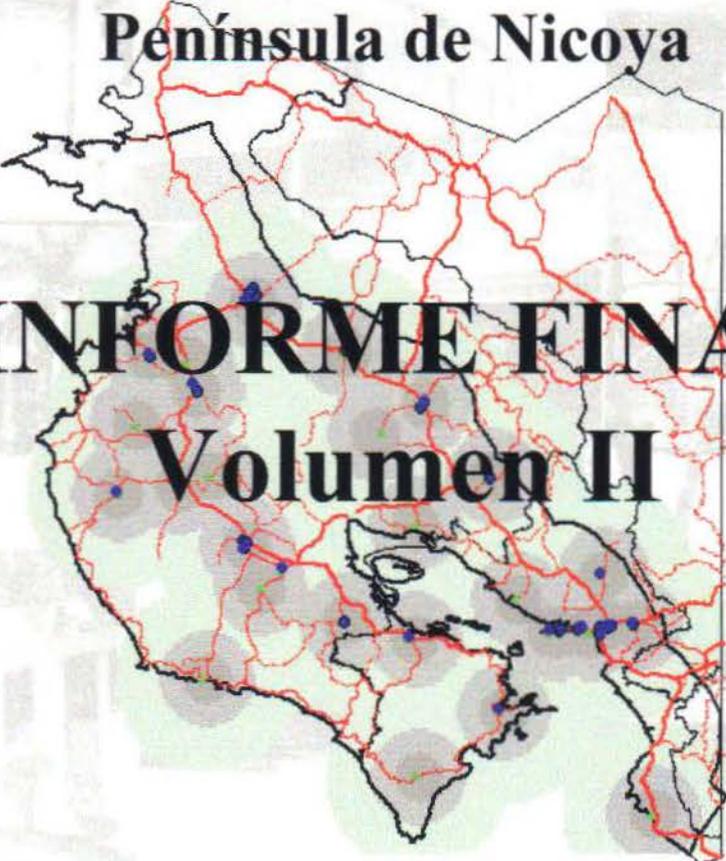


**Evaluación del Impacto
Ingenieril
de un Terremoto en la
Península de Nicoya**



**INFORME FINAL
Volumen II**

Preparado por
Programa de Ingeniería Sísmica, LANAMME
Universidad de Costa Rica
Coordinador del Proyecto: Ing. Guillermo Santana, Ph.D.

para
Comisión Nacional de Emergencias

Setiembre 1999

TABLA DE CONTENIDOS

VOLUMEN I

| | |
|--|------|
| 1. Descripción del proyecto | 1-1 |
| 1.1 Introducción | 1-1 |
| 1.2 Beneficiarios | 1-1 |
| 1.3 Objetivos | 1-1 |
| 1.3.1 Objetivo general | 1-1 |
| 1.3.2 Objetivos específicos | 1-2 |
| 1.4 Productos | 1-2 |
| 1.5 Esquema organizativo | 1-2 |
| 1.6 Tareas específicas | 1-3 |
| 1.7 Instituciones y personas contactadas | 1-5 |
| 1.8 Programa de giras de comprobación de campo | 1-7 |
| 1.9 Evaluación de parte del WSSI | 1-8 |
| 1.10 Clasificación de instalaciones | 1-8 |
| 2. Sistemas de Información Geográfica (SIG) | 2-1 |
| 2.1 Definición de un SIG | 2-1 |
| 2.2 Ejemplos de aplicaciones de SIG | 2-1 |
| 2.3 Paquetes SIG disponibles en el mercado | 2-2 |
| 2.4 Atributos y componentes de un SIG | 2-3 |
| 2.4.1 Captura de datos | 2-3 |
| 2.4.2 Análisis | 2-4 |
| 2.4.3 Manipulación | 2-6 |
| 2.4.4 Indagación | 2-7 |
| 2.4.5 Despliegue y reporte | 2-8 |
| 2.5 Características de los datos de un SIG | 2-9 |
| 2.6 Estructura de base de datos | 2-11 |
| 3. Esquema de Análisis de Amenaza Sísmica | 3-1 |
| 3.1 Método general | 3-1 |
| 3.2 Tipo de análisis | 3-1 |
| 3.3 Modelaje de sismicidad y fallas | 3-1 |
| 3.4 Modelaje de la frecuencia sísmica | 3-3 |
| 3.5 Modelaje del movimiento del suelo | 3-3 |
| 3.6 Estimación de la Amenaza en Sitio | 3-4 |
| 3.7 Análisis de incertidumbre | 3-6 |
| 3.8 Efectos locales del sitio | 3-6 |
| 3.9 Amenazas colaterales | 3-8 |

