual son ampliamente utilizadas en pequeñas obras hidráulicas, especialmente en países en desarrollo. Se mencionarán sólo de manera breve los procedimientos de dimensionamiento hidráulico de compuertas escalonadas y abatidas, advirtiéndose, sin embargo, que algunas compuertas con su lado de aguas arriba escalonado, pueden calcularse hidráulicamente en la misma forma que las compuertas verticales, si la pendiente de aguas arriba es tan fuerte que el agua brinca desde la cresta de la compuerta sin correr sobre los escalones, cayendo directamente en la punta de aguas abajo de la compuerta.

En las etapas iniciales del diseño de la compuerta, la única característica conocida es su altura. La altura de la compuerta depende de la diferencia entre la pendiente de diseño y la pendiente natural. Con el fin de ponerle un límite a los problemas de erosión y siempre y cuando se espere que la compuerta tenga una altura superior al rango comprendido entre 2 y 4 m, podría resultar útil construir más de una compuerta, dependiendo de las características naturales de los suelos y de la calidad de los materiales de construcción.

La relación flujo–profundidad en la fórmula de Chezy

$$Q = bh\mu\sqrt{2gh} \quad (5.13)$$

nos permite calcular la profundidad del agua que pasa por encima de la compuerta (h), proporcionados el flujo de diseño (Q), el coeficiente de descarga (m) y el ancho de la compuerta (b), los cuales deberán ser conocidos.

Los valores del coeficiente de descarga se tabulan de acuerdo con la carga de agua (h) y la longitud de la cresta de la compuerta (véase Fig. 5.11 y Tabla 5.2 y 5.3).

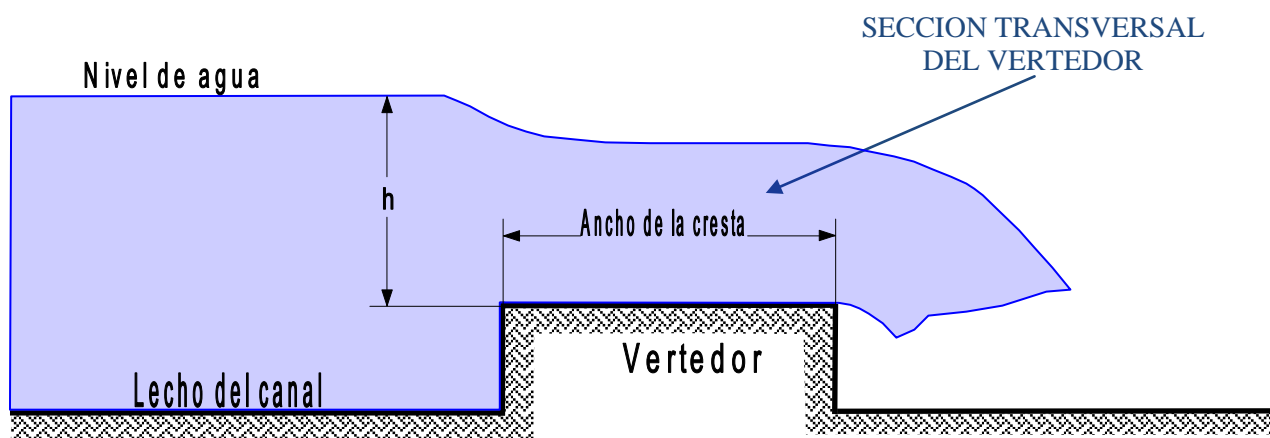


Figura 5.11 Esquematación de un vertedor de cresta ancha.

El rango del coeficiente de descarga es amplio, sus valores oscilan entre 0.3 y 0.4. No es fácil la elección del valor correcto del coeficiente de descarga, ya que también depende de las condiciones de rugosidad de la cresta, que pueden variar durante el escurrimiento (como el caso en el que arbustos acarreados por el torrente quedan atrapados en la red de gaviones). Es importante anotar que los valores del coeficiente de descarga no están disponibles para vertedores sumergidos (o sea, cuando el nivel del agua arroyo abajo es más elevado que el de la cresta de la compuerta).

Cuando se diseña la compuerta se tiene que elegir un valor límite para el coeficiente de descarga con el fin de maximizar la profundidad del agua con un flujo de diseño fijo. Por ejemplo, para una compuerta de gaviones completamente rellena de sedimentos provenientes de aguas arriba, y con una profundidad de agua entre 1 y 2 m, un coeficiente de descarga prudente sería igual a 0.35.

Sección transversal del vertedor

Altura (m)	Ancho de la cresta vertedora (m)									
	0.15	0.30	0.45	0.60	0.75	0.90	1.00	1.20	3.00	4.50
0.06	0.347	0.335	0.327	0.317	0.309	0.304	0.297	0.292	0.310	0.334
0.12	0.364	0.340	0.329	0.325	0.324	0.322	0.317	0.312	0.319	0.337
0.18	0.384	0.343	0.329	0.325	0.324	0.334	0.335	0.337	0.337	0.337
0.24	0.411	0.355	0.334	0.324	0.324	0.333	0.334	0.334	0.335	0.329
0.30	0.414	0.372	0.343	0.332	0.329	0.330	0.333	0.334	0.334	0.328
0.36	0.414	0.384	0.357	0.337	0.330	0.329	0.333	0.332	0.335	0.329
0.42	0.414	0.399	0.364	0.345	0.334	0.329	0.330	0.330	0.333	0.329
0.48	0.414	0.409	0.373	0.360	0.343	0.334	0.332	0.330	0.329	0.328
0.54	0.414	0.412	0.383	0.359	0.342	0.334	0.332	0.330	0.329	0.328
0.60	0.414	0.411	0.383	0.355	0.344	0.340	0.334	0.330	0.329	0.328
0.75	0.414	0.414	0.409	0.383	0.360	0.350	0.340	0.333	0.329	0.328
0.90	0.414	0.414	0.414	0.399	0.380	0.364	0.341	0.332	0.329	0.328
1.05	0.414	0.414	0.414	0.414	0.398	0.370	0.344	0.334	0.329	0.328
1.20	0.414	0.414	0.414	0.414	0.414	0.383	0.348	0.337	0.329	0.328

Tabla 5.2. Valores del coeficiente de descarga. Para vertedores sumergidos (el nivel del agua de aguas abajo es más alto que el de la cresta) se aplicará el coeficiente correctivo dado en la Tabla 5.3.

Fórmula de Fawer para vertedores sumergidos: $Q = mCB\sqrt{2gH_0^{3/2}}$

a/H ₀	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
C	0.10	0.99	0.96	0.92	0.88	0.81	0.71	0.52	0.40	0.32	0.00
a/Q ^{2/3}	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40
C	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.88	0.81	0.71	0.52	0.40	0.32

a: carga hidráulica de aguas abajo por encima de la cresta
H₀ : carga hidráulica de aguas arriba por encima de la cresta

Tabla 5.3. Factores de corrección para vertedores sumergidos.

La profundidad máxima del agua debe mantenerse dentro de un rango limitado de valores, con un valor pico de entre 2 y 3 m, modificando correspondientemente el ancho de la compuerta, si es necesario.

Luego de haber fijado las principales dimensiones de la compuerta (o sea, altura, anchura, carga de agua) debe verificarse qué ocurre aguas abajo de la estructura. Reiteramos, el diseño debe garantizar que la disipación de la energía se concentre inmediatamente aguas abajo, condición que se logra cuando ahí el flujo es subcrítico. Es importante asegurar también que, entre este flujo subcrítico y el flujo que sale de la compuerta (generalmente supercrítico), se satisfagan las condiciones para la instalación de un salto hidráulico, pudiéndose adoptar varios métodos para proceder a esta verificación. La elección del método más adecuado depende del tipo de compuerta, seleccionada de acuerdo con la clasificación sugerida en párrafos anteriores. Más adelante se explican estos métodos y el procedimiento para dimensionar el tanque de amortiguamiento.

CORTINA SIMPLE

Para un vertedor muy pequeño con flujo específico y energía de disipación limitados, la estructura de gaviones puede construirse omitiendo el tanque de amortiguamiento. Probablemente se elija esta solución de manera especial si el material del lecho del arroyo es resistente, ya que de otra forma la caída del agua podría perforar un agujero aguas abajo de la compuerta, siendo en estos casos necesario calcular la profundidad del hoyo y su distancia a la estructura de la compuerta.

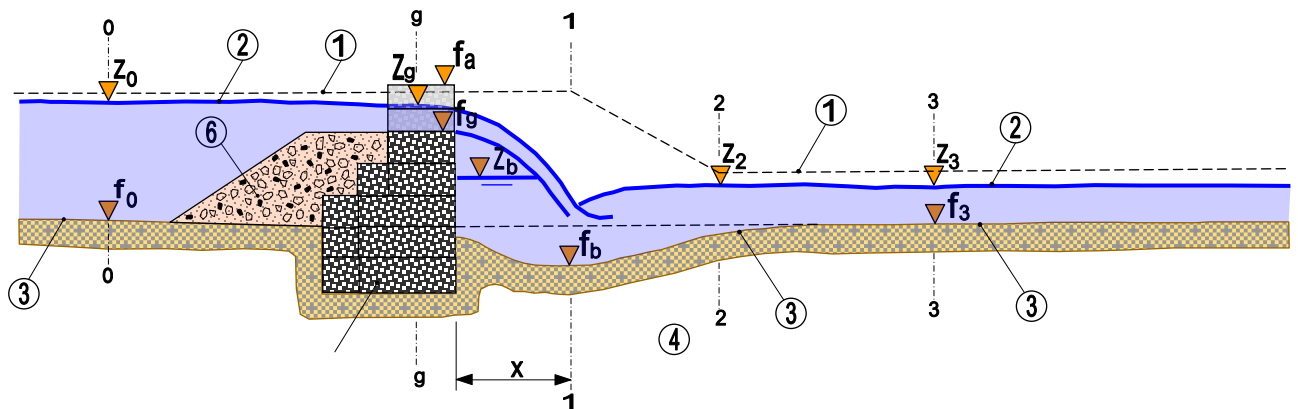
Con referencia a la Fig. 5.12, considerando que el flujo sobre la cortina cae en el rango crítico, la distancia X puede calcularse por medio de la siguiente relación aproximada:

$$X \cong \sqrt{2(Z_E - f_E)(Z_E - f_3)} \quad (5.14)$$

La profundidad de socavación puede calcularse con la ecuación de Schoklitsch, que, aplicada a las condiciones y variables de la Fig. 5.12, produce:

$$Z_3 - f_b = \frac{4.75(Z_0 - Z_3)^{0.2} q^{0.57}}{d_t^{0.32}} \quad (5.15)$$

En la cual Z_3 , f_b y Z_0 se expresan en metros; q , el flujo específico, en $m^3/s/m$ y d_t es el diámetro de la malla a través del cual pasa el 90% del material del arroyo. Por razones de seguridad, el nivel de la cimentación de la compuerta no debe ser inferior al nivel mínimo del hoyo formado.



LEYENDA:

- 1: Línea de energía
- 2: Perfil de la superficie libre
- 3: Lecho original del arroyo
- 4: Perfil de máxima socavación del lecho del arroyo
- 5: Compuerta de gaviones
- 6: Relleno
- X: Distancia desde el sitio de máxima socavación de a la cara exterior de la compuerta

ELEVACIONES:

- Z: Niveles de agua
- f: Elevaciones de la estructura y del lecho del arroyo

SECCIONES:

- 0: Sección de aguas arriba de la compuerta
- g: Sección en la cresta
- 1: Sección en la profundidad inicial
- 2: Sección en la profundidad subsiguiente
- 3: Sección de aguas abajo de la compuerta

Figura 5.12. Cortina simple.

CORTINA CON CONTRAMURO Y TANQUE AMORTIGUADOR NO REVESTIDO

Con el fin de reducir el fenómeno de erosión ocasionado por la disipación de energía de aguas abajo de la compuerta, puede optarse por la construcción de una contracompuerta, lo que producirá un incremento del nivel de agua aguas abajo de la compuerta, reduciéndose la profundidad de socavación.

Con respecto a la cortina, la contracortina tiene que localizarse a una distancia y en un nivel tal que, en condiciones subcríticas, se permita la formación de un caudal de descarga. La altura de la compuerta será calculada por medio de la relación normal profundidad-flujo (Fig. 5.13):

$$Q = l_c (Z_2 - f_c) m \sqrt{2g(Z_2 - f_c)} \quad (5.17)$$

En donde:

- l_c es el ancho de la compuerta,
- m es el coeficiente de descarga y
- g es la aceleración de la gravedad.

Provisoriamente debe asignársele un valor a Z_2 de manera tal que limite la cantidad de socavación, hecho lo cual se usará la expresión anterior para el cálculo de f_c .

Para calcular la distancia entre la compuerta y la contracompuerta se requiere conocer el valor del salto hidráulico, a través de la relación:

$$L_{12} = 6.9 (Z_2 - Z_1) \quad (5.18)$$

quedando entonces la longitud total del tanque de amortiguamiento como

$$L_t = L_{12} + X \quad (5.19)$$

determinándose X en la misma forma que se hizo para compuerta simple.

Cuando una contracompuerta se contempla en el proyecto, debe considerarse la energía de disipación de aguas abajo de la estructura y, de ser necesario, reducida con el fin de evitar que se socave el lecho del arroyo. Para cuantificar la energía de disipación necesitamos calcular las condiciones de flujo hidráulico de aguas abajo de la contracompuerta, empleándose para ello la ecuación de flujo de Manning, formulación que nos permite obtener la profundidad del agua y su velocidad, en el tramo de corriente considerado:

$$Q = Av \quad \text{y} \quad v = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (5.20)$$

Donde:

- n = coeficiente de Manning
- R = radio hidráulico
- i = pendiente del lecho del arroyo

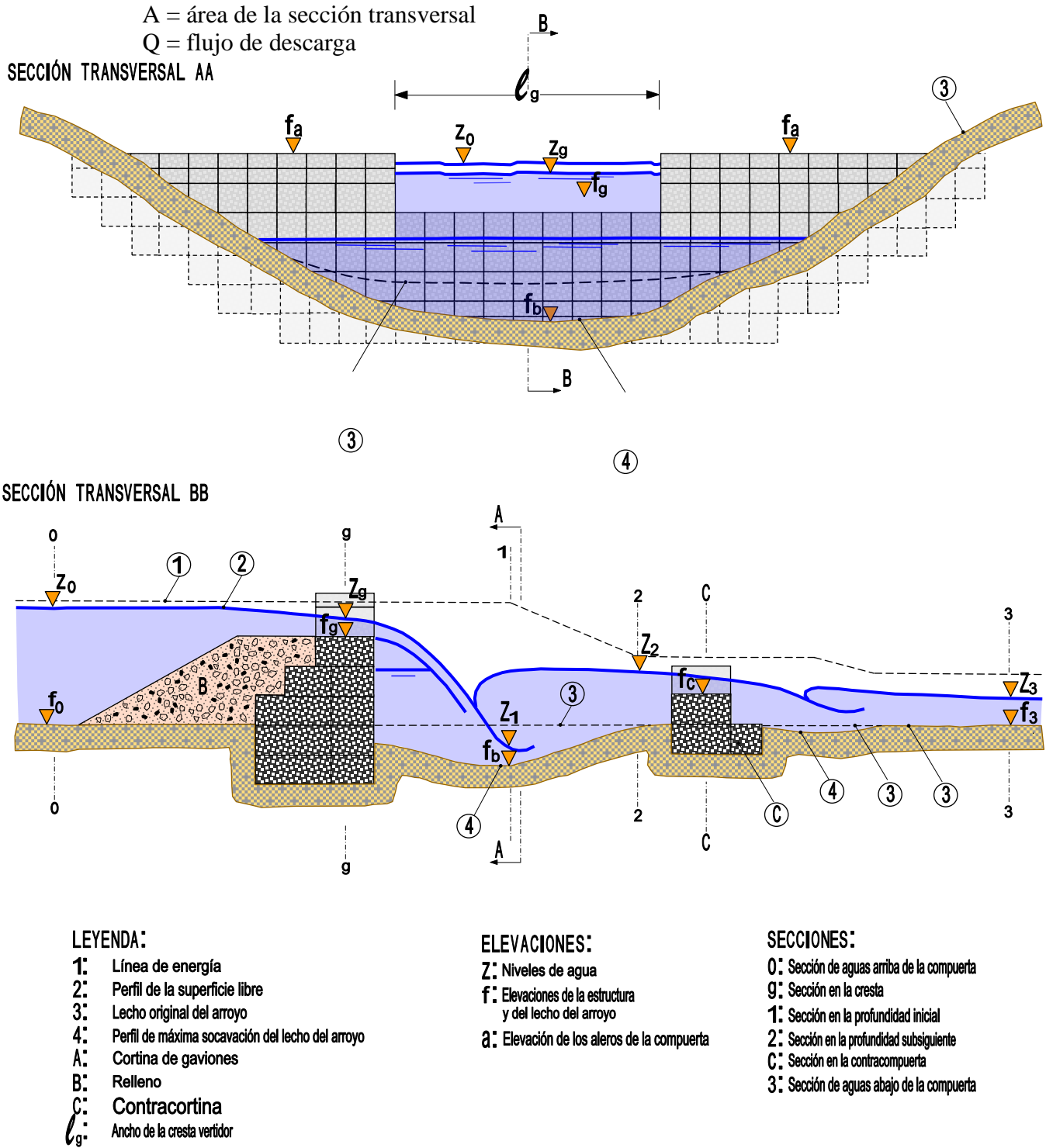


Figura 5.13. Compuerta con contracortina y tanque de amortiguamiento no revestido.

Para avalar uno mismo estas relaciones deben proponerse diferentes valores de profundidad del agua hasta que sea identificado el valor correcto del flujo de descarga.

CORTINA CON CONTRACORTINA Y TANQUE DE AMORTIGUADOR REVESTIDO

Si el material del lecho del arroyo no es muy bueno (por ejemplo, tamaños de grano pequeños), tendrá que revestirse el tanque de amortiguamiento con el fin de limitar el nivel de cimentación de la cortina. El revestimiento del fondo del tanque puede lograrse con una capa de gaviones, como se muestra en la Fig. 5.14.

Todas las dimensiones de la estructura de gaviones y los niveles de agua pueden obtenerse utilizando las relaciones de profundidad-flujo del agua, con las acostumbradas hipótesis de simplificación. Con referencia a la Fig. 5.14, la profundidad del agua en la condición de flujo supercrítico es:

$$Y_1 = Y_1 Z_1 - f_b = \frac{Q}{\ell_b \sqrt{2g(Z_0 - f_b)}} \quad (5.21)$$

Para que se disipe la energía en el tanque de amortiguamiento debe presentarse el salto hidráulico. La profundidad del agua para el flujo subcrítico está dada por:

$$Y_2 = Z_2 - f_b = -\frac{Z_1 - f_b}{2} + \sqrt{\frac{2Q^2}{g \ell_b^2 (Z_1 - f_b)} + \frac{(Z_1 - f_b)^2}{4}} \quad (5.22)$$

Para obtener esta profundidad de agua será conveniente construir un dentellón, la altura de la cual puede determinarse mediante la relación usual profundidad-flujo:

$$Q = \ell_c (Z_2 - f_c) \mu \sqrt{2g(Z_2 - f_c)} \quad (5.23)$$

Para completar nuestro conocimiento de los niveles de agua, la profundidad del agua en zonas no aireadas puede obtenerse por medio de la siguiente expresión:

$$Z_v - f_b = (f_E - f_b) \left[\frac{Q^2}{g \ell_b^2 (f_E - f_b)^3} \right]^{0.22} \quad (5.24)$$

Antes de que podamos determinar la longitud del tanque de amortiguador, tenemos que calcular la distancia desde la cortina hasta que se configura el flujo supercrítico, así como la longitud del salto hidráulico. La primera puede calcularse como sigue:

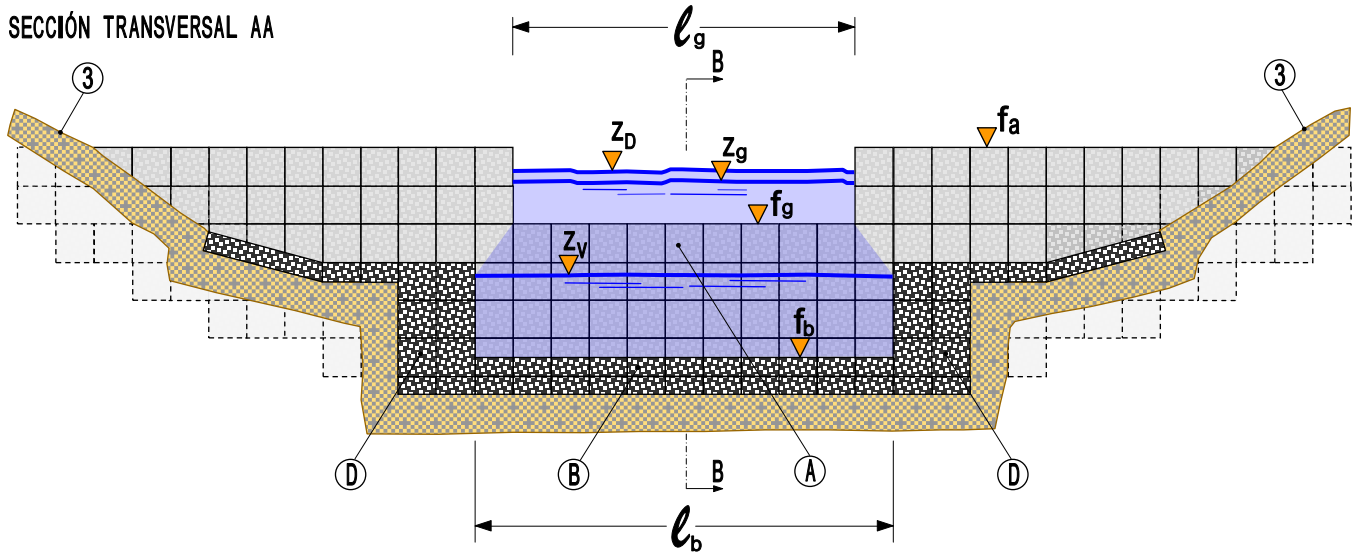
$$L_{E1} = \frac{(Z_E + f_E - 2f_b) \sqrt{Z_E - f_E}}{\sqrt{Z_E + f_E - 2Z_v}} \quad (5.25)$$

en tanto que el salto hidráulico está dado por:

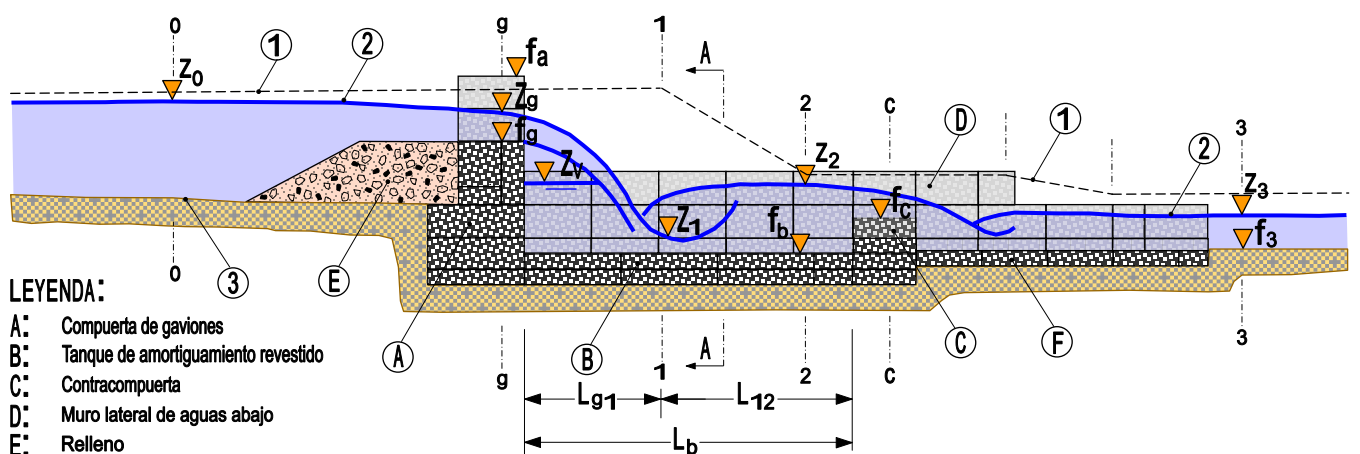
$$L_{12} = 6.9(Z_2 - Z_1) \quad (5.26)$$

En este punto debe verificarse que el comportamiento del flujo que cae en el tanque de amortiguamiento, sea independiente del comportamiento del flujo en el tramo de aguas abajo. Esto se confirmará si la energía total de aguas abajo es menor que la de la contracompuerta.

SECCIÓN TRANSVERSAL AA



SECCIÓN TRANSVERSAL BB



LEYENDA:

- A: Compuerta de gaviones
- B: Tanque de amortiguamiento revestido
- C: Contracompuerta
- D: Muro lateral de aguas abajo
- E: Relleno
- F: Delantal de aguas abajo
- L_b : Longitud del depósito de amortiguamiento
- L_{g1} : Distancia de la Sección 1, medida desde la paño de aguas abajo de la cortina
- L_{12} : Longitud mínima requerida para el salto hidráulico
- l_g : Ancho de la cresta con veredor
- l_b : Ancho del tanque de amortiguamiento
- 1: Línea de energía
- 2: Perfil de la superficie libre del agua
- 3: Perfil original del suelo o terreno natural

ELEVACIONES:

- Z: Niveles de agua
- f: Elevaciones de la estructura y del lecho del arroyo
- a: Elevación de los aleros de la compuerta

SECCIONES:

- 0: Sección de aguas arriba de la compuerta
- g: Sección en la cresta
- 1: Sección en la profundidad inicial
- 2: Sección en la contracompuerta
- 3: Sección de aguas abajo de la compuerta

Figura 5.14. Compuerta y contracortina con tanque de amortiguador revestido.

Cuando el lado de aguas arriba de la cortina está completamente relleno de sedimentos, relaciones deducidas de observaciones experimentales y muestreos estadísticos nos permiten determinar todas las características del tanque amortiguado, en función del número de caída (D), el cual se expresa así:

$$D = \frac{q^2}{g(f_g - f_b)^3} \quad (5.27)$$

Una vez conocido el número de caída se obtienen todas las características de una cortina con tanque de amortiguamiento revestido, aplicando las siguientes relaciones:

$$a) \quad \frac{L_{g1}}{(f_g - f_b)} = 4.30D^{0.27} \quad (5.28)$$

$$b) \quad \frac{(Z_V - f_b)}{(f_g - f_b)} = 1.00D^{0.22} \quad (5.29)$$

$$c) \quad \frac{(Z_1 - f_b)}{(f_g - f_b)} = 0.54D^{0.425} \quad (5.30)$$

$$d) \quad \frac{(Z_2 - f_b)}{(f_g - f_b)} = 1.66D^{0.27} \quad (5.31)$$

$$e) \quad L_{12} = 6.9(Z_2 - Z_1) \quad (5.32)$$

Algunas veces, con el fin de reducir la cantidad de gaviones requeridos para el revestimiento del tanque amortiguador, será útil colocar gaviones de revestimiento sólo cerca de la punta de la cortina, revistiendo la porción restante del tanque con piedras grandes, extendiéndose el revestimiento de gaviones desde la punta de la cortina una distancia mayor que L_{g1} , para proteger esta parte del tanque amenazada por el agua que cae desde la cresta de la cortina.

TANQUE DE AMORDOR REVESTIDO LOCALIZADO POR DEBAJO DEL LECHO NATURAL DEL CAUCE

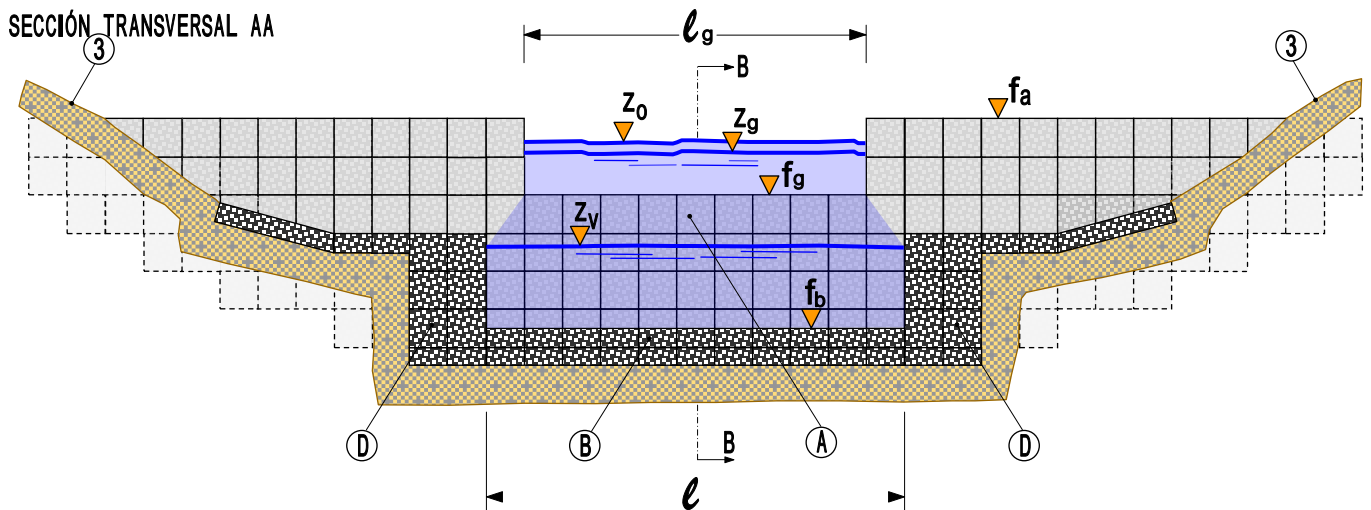
En este caso el funcionamiento del tanque de amortiguador está influido por el flujo subcrítico de aguas abajo. Para obtener todas las características del tanque, debe resolverse el sistema de ecuaciones que se muestra (véase Fig. 5.15).

$$a) \quad (Z_0 - f_b) + \frac{Q^2}{2gA_0^2} = (Z_1 - f_b) + \frac{Q^2}{2g(Z_1 - f_b)^2 \ell_b^2} \quad (5.33)$$

$$b) \quad (Z_2 - f_b) = -\frac{(Z_1 - f_b)}{2} + \sqrt{\frac{2Q^2}{g\ell_b^2(Z_1 - f_b)} + \frac{(Z_1 - f_b)^2}{4}} \quad (5.34)$$

$$c) \quad (Z_3 - f_b) + \frac{Q^2}{2gA_3^2} = (Z_2 - f_b) + \frac{Q^2}{2g(Z_2 - f_b)^2 \ell_b^2} \quad (5.35)$$

Algunas de las características del flujo y del vertedor cortina necesarias para resolver este sistema ya se conocen, permaneciendo como únicos desconocidos los valores de Z_1 , Z_2 y f_b . Será de utilidad fijar precautoriamente un valor para f_b a fin de calcular el valor de Z_1 en la primera ecuación, así como el valor de Z_2 en la segunda; reiniciándose el proceso de cálculo con un nuevo valor de f_b si no se satisface la tercera ecuación.



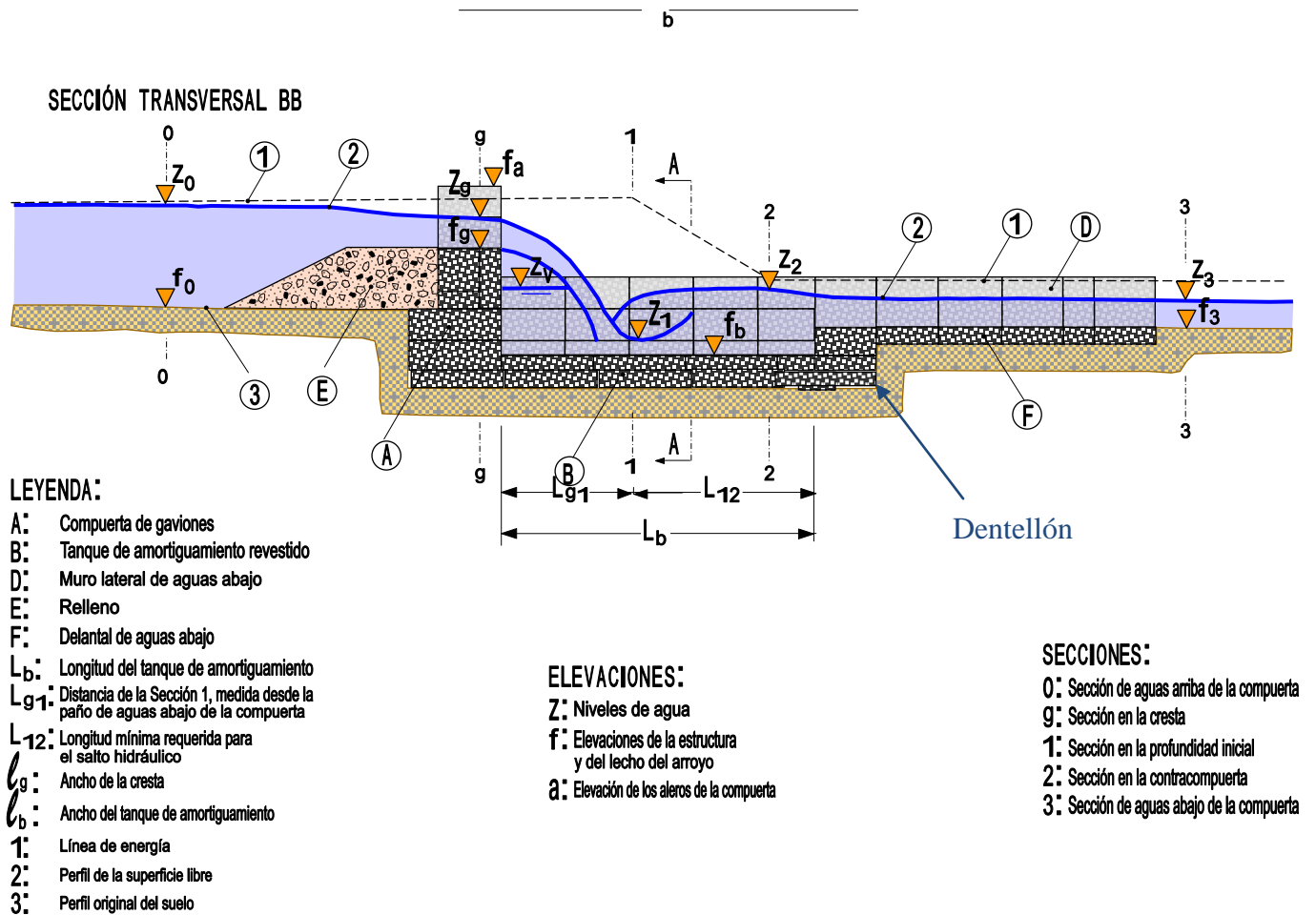


Figura 5.15. Cortina y contracortina con tanque de amortiguamiento revestido localizado por debajo del lecho natural del arroyo.

CORTINAS ESCALONADAS

La energía de disipación en compuertas escalonadas tiene lugar en los mismos escalones, evidenciando los resultados experimentales una disminución de entre 10% y 30% de la longitud del tanque de amortiguamiento, respecto de la obtenida utilizando métodos tradicionales.

Con referencia al flujo específico de la compuerta y de la pendiente de aguas abajo, pueden presentarse cuatro clases diferentes de situaciones hidráulicas:

- lámina vertiente con flujo oscilando alternativamente entre los rangos subcrítico y supercrítico,
- lámina vertiente con flujo siempre en el rango supercrítico,
- lámina vertiente parcial con flujo siempre en el rango supercrítico y derivación del agua superficial.

En relación con la Fig. 5.16, el nivel Z_3 de flujo uniforme aguas abajo se obtiene utilizando la ecuación de flujo uniforme de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} i^{1/2} \quad (5.36)$$

en donde Z_3 es una función de R y A , por lo que, asumiéndose para la sección transversal del canal una forma trapezoidal:

$$A = (Z_3 - f_3) \left[b + \frac{(Z_3 - f_3)}{2 \tan \theta_d} + \frac{(Z_3 - f_3)}{2 \tan \theta_l} \right] \quad (5.37)$$

El radio hidráulico, $R = \frac{A}{B}$, depende del perímetro húmedo B :

$$B = b + \frac{Z_3}{\text{sen} \theta_d} + \frac{Z_3}{\text{sen} \theta_l} \quad (5.38)$$

Las variables utilizadas tienen el siguiente significado:

- n = coeficiente de rugosidad de Manning
- i = pendiente del lecho del arroyo
- f_3 = elevación del lecho del arroyo
- θ_d = talud de la margen derecha del canal
- θ_l = talud de la margen izquierda del canal
- b = ancho del canal

La elevación del remanso de aguas arriba Z_0 se determina por medio de la ecuación válida para vertedores de cresta ancha:

$$Q = 0.385 (Z_0 - f_g) L_E \sqrt{2g(Z_0 - f_g)} \quad (5.39)$$

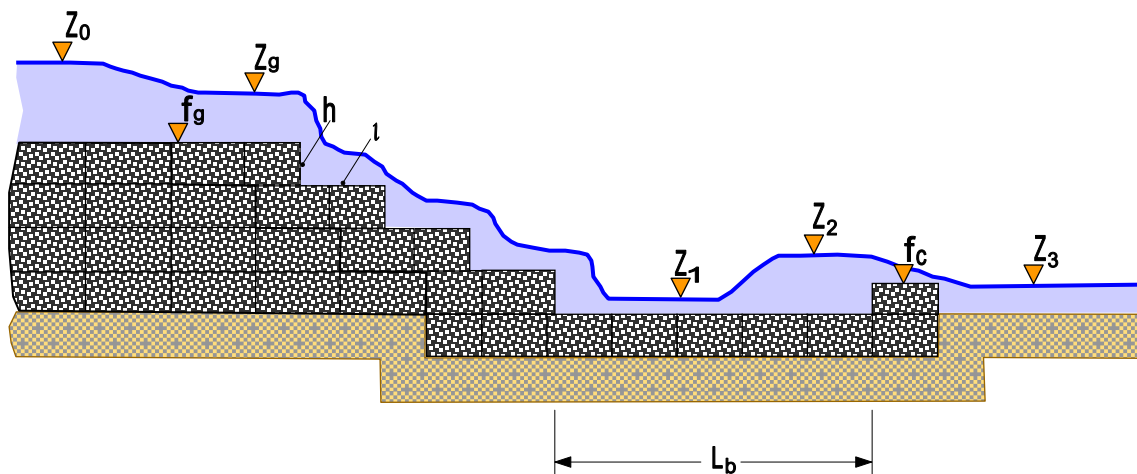


Figura 5.16 Cortina escalonada con contracortina y tanque de amortiguamiento revestido.

Para una cresta de forma rectangular, puede asumirse el desarrollo de la profundidad crítica del agua sobre el tope de la cresta, suponiéndose la elevación Z_g equivalente a $\frac{2}{3}$ de Z_0 :

$$(Z_g - f_g) = \frac{2}{3}(Z_0 - f_g) \quad (5.40)$$

Finalmente, para calcular el nivel del agua en el extremo de aguas abajo, Z_1 , se aplica la teoría de Chanson, pertinente para el desarrollo de la lámina vertiente y de la derivación del agua superficial. El valor de d_{conset} se calcula primeramente como el patrón de flujo que se desarrolla por arriba del vertedor escalonado:

$$d_{conset} = \left(1.057 - 0.465 \frac{h}{l}\right) h \quad (5.41)$$

si $(Z_g - f_g) \geq 1.1d_{conset}$ se desarrolla un patrón de derivación del agua superficial

si $(Z_g - f_g) \leq 0.9d_{conset}$ se desarrolla un patrón de lámina vertiente

si $(Z_g - f_g) \cong d_{conset} + 10\%$ se desarrolla una condición de flujo intermedia para la que no existen estudios experimentales, por lo que los cálculos se referirán a una de los patrones de flujo anteriores, haciendo variar los datos de h y l .

Una vez que se ha determinado el patrón de flujo, deberá de calcularse el factor de reducción α :

$$\alpha = \frac{\Delta H}{H_{m\acute{a}x}} \quad (5.42)$$

En el caso de lámina vertiente, este factor se convierte en:

$$\alpha = 1 - \frac{0.54 \left(\frac{Z_g - f_g}{h}\right)^{0.275} + 1.715 \left(\frac{Z_g - f_g}{h}\right)^{-0.55}}{1.5 + \frac{H_s}{Z_g - f_g}} \quad (5.43)$$

Por el contrario, en el caso de derivación del agua superficial, dicho factor es:

$$\alpha = 1 - 4.2665 \left(1.5 + \frac{H_s}{Z_g - f_g}\right)^{-1} \quad (5.44)$$

En donde el coeficiente 4.2665 se obtuvo para flujos aireados y 60° de pendiente para el escalón, lo que representa la peor condición de flujo.

La determinación del valor de α hace posible encontrar la altura hidráulica en la punta extrema de la estructura y, por tanto, considerando que dicha altura se conserva, estimar el nivel Z_1 :

$$(Z_1 - f_b) \cong \frac{Q}{L_b \sqrt{2g(1-\alpha)(Z_0 - f_b)}} \quad (5.45)$$

Para saltos que parcialmente se den dentro del tanque, se utiliza la ecuación convencional de salto hidráulico, obteniéndose Z_2 como el conjugado del nivel de flujo subcrítico:

$$Z_2 = -\frac{Z_1}{2} + \sqrt{\frac{2Q^2}{gL_b^3 Z_1} + \frac{Z_1^2}{4}} \quad (5.46)$$

mientras que el nivel de la cresta de la contracompuerta se determina por medio de la ecuación para compuertas con cresta rectangular ampliada, asumiendo que Q fluye a través de la contracompuerta:

$$Q = 0.385(Z_2 - f_c)L_c \sqrt{2g(Z_2 - f_c)} \quad (5.47)$$

si $f_c < Z_3$, es necesario recalculer f_c utilizando la ecuación:

$$f_c = Z_3 - \frac{\left[\frac{Q}{L_c} - \frac{2}{3} 0.7(Z_2 - Z_3) \sqrt{2g(Z_2 - Z_3)} \right]}{0.7(Z_2 - Z_3) \sqrt{2g(Z_2 - Z_3)}} \quad (5.48)$$

De manera eventual debe calcularse la longitud del tanque de amortiguamiento, empleando la longitud del salto hidráulico suponiendo que la lámina vertiente de agua cae directamente en la punta extrema de la compuerta, ya que la mayor parte de la energía de flujo se disipa a lo largo del escalonamiento:

$$L_{12} = 6.9(Z_2 - Z_1) \quad (5.49)$$

Si el salto queda completamente dentro del tanque, deben resolverse las siguientes ecuaciones teniendo en cuenta la pérdida de la altura hidráulica total de aguas arriba.

$$a) \quad (1-\alpha) \left[(Z_0 - f_b) + \frac{Q^2}{2gA_0^3} \right] = (Z_1 - f_b) + \frac{Q^2}{2g(Z_1 - f_b)^2 L_b^2} \quad (5.50)$$

$$b) \quad (Z_2 - f_b) = -\frac{(Z_1 - f_b)}{2} + \sqrt{\frac{2Q^2}{gL_b^3(Z_1 - f_b)} + \frac{(Z_1 - f_b)^2}{4}} \quad (5.51)$$

$$c) (Z_3 - f_b) + \frac{Q^2}{2gA_3^3} = (Z_2 - f_b) + \frac{Q^2}{2g(Z_2 - f_b)^2 L_1^2} \quad (5.52)$$

Para facilitar la solución del sistema se simplifica la primera de las ecuaciones, la cual se convierte en:

$$(Z_1 - f_b) \cong \frac{Q}{L_b \sqrt{2g(1 - \alpha)(Z_0 - f_b)}} \quad (5.53)$$

Calculándose entonces la longitud del tanque de amortiguamiento como:

$$L_{12} = 6.9(Z_2 - Z_1) \quad (5.54)$$

CORTINAS ABATIDAS

Estas cortinas normalmente son muy adecuadas para alturas de caída importantes y reducidos flujos específicos (inferiores a $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$), esto último sólo si las compuertas se construyen con gaviones que pueden dañarse fácilmente, ya que el agua que fluye violentamente puede ocasionar fuerte fricción entre las rocas localizadas en el interior de las jaulas, lo que a su vez provocaría desgarramientos de la malla o rotura de las mismas rocas en contacto; asimismo, la colisión contra los gaviones de los materiales acarreados por el torrente puede romper la malla envolvente. Si el flujo específico es mayor que $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, las cortinas abatidas requerirán un revestimiento de concreto reforzado.

Como en el caso anterior referente a las cortinas escalonadas, el nivel Z_3 de flujo uniforme aguas abajo de una cortina abatida, se obtiene utilizando la ecuación para flujo uniforme de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} i^{1/2} \quad (5.55)$$

En donde Z_3 es una función de R y A , por lo que, asumiéndose para la sección transversal del canal una forma trapezoidal:

$$A = (Z_3 - f_3) \left[b + \frac{(Z_3 - f_3)}{2 \tan \theta_d} + \frac{(Z_3 - f_3)}{2 \tan \theta_i} \right] \quad (5.56)$$

El radio hidráulico, $R = \frac{A}{B}$, depende del perímetro húmedo B :

$$B = b + \frac{Z_3}{\sin \theta_d} + \frac{Z_3}{\sin \theta_i} \quad (5.57)$$

Las variables utilizadas tienen el siguiente significado:

- n = coeficiente de rugosidad de Manning
- i = pendiente del cauce
- f₃ = elevación del lecho del cauce
- θ_d = talud de la margen derecha del canal
- θ_i = talud de la margen izquierda del canal
- b = ancho del canal

La elevación del remanso de aguas arriba Z₀ se determina por medio de la ecuación válida para verederos de cresta ancha (véase Fig. 5.17):

$$Q = 0.385 (Z_0 - f_E) L_E \sqrt{2g(Z_0 - f_E)} \quad (5.58)$$

Para una cresta de forma rectangular, puede asumirse el desarrollo de la profundidad crítica del agua sobre el tope de la cresta, suponiéndose la elevación Z_g equivalente a $\frac{2}{3}$ de Z₀:

$$(Z_E - f_E) = \frac{2}{3} (Z_0 - f_E) \quad (5.59)$$

El resto de los valores se obtiene usando las ecuaciones matemáticas experimentales desarrolladas por Cemagref; y, una vez conocidas la descarga unitaria $q = \frac{Q}{L_E}$, la pendiente p y la altura total del salto (compuerta) H_s, se vuelve posible la determinación el nivel de flujo supercrítico y₁ en la punta extrema de la compuerta y el número de Froude relativo F, de acuerdo con las siguientes ecuaciones empíricas:

$$y_1 = a_0 + a_1 q + a_2 q^2 + a_3 q^3 \quad (5.60)$$

$$F = b_0 + b_1 q + b_2 q^2 + b_3 q^3 \quad (5.61)$$

en donde a₀, a₁, a₂, a₃, b₀, b₁, b₂ y b₃ son funciones de la pendiente p y de la descarga unitaria específica q, consignándose sus valores en la Tabla 5.4.

Las fórmulas son aplicables a descargas específicas unitarias q entre 0.5 y 5; pendientes de 1/2, 1/3 y 1/4 y alturas H_s de 2 m, 3 m, 4 m y 5 m.

Dado y₁ y F puede calcularse el nivel del flujo subcrítico y₂ como sigue:

$$y_2 = y_1 (1.4F - 0.4) \quad (5.62)$$

Obteniéndose así, de la siguiente ecuación, la longitud del depósito de amortiguamiento L_{12} :

$$L_{12} = 6y_2 \quad (5.63)$$

si el salto queda totalmente dentro del tanque, su profundidad f_b será:

$$f_b = z_3 - y_2 \quad (5.64)$$

Si, por el contrario, el salto queda parcialmente dentro del tanque, el cálculo determina la altura de la contracpuerta f_c , mediante la ecuación de la compuerta rectangular de cresta ampliada, asumiendo que la descarga Q corre a través de la contracpuerta:

$$Q = 0.385(z_2 - f_c)L_c\sqrt{2g(z_2 - f_c)} \quad (5.65)$$

del mismo modo, si $f_c < Z_3$, es necesario calcular de nuevo f_c mediante la ecuación de compuerta sumergida, lo que nos da:

$$f_c = z_3 - \frac{\left[\frac{Q}{L_c} - \frac{2}{3}0.7(z_2 - z_3)\sqrt{2g(z_2 - z_3)}\right]}{0.7(z_2 - z_3)\sqrt{2g(z_2 - z_3)}} \quad (5.66)$$

Si el salto queda totalmente dentro del tanque, entonces:

$$z_1 = y_1 + f_b \quad (5.67)$$

y

$$z_2 = y_2 + f_b \quad (5.68)$$

pero si queda parcialmente dentro del tanque, f_b es igual a cero y:

$$z_1 = y_1 \quad (5.69)$$

y

$$z_2 = y_2 \quad (5.70)$$

VERIFICACIÓN CONTRA LA FALLA POR TUBIFICACIÓN

En presencia de una compuerta, el nivel de agua va elevándose a medida que crece la diferencia de niveles entre los lados de aguas arriba y aguas abajo de la compuerta. Establecido de esta manera el gradiente se configura una retícula de filtración por debajo de la estructura, dependiendo mucho sus características del tipo de suelo. Si los gaviones se construyen sobre suelo permeable, el fenómeno de filtración provocará brotes de agua aguas abajo de la estructura, favoreciendo que alguno(s) de ellos acarree bastante flujo acompañado de partículas de suelo, incrementándose progresivamente la filtración de agua y la cantidad de material transportado, conduciendo eventualmente a la falla de la estructura.

Para verificar la compuerta contra la posibilidad de una falla por tubificación, tiene que determinarse la retícula de filtración, lo que nos permitirá identificar tanto la trayectoria del flujo como el gradiente hidráulico en la zona localizada por debajo de la estructura (véase Fig. 5.18). Con el fin de obtener las líneas de flujo y las líneas equipotenciales (gradiente) de la retícula de filtración, tenemos que resolver un sistema compuesto de ecuaciones diferenciales, sin embargo, en el caso de pequeñas obras hidráulicas, la prueba contra la filtración puede atacarse con el método de Blight, según el cual la estructura pasa la prueba si cumple con la siguiente condición:

$$L > c\Delta h \quad (5.71)$$

En donde:

- L es la trayectoria de filtración extendida por debajo de la estructura (equivale al triple de la longitud vertical),
- c es un coeficiente que depende de las características del suelo (sus valores se anotan en la Tabla 5.5) y
- Δh es la diferencia de niveles de agua entre los lados de aguas arriba y aguas abajo de la compuerta.

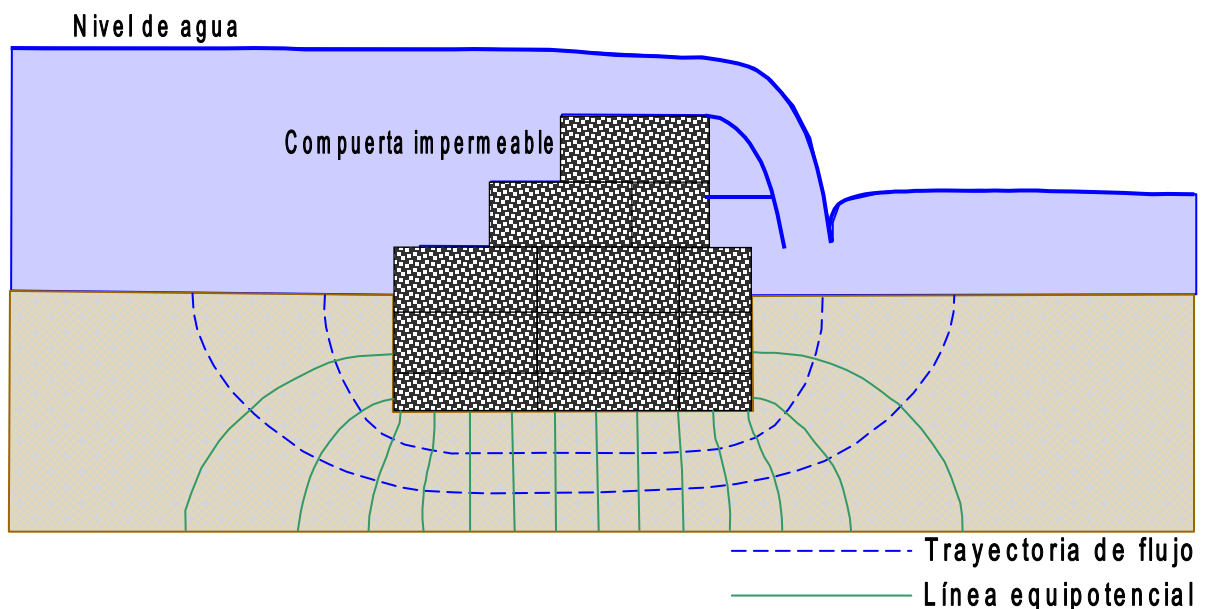


Figura 5.18 Retícula de filtración por debajo de una compuerta.

Tipo de suelo	c	Tamaño de partícula (mm)
Limo fino y lodo	20	0.01 – 0.05
Limo grueso y arena muy fina	18	0.10
Arena fina	15	0.12 – 0.25
Arena media	12	0.30 – 0.50
Arena gruesa	10	0.60 – 1.00
Grava	9 – 4	> 2.00
Arcilla dura	6 – 3	0.005

Tabla 5.5. Valores del coeficiente c de Blight.

Si la mencionada relación anterior de Blight no se cumple, tiene entonces que modificarse la sección de la compuerta. El alargamiento de la trayectoria de flujo puede lograrse de dos maneras (véase Fig. 5.19):

- construcción de un delantal de gaviones aguas abajo de la compuerta (caso GA)
- construcción de un dentellón o pantalla impermeable debajo de la estructura (caso DI).

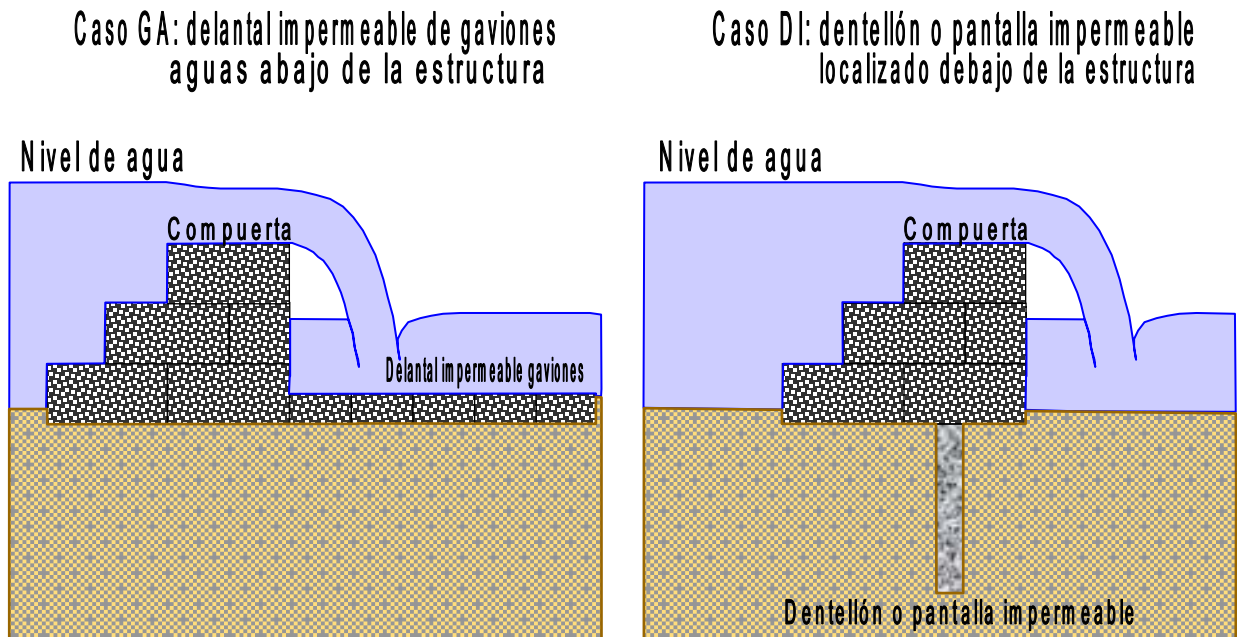


Figura 5.19 Métodos de alargamiento de las trayectorias de flujo.

La retícula de filtración real corresponderá a la indicada por la Fig. 5.18 sólo si se cumple la hipótesis de una estructura completamente impermeable, de otra manera se obtendrá una retícula de filtra-

ción influida por la alta permeabilidad de los gaviones que atraen la filtración, ocasionando el desvío de la trayectoria en la forma mostrada por la Fig. 5.20.

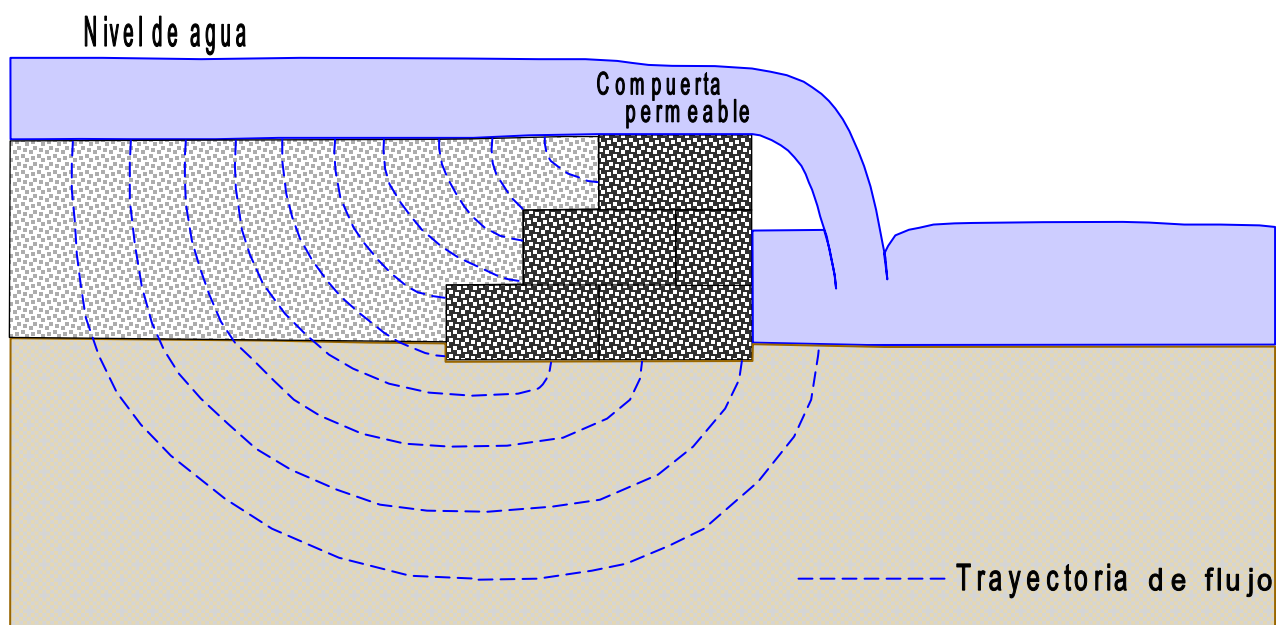


Figura 5.20 Retícula de filtración con la hipótesis de gaviones permeables.

En este caso, la probabilidad de que la filtración transporte partículas de suelo es alta, ya que el suelo en contacto con los gaviones está expuesto a la presión del agua filtrante, aunque, por otro lado, está también influido por la presión atmosférica o por la presión de agua ubicada por debajo del nivel superior; sin embargo, la presión de filtración del agua es más elevada que las últimas dos, pudiendo separar los fragmentos de material en contacto con los gaviones y transportarlos. Para eliminar este problema se intercala una capa de material graduado, tal como la grava, entre los gaviones y el suelo. Por lo general más fácil de instalar, una manta de geotextil sería también adecuada para el mismo propósito. Otra solución factible consiste en la colocación de una membrana impermeable entre los gaviones y el suelo. A través de estos dispositivos se garantizará que la compuerta sea completamente impermeable, pudiéndose emplear la teoría de Blight para probar la compuerta contra la filtración excesiva.

Ya sea que se elija el material graduado o el geotextil, a la larga estos elementos serán inevitablemente obstruidos por las partículas transportadas por el agua filtrada, volviéndola impermeable como consecuencia.

5.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA

Se explica a continuación el procedimiento empleado para probar la estabilidad de la estructura de gaviones. Primero que nada será útil analizar las cargas que intervienen, con respecto a los empujes horizontales como a las cargas verticales sobre la estructura, revisándose a continuación las cuatro diferentes pruebas de estabilidad existentes para estructuras de gaviones, específicamente:

- contra el vuelco o voleto,
- contra el deslizamiento,
- contra la subpresión y
- contra la presión excesiva del suelo de cimentación.

Con respecto a la Fig. 5.21, las cargas sobre la estructura de la cortina se explican a continuación:
Empujes horizontales

- **AGUA:**

$$H_{wm} = \frac{1}{2} \gamma_w [h_1^2 + (h_2 + h_3)^2] \quad (5.72)$$

$$H_{ww} = \frac{1}{2} \gamma_w (h_4 + h_5)^2 \quad (5.73)$$

- **SUELOS:**

$$H_{tm} = \frac{1}{2} \gamma'_s \lambda_a (h_2 + h_3)^2 \quad (5.74)$$

$$H_{tv} = \frac{1}{2} \gamma'_s \lambda_a h_5^2 \quad (5.75)$$

Cargas verticales

- **AGUA:**

$$P_{w1} = S_{w1} \gamma_w \quad (5.76)$$

$$P_{w2} = S_{w2} \gamma_w \quad (5.77)$$

- **SUELO:**

$$P_t = S_{suelo} \gamma_{ssat} \quad (5.78)$$

- **SUBPRESIÓN DEL AGUA:**

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w b [(h_1 + h_2 + h_3) - (h_4 + h_5)] \quad (5.79)$$

- **PESO DE LA ESTRUCTURA:**

$$P_g = S_{ciment} \gamma_{gsat} + S_{estr\ seca} \gamma_g \quad (5.80)$$

En estas relaciones los símbolos representan lo siguiente:

γ_w peso volumétrico del agua (generalmente varía entre 1000 kg/m³ y 1100 kg/m³, pero puede asumirse un valor mayor en caso de transporte sólido muy importante),

- γ_g peso volumétrico del gavión [$\gamma_g = \gamma_{roca}(1 - n_g)$],
- γ_{roca} peso volumétrico del material rocoso,
- n_g porosidad de los gaviones (generalmente del orden de 0.3),
- γ_{gsat} peso volumétrico saturado de los gaviones [$\gamma_{gsat} = \gamma_{roca}(1 - n_g) + n_g\gamma_w$],
- γ_s peso volumétrico del suelo,
- γ'_s peso volumétrico sumergido del suelo [$\gamma'_s = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$]
- n porosidad del suelo,
- γ_{ssat} peso volumétrico saturado del suelo [$\gamma_{ssat} = \gamma_s(1 - n) + n\gamma_w$],
- λ_g coeficiente de presión activa de tierras y
- ϕ ángulo de fricción del suelo.
- b ancho de cimentación

Prueba contra el vuelco

La verificación debe realizarse en relación con el vuelco de la estructura alrededor del punto F (véase Fig. 5.21). Enseguida se detallan las fuerzas actuantes que favorecen el vuelco y las que lo estabilizan:

Fuerzas que favorecen el vuelco:

- empujes horizontales ocasionados por el agua (H_{wm} , H_{wv}),
- empujes horizontales ocasionados por el suelo (H_{tm}) y la
- subpresión del agua (S_w).

Fuerzas estabilizadoras:

- peso de la estructura (P_g),
- peso del agua (P_{w1} , P_{w2}),
- peso del suelo (P_t) y
- empujes horizontales sobre el lado de aguas abajo ocasionados por el agua y el suelo (H_{wv} , H_{tv}).

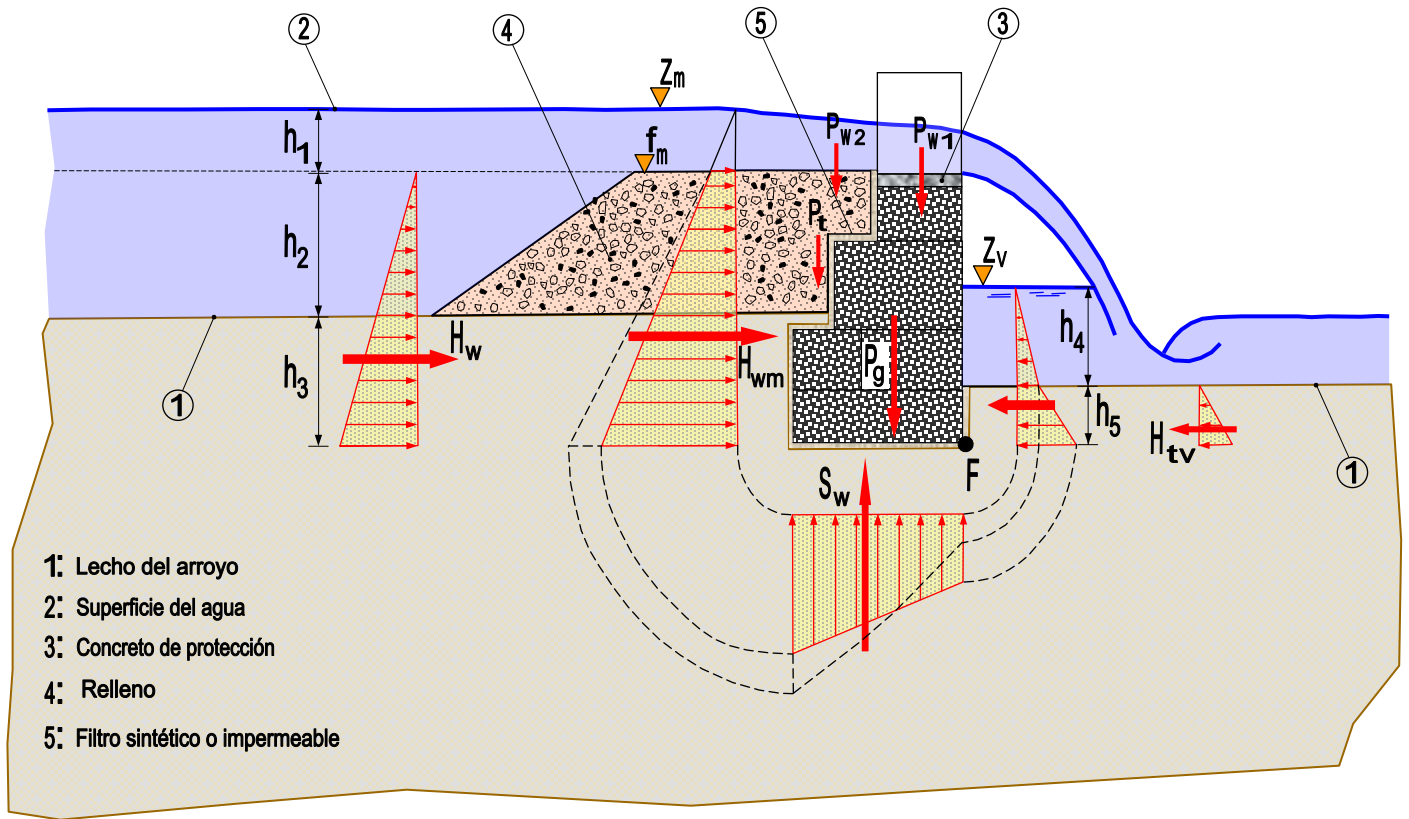


Figura 5.21 Sección transversal de una compuerta de gaviones mostrando las fuerzas que afectan y favorecen su estabilidad.

Multiplicando las fuerzas por sus respectivos brazos de palanca y sumando todos los momentos estabilizantes y desestabilizantes, obtenemos la siguiente relación que representa al coeficiente de estabilidad de la estructura contra el vuelco:

$$S_r = \frac{M_s}{M_r} \quad \text{coeficiente contra el vuelco} \quad (5.81)$$

en donde M_s se refiere a la suma de los momentos estabilizantes y M_r es la suma de los momentos de vuelco o desestabilizantes. Para estructuras pequeñas $S_r > 1.3$, pero se especificarán valores más altos en estructuras de mayor importancia y riesgo.

Otras pruebas contra el vuelco se requieren normalmente en diferentes niveles de la estructura, pero el procedimiento descrito anteriormente es el fundamental para la mayoría de las estructuras.

Prueba contra el deslizamiento

Para llevar a cabo esta prueba deben calcularse la resultante de las fuerzas horizontales (SH) y de las verticales (SV), verificándose la siguiente relación:

$$\Sigma H < \Sigma V \tan \phi \quad (5.82)$$

expresando ϕ el ángulo de fricción entre los gaviones y el suelo de cimentación, que normalmente es de 35° con un correspondiente $\tan \phi \approx 0.7$

El coeficiente de estabilidad de la estructura respecto del deslizamiento será:

$$S_s = \frac{\Sigma V \tan \phi}{\Sigma H} \quad (5.83)$$

Como para el caso del vuelco, en pequeñas obras hidráulicas se especifica S_s mayor que 1.3.

Verificación de la subpresión

Normalmente se especifica revestir el tanque amortiguador para protegerlo contra las fallas ocasionadas por la filtración, haciéndose necesario checar la estabilidad contra la subpresión hidráulica en donde este revestimiento se construya utilizando gaviones o colchonetas que descansen sobre un filtro inverso o un geotextil. La resultante de levantamiento que produce la subpresión no debe ser mayor que el peso combinado del revestimiento, del agua intersticial, de los filtros y del agua que pasa sobre el revestimiento.

Por tanto, es necesario evaluar la distribución de presiones debajo del tanque mediante el dibujo de la red de flujo, o bien utilizando el método simplificado de Blight ya sugerido. Con respecto a la Fig. 5.22, la presión (p) en cada punto de la cimentación es

$$p = \gamma_w \left[\left(Z_0 - \frac{Z_0 - Z_3}{L_f} \right) - Z_x \right] \quad (5.84)$$

Si h es la profundidad del agua por arriba del delantal y s el espesor de éste, entonces el coeficiente de estabilidad contra la subpresión es

$$S_E = \frac{(\gamma_g s) + (\gamma_w h)}{p} \quad (5.85)$$

Los valores aceptables del factor de seguridad S_g oscilan entre 1.1 y 1.2.

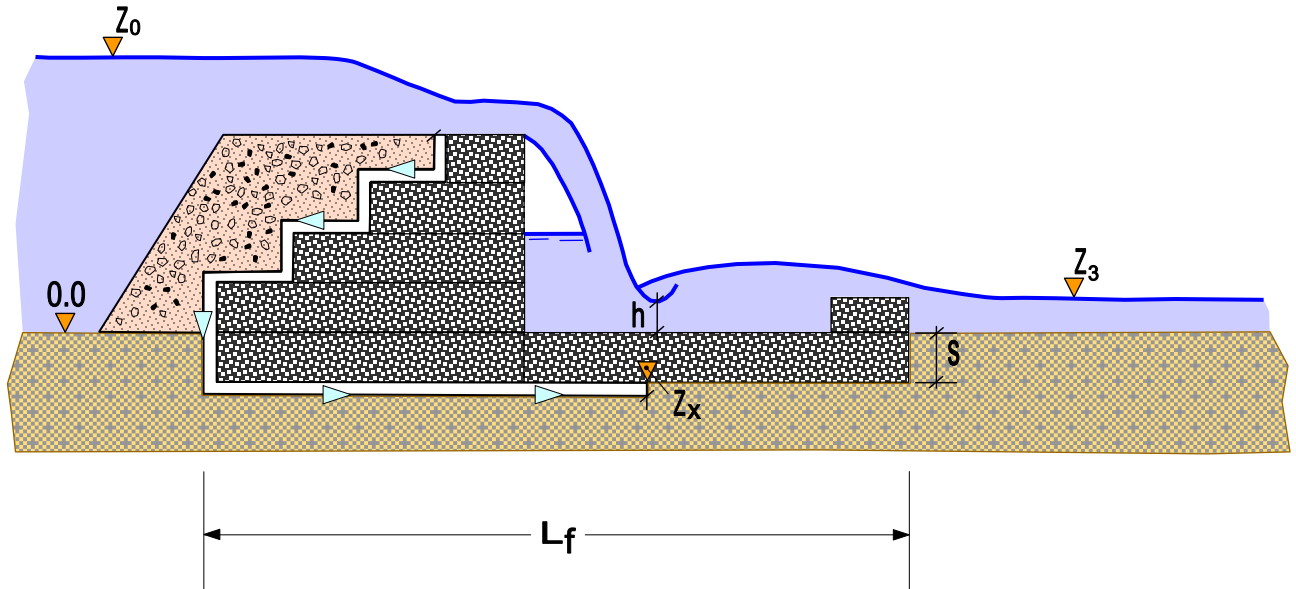


Figura 5.22. Datos para el cálculo de la subpresión.

Resistencia del suelo de cimentación

En cada sección analizada, las fuerzas H_{wm} , H_{wv} , H_{tm} , H_{tv} , P_{w1} , P_{w2} , P_t , P_g y S_w de la Fig. 5.23 se calculan para la peor condición, determinándose seguidamente la intensidad y tendencia de la resultante R de las fuerzas actuantes, su inclinación y centro de gravedad. Conservadoramente se asume que permanece plana la superficie de cimentación de gaviones y que el suelo de cimentación es mucho menos rígido que la estructura de gaviones. Con respecto a esta segunda suposición, los resultados experimentales indican que la rigidez de los gaviones es comparable con la del suelo. Si el centro de gravedad de R queda dentro del tercio medio $-MN-$, la distribución de presiones se extiende en toda la cimentación, ascendiendo la presión máxima s_b , en la punta de aguas abajo a:

$$\sigma_b = \frac{6V\overline{XM}}{100\overline{AB}^2} \quad (5.86)$$

en donde:

V es la componente vertical de la resultante y \overline{XM} y \overline{AB} son distancias, V debe estar en kg y estas dos últimas distancias en cm para que s_b quede en kg/cm^2 .

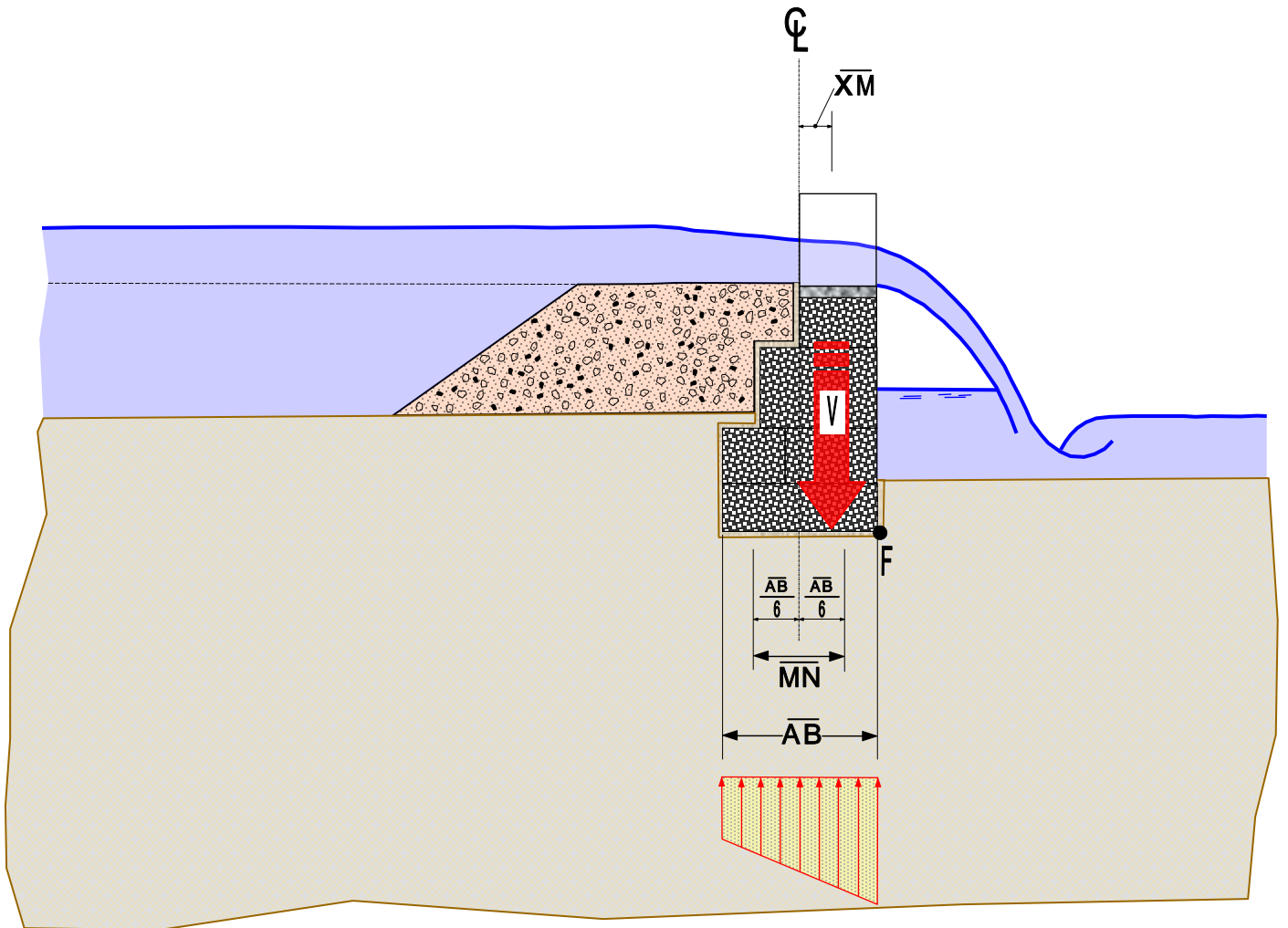


Figura 5.23. Revisión por capacidad de carga. Resultante dentro del tercio medio.

Si el centro de gravedad coincide con la orilla extrema del tercio medio (N), la máxima presión s_b es (véase Fig. 5.24):

$$\sigma_b = \frac{2V}{100AB} \quad (5.87)$$

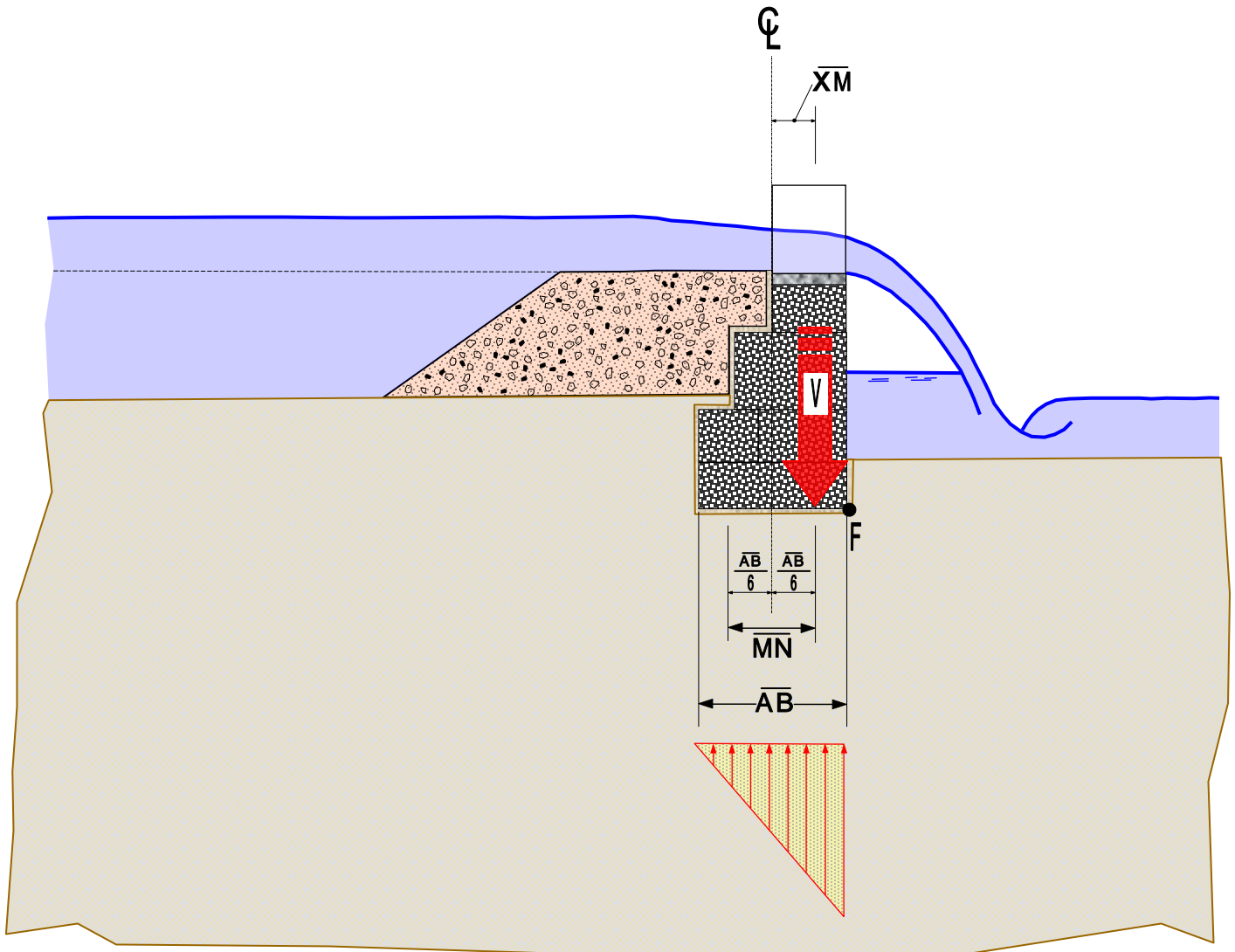


Figura 5.24 Revisión de capacidad de carga. Resultante en el límite del tercio medio.

Debe evitarse un centro de gravedad fuera del tercio medio –MN–, ya que, de acuerdo con la suposición hecha anteriormente, sólo una parte de la cimentación será utilizada. Debido a la gran flexibilidad de los gaviones, es improbable que se dé esto en una situación práctica, sin embargo, la presión s_b sería en tales casos (véase Fig. 5.25):

$$\sigma_b = \frac{2V}{100 \overline{XB}} \quad (5.88)$$

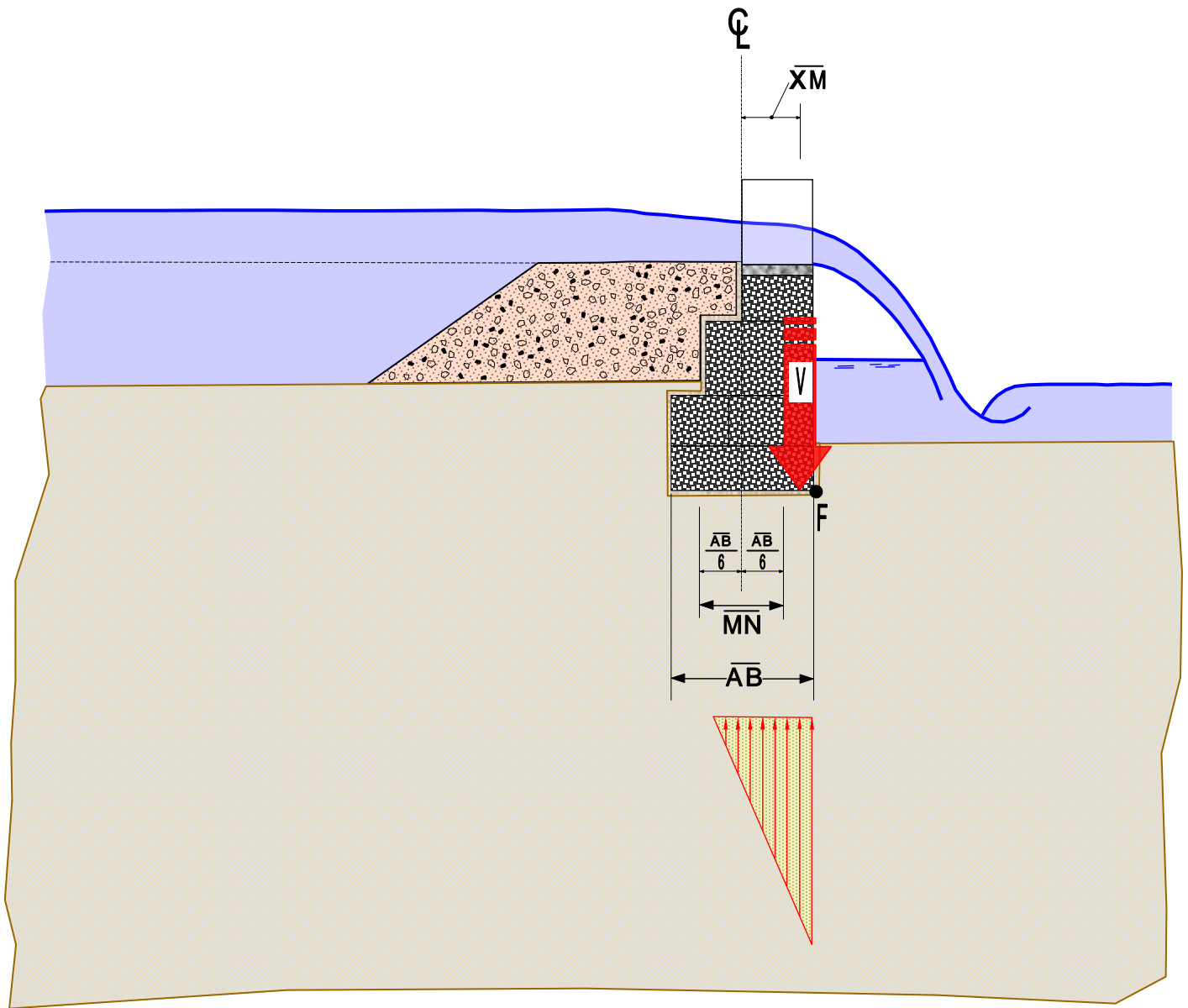


Figura 5.25. Revisión de capacidad de carga. Resultante fuera del tercio medio.

La máxima presión s_b debe ser menor que la capacidad de carga del suelo de cimentación, dada en las pp. 76 a 78 para el suelo y roca del sitio.

5.4. Diseño estructural de la Cortina de Gaviones del proyecto.

Con los datos topográficos, geológicos, geotécnicos e hidrológicos recabados en campo y en gabinete se analizó una cresta de gaviones de 6.0 m de altura, sustentándolo en los aspectos teóricos que acabamos de ver y que conducen a la estabilidad hidráulica-estructural del futuro represo. El gasto de $39.06 \text{ m}^3/\text{s}$ que arrojó la investigación hidrológica (pp. 77-80) será controlado por un vertedor de 10.0 m de cresta y 1.0 m de altura, localizada en el centro del cuerpo principal que se opondrá al paso del agua, es decir, llegado al nivel de 5.0 m el agua comenzará a verter, pero no en caída libre sino hacia un escalonamiento de gaviones que le reducirán paulatinamente su energía potencial hasta conducirla a un tanque de amortiguamiento de $16.0 \text{ m} \times 14.0 \text{ m}$ construido también con gaviones, tanto en sus paredes laterales como en el revestimiento del lecho del arroyo donde se emplean los denominados "colchoneta", requeridos aquí debido a la susceptibilidad de erosionarse que posee el lecho del arroyo. La longitud del tanque fue establecida en función de la distancia requerida para el salto hidráulico, de manera que éste quede totalmente dentro del tanque antes de que, con energía mínima, comience a verter por la contracortina de aguas abajo, hecha también de gaviones con una longitud de $8.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$.

La poca capacidad de carga que posee el subsuelo del arroyo existente plantea dos opciones que nos permiten conservar el sitio del emplazamiento, apoyarse directamente en un estrato firme ubicado a mayor profundidad (3.50 m) o mejorar las propiedades mecánicas del subsuelo y sentar la cimentación de los gaviones en un nivel más cercano a la superficie (2.0 m), lo que evitaría tardanzas y mayores gastos; razón por la cual preferimos esta última alternativa. No obstante, deben tenerse en cuenta la poca estabilidad lateral del material arenoso que nos obligará a ademararlo durante la fase de excavación.



Figura 5.26. Vista en planta zona inundada y cortina filtrante propuesta como mecanismo de detención, sobre el arroyo Chimeneas.

TRABAJOS DE CAMPO

Las Figs.4.2(a) a la 4.2 (d) muestran los perfiles transversales que ofrece el arroyo "La Granja" al paso del agua, en la zona definida para el emplazamiento del represo; en tanto que en la Fig.4.3 se observan —sobre impuestas sobre la foto satelital del Google Earth—, la cortina propuesta del represa y la planimetría topográfica.

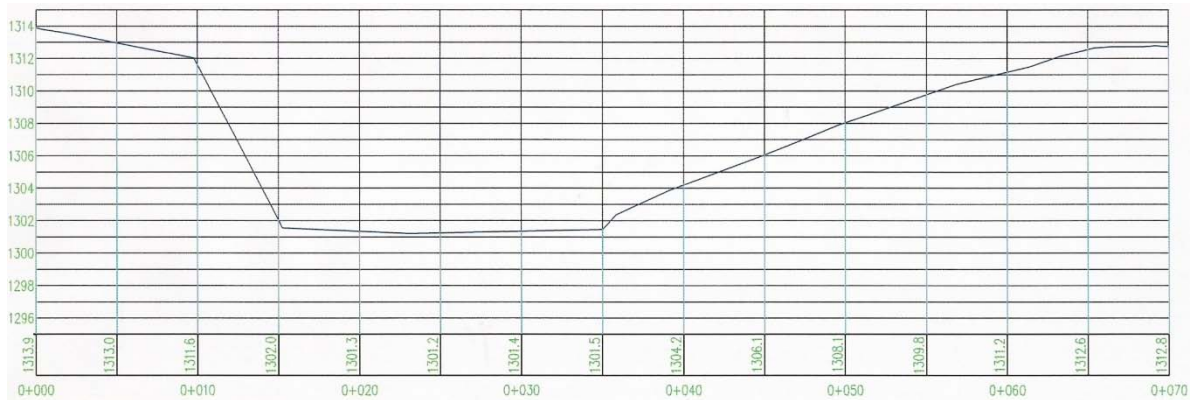


Figura 4.2(a). Perfil GR-01 del arroyo "La Granja" en el sitio proyectado para el Represo Chimeneas.

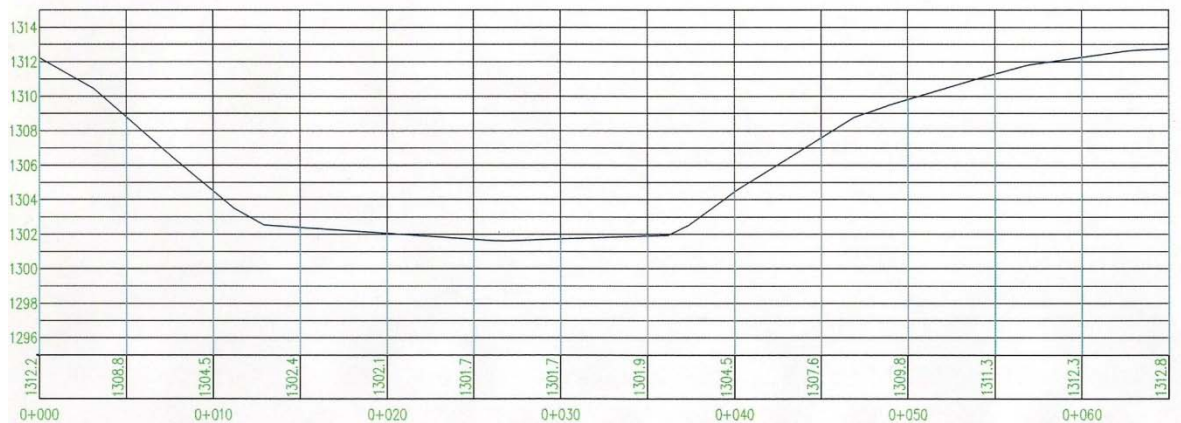


Figura 4.2(b). Perfil GR-02 del arroyo "La Granja" en el sitio proyectado para el Represo Chimeneas.

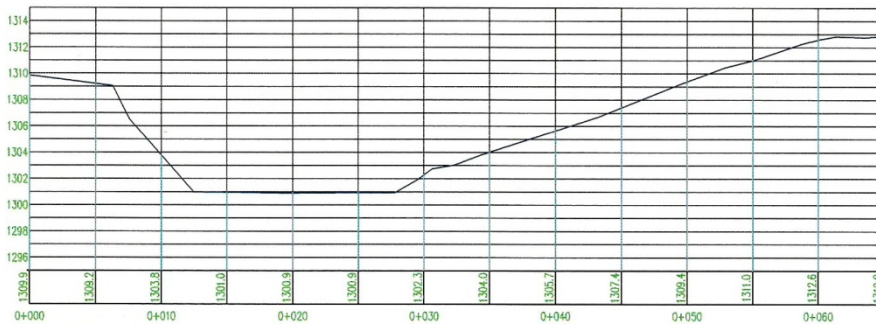


Figura 4.2(c). Perfil GR-03 del arroyo "La Granja" en el sitio proyectado para el Represo Chimeneas.

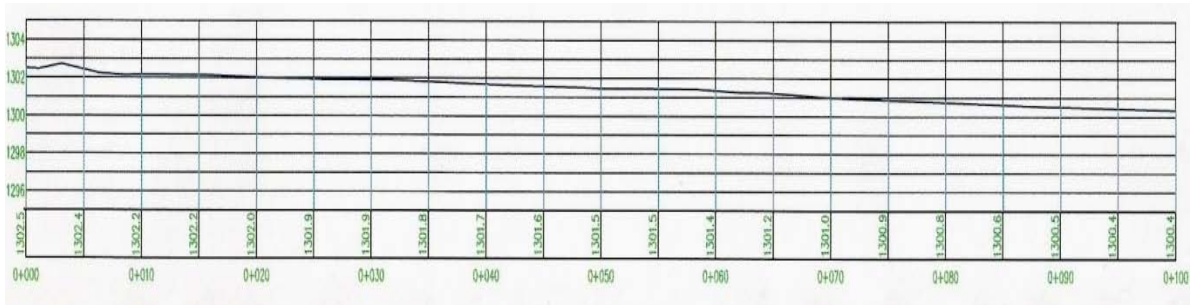


Figura 4.2(d). Perfil GR-04 del arroyo "La Granja" en el sitio proyectado para el Represo Chimeneas.

LOCALIZACIÓN

La zona de proyecto se localiza a unos 600 m hacia el oeste de la vía conocida como Recinto Fiscal (Fig. 4.3), en las inmediaciones de las coordenadas $31^{\circ} 16' 37.5''$ de latitud norte y $110^{\circ} 59' 8.9''$ de longitud oeste, con una elevación aproximada de 1301 m respecto del nivel medio del mar.

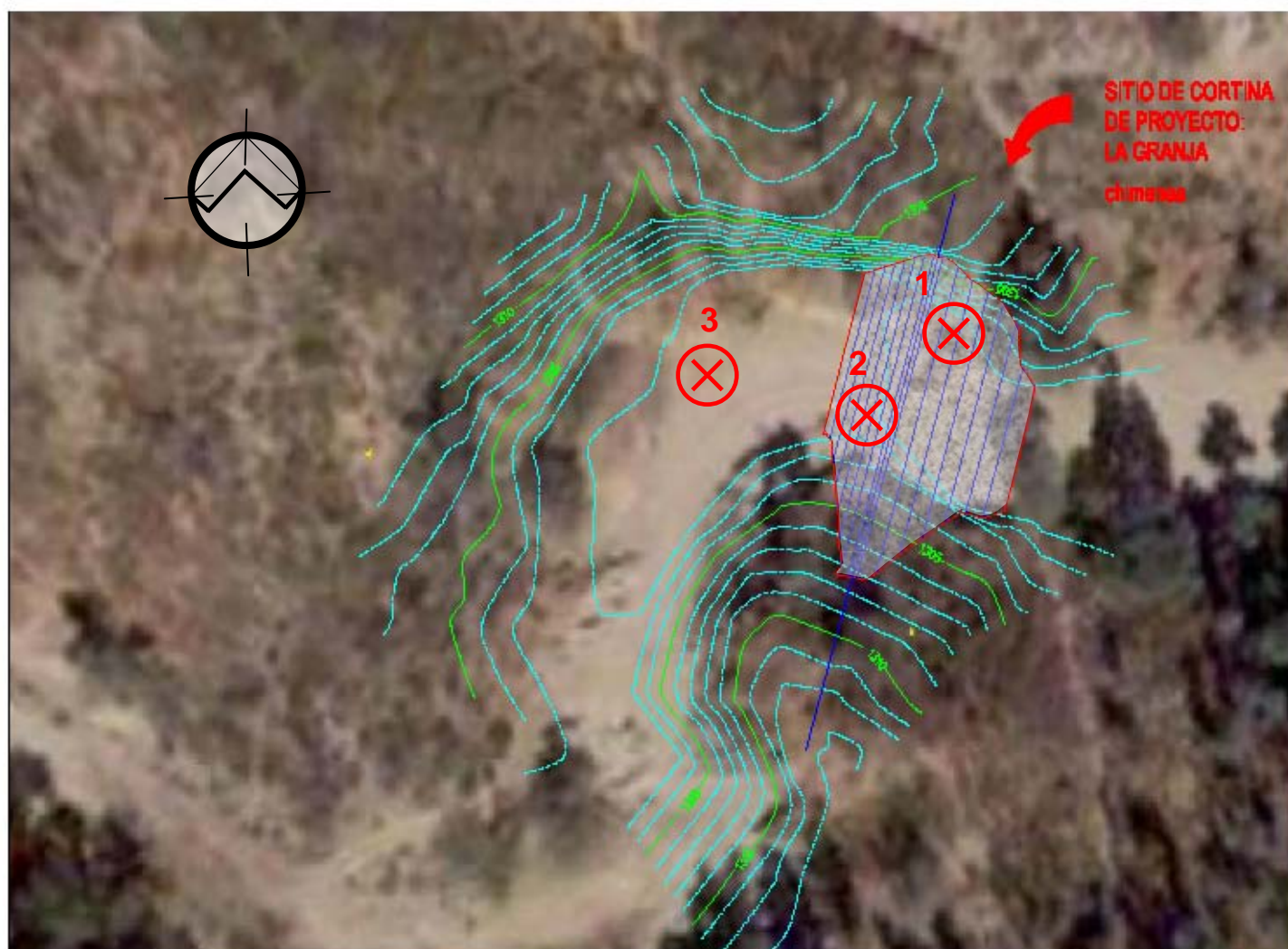
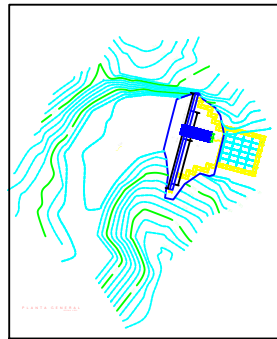
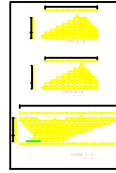
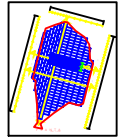
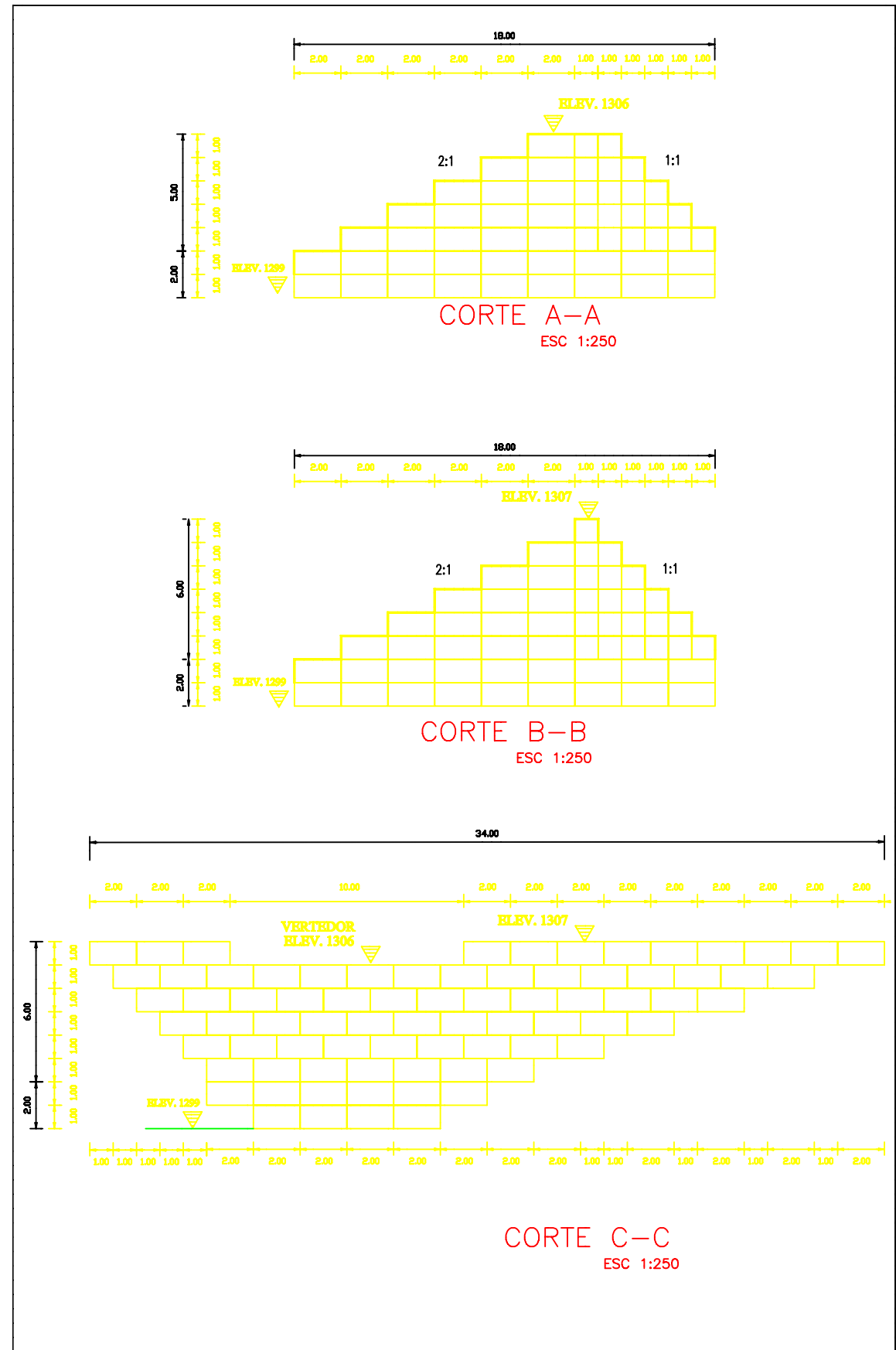
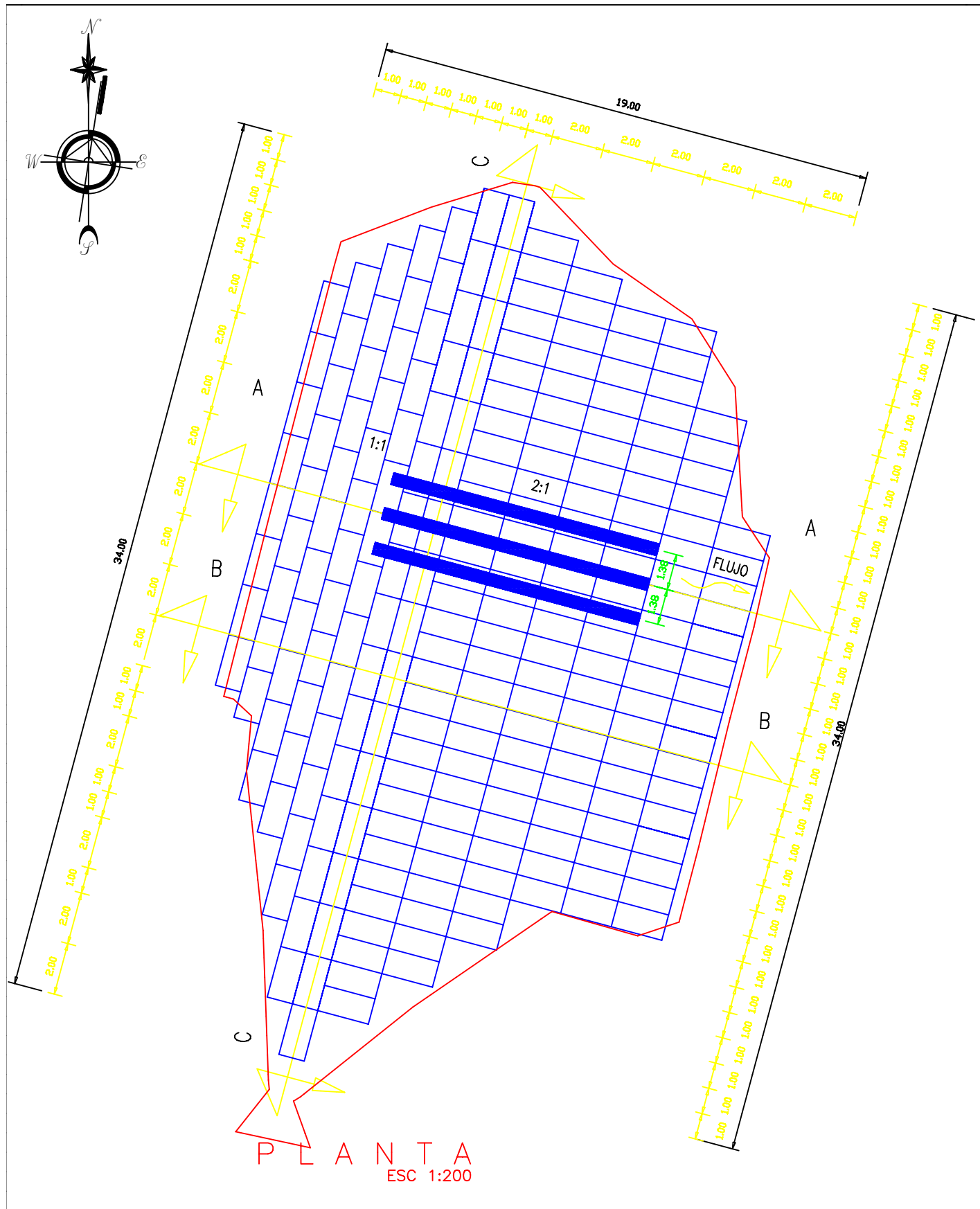


Figura 5.28. Superposición del levantamiento topográfico y de la cortina del futuro represo sobre la foto satelital del Google Earth. Se indica también la ubicación de los tres sondeos requeridos por el estudio geotécnico que inicia en la página 11 de este escrito.

5.6 PLANTAS Y PERFILES DEL SITIO DONDE SE CONSTRUIRA LA CORTINA DE GAVIONES





Se transcriben a continuación los cálculos numéricos realizados manualmente, verificándose la estabilidad completa del represo de gaviones con ayuda del programa GEO-5 GABION WALL.

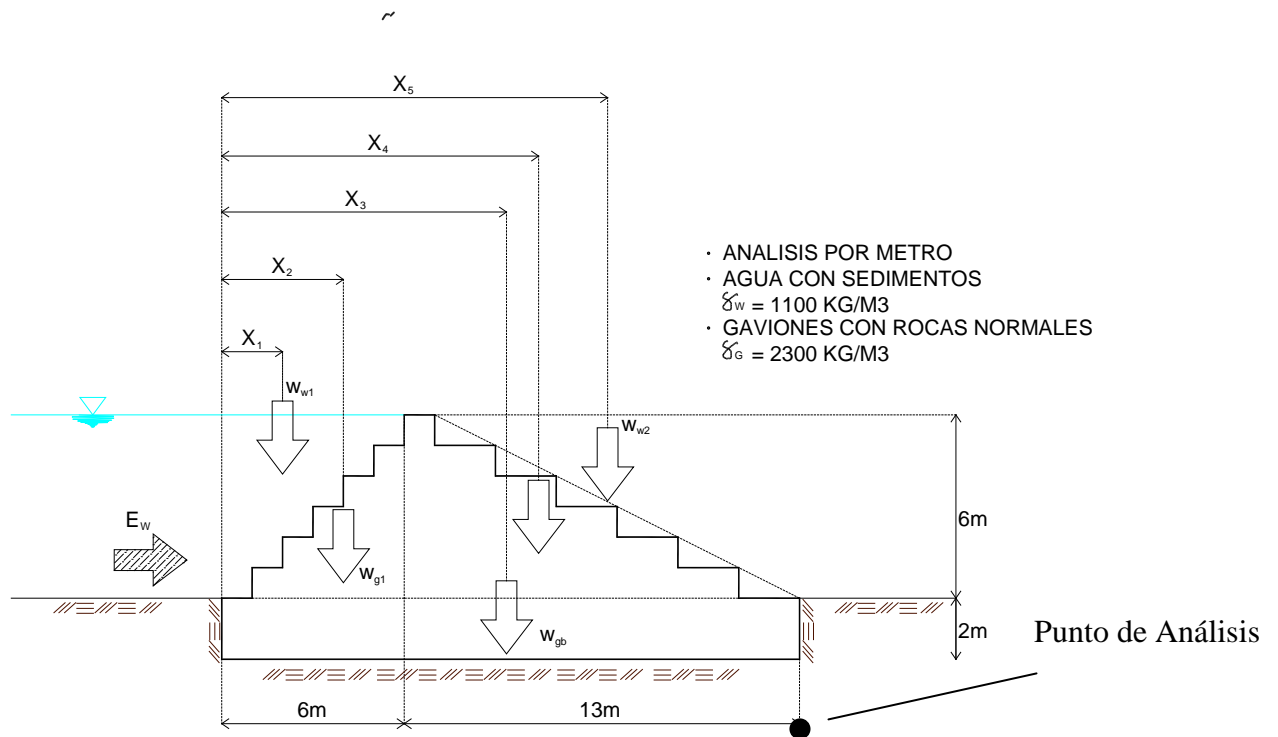


Fig. 2.26 Sección máxima de la cortina

1.- Análisis de Cargas

1.1 Cargas Verticales y horizontales

Aplicando la Fórmula:

$$W_{w1} = \frac{1}{2}(6)(6)(1100) = 19800 \text{ kg}$$

$$W_{w2} = (14.32)(1.0)(1100) = 15750 \text{ kg}$$

$$W_{g1} = \frac{1}{2}(6)(6)(2300) = 41400 \text{ kg}$$

$$W_{g2} = \frac{1}{2}(13)(6)(2300) = 89700 \text{ kg}$$

$$W_{gb} = (19)(2)(2300) = 87400 \text{ kg}$$

$$E_w = \frac{1}{2}(6)^2(1100) = 19800 \text{ kg}$$

1.2 Momentos con respecto al punto de análisis

Aplicando la Fórmula:

$$M_0 = W_{w1}x_1 + W_{g1}x_2 + W_{gb}x_3 + W_{g2}x_4 + W_{w2}x_5 + E_w z$$

$$= 19800 \times 2 + 41400 \times 4 + 87400 \times 9.5 + 15720 \times (6 + 6.5) + 89700 \times (6.0 + 4.33) + 19800 \times 2 =$$

$$= 2198576 \text{ kg-m}$$

$$\bar{x}_1 = \frac{M_0}{R_z} = \frac{2198576}{254050} = 8.65 \text{ m}$$

$$R_z = 19800 + 15750 + 41400 + 89700 + 87400 = 254050 \text{ kg}$$

$$\bar{x}_2 = \frac{M_0}{R_z} = \frac{2001701}{238300} = 8.40 \text{ m}$$

$$M_F = 15750 \times 6.5 + 89700 \times 8.67 + 87400 \times 9.5 + 41400 \times 15 + 19800 \times 17 - 19800 \times 2 =$$

$$M_F = 2628374 \text{ kg-m}$$

$$\bar{x}_3 = \frac{M_0}{R_z} = \frac{2628374}{254050} = 10.35 \text{ m} \quad \text{o,}$$

$$\bar{x}_4 = \frac{M_0}{R_z} = \frac{2525999}{238300} = 10.60 \text{ m}$$

2.- Condiciones de Estabilidad

2.1 Estabilidad Contra El Deslizamiento

Aplicando la Fórmula:

$$T = R_z \tan \phi'_b, \text{ con } \phi'_b \approx \frac{2}{3} \phi' = 20^\circ$$

$$R_z = 19800 + 41400 + 87400 + 89700 = 238300 \text{ kg}$$

$$\therefore T = 238300 \times \tan 20^\circ = 86734 \text{ kg}$$

$$(FS)_{desliz} = \frac{F_{resist}}{F_{act}} = \frac{86734}{19800} = 4.4 > 1.5$$

Además de contar con la presión pasiva de la pared excavada.

2.2 Estabilidad Contra el Vuelco (Rotacional)

Aplicando la Fórmula:

$$e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{19}{2} - 8.4 \right| = 1.10 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{19}{6} = 3.17 \text{ m} > e$$

Por lo que la resultante de las fuerzas verticales cae dentro del tercio medio de la base, haciendo que sea difícil una inestabilidad por vuelco.

$$M_{vuelco} = 19800 \times 2 = 39600 \text{ kg-m}$$

$$M_{resist} = 2001701 \text{ kg-m};$$

$$(FS)_{vuelco} = \frac{2001701}{39600} = 50.55, \text{ sobrado}$$

3.- Revisión Capacidad de Carga

Aplicando la Fórmula:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{R_z}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{254050}{19 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 1.10}{19} \right) = 18015.7 \text{ kg/m}^2$$

$$= 18.02 \text{ ton/m}^2 > q_{adm} (14.44 \text{ ton/m}^2) \text{ [página 74]}$$

La capacidad de carga es menor que la reportada en el estudio geotécnico, debe procederse de la siguiente forma:

- 1.- Excavar hasta la roca ($z = 3.50 \text{ m}$).
- 2.- Elevar material tipo base en capas de 0.25 m hasta una profundidad de 2.0 m , número de capas = 6, compactándolas mas del 95% proctor.
- 3.- Elevar Gaviones desde esta profundidad.

Con este procedimiento se garantiza $\phi' = 33^\circ$, $D_f = 2.0$ m, $B = 19$ m,

$$\gamma = \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 2000 - 1000 = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$q_u = \gamma D_f (N_q - 1) s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

Como la carga vertical no está inclinada,

$$q_u = \gamma' D_f (N_q - 1) s_q d_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi_p'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_p'}{2} \right) = e^{\pi \tan 33^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{33^\circ}{2} \right)$$

$$N_q = 26.1$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi_p' = 2 \times (26.1 + 1) \tan 33^\circ = 35.2 \quad (\text{Vesic, 1973})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi_p') = (26.1 - 1) \tan(1.4 \times 33^\circ) = 26.2 \quad (\text{Meyerhof, 1976})$$

$$N_\gamma = 0.1074 e^{9.6 \phi_p'} = 0.1054 e^{9.6 \times 0.576} = 26.6 \quad (\text{Davis \& Booker, 1971})$$

Tomamos $N_\gamma = 26.2$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \tan \phi_p' = 1 + \frac{19 - 2 \times 1.1}{10} \tan 33^\circ = 2.09 \text{ ó } 1.4 \text{ con } B' \text{ en lugar de } L', \text{ y viceversa}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi_p' (1 - \text{sen} \phi_p')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B'} \right)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan 33^\circ (1 - \text{sen} 33^\circ)^2 \tan^{-1} \left(\frac{2}{16.8} \right) = 2.83$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L} = 1 - 0.4 \times \frac{16.8}{10} = 0.33 \text{ ó } 0.76 \text{ con } B' \text{ en lugar de } L'$$

L' , y viceversa

$$d_\gamma = 1.0$$

$$q_u = 1000 \times 2 \times (26.1 - 1) \times 1.4 \times 2.83 + 0.5 \times 1000 \times 16.8 \times 26.2 \times 0.33 \times 1.0$$

$$\therefore q_u = 271518.8 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{últ}} = q_u + \gamma D_f = 271518.8 + 1000 \times 2 = 273518.8 \text{ kg/m}^2$$

De otras fuentes se sabe que $d_q = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen} \phi'_p}{1 - \text{sen} \phi'_p}$$

Reduciéndose la capacidad de carga,

$$q_u = 144452.6 \text{ kg/m}^2; \quad q_{\text{últ}} = 144452.6 + 1000 \times 2 = 146452.6 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 18015.7 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore (FS)_{\text{capac}} = \frac{146452.6}{18015.7} = 8.1 > 3.0 \quad (\text{ok})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi'_p) = (26.1 - 1) \tan(1.4 \times 33^\circ) = 26.2 \quad (\text{Meyerhof, 1976})$$

Para un ancho unitario N_q y N_γ no varían, pero $s_q = 1.06$, $d_q = 1.4$, $s_\gamma = 1.96$ y $d_\gamma = 1.0$, obteniéndose

$$q_u = 1000 \times 2 \times (26.1 - 1) \times 1.06 \times 1.4 + 0.5 \times 1000 \times 1.0 \times 26.2 \times 0.96 \times 1.0 \\ = 87072.8 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{últ}} = 87072.8 + 1000 \times 2 = 89072.8 \text{ kg/m}^2$$

$$(FS)_{\text{capac}} = \frac{89072.80}{18015.70} = 4.9 > 3.0 \quad (\text{ok})$$

Por donde se analice cumple con el (FS), pero debe vigilarse y adoptarse el procedimiento de mejoramiento de subsuelo.

4.- Verificación de Supresión (Tubificación)

Por esta carga se toman en cuenta los siguientes datos:

$$L = 3 \times 19 = \text{Trayectoria de flujo} = 57 \text{ m}$$

$$c = \text{coeficiente de Blight} = \frac{(12 + 9)}{2} = 10.5$$

Arenas medias más gravas (material de mejoramiento)

$$c\Delta h = 10.5 \times 6 = 63$$

$L < c\Delta h$ ($57 < 63$), esto implica que se tendrán problemas por turificación

Se propone un delantal impermeable aguas abajo del represo, lo cual cumplirá también la función de amortiguamiento hidráulico del agua que cae.

Esta solución se logra colocando gaviones tipo colchoneta sobre un geotextil.

Para un gasto $Q = 39.06 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenido al estudiar la hidrología del sitio, aplicaremos las expresiones de diseño hidráulico descritas cuando se analizó la teoría hidráulica estructural del represo

Aplicando la Fórmula:

$$\theta_i = \frac{\left(\tan^{-1} \frac{2}{2.2}\right)(2.2) + \left(\tan^{-1} \frac{4}{15}\right)(15)}{17.2} = 18.43^\circ$$

$$\theta_d = \tan^{-1} \frac{6.0}{4.4} = 53.75^\circ$$

$$A = (z_3 - f_3) \left[16 + \frac{(z_3 - f_3)}{\tan 53.75^\circ} + \frac{(z_3 - f_3)}{\tan 18.43^\circ} \right]$$

$b = \text{ancho del canal} = 16.0 \text{ m}$

$$B = b + \frac{z_3}{\text{sen} 53.75^\circ} + \frac{z_3}{\text{sen} 18.43^\circ}$$

$f_3 = 0.70$, canal con revestimiento. Sea $z_3 = 1.0$ m

$$A = (1 - 0.70) \left[16 + \frac{0.3}{\tan 53.75^\circ} + \frac{0.3}{\tan 18.43^\circ} \right] = 5.14 \text{ m}^2$$

$$B = 16.0 + \frac{1.0}{\text{sen} 53.75^\circ} + \frac{1.0}{\text{sen} 18.43^\circ} = 20.4 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{B} = \frac{5.14}{20.4} = 0.252 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0.035} \times 5.14 \times (0.252)^{\frac{2}{3}} \times (0.0731)^{\frac{1}{2}} = 15.84 \text{ m}^3/\text{s} < Q$$

Sea $z_3 = 1.5$ m

$$A = (1.5 - 0.70) \left[16 + \frac{1.5 - 0.7}{\tan 53.75^\circ} + \frac{1.5 - 0.7}{\tan 18.43^\circ} \right] = 15.19 \text{ m}^2$$

$$B = 16.0 + \frac{1.5}{\text{sen} 53.75^\circ} + \frac{1.5}{\text{sen} 18.43^\circ} = 22.6047 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{B} = \frac{15.19}{22.60} = 0.67 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0.035} \times 15.19 \times (0.67)^{\frac{2}{3}} \times (0.0731)^{\frac{1}{2}} = 89.85 \text{ m}^3/\text{s} > Q$$

$$0.385 \times (z_0 - f_g) L_g \sqrt{2g(z_0 - f_g)} = Q = 39.06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$39.06 = 0.385 \times (z_0 - f_g) \times (10) \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (z_0 - f_g)}$$

$$(z_0 - f_g) \sqrt{2 \times 9.8 \times (z_0 - f_g)} = 10.1455$$

$$(z_0 - f_g) \sqrt{(z_0 - f_g)} = 2.2916$$

$$(z_0 - f_g)^2 (z_0 - f_g) = 5.2516 \Rightarrow (z_0 - f_g) = 1.7382 \text{ m}$$

$$(z_0 - f_g) = \frac{2}{3}(z_0 - f_g) = 1.15 \text{ m, apenas libra el vertedor}$$

$$d_{conset} = \left(1.057 - 0.465 \times \frac{h}{l}\right) \times h = \left(1.057 - 0.465 \times \frac{1}{2}\right)(1)$$

$$d_{conset} = 0.8245 \text{ m}$$

$$(z_g - f_g) = 1.15 > 1.1d_{conset} (= 1.1 \times 0.8245 = 0.907 \text{ m})$$

∴ se desarrolla un patrón de derivación de agua superficial

$$\alpha = 1 - 4.2665 \times \left(1.5 + \frac{H_s}{z_g - f_g}\right)^{-1} = 1 - 4.2665 \times \left(1.5 + \frac{6.0}{1.15}\right)^{-1} = 0.3649$$

$$(z_1 - f_b) \approx 0.2673 \text{ m, con } f_b = 0 \text{ m}$$

Para saltos hidráulicos que parcialmente queden dentro del tanque:

$$z_2 = -\frac{z_1}{2} + \sqrt{\frac{2Q^2}{gL_b^2 z_1} + \frac{z_1^2}{4}} = -\frac{0.2673}{2} + \sqrt{\frac{2 \times 39.06^2}{9.8 \times 16^2 \times 0.2673} + \frac{0.2673^2}{4}} = 2.0 \text{ m}$$

$$f_c = 2.7 \text{ m} > z_3, \text{ no es necesario recalcular } f_c$$

$$L_{12} = \text{longitud del salto hidráulico} = 6.9 \times (z_2 - z_1)$$

$$L_{12} = 6.9 \times (2.0 - 0.2673) = 11.98 \text{ m} \approx 12 \text{ m} < L_b$$

Por tanto, la longitud del tanque $L_b = 16.0 \text{ m}$ es adecuada.

$$(1 - \alpha) \left[(z_0 - f_b) + \frac{Q^2}{2gA_0^2} \right] = (z_1 - f_b) + \frac{Q^2}{2g(z_1 - f_b)^2 L_b^2}$$

$$(1 - 0.3649) \left[6.7 + \frac{39.06^2}{2 \times 9.8 \times (10 \times 1)^2} \right] = 0.2673 + \frac{39.06^2}{2 \times 9.8 \times (0.2673)^2 \times (16)^2}$$

$$4.75 \approx 4.52$$

(ok)

$$(z_2 - f_b) = -\frac{(z_1 - f_b)}{2} + \sqrt{\frac{2Q^2}{gL_b^2(z_1 - f_b)} + \frac{(z_1 - f_b)^2}{4}}$$

$$2.0 = -\frac{0.2673}{2} + \sqrt{\frac{2 \times 39.06^2}{9.8 \times 16^2 (0.2673)} + \frac{0.2673^2}{4}}$$

$$2.0 = 2.0 \quad (\text{ok})$$

$$(z_3 - f_b) + \frac{Q^2}{2gA_3^2} = (z_2 - f_b) + \frac{Q^2}{2g(z_2 - f_b)^2 L_b^2}$$

$$(1.5 - 0.0) + \frac{39.06^2}{2 \times 9.8 \times (8 \times 1)^2} = 2.0 + \frac{39.06^2}{2 \times 9.8 \times (2.0)^2 \times (16.0)^2}$$

$$2.72 \approx 2.08 \quad (\text{ok, algo diferente pero se acepta})$$

∴ se considera que el salto queda completamente dentro del tanque

Revisión del gasto que sale por la compuerta de 8.0 m de ancho:

$$Q = 39.06 = 0.385(z_2 - f_c)L_c \sqrt{2g(z_2 - f_c)} = 0.385 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.8}(z_2 - f_c)^{\frac{3}{2}}$$

$$(z_2 - f_c) = 2.02 \text{ m}$$

$f_c \approx 2.02$ m, indicándonos que el salto no brinca la contracompuerta, verificándose que queda totalmente dentro del tanque.

5.6 Anexo Fotográfico.

Los detalles específicos del almacenamiento se anexan en el anexo. Las distancias áreas y volúmenes que generan las cantidades de obra se obtienen con ayuda del programa AUTOCAD, utilizándose en el apartado Presupuesto Base para estimar cuánto costará la construcción del represo.



Foto 5.1. El arroyo "La Granja" corre sobre un lecho arenoso escoltado por márgenes rocosas fragmentadas, la vista es hacia aguas arriba. Nótese que el lecho del arroyo en algunos sitios es rocoso.



Foto 5.2. La cortina se ubicará al dar la vuelta el arroyo, aprovechando las márgenes rocosas para hacer el empotramiento y la pérdida de fuerza del agua.

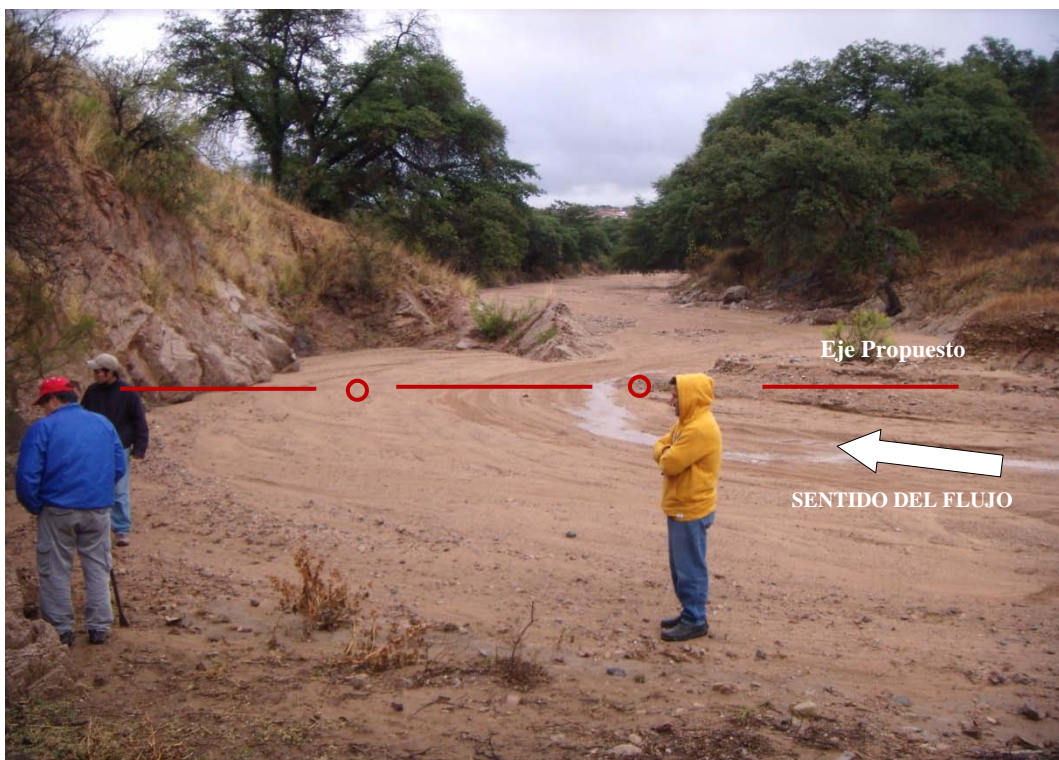


Foto 5.3. Estudios en la zona de la boquilla. Hacia el fondo de la foto, aguas abajo del arroyo, y después de unos 600 m de recorrido, se llega a la zona poblada y urbanizada.



Foto 5.4. Investigaciones geotécnicas y exploración geológica superficial de la zona que aledaña el futuro almacenamiento de la cortina.



Foto 5.5. Afloramiento rocoso de color claro que servirán de empotramiento, la banda de fracturamiento es notoria.



Foto 5.6. Acumulación de material gravo-arenoso y roca fragmentada encima de la roca, sobre una de las márgenes del arroyo. Se retirará para apoyo de gaviones en roca sana.



Foto 5.7. Prueba de resistencia in situ del material rocoso, además de recolección de muestras para su ensaye en laboratorio.



Foto 5.8. Sondeo de exploración para identificar el tipo y profundidad del subsuelo donde descansará la cortina. El material clasifica como grava arenosa.



Foto 5.9. La arena se mantiene estable con la profundidad gracias a la humedad imperante, abajo comienza a manifestarse un nivel freático.



Foto 5.10. Obsérvese pozo a cielo abierto estabilización del nivel freático a una profundidad de 1.50 m. Nótese la presencia de gravas que favorecen la rapidez y el volumen de filtración.

CAPÍTULO 6

Conclusiones y recomendaciones

6.1 Problemática Actual

Las inundaciones impactan negativamente en el progreso de los habitantes de esta Ciudad de Nogales, Sonora; afecta el patrimonio de la población con los daños en sus viviendas, muebles, vehículos, etc. Pero lo más grave es que pone en riesgo la vida de las personas.

El principal problema se origina en gran medida por el desarrollo tan acelerado de los últimos años, con una tasa de crecimiento poblacional muy por arriba de la media nacional y sobre todo por el poco interés de los responsables de la construcción al no aplicar acciones que mitiguen los efectos ocasionados por las alteraciones en los escurrimientos y filtraciones debido a la obstrucción de la entrada del agua al subsuelo a causa de la pavimentación de calles y desplante de viviendas. Adicional a todo lo anterior existe una cantidad importantísima de construcciones: viviendas, comercios e industrias que fueron edificadas en lugares en donde originalmente eran cauces y en la actualidad impiden la libre circulación de las corrientes.

6.2 conclusiones

Desarrollo sin control pluvial. La ciudad de Nogales ha crecido sin un adecuado control de sus aguas pluviales, dificultándose más la solución a sus problemas de inundación a medida que más desarrollos se integran a la traza urbana.

Insuficiencia del arroyo Los Nogales. El principal canal al que van a dar las demás aguas pluviales, el hoy embovedado arroyo Los Nogales, resulta insuficiente para almacenar y conducir gastos importantes, mucho menos la avenida de proyecto, pasando apuros de conducción aguas abajo, sobre todo en el cruce fronterizo, donde ya ha dado lugar a varias crisis.

Microzonificación a base de subcuencas. La gran cuenca en la que se aloja el municipio se puede descomponer en varias subcuencas y tratarse ingenierilmente por separado, lo que facilita el estudio de medidas estructurales y no estructurales para enfrentar los excesos pluviales.

Presas filtrantes. La principal aportación de este trabajo para el problema de inundación de la ciudad de Nogales es mediante medidas estructurales en cada subcuenca, a base de presas filtrantes que frenen la fuerza del agua y la desfoguen con menor rapidez a la que trae el arroyo original, dando tiempo a que los canales, alcantarillas y calles desalojen sus gastos normales de operación.

La construcción de las presas filtrantes se complementa con otras disciplinas de la ingeniería civil bien resuelven problemas mayores (como la inundación de una ciudad importante); en nuestro caso el eje rector, la construcción de una medida estructural, se coordina con varias ramas de la ingeniería civil, la geotecnia, la hidráulica, la topografía, la geología, la ingeniería estructural y la hidrología.

Se garantizara un control más efectivo en el manejo de las aguas superficiales impactan en forma negativa en ambos lados de la frontera.

Al haber un mejor control de las aguas superficiales, con la propuesta de estas obras de drenaje pluvial se podrán implementar mejores estrategias para disminuir el impacto de los daños en las zonas de inundación.

Será más efectivo el uso, manejo y control de los volúmenes aprovechables para la recarga de los acuíferos de la zona de Nogales.

Se garantizara una disminución en el volumen de sedimentos que arrastran las aguas superficiales que se depositan en las vialidades y entorpecen el acceso de los vehículos.

6.3 Recomendaciones

Los municipios deben reglamentar su desarrollo en el sentido de exigir que cualquier construcción que cubra un terreno con asfalto, concreto o acero, construya medidas de control (presas, canales, pozos de absorción) que alivie el exceso pluvial generado por el desarrollo.

Mejorar las entradas a los arroyos ya que esto genera un mejoramiento inmediato a la situación de las inundaciones asociadas con el arroyo nogales sin requerir un estudio adicional.

Efectuar un programa agresivo para la realización de los proyectos de cuencas de detección gestionando las participaciones económicas de todas las fuentes involucradas, internacionales, nacionales, estatales y municipales, sin menospreciar la inversión privada.

Se recomienda realizar monitoreos permanentes en los cambios que sufra la orografía del suelo, al presentarse nuevos desarrollos que cambien la dirección de los escurrimientos y que puedan implantar la zona de bajo relieve y generar grandes flujos hacia sectores vulnerables de la ciudad.

ANEXOS

ANEXO 1.1.

Desastres históricos Hidrometeorológicos

Fecha	Lugar	Fenómeno Hidro.	Efecto	Fuente
Sábado, 06 de Julio de 1957	Nogales, Sonora	Lluvia	Inundación en las calles de Nogales, pérdidas de techos en almacenes	El Noroeste, Periódico de la Raza y para la Raza
Miércoles, 02 de Julio de 1980	Nogales, Sonora	Lluvias	Inundación, dos vagones del ferrocarril descarrilados	Periódico El Imparcial, sección D
Domingo, 13 de Julio de 1980	Nogales, Sonora	Lluvias	inundación, desalojos a habitantes, estricta vigilancia	Periódico El Imparcial, sección D
Jueves, 14 de Agosto de 1980	Nogales, Sonora	Lluvias	Daños materiales, dos victimas	Periódico El Imparcial, sección D
Sábado, 30 de Agosto de 1980	Calle B. Aires, Nogales, Sonora	Lluvias	Alcantarillas arrastradas por la corriente	Periódico El Imparcial, sección D
Jueves, 25 de Junio de 1981	Nogales, Sonora	Lluvias	Carros arrastrados por la corriente	Periódico La voz del Norte
Jueves, 09 de Julio de 1981	Nogales sur, Sonora	Lluvias	Crecimiento del represo, inundación	Periódico El Imparcial, sección D
Sábado, 11 de Julio de 1981	Nogales, Sonora	Lluvias	inundación, accidentes automovilísticos	Periódico El Imparcial, sección D
Sábado, 19 de Septiembre de 1981	Calle internacional Nogales, Sonora	Lluvia	Inundación, calles afectadas con baches	Periódico El Imparcial, sección D Pág. 6
Viernes, 16 de Septiembre de 1983	Av. Ruiz Cortines y Av. Álvaro Obregón, Nogales, Sonora	Lluvia	Calles inundadas por el sistema de alcantarillado	Periódico El Imparcial, sección D
Miércoles, 27 de Junio de 1984	Nogales, Sonora	Lluvias	La temperatura desciende	Periódico El Imparcial, sección D
Sábado, 01 de Septiembre de 1984	Colonia Lomas, Nogales, Sonora	Lluvias	Derrumbe que ocasiona muerte de una persona	La voz del Norte
Lunes, 03 de Junio de 1985	Calle Hidalgo entre Vásquez y Aguirre, Nogales, Sonora	Lluvia, nieve	Deslizamiento, inundación	La voz del Norte
Viernes, 20 de Septiembre de 1985	Nogales, Sonora	Lluvias	Crecimiento de arroyo	La voz del Norte

Fecha	Lugar	Fenómeno Hidro.	Efecto	Fuente
Viernes, 04 de Julio de 1986	Nogales, Sonora	Lluvias	Crecimiento de arroyo	La voz del Norte
Miércoles, 23 de Julio de 1986	Colonia Granja, Nogales, Sonora	Lluvias	Crecimiento del represo,	La voz del Norte
Martes, 11 de Agosto de 1987	Calle Pitiquito y Campodonico, Nogales, Sonora	Lluvias	Escombros arrastrados por el agua	La voz del Norte
Fecha	Lugar	Fenómeno Hidro.	Efecto	Fuente
Miércoles, 12 de Agosto de 1987	Colonia San Juan, Nogales, Sonora	Lluvias	Crecimiento de arroyo e inundación	Periódico El Imparcial, sección D
Sábado, 22 de Agosto de 1987	Nogales, Sonora	Lluvias	Crecimiento de arroyo e inundación	La voz del Norte
Lunes, 24 de Agosto de 1987	Nogales, Sonora	Lluvias	Crecimiento de arroyo e inundación	La voz del Norte
Martes, 12 de Julio de 1988	Sur de Nogales, Sonora	Lluvias	Carros arrastrados por la corriente, habitantes incomunicados	La voz del Norte
Miércoles, 26 de Julio de 1989	Nogales, Sonora	Lluvias	Daños materiales, dos victimas	Periódico El Imparcial, sección D
Martes, 15 de Agosto de 1989	Nogales, Sonora	Lluvias	Crecimiento de arroyo, inundación	Periódico El Imparcial, sección D
Martes, 04 de Enero de 2005	Nogales, Sonora	Lluvia	Inundación, desbordamientos	Unidad Municipal de Protección Civil
Viernes, 04 de Febrero de 2005	Colonia Ferrocarriera, Nogales, Sonora	Lluvia	Inundación.	Unidad Municipal de Protección Civil
Jueves, 30 de Junio de 2005	Nogales, Sonora	Lluvias	Inundación, Deslaves, Desbordamientos	Unidad Municipal de Protección Civil
Martes, 02 de Agosto del 2005	Nogales, Sonora	Lluvias	Inundación, Deslaves, Desbordamientos.	Unidad Municipal de Protección Civil
Sábado 15 de Septiembre del 2007	Nogales, Sonora	Lluvias	Inundación, Deslaves, Desbordamientos, Daños materiales.	Unidad Municipal de Protección Civil
Sábado 12 de Julio del 2008	Nogales, Sonora	Lluvias	Inundación, Deslaves, Desbordamientos, Colapso de estructuras hidráulicas, Daños a edificios, 2 Fallecidos.	Unidad Municipal de Protección Civil, Comunicación social y Prensa.
Martes 12 de Agosto del 2008	Nogales, sonora	Lluvias	Inundación, Deslaves, Desbordamientos y Daño a edificios.	Unidad Municipal de Protección Civil, Comunicación social y Prensa.

LITERATURA CITADA

- Brady L.M., Gray F., Castañeda M., Bulkman, M. and Bolm, K.S. (2000) "Critical U.S.- Mexico Borderland Watershed Analysis, Twin Cities Area Of Nogales, Arizona And Nogales, Sonora", US Geological Survey and Arizona Department of Environmental Quality.
- Budhu, M. (2007) "Soil Mechanics and Foundations", John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, USA.
- Bureau of Reclamation (USA) (1982), "Diseño de Presas Pequeñas", Cía. Editorial Continental, S.A. de C.V., México.
- City of Tucson (1989), "Standards Manual for Drainage Design and Floodplain Management in Tucson Arizona", prepared by Simons, Li & Associates, Inc. Tucson, Arizona.
- Colegio de Posgraduados (1980), "Manual para Proyectos de Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero", Institución de Enseñanza e Investigación en Ciencias Agrícolas, SPP, Chapingo, México.
- Comisión Nacional del Agua (1990) "Descripción General de la Demarcación de Zona Federal del Arroyo 'Los Nogales' en su Cruce por La Ciudad de Nogales, Sonora". CNA, Hermosillo, Sonora, Mexico.
- Cornforth, D.H. (2005) "Landslides in Practice. Investigations, Analysis, and Remedial/preventive Options in Soils", John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, USA.
- Dewberry, S.O. & Matusik, J.S. (1996), "Land Development Handbook, Planning, Engineering, and Surveying", McGraw-Hill, New York.
- Eychaner, J.H. (1984), " Estimation of Magnitude and Frequency of Floods in Pima County, Arizona with Comparisons to Alternative Methods ", Water Resources Investigations Report 84-4142, US Geological Survey, Tucson, Arizona.
- González de Vallejo, L.I. COORDINADOR, (2004) "Ingeniería Geológica" PEARSON/Prentice Hall, Madrid, España.
- Marsal, R.J. y Reséndiz, N.D. (1979), "Presas de Tierra y Enrocamiento", Editorial LIMUSA, México.
- Mays, L.W. (2001), "Stormwater Collection Systems Design Handbook", McGraw-Hill, New York.

- Maza, A. J; Camargo, H.J. y Franco, V. (1993), "Manual de Gaviones", Gaviones LEMAC, S.A. de C.V., México.
- National Oceanic and Atmospheric Administration (2003) "Precipitation-Frequency Atlas of the United States", NOAA Atlas 14, Volume 1, Version 3; NOAA, National Weather Service, Silver Spring, Maryland.
- Pilarczyk, K. W. (1998), "Dikes and Revetments. Design, Maintenance and Safety Assessment", A.A. Balkema, Rotterdam.
- Pima County Department of Transportation and Flood Control District (1979), "Hydrology Manual for Engineering Design and Floodplain Management Within Pima County Arizona", PCDOT&FCD, Tucson, Arizona.
- Simons, Li and Associates (1989) "City of Tucson Standards Manual for Drainage Design and Floodplain Management", Tucson, Arizona.
- Sotelo, A.G. (2002) "Hidráulica General" Volumen I, Fundamentos, Limusa/Noriega Editores, México.
- Tetra Tech, Inc. (2004) "Ambos Nogales Wash Flood Control Study" Appendix A – Hydrology and Hydraulics, U.S. Army Corps of Engineers, Los Ángeles District & International Boundary and Water Commission.