

IX (12) *	0	16,7	16,7	66,6
--------------	---	------	------	------

\* Número total de represas en ese nivel de Intensidad Sísmica.

\*\* Véase Anexo .

#### 4.3.2.- Tuberías

Para las tuberías de mayor diámetro, con estadísticas publicadas sobre los efectos de sismos, se ha adoptado la matriz de la Tabla 4.3 (Refs 24 a 27; 37).

Para el análisis de la vulnerabilidad en bordes de talud, laderas y deslaves, referirse al Capítulo 3. Su vulnerabilidad como elemento estructural (Fotos 4.2a y 4.2b, así como las Fotos 5.1 y 5.2) requiere estudios detallados, aún cuando la vulnerabilidad sísmica de estos componentes se considera limitada, siempre que se asegure la estabilidad de sus pilas de apoyo.

**Tabla 4.3. Número medio de reparaciones en tuberías debidas al efecto de sismos**

ACELERACION MAXIMA  DEL TERRENO (g)	NUMERO MEDIO DE REPARACIONES / km	
	SUELOS PROMEDIO	SUELOS COMPETENTES
0,05 - 0,10	0,001	0,0005
0,15 - 0,20	0,04	0,008
0,25 - 0,30	1,5	0,06
0,40 - 0,50	20	3,00

#### 4.3.3.- Puentes

La vulnerabilidad de puentes, se ha modelado de una manera general con los valores dados en la Ref. 41 (Tabla 4.4).

**Tabla 4.4. Vulnerabilidad promedio de puentes a las acciones sísmicas (Fuente: ATC-13, ref. 41)**

ESTADO  POST-SISMO	GRADO DE MERCALLI (IMM)				
	VI	VII	VIII	IX	X
PORCENTAJE DE	0 - 2	2 - 10	10 - 18	18 - 24	24 - 40

puentes caídos o severamente dañados					
--------------------------------------	--	--	--	--	--

No se ha evaluado la vulnerabilidad de pilas de puentes bajo la acción de caudales extremos (véase Figura 2.8) (véase Fotos 5.1 y 5.2).

#### 4.3.4.- Chimeneas de equilibrio

Por su configuración estructural, las chimeneas de equilibrio pueden ser vulnerables a sismos, vientos extremos y a fallas en sus fundaciones. En el caso estudiado, los aspectos relacionados a la resistencia de la fundación directa sobre suelos tipo roca, no fueron evaluados debido a limitaciones de información.

El cálculo de los efectos sobre la chimenea debidos a las acciones eólicas se llevó a cabo de acuerdo con las prescripciones establecidas en las Ref. 18 y 19. De ese análisis se desprende que, para la mayor de las chimeneas expuestas (98 m de altura y 7,0 m de diámetro), con superficie exterior cilíndrica, de concreto, sin huecos, los vientos críticos que pueden ocasionar daños de cierta importancia en la misma son de  $m\&aa\ cu\ te;s$  de 190 (km/hora) definidos en los términos de la Sección 2.2 de esta Memoria. Esto equivale a una velocidad de 52,8 (m/seg), la cual es más del doble que la establecida en la Norma Venezolana para esa zona (Figura 1.3) y que de acuerdo a la Figura 2.7 y su ecuación (2.6), para una vida de servicio de 100 años, tiene una probabilidad despreciable de ser excedida.

En relación a los sismos, bajo la acción de movimientos caracterizados por espectros en suelos tipo roca (Ref. 35), los movimientos máximos del terreno asociados a diferentes demandas de ductilidad se obtuvieron a partir de las distribuciones dadas en la Figura 2.4 y traducidas a intensidades Mercalli de acuerdo al criterio descrito en la Sección 2.1. Verificada la capacidad resistente a sismos por medio de un análisis dinámico (Ref. 68) y tomando en consideración el área de armaduras y su confinamiento, a esa configuración estructural (Figura 4.1) se le asigna una elevada probabilidad de ruina para demandas de ductilidad un 50% en exceso de las que toleran las normas vigentes que es igual a 1,5. En base a los criterios y datos anteriores se formuló la matriz de probabilidad de daños que se da en la matriz de la Tabla 4.5.

Empleando las relaciones dadas en la Sección 2.1, se obtienen los valores de la Tabla 4.6; obsérvese que las probabilidades anotadas en la última fila ( $D = 2,25$ ) se consideran representativas de la probabilidad de ruina.

**Table 4.5. Grados de daño y rangos de aceleraciones en una chimenea de 98 m de altura**

GRADOS DE DAÑO	DEMANDA DE DUCTILIDAD	RANGO DE ACELERACIONES (g)
0	< 1	< 0,16
1	1	0,23
2	1,25	0,30
3	1,50	0,35
4	<sup>3</sup> 2,25	<sup>3</sup> 0,51

**Tabla 4.6. Matriz de probabilidad de daños de las chimeneas de equilibrio**

GRADO DE DAÑO	GRADO DE INTENSIDAD DE MERCALLI					
	V	VI	VII	VIII	IX	X
0 (D < 1)	100	90	70	30	5	0
1 (D = 1)	--	10	15	30	15	5
2 (D = 1,25)	--	--	10	20	20	10
3 (D = 1,50)	--	--	5	15	20	15
4 (D = 2,25)	--	--	--	5	40	70

#### 4.3.5.- Red de alta tensión

Los elementos de la red de alta tensión están constituidos por: subestaciones de alta tensión (115 KV y menos), torres de transmisión y líneas (Ref. 54).

La experiencia de sismos pasados revela que la vulnerabilidad de la red, en términos de su operatividad, se encuentra particularmente condicionada por los equipos de porcelana de las subestaciones eléctricas (S/E) (Foto 4.3). Este tipo de instalación ha sido afectada de modo reiterado por movimientos sísmicos intensos (Ref. 67). Las conclusiones sobre su desempeño esperado, en base a una estadística de 1400 equipos (Ref. 42), son las siguientes:

## Equipos de 215 KV

Al igual que para equipos de mayor nivel de tensión, los componentes más frágiles a este nivel (columnas aisladoras de porcelana, interruptores de tanque vivo, transformadores de tensión) son más vulnerables que los equipos anclados o con centro de gravedad bajos. Para equipos frágiles la probabilidad esperada de falla, en término medio, resultó ser:

$$P_f = 0,21 + 0,43 (A_0) 0,05g \leq A_0 \leq 0,90g \quad (4.1)$$

Para los equipos menos frágiles, no hay información estadística suficiente. Conservadoramente, su probabilidad de falla se supondrá igual a la mitad de la de los equipos frágiles.

En la Tabla 4.7 se describe el desempeño esperado de S/E de alto voltaje ( $\leq 230$  kv). En su elaboración se han seguido los criterios establecidos para diferentes estados de daños en términos del porcentaje de equipos afectados dados en la Ref. 42. Las probabilidades de falla que se obtienen de las ecuaciones anteriores han servido de guía para contrastar los valores sugeridos en esta última referencia.

Tomando en consideración que la vulnerabilidad del resto de los componentes de la red de alta tensión es sustancialmente inferior a la de los equipos que conforman las S/E, las últimas columnas de la Tabla 4.7 pueden considerarse una aproximación razonable al desempeño de la red de alto voltaje. Los tiempos de interrupción presuponen la existencia de repuestos en el sitio, no obstante la información verbal recabada de los operadores de subestación es que no se dispone de repuestos en el sitio, por lo que debe preverse un mayor tiempo de rehabilitación.

En relación a las líneas, el problema sísmico es menor; destaca como eventual problema, la inestabilidad de las fundaciones de torres ubicadas cerca de taludes o en las cercanías de márgenes de ríos donde pueden ser debilitadas, problema este no evaluado en este trabajo.

### 4.3.6.- Estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo se consideran constituidas por un conjunto de tres elementos fundamentales: (a) las bombas centrífugas; (b) la S/E de alto voltaje, y (c) los tanques de succión.

a) De acuerdo a la Ref. 33 la tasa de fallas en las bombas centrífugas en condiciones de operación es de  $1,71 \times 10^{-2}$  (1/año). Si  $P$  es la probabilidad de falla de un componente y hay  $n$  componentes idénticos, la probabilidad de que falle alguno es  $1-(1-P)^n$ ; para pocos componentes y probabilidades pequeñas, la probabilidad anterior se puede estimar como:  $n P$ .

Si se supone que hay 4 bombas operando, la probabilidad total de falla de alguna bomba es muy cercana a:

$$1 - (1 - 0,0171)^4 = 6,7\% \quad (4.2)$$

Aún cuando esta probabilidad es algo mayor por razones de desgaste, se considera pequeña tomando en cuenta el número de bombas disponibles en cada estación.

**b)** El elemento más vulnerable lo constituye el suministro de energía: bien sea por falla del sistema, lo cual implica tiempos de rehabilitación relativamente cortos, o por destrucción de elementos de la S/E como consecuencia de terremotos (véase la Sección 4.3.5).

**c)** Los tanques de succión no presentan aspectos particularmente vulnerables y pudieran ser tratados como chimeneas de poca esbeltez (véase Sección 4.3.4). En la Foto 4.4 se ilustran detalles de los elementos de anclaje de un tanque de succión metálico.

Visto lo anterior, en el caso de sismos, la vulnerabilidad de las estaciones de bombeo está condicionada por el desempeño de las S/E de alto voltaje.

#### 4.3.7.- Tuneles

De una manera general el desempeño de túneles, minas y grandes espacios subterráneos con espesores de roca sustanciales, ha sido satisfactorio. Estadísticas publicadas en la Ref. 43 agruparon los efectos constatados en túneles de acuerdo a los tres grados siguientes:

*No daño:* No aparición de nuevas grietas o caída de rocas. *Daños menores:* Nuevos agrietamientos y caída de rocas. *Daños graves:* Agrietamiento severo, deslizamientos de roca importantes y taponamiento, especialmente en los extremos del túnel.

Para túneles predominantemente ubicados en roca, la estadística disponible y los resultados de estudios analíticos se pueden sintetizar en la forma que se da en la Tabla 4.8. Estos valores pueden diferir en túneles excavados en otros tipos de materiales.

**Tabla 4.8. Rangos de movimientos del terreno para tres niveles de daño en túneles**

NIVELES DE DAÑO	MOVIMIENTOS MAXIMOS DEL TERRENO	
	ACELERACIONES (g)	VELOCIDADES (cm/seg)
No daño	< 0,20	< 20
Daños menores	0,20 - 0,40	20 - 40
Daños	> 0,40	> 40

Lo anterior se puede presentar en forma de matrices de vulnerabilidad referidas a grados de intensidad de Mercalli, con arreglo a las correlaciones anotadas en la Sección 2.1 (ecuaciones 2.3a, a 2.3c; Figuras 2.5 y 2.6) De este modo se obtuvo la matriz que se anota en la Tabla 4.9.

**Tabla 4.9. matriz de probabilidad de daños en túneles en términos de la intensidad de mercalli**

<b>NIVEL DE INTENSIDAD DE MERCALLI (IMM)</b>					
<b>DAÑO</b>	<b>VI</b>	<b>VII</b>	<b>VIII</b>	<b>IX</b>	<b>X</b>
<b>No daños</b>	<b>90</b>	<b>70</b>	<b>40</b>	<b>10</b>	<b>-</b>
<b>Menores</b>	<b>10</b>	<b>28</b>	<b>40</b>	<b>40</b>	<b>15</b>
<b>Graves</b>	<b>-</b>	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>85</b>

#### **4.3.8.- Turbiedad**

De acuerdo a la Ref. 60, la turbiedad es la propiedad óptica que tiene una sustancia líquida o sólida de diseminar en todas direcciones la luz que pasa por ella. En el caso del agua, que tiene sustancias en suspensión y en solución, las mediciones de turbiedad se reportan en UNT (unidades nefelométricas de turbiedad). El ensayo se fundamenta en la medición de la luz que pasa por una muestra estándar, medida en celdas calibradas.

Grados UNT de 0 hasta 5 aproximadamente son propios de agua esencialmente cristalina; para el grado UNT 10, se puede apreciar turbiedad en un vaso de unos 0,33 cc, aún cuando la coloración puede estar afectada por la presencia de hierro o magnesio.

La turbiedad generada por el arrastre de sólidos, depende de las características geológicas de las cuencas que drenan hacia las fuentes de agua (Ref. 65 y 66). En el caso particular del Río Tuy, la turbiedad en períodos de lluvia puede sufrir cambios sustanciales. En la muestra que se ilustra en la Figura 4.2, correspondiente al año 1996 en la época de lluvias el grado UNT llegó a multiplicarse por 30 respecto al período no lluvioso; esta variación se refleja en los efluentes de la planta de tratamiento (Figura 4.3).

Obviamente, la velocidad del flujo debe influir en la turbiedad final; esta oscila entre 35 y 60 cm/minuto.

### **5.- Procedimientos para evaluar la confiabilidad del sistema y modelado**

#### **5.1.- Introducción**

En la literatura son muy variados los procedimientos empleados para cuantificar la confiabilidad de sistemas. Se entiende aquí por confiabilidad el complemento de la probabilidad de que el sistema deje de prestar el servicio para el cual fue diseñado (Ref. 34; 37; 47).

Cualquiera que sea el sistema a ser empleado, la finalidad de la evaluación es: identificar los elementos críticos del sistema y poder determinar la sensibilidad del mismo a eventuales intervenciones. Esto generalmente con el fin de optimizar la eficiencia del sistema.

## **5.2.- Tiempo de rehabilitación**

En la Sección 5, Capítulo 2 de la Guía de la Ref. 3 se presenta una metodología desarrollada en el CEPIS fundamentada en el tiempo de rehabilitación. Esta medida toma en consideración: la capacidad remanente del componente, la magnitud del daño y las expectativas de rehabilitación en unidades de tiempo. Con los análisis usuales de Ingeniería lo anterior puede aplicarse a: estaciones de bombeo y S/E, tanques de almacenamiento, chimeneas de equilibrio, tanques de succión, puentes, tuberías de conducción y otros componentes, siempre que no se presenten problemas de deslizamientos masivos del terreno. La evaluación de los eventuales tiempos de rehabilitación de fallas de grandes presas, acuíferos o perturbaciones de cuencas hidrográficas, requiere de análisis especializados.

En las estimaciones del tiempo de rehabilitación se debe considerar: (i) la magnitud del daño; (ii) requerimientos y disponibilidad de recursos humanos, materiales y financieros; (iii) facilidad de acceso al lugar; (iv) el grado de afectación de cada componente, por ejemplo en los tres grados: 25%; 50% ó 75%. La recopilación y análisis sistemático de la estadística de averías e interrupciones de servicio en los sistemas que suplen agua potable a la ciudad de Caracas, es objeto de un trabajo en curso próximo a culminar (Ref. 16).

### **5.2.1.- Comparación de tiempos de rehabilitación de tuberías-puentes sobre ríos**

Se trata del Puente A (Foto 5.1) que cruza la Quebrada Las Palmas, con acceso carretero inmediato y el Puente B (Foto 5.2) que cruza el Río Guaire, de difícil acceso, en zona de topografía irregular. En la Tabla 5.1 se comparan los tiempos de rehabilitación estimados, correspondientes a problemas de origen similar: socavación de las bases de las pilas de apoyo.

Para calcular el tiempo total de rehabilitación del sistema, deben distinguirse configuraciones en serie o en paralelo de los componentes del sistema. Por ejemplo, en el caso de la Tabla 5.1, las tareas (2) y (3) pueden ser hechas en paralelo.

**Tabla 5.1. Estimación de tiempos de rehabilitación para dos tuberías-puente (sin respaldo estadístico)**

FASE O		TIEMPOS EN HORAS	
TAREA		PUENTE A Æ = 78"	PUENTE B Æ = 78"
1	Identificación del daño (1)	10 - 20	24 - 72
2	Interrupción de flujo	2	2
3	Preparación del material, equipo y cuadrilla	4	4
4	Traslado al sitio	1	5 - 10
5	Ejecución de reparación (2)	15 - 30	100 - 200
6	Coordinación de reinicio y puesta en operación	4	4
7	<b>Total:</b>	<b>36 - 61</b>	<b>139 - 292</b>

(1) Depende de la frecuencia de inspección: el Puente A es visible desde una vía secundaria de acceso a una estación de bombeo. El Puente B suele ser inspeccionado por vía aérea (véase Foto 2.1).

(2) Se ha supuesto que la reparación requiere excavación parcial y llenado con concreto armado. En el caso del Puente B, la solución puede requerir apuntalamientos temporales si el río está crecido.

(3) Las tareas 2 y 3 pueden ser hechas en paralelo.

En la aplicación de la metodología recién descrita, ha resultado conveniente complementar los factores que condicionan el tiempo de rehabilitación, con la probabilidad de que suceda el fenómeno. Es decir, reconocer cuantitativamente, aún cuando sea en forma aproximada, la probabilidad de que puedan presentarse situaciones críticas. Para ello es preciso revisar ciertos conceptos básicos.

### 5.3.- Conceptos básicos

Lo primero a evaluar en el sistema son los posibles modos de falla, identificando aquellos donde haya posibles redundancias.

La confiabilidad es el complemento de la probabilidad de falla, entendiendo por ésta, un estado en el cual el sistema deja de cumplir sus funciones. Si se designa por (E<sub>i</sub>) el evento falla según el modo i, la probabilidad de falla es igual a:

$$P_{\text{falla}} = P [E_1 \cup E_2 \cup E_3 \dots \dots \cup E_n] \quad (5.1)$$

donde la unión U debe realizarse para todos los modos relevantes; si algún modo es ignorado, la probabilidad así obtenida está del lado de la inseguridad.

Por otro lado, si se designa por  $(P_{fi})$  la probabilidad de falla del evento  $(E_i)$ , las dos cotas siguientes se satisfacen:

$$P_{falla} \geq \max (P_{fi}) \quad (5.2)$$

$$P_{falla} = (P_{f1}) + (P_{f2}) + \dots + (P_{fn}) - \text{Prob [falla en 2 ó más modos]} \leq \sum_i (P_{fi}) \quad (5.3)$$

Obsérvese que el sistema no puede fallar en dos diferentes modos, aún cuando dos eventos  $(E_i)$  y  $(E_j)$  no necesariamente son mutuamente excluyentes. De hecho, no se puede excluir que en el sistema la intersección de modos de falla, la cual se designa por  $(n)$ , sea nula; es decir, en general:

$$P [E_i \cap E_j] > 0 \quad (5.4)$$

Los dos límites dados por las ecuaciones (5.2) y (5.3) se encuentran relativamente alejados. Si todas las probabilidades relevantes de falla son suficientemente pequeñas, o sea, para toda  $i$  la  $(P_{fi}) \ll 1,0$ , una buena aproximación de la ecuación (5.3) resulta ser:

$$P_{falla} \approx \sum_i (P_{fi}) \quad (5.3a)$$

## 5.4.- Configuración

- Sistemas en Serie



Si el sistema funciona adecuadamente cuando todos y cada uno de los componentes se comportan de modo confiable y, además, los eventos  $(C_i)$  = "componente  $i$  se comporta de modo satisfactorio", son independientes para cualquier  $i$ , la confiabilidad del sistema  $(1-ps)$  es igual a:

$$(1-ps) = \prod_i (1-P_{fi}) \quad (5.5)$$

donde  $(P_{fi})$  es la probabilidad de que el componente no se comporte satisfactoriamente; o sea, falle. Sí:

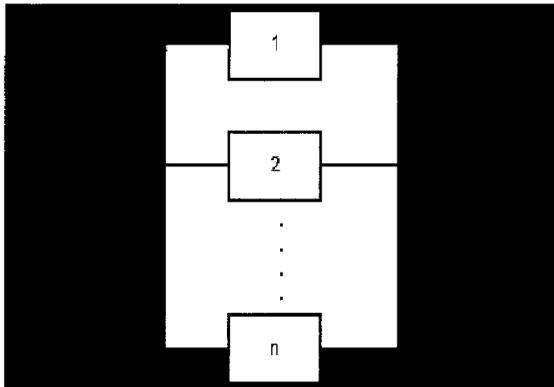
$$\sum_i (P_i) \ll 1 \quad (5.6)$$

se puede aceptar que la confiabilidad del sistema es:

$$(1-ps) @ 1 - \sum_i (P_i) \quad (5.5a)$$

que es similar a (5.3a).

- Sistemas Redundantes en Paralelo



El sistema se comporta satisfactoriamente si cualquiera de los componentes no falla. Para eventos  $(C_i)$  independientes, la confiabilidad del sistema es:

$$(1-ps) = 1 - \prod_i (P_i) \quad (5.7)$$

- Sistemas Mixtos



Para eventos independientes, la confiabilidad del sistema  $(1-ps)$  es:

$$(1-ps) = (1-P_1) (1-P_2 \cdot P_3) \quad (5.8)$$

En el caso ilustrado, la adición del componente 3, redundante, con  $(P_3 < 1,0)$ , da lugar a un sistema mas confiable que aquel en el cual no estuviera presente, cuya confiabilidad es:

$$(1-ps) = (1-P_1) \cdot (1-P_2) \quad (5.9)$$

## 5.5.- Incorporación de la vulnerabilidad

En el Capítulo 4, la vulnerabilidad de los componentes del sistema quedó cuantificada en términos de matrices de probabilidad de ocurrencia de estados de daño ( $D_i$ ), mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos. Por ejemplo para el caso de sismos, los eventos a considerar son diferentes grados de la Intensidad de Mercalli ( $I_j$ ). Haciendo uso del teorema de probabilidad total:

$$P [D_i] = P [D_i \cap I_1] + P [D_i \cap I_2] + \dots + P [D_i \cap I_n] = \sum_j P [D_i \cap I_j] \quad (5.10)$$

Recordando que:

$$P [D_i \cap I_j] = P [D_i / I_j] \times P [I_j] \quad (5.11)$$

se obtiene:

$$P [D_i] = \sum_j P [D_i / I_j] \times P [I_j] \quad (5.12)$$

ecuación que será empleada para el cálculo de las probabilidades de falla del sistema seleccionado como Caso-Estudio (Capítulo 6).

## 5.6.- Selección de escenarios

### 5.6.1.- Introducción

En las Figuras 1.1 y 1.2 de la presente Memoria se sintetizó la posible afectación de un determinado sistema debido a la ocurrencia de amenazas naturales. Se indicó igualmente en la Sección 1.1 que en la evaluación de la vulnerabilidad se hará énfasis en el problema particular de los sismos.

### 5.6.2.- Selección de escenarios

De una manera general, para la verificación de la confiabilidad de sistemas se seleccionan escenarios extremos (véanse por ejemplo las Refs: 29; 34; 38 y 47). En el caso particular de los terremotos, la Ref 29 puede considerarse pionera en su área; escrita en 1982, establece una metodología cuyos pronósticos fueron acertados al contrastarlos con los efectos en el área de la bahía de San Francisco, California, como consecuencia del terremoto de Loma Prieta de magnitud 7.1, en Octubre de 1989 (Ref. 49). Esa contribución, firmada por seis especialistas, fue el resultado de varios años de trabajo con la colaboración de múltiples organismos estatales.

La caracterización de las amenazas naturales consideradas en el caso estudio que se discute en el Capítulo 6, fue dada en el Capítulo 2. Entre ellas destacan la tres siguientes:

- a) Vientos Huracanados: En base a la distribución de valores extremos de velocidades de viento que se dio en la Figura 2.7, vientos con velocidades asociadas a períodos de retorno de 500 años, sólo representan el 66% de los vientos equivalentes a acciones sísmicas de diseño. La evaluación de solicitaciones fue hecha con la Norma COVENIN 2003-86 "Acciones del viento sobre las Construcciones" (Ref. 18), para lo cual se seleccionó una chimenea de 98 m de altura y 7,0 m de diámetro, considerado como el componente potencialmente más vulnerable a la acción eólica.
- b) Tormenta Tropical: Los efectos de crecidas en las pilas de puentes, erosión (inestabilidad de pendientes y deslizamientos potenciales) y posibles efectos en la turbiedad del agua almacenada en los embalses, sólo es objeto de evaluación parcial.
- c) Sismos: El área puede ser afectada por sismos cercanos, así como por sismos a distancia intermedia (ver Tabla 2.3 y Figura 6.1). En la Figura 5.1 se dan los patrones medios de atenuación de Intensidades de Mercalli (IMM) de sismos que han afectado la región a lo largo del último siglo, con intensidades hasta del Grado VIII; se distinguen allí los dos grupos siguientes: (i) familia de eventos con epicentros locales (1878, con  $M_s$  asignada de 6; 1969, con  $m_b = 4,6$ ) y (ii) familia de eventos con epicentro, mayoritariamente submarino, a distancias intermedias (1900, con  $M_s = 7,6$ ; 1915, con  $m_b = 5,6$ ; 1921, con  $m_b = 4,8$ ; 1960, con  $m_b = 4,9$ ; 1967, con  $M_s = 6,5$ ).

## **6. Caso estudio**

### **6.1.- Introducción**

El caso estudio consiste en un sistema de producción de agua potable ubicado en la región norte-central de Venezuela, el cual pertenece a la zona de interacción de las placas tectónicas de El Caribe y de Sur América. En adición a sistemas de fallas geológicas reconocidamente activas (véase Figura 6.1), en el área de interés corre la cordillera de la costa en sentido este-oeste, con alturas de hasta 2765 m (Pico Naiguatá).

El sistema considerado es uno de los que suministra agua potable a la ciudad de Caracas (4 millones de habitantes) ubicada en un Valle a 950 m sobre el nivel del mar y fue proyectado a inicios de la década de los años 60 (Ref. 54) (más información en el Anexo G).

### **6.2.- Geología general de la región**

Desde el punto de vista geológico, el norte de Venezuela se encuentra en zona de montañas jóvenes que están ascendiendo en relación al nivel del mar. Aún cuando lentos, son interpretados por cambios de topografía: el perfil de la cordillera este-oeste, paralela a la línea

de costa, en su cara hacia el mar, permite ver intermitencias de erosión marina, hoy fuera del mar (Ref. 52).

En la cara que mira hacia Caracas no se constatan terrazas de erosión marina; su perfil es escarpado e interrumpido abruptamente por el valle hoy urbanizado. Hacia el sur este valle está bordeado por serranías, geológicamente diferentes a las del norte y las rocas que los constituyen son más blandas que las de la parte norte de la cordillera de la costa.

Estas serranías se extienden hasta más al sur de los Valles del Río Tuy, denominada serranía del sur o del interior. Entre esta serranía y la cordillera de la costa hay una zona de fallas consecuencia del movimiento desigual de ambos bloques (Figura 6.2). Es en esta zona, formada por esquistos calcáreos con intrusiones de calcita y otras rocas descompuestas, donde se encuentra ubicado el sistema seleccionado como caso estudio (Ref. 50 a 53).

Típicamente, las laderas tienen un material superficial de pocos centímetros, constituido por arcilla arenosa fina micacea con fragmentos de esquistos y algo de materia orgánica; poca humedad, arcilla plástica color pardo claro amarillento (esquistos arenosos micaceos) con zonas irregulares de color gris negruzco brillante a plateados, por las variedades de esquistos grafitosos sericíticos. La orientación y buzamiento de la esquistosidad de la roca es variable.

### **6.3.- Antecedentes sobre inestabilidad de suelos y laderas en la región**

#### **6.3.1.- Origen sísmico**

Singer et al (Ref. 55) señalan avalanchas de peñones en tiempos prehistóricos (1100 / 1500 DC), en áreas del valle de Caracas probablemente vinculadas a actividad sísmica; se citan las siguientes áreas del valle: El Pedregal - La Castellana, Altamira, San Michele-Parque del Este. Con anterioridad a estos eventos, en la Ref. 55 se reporta subsidencia en el área Altamira - Los Palos Grandes, datado en el Pleistoceno o tal vez más reciente (Holoceno).

Estos deslizamientos y caídas de rocas por sismos desde la cordillera que bordea el norte de la ciudad, también se describen en fechas inmediatamente posteriores al terremoto del 23 de Marzo de 1812.

En la Tabla 6.1 se retienen referencias a descripciones sobre deslizamientos de suelos en el área de Caracas y sus alrededores como consecuencia de sismos pasados (Ref. 55, 56, 57). En la Tabla 6.2 se anotan los casos en los cuales se reportan fenómenos de licuefacción y/o hundimientos debidos al mismo fenómeno.