| | | |
|-----------|---|-----|
| 4. | Determinación de la Amenaza Sísmica mediante SIG | 4-1 |
| 4.1 | Datos digitales requerido | 4-1 |
| 4.2 | Modelaje del movimiento del suelo | 4-1 |
| 4.2.1 | Análisis probabilístico | 4-1 |
| 4.2.2 | Análisis determinístico | 4-2 |
| 4.3 | Efectos locales del sitio | 4-3 |
| 4.3.1 | Modificación del movimiento del suelo | 4-3 |
| 4.3.2 | Licuefacción | 4-4 |
| 4.3.3 | Deslizamientos | 4-5 |
| 4.3.4 | Ruptura del suelo | 4-5 |
| 4.4 | Amenazas colaterales | 4-6 |
| 4.4.1 | Inundación | 4-6 |
| 4.4.2 | Incendios debidos a sismo | 4-7 |
| 5. | Referencias y figuras | 5-1 |
| 6. | Ilustraciones | 6-1 |
| 7. | Anexos. Fórmulas de investigación de campo. | 7-1 |

VOLUMEN II

| | | |
|-----------|---|-----|
| 1. | Generalidades | 1-1 |
| 1.1 | Introducción | 1-1 |
| 1.2 | Objetivos | 1-2 |
| 1.2.1 | Objetivo general | 1-2 |
| 1.2.2 | Objetivos específicos | 1-2 |
| 1.3 | Alcance | 1-3 |
| 1.4 | Antecedentes | 1-3 |
| 2. | Aspectos teóricos | 2-1 |
| 2.1 | Consideraciones sobre ingeniería sísmica | 2-1 |
| 2.1.1 | Tectónico global y origen de los terremotos | 2-1 |
| 2.1.2 | Transmisión de la energía sísmica | 2-2 |
| 2.1.3 | Características principales de los sismos | 2-3 |
| 2.1.3.1 | Magnitud del sismo | 2-3 |
| 2.1.3.2 | Foco y epicentro | 2-5 |
| 2.1.3.3 | Intensidad | 2-5 |
| 2.1.3.4 | Momento Sísmico | 2-6 |

| | |
|---|------------|
| 2.1.3.5 Energía Sísmica | 2-6 |
| 2.2 Sistemas de Información Geográfica | 2-6 |
| 2.2.1 Definición y características | 2-6 |
| 2.2.2 Atributos de un SIG | 2-7 |
| 2.2.2.1 Captura de datos | 2-7 |
| 2.2.2.2 Análisis | 2-7 |
| 2.2.2.3 Manipulación | 2-8 |
| 2.2.2.4 Selección | 2-9 |
| 2.2.2.5 Despliegue | 2-9 |
| 3. Distribución de la aceleración del sismo de Nicoya | 3-1 |
| 3.1 Ubicación y características del sismo | 3-1 |
| 3.2 Propagación de la onda sísmica | 3-2 |
| 3.3 Distribución de la aceleración pico para el sismo de Nicoya | 3-5 |
| 4. Evaluación de daños en carreteras | 4-1 |
| 4.1 Licuación | 4-1 |
| 4.1.1 Probabilidad de licuación | 4-3 |
| 4.1.2 Zonas con probabilidad de licuación | 4-4 |
| 4.1.3 Deformación permanente del suelo por licuación | 4-5 |
| 4.1.4 Deformaciones en la zona de Guanacaste | 4-6 |
| 4.2 Deslizamientos | 4-6 |
| 4.2.1 Desplazamientos permanentes del terreno por deslizamiento | 4-7 |
| 4.2.2 Determinación de deformaciones en la zona de Guanacaste | 4-8 |
| 4.3 Determinación de daños en carreteras | 4-8 |
| 4.4 Daños esperados en las carreteras de Guanacaste | 4-10 |
| 5. Determinación de daños en puentes | 5-1 |
| 5.1 Metodología de análisis de daños | 5-1 |
| 5.2 Otros enfoques existentes | 5-1 |
| 5.3 Descripción del método del "Risk Management Solutions, Inc" | 5-3 |
| 5.3.1 Clasificación de puentes | 5-4 |
| 5.3.2 Definición de los estados de daños | 5-5 |
| 5.3.3 Funciones de daños en puentes | 5-5 |
| 5.4 Revisión de la metodología para el sismo de Limón | 5-6 |
| 5.5 Daños causados por el efecto de la aceleración | 5-7 |
| 5.6 Daños esperados debido a la licuación | 5-8 |
| 5.7 Daños ocasionados por la combinación de efecto de la aceleración y la licuación | 5-9 |
| 6. Conclusiones y recomendaciones | 6-1 |

| | |
|--|------------|
| 6.1 Conclusiones | 6-1 |
| 6.2 Recomendaciones | 6-2 |
| 7. Referencias | 7-1 |
| Anexo A: Relaciones de atenuación | A-1 |
| Anexo B: Mapas de aceleración, geología y pendientes | B-1 |
| Anexo C: Estratigrafía de Guanacaste | C-1 |
| Anexo D: Curvas de fragilidad | D-1 |
| Anexo E: Clasificación, daños calculados y daños observados observados para los principales puentes de la zona de Limón | E-1 |
| Anexo F: Clasificación, descripción y daños esperados para los puentes de Guanacaste. | F-1 |
| Anexo G: Definición y componentes de los puentes | G-1 |

VOLUMEN III

| | |
|---|------------|
| 1. Generalidades | 1-1 |
| 1.1 Introducción | 1-1 |
| 1.2 Objetivos | 1-3 |
| 1.2.1 Objetivo general | 1-3 |
| 1.2.2 Objetivos específicos | 1-3 |
| 1.3 Alcance del proyecto | 1-4 |
| 1.4 Antecedentes teórico y/o prácticos del problema | 1-5 |
| 2. Antecedentes | 2-1 |
| 2.1 Aspectos Generales sobre desastres naturales | 2-1 |
| 2.1.1 Efectos de los desastres | 2-1 |
| 2.1.2 Definiciones | 2-2 |
| 2.1.3 Amenaza y Riesgo Sísmico | 2-3 |
| 2.2 Peligros Geológicos | 2-4 |
| 2.2.1 Visión general del proceso de la planificación para el desarrollo | 2-4 |

| | |
|---|------------|
| 2.2.2 Terremotos | 2-5 |
| 3. La Zona de Estudio | 3-1 |
| 3.1 Delimitación | 3-1 |
| 3.2 Historia Sísmica | 3-3 |
| 4. Metodología para la Estimación de Daño para Edificios en General | 4-1 |
| 4.1 Descripción de la metodología | 4-1 |
| 4.1.1 Datos de Entrada Requeridos para el Análisis | 4-2 |
| 4.1.2 Funciones de Daño | 4-2 |
| 4.2 Descripción de los tipos de modelos para edificios | 4-5 |
| 4.2.1 Sistemas Estructurales | 4-6 |
| 4.3 Daño Estructural | 4-9 |
| 4.4 Daño en edificios debido al movimiento del terreno | 4-18 |
| 4.4.1 Generalidades | 4-18 |
| 4.4.2 Curvas de Capacidad | 4-18 |
| 4.4.3 Curvas de Fragilidad | 4-20 |
| 4.4.4 Curvas de Fragilidad Estructural para PGA | 4-21 |
| 4.5 Daño en Edificios debido a falla del terreno | 4-21 |
| 4.5.1 Generalidades | 4-21 |
| 4.5.2 Curvas de Fragilidad–Desplazamiento permanente del terreno | 4-21 |
| 4.5.3 Asentamiento del terreno | 4-23 |
| 5. Distribución de la Aceleración Pico en la Zona en Estudio | 5-1 |
| 5.1 Generalidades | 5-1 |
| 5.2 Relaciones de atenuación de Youngs et al | 5-1 |
| 6. Caracterización de las Estructuras de los Centros Educativos y de Salud | 6-1 |
| 6.1 Problemas de configuración en las edificaciones | 6-1 |
| 6.1.1 Longitud | 6-2 |
| 6.1.2 Flexibilidad | 6-3 |
| 6.1.3 Falta de Redundancia | 6-3 |
| 6.1.4 Torsión | 6-4 |
| 6.1.5 Flexibilidad del diafragma | 6-5 |
| 6.1.6 Concentración de esfuerzo en planta | 6-6 |
| 6.1.7 Concentración de masa | 6-6 |
| 6.1.8 Columnas débiles | 6-7 |
| 6.1.9 Pisos débiles | 6-7 |

| | |
|---|------------|
| 6.2 Infraestructura de los Centros Educativos | 6-8 |
| 6.2.1 Aspectos generales | 6-8 |
| 6.2.2 Centros Educativos en estudio | 6-9 |
| 6.3 Infraestructura de los Centros de Salud | 6-15 |
| 6.3.1 Aspectos generales | 6-15 |
| 6.3.2 Centros de Salud en estudio | 6-15 |
| 6.4 Descripción de las estructuras analizadas | 6-18 |
| | |
| 7. Daños en los Centro Educativos y de Salud | 7-1 |
| 7.1 Aspectos generales | 7-1 |
| 7.2 Descripción de daños de las estructuras considerando el PGA | 7-2 |
| 7.2.1 Daños esperados para los Centros Educativos | 7-2 |
| 7.2.2 Descripción de daños en Centros de Salud | 7-7 |
| 7.3 Daños por deslizamiento del terreno | 7-10 |
| 7.4 Daños por licuación en las estructuras | 7-10 |
| 7.5 Daños esperados en las estructuras de los centros educativos y de salud | 4-10 |
| | |
| 8. Conclusiones y Recomendaciones | 8-1 |
| 8.1 Conclusiones | 8-1 |
| 8.2 Recomendaciones | 8-6 |
| | |
| 9. Referencias Bibliográficas | 9-1 |
| | |
| Anexo A: | |
| Matriculas en escuela de la zona en estudio | A-1 |
| Colegios de la zona de estudio | A-20 |
| | |
| Anexo B: Escuelas y clínicas evaluadas en el estudio | |
| Escuelas de Puntarenas | B-1 |
| Escuelas de Guanacaste | B-12 |
| Colegios de Puntarenas | B-37 |
| Colegios de Guanacaste | B-51 |
| Clínicas de Puntarenas | B-79 |
| Clínicas de Guanacaste | B-86 |

VOLUMEN IV

| | |
|---|------|
| 1. Introducción | 1-1 |
| 1.1 Justificación | 1-1 |
| 1.2 Objetivos | 1-4 |
| 1.3 Ubicación del área de estudio | 1-5 |
| 1.4 Metodología | 1-6 |
| 2. Marco geológico | 2-1 |
| 2.1 Antecedentes sobre el origen y emplazamiento del Complejo de Nicoya y la cobertura sedimentaria | 2-1 |
| 2.2 Estratigrafía Regional | 2-4 |
| 2.2.1 Complejo de Nicoya | 2-5 |
| 2.2.2 Formación Sabana Grande | 2-6 |
| 2.2.3 Formación Conglomerado Barbudal | 2-6 |
| 2.2.4 Formación Rivas o Curú | 2-7 |
| 2.2.5 Rocas clásticas y bioclásticas | 2-8 |
| 2.2.5.1 Formación Barra Honda | 2-8 |
| 2.2.5.2 Formación Brito | 2-8 |
| 2.2.6 Formación Masachapa | 2-9 |
| 2.2.7 Rocas volcánicas | 2-9 |
| 2.2.7.1 Formación Bagaces | 2-10 |
| 2.2.7.2 Formación Liberia | 2-10 |
| 2.2.8 Manglares y Pantanos | 2-11 |
| 2.2.9 Depósitos Recientes | 2-11 |
| 2.3 Aspectos geomorfológicos y neotectónicos | 2-14 |
| 2.3.1 Consideraciones generales | 2-14 |
| 2.3.2 Formas de origen volcánico denudacional | 2-16 |
| 2.3.2.1 Serranías de la Península de Nicoya | 2-16 |
| 2.3.2.2 Meseta volcánica de Santa Rosa | 2-17 |
| 2.3.3 Formas de origen sedimentario denudacional | 2-17 |
| 2.3.4 Formas de origen fluvial | 2-18 |
| 2.3.5 Consideraciones sobre Neotectónica | 2-18 |
| 2.4 Aspectos de geología estructural | 2-20 |
| 3. Aspectos sismológicos | 3-1 |
| 3.1 Sismotectónica | 3-1 |
| 3.2 Sismicidad en la región del Pacífico norte de Costa Rica | 3-10 |
| 4. Generalidades sobre amplificación de la señal sísmica en el subsuelo | 4-1 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 4.1 | Introducción | 4-1 |
| 4.2 | Características del movimiento sísmico del terreno | 4-2 |
| 4.2.1 | Parámetros de amplitud | 4-2 |
| 4.2.2 | Parámetros de contenido de frecuencias | 4-4 |
| 4.2.2.1 | Espectro del movimiento sísmico del terreno | 4-5 |
| 4.2.2.2 | Parámetros espectrales | 4-7 |
| 4.2.2.3 | Razón $v_{m\acute{a}x}/a_{m\acute{a}x}$ | 4-8 |
| 4.2.3 | Duración | 4-8 |
| 4.2.4 | Discusión | 4-9 |
| 4.3 | Factores que afectan el movimiento sísmico del terreno | 4-10 |
| 4.4 | Influencia de las condiciones del suelo en las características del movimiento sísmico del terreno | 4-12 |
| 5. | Programa de análisis de respuesta sísmica del terreno | 5-1 |
| 5.1 | Limitaciones que presenta el programa SHAKE (NORAD-CEPREDENAC, 1997) | 5-1 |
| 5.2 | Modelo matemático del SHAKE | 5-2 |
| 5.3 | El efecto de las propiedades del semi-espacio elástico | 5-7 |
| 5.4 | Transformada de Fourier | 5-8 |
| 5.5 | Comportamiento no lineal del suelo | 5-9 |
| 5.6 | Método lineal equivalente | 5-9 |
| 5.7 | Método de solución exacta | 5-11 |
| 6. | Análisis de la información obtenida | 6-1 |
| 6.1 | Mapa geológico | 6-1 |
| 6.2 | Mapa tipos de suelos | 6-2 |
| 6.3 | Mapa geológico y sondeos geofísicos | 6-4 |
| 6.4 | Determinación de los parámetros geofísicos del suelo y roca a utilizar en el análisis | 6-9 |
| 7. | Resultados del programa de análisis de respuesta sísmica terreno | 7-1 |
| 7.1 | Movimientos sísmicos de entrada y su influencia en la amplificación sísmica | 7-1 |
| 7.2 | Resultados generales del programa | 7-3 |
| 7.3 | Métodos espectrales y funciones de transferencia | 7-4 |
| 7.4 | Espectros de respuesta propuestos y funciones de transferencia | 7-5 |
| 7.5 | Resultados generales de los tres grupos de pozos estudiados | 7-29 |
| 7.6 | Espectros de diseño propuestos | 7-33 |
| 7.7 | Limitaciones | 7-40 |
| 8. | Conclusiones | 8-1 |

| | |
|---|------|
| 8.1 Conclusiones | 8-1 |
| 8.2 Recomendaciones | 8-5 |
| 9. Bibliografía | 9-1 |
| <u>ANEXO 1</u> Información general de los movimientos sísmicos utilizados | A1 |
| <u>ANEXO 2</u> Perfiles geológicos de los pozos utilizados en los tres grupos de estudio y resultados del programa | A2-1 |
| • Primer grupo de estudio | A2-2 |
| • Segundo grupo de estudio | A2-3 |
| • Tercer grupo de estudio | A2-4 |
| • Grupo A | A2-5 |
| • Grupo B | A2-6 |

VOLUMEN V

| | | |
|-----------|---|-----|
| 1. | Introducción | 1-1 |
| | 1.1 Justificación | 1-1 |
| | 1.2 Objetivos | 1-2 |
| | 1.3 Alcance y limitaciones | 1-2 |
| | 1.4 Metodología | 1-3 |
| 2. | Vulnerabilidad sísmica y tipos de daños en puentes | 2-1 |
| | 2.1 Generalidades | 2-1 |
| | 2.2 Tipos de daños en puentes debidos a terremotos | 2-1 |
| | 2.2.1 Desplazamientos | 2-1 |
| | 2.2.2 Daños en columnas | 2-4 |
| | 2.2.3 Fallas en las uniones | 2-5 |
| | 2.2.4 Falla en las fundaciones | 2-5 |
| 3. | Estimación de la demanda sísmica | 3-1 |
| | 3.1 Antecedentes | 3-1 |
| | 3.2 Medición de los sismos | 3-1 |
| | 3.3 Atenuación de la aceleración del terreno | 3-3 |
| | 3.4 Aplicación de las relaciones de atenuación al terremoto de Nicoya | 3-5 |
| | 3.5 Determinación del espectro de respuesta para el análisis | 3-7 |
| 4. | Descripción de la estructura | 4-1 |
| | 4.1 Localización | 4-1 |
| | 4.2 Generalidades | 4-1 |
| | 4.3 Especificaciones | 4-1 |
| | 4.3.1 Diseño y construcción | 4-1 |
| | 4.3.2 Materiales | 4-2 |
| | 4.3.2.1 Concreto | 4-2 |
| | 4.3.2.2 Acero de refuerzo | 4-2 |
| | 4.4 Descripción de la superestructura | 4-2 |
| | 4.4.1 Tramo de vigas de concreto postensado | 4-2 |
| | 4.4.2 Tramo de vigas tipo canaleta | 4-3 |
| | 4.5 Descripción de la subestructura | 4-3 |
| | 4.5.1 Bastiones | 4-4 |
| | 4.5.2 Pila | 4-4 |
| | 4.6 Apoyos y conexiones | 4-4 |
| | 4.6.1 Claros de vigas tipo I postensadas | 4-5 |
| | 4.6.2 Claro de vigas pretensadas tipo canaleta | 4-5 |

| | | |
|---|---|------|
| 5. | Consideraciones acerca del modelo y método de análisis | 5-1 |
| 5.1 | Descripción del programa SEISAB | 5-1 |
| 5.1.1 | Introducción | 5-1 |
| 5.1.2 | Características del modelo generado | 5-1 |
| 5.1.3 | Métodos de análisis | 5-3 |
| 5.1.4 | Combinación de respuestas modales | 5-3 |
| 5.1.5 | Combinaciones de carga | 5-4 |
| 5.2 | Modelo de la superestructura | 5-4 |
| 5.3 | Modelo de la pila | 5-5 |
| 5.4 | Modelo de bastiones y fundaciones | 5-6 |
| 5.4.1 | Efecto del suelo en placas aisladas | 5-6 |
| 5.4.2 | Efecto del suelo en los bastiones | 5-9 |
| 6. | Análisis de resultados | 6-1 |
| 6.1 | Discusión acerca del modelo utilizado | 6-1 |
| 6.2 | Caracterización modal | 6-2 |
| 6.3 | Revisión de desplazamientos | 6-3 |
| 6.3.1 | Desplazamientos en los bastiones | 6-3 |
| 6.3.2 | Desplazamientos en las conexiones pila-superestructura | 6-5 |
| 6.4 | Revisión de la columna de la pila | 6-6 |
| 6.4.1 | Flexocompresión | 6-6 |
| 6.4.2 | Cortante | 6-8 |
| 6.5 | Revisión de la placa de fundación de la pila | 6-9 |
| 6.6 | Revisión de conexiones | 6-11 |
| 6.6.1 | Llaves de cortante | 6-11 |
| 6.6.2 | Dovelas | 6-11 |
| 7. | Conclusiones y recomendaciones | 7-1 |
| 7.1 | Conclusiones | 7-1 |
| 7.2 | Recomendaciones | 7-4 |
| 8. | Referencias | 8-1 |
| Anexo A: Detalles constructivos para los componentes principales del puente sobre el Río Nosara. | | A-1 |
| Anexo B: Diagramas para la estimación de α y β | | B-1 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | | |
|---------------------|--|------|
| Figura 2.1: | Principales placas tectónicas | 2-10 |
| Figura 2.2: | Tipos de fallas geológicas | 2-10 |
| Figura 2.3: | Dirección de propagación de ondas sísmicas y el medio transmisor | 2-11 |
| Figura 2.4: | Relaciones entre la magnitud momento y otras magnitudes | 2-12 |
| Figura 2.5: | Procedimiento de unión de mapas | 2-12 |
| Figura 2.6: | Análisis de cercanía usando un SIG | 2-13 |
| Figura 2.7: | Fusión de mapas adyacentes | 2-13 |
| Figura 2.8: | Actualización de mapas | 2-14 |
| Figura 2.9: | Generalización de mapas | 2-14 |
| Figura 2.10: | Ejemplo de selección por indagación con un SIG | 2-15 |
| Figura 3.1: | Localización de la Brecha Sísmica de Nicoya, ubicación de epicentros de antiguos sismos y desplazamiento de la placa Cocos | 3-7 |
| Figura 3.2: | Superficie de ruptura de la Brecha Sísmica de Nicoya | 3-8 |
| Figura 3.3: | Distribución de la profundidad de los segmentos definidos por Protti | 3-9 |
| Figura 3.4: | Secciones transversales de la sismicidad previa y posterior al terremoto de marzo de 1990 | 3-10 |
| Figura 3.5: | Comparación entre los distintos modelos de atenuación | 3-11 |
| Figura 3.6: | Comparación de las relaciones de atenuación de Youngs et al con los registros de aceleraciones del sismo de Cóbano (1990) | 3-11 |
| Figura 3.7: | Atenuación de la aceleración pico para suelos y roca | 3-12 |
| Figura 3.8: | Aceleración pico en la zona del puente sobre el Río Tempisque | 3-12 |
| Figura 3.9: | Comparación entre las predicciones de Youngs et al y registros de de sismos históricos. | 3-12 |

| | | |
|-----------------------|--|------|
| Figura 4.1: | Falla por desplazamiento lateral | 4-11 |
| Figura 4.2: | Falla por oscilación del terreno | 4-11 |
| Figura 4.3: | Falla por flujo | 4-11 |
| Figura 4.4: | Falla por pérdida de capacidad soportante | 4-12 |
| Figura 4.5: | Relaciones entre probabilidad de licuación y categoría de susceptibilidad | 4-13 |
| Figura 4.6: | Relaciones para desplazamiento por corrimiento lateral | 4-14 |
| Figura 4.7: | Relación entre el factor de desplazamiento y la razón entre aceleración crítica y la aceleración inducida | 4-16 |
| Figura 4.8: | Curvas de fragilidad para varios daños en carreteras urbanas | 4-16 |
| Figura 5.1: | Relación entre la curva de fragilidad de un puente y sus componentes | 5-10 |
| Figura 5.2: | Curvas de fragilidad para puentes simplemente apoyados con diseño sismo-resistente (HBR5) | 5-11 |
| Figura 5.3(a): | Delimitación del área de falla a partir de la localización del sismo principal de Limón y réplicas | 5-12 |
| Figura 5.3(b): | Diagrama esquemático que muestra la geometría de la falla del sismo de Limón | 5-12 |
| Figura 5.4: | Comparación entre las estimaciones de Joyner, Boore y Fumal con las aceleraciones registradas para el sismo de Limón | 5-13 |
| Figura D.1: | Curvas de fragilidad para varios tipos de daño en carreteras mayores | D-1 |
| Figura D.2: | Curvas de fragilidad para varios tipos de daño en carreteras urbanas | D-1 |
| Figura D.3: | Curvas de fragilidad para puentes simplemente apoyados con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal. | D-2 |
| Figura D.4: | Curvas de fragilidad para puentes simplemente apoyados con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal. | D-2 |
| Figura D.5: | Curvas de fragilidad para puentes continuos con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal. | D-3 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Figura D.6: | Curvas de fragilidad para puentes continuos con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal. | D-3 |
| Figura D.7: | Curvas de fragilidad para puentes de gran tamaño con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal. | D-4 |
| Figura D.8: | Curvas de fragilidad para puentes de gran tamaño con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal. | D-4 |
| Figura D.9: | Curvas de fragilidad para puentes con diseño sísmico en función de la deformación permanente del terreno. | D-5 |
| Figura D.10: | Curvas de fragilidad para puentes con diseño convencional en función de la deformación permanente del terreno. | D-5 |
| Figura E.1: | Falla del acceso al puente sobre el Río Chirripó. | E-1 |
| Figura E.2: | Bastión del puente sobre el Río Cuba. | E-2 |
| Figura E.3: | Bastión del puente sobre el Río Blanco. | E-3 |
| Figura E.4: | Asentamiento del acceso al puente sobre el Río Banano. | E-4 |
| Figura E.5: | Caída de un tramo del puente sobre el Río Vizcaya. | E-5 |
| Figura E.6: | Colapso del puente sobre el Río Bananito. | E-6 |
| Figura E.7: | Colapso del puente sobre el Estero Negro. | E-7 |
| Figura E.8: | Colapso del puente sobre el Río La Estrella. | E-8 |
| Figura F.1: | Puente sobre el Río Tulín. | F-1 |
| Figura F.2: | Puente sobre el Río La Mona. | F-2 |
| Figura F.3: | Puente sobre el Río Agujas. | F-3 |
| Figura F.4: | Puente sobre el Río Tarcolitos. | F-4 |
| Figura F.5: | Puente sobre el Río Grande de Tárcoles. | F-5 |
| Figura F.6: | Puente sobre el Río Jesús María. | F-6 |

| | | |
|---------------------|--|------|
| Figura F.7: | Puente sobre el Estero Mata de Limón. | F-7 |
| Figura F.8: | Puente sobre el Río Barranca (Ruta 23). | F-8 |
| Figura F.9: | Detalle de apoyo en la pila. | F-8 |
| Figura F.10: | Detalle de apoyos. | F-9 |
| Figura F.11: | Paso a desnivel sobre la ruta 32. | F-9 |
| Figura F.12: | Puente sobre el Río Barranca (Ruta 1). | F-10 |
| Figura F.13: | Puente ferroviario sobre el Río Barranca. | F-11 |
| Figura F.14: | Puente sobre el Río Naranjo. | F-12 |
| Figura F.15: | Puente sobre el Río Ciruelas. | F-13 |
| Figura F.16: | Puente sobre el Río Seco. | F-14 |
| Figura F.17: | Puente sobre el Río Aranjuez. | F-15 |
| Figura F.18: | Puente sobre el Río Guacimal. | F-16 |
| Figura F.19: | Puente sobre el Río Lagarto. | F-17 |
| Figura F.20: | Detalle de unión de las cerchas del puente sobre el Río Abangares. | F-12 |
| Figura F.21: | Puente sobre el Río Higuerón. | F-19 |
| Figura F.22: | Puente sobre el Río Cañas. | F-20 |
| Figura F.23: | Puente sobre el Río Corobicí. | F-21 |
| Figura F.24: | Puente sobre el Río Tenorio. | F-22 |
| Figura F.25: | Puente sobre el Río Blanco. | F-23 |
| Figura F.26: | Puente sobre el Canal Oeste de Riego. | F-24 |
| Figura F.27: | Puente sobre el Río Piedras. | F-25 |
| Figura F.28: | Puente sobre el Río Pijije. | F-26 |

| | |
|--|------|
| Figura F.29: Puente sobre el Río El Salto. | F-27 |
| Figura F.30: Puente sobre el Río Liberia. | F-28 |
| Figura F.31: Puente sobre el Río Santa Inés. | F-29 |
| Figura F.32: Puente sobre el Río Colorado. | F-30 |
| Figura F.33: Puente sobre el Río Irigaray. | F-31 |
| Figura F.34: Puente sobre el Río Ahogados. | F-32 |
| Figura F.35: Puente sobre el Río Azufrado. | F-33 |
| Figura F.36: Puente sobre el Río Tempisquito. | F-34 |
| Figura F.37: Puente sobre el Río Tempisque. | F-35 |
| Figura F.38: Puente viejo sobre el Río Tempisque. | F-36 |
| Figura F.39: Puente sobre el Río Belén. | F-37 |
| Figura F.40: Puente sobre el Río Cañas. | F-38 |
| Figura F.41: Puente sobre el Río En Medio. | F-39 |
| Figura F.42: Puente sobre el Río Diríá. | F-40 |
| Figura F.43: Detalla de apoyo móvil. | F-41 |
| Figura F.44: Puente sobre el Río Marote. | F-41 |
| Figura F.45: Puente sobre el Río Sardinal. | F-43 |
| Figura F.46: Puente sobre el Río Toyosa. | F-44 |
| Figura F.47: Puente sobre el Río Coyolito. | F-45 |
| Figura F.48: Puente sobre el Quebrada Lima. | F-46 |
| Figura F.49: Puente sobre el Río Andamojo. | F-47 |
| Figura F.50: Puente sobre el Río Tabaco. | F-48 |
| Figura F.51: Puente sobre el Río Cuajiniquil. | F-49 |

| | |
|---|------|
| Figura F.52: Puente sobre el Río Nosara. | F-50 |
| Figura F.53: Puente sobre el Río Garza. | F-51 |
| Figura F.54: Puente sobre el Río Bejuco. | F-52 |
| Figura F.55: Puente sobre el Río Juan de León. | F-53 |
| Figura F.56: Puente sobre el Río Guajiniquil. | F-56 |
| Figura F.57: Puente sobre la Quebrada Tigra. | F-55 |
| Figura F.58: Puente sobre el Río Potrero. | F-56 |
| Figura F.59: Puente sobre el Río Pánica. | F-57 |
| Figura F.60: Detalle de apoyo | F-57 |
| Figura F.61: Puente sobre el Río Cecilia. | F-58 |
| Figura F.62: Puente sobre la Quebrada Honda. | F-59 |
| Figura F.63: Puente sobre la Quebrada Piñuela. | F-60 |
| Figura F.64: Puente sobre el Río Santa Rosa. | F-61 |
| Figura G.1: Partes principales de un bastión. | G-4 |
| Figura G.2: Losa de acceso. | G-5 |
| Figura G.3: Armazón de un puente de paso inferior. | G-5 |
| Figura G.4: Detalle de piso. | G-6 |
| Figura G.5: Detalle de apoyo simple. | G-6 |
| Figura G.6: Larguero y viga de piso. | G-7 |
| Figura G.7: Placa de unión. | G-8 |
| Figura G.8: Junta de expansión. | G-8 |
| Figura G.9: Partes de un marco rígido. | G-9 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | | |
|-------------------|---|------|
| Tabla 4.1: | Porción del mapa susceptible a la licuación | 4-12 |
| Tabla 4.2: | Relaciones de probabilidad de licuación para cada categoría de susceptibilidad | 4-13 |
| Tabla 4.3: | Aceleración del terreno (PGA(t)) que corresponde a cero probabilidad de licuación | 4-14 |
| Tabla 4.4: | Grupos geológicos para la determinación de la probabilidad de deslizamiento | 4-15 |
| Tabla 4.5: | Aceleración crítica (a_c) para cada categoría de susceptibilidad | 4-15 |
| Tabla 4.6: | Categorías de daño como función de la deformación permanente del terreno | 4-17 |
| Tabla 5.1: | Clasificación de puentes | 5-10 |
| Tabla 5.2: | Valor medio de aceleración pico como función de los daños de los puentes | 5-11 |
| Tabla 5.3: | Registros de aceleración horizontal del sismo de Limón | 5-12 |
| Tabla 5.4: | Puentes utilizados para el análisis de daños de Limón | 5-13 |
| Tabla 5.5: | Comparación de los daños esperados utilizando el método RMS, con el daño real observado | 5-14 |
| Tabla 5.6: | Código y daño esperado en cada puente debido a la aceleración del terreno | 5-15 |
| Tabla 5.7: | Estados de daños en puentes de acuerdo con la Deformación permanente del Terreno | 5-16 |
| Tabla 5.8: | Código y daño esperado en cada puente, debido a los efectos de licuación del terreno. | 5-16 |
| Tabla 5.9: | Código y daño esperado en cada puente debido a los efectos de aceleración del terreno y licuación | 5-17 |
| Tabla A.1: | Parámetros de regresión, de acuerdo con Young et al | A-1 |
| Tabla A.2: | Valores recomendados de velocidad de la onda de corte | A-2 |

ÍNDICE DE MAPAS

| | | |
|------------------|---|------|
| Mapa 3.1: | Posible área de falla del Terremoto de Nicoya | 3-14 |
| Mapa 3.2: | Procedimiento utilizado para determinar la aceleración pico en el terreno | 3-15 |
| Mapa 3.3: | Distribución espacial de la aceleración pico | 3-16 |
| Mapa 4.1: | Procedimiento utilizado para determinar las zonas con mayor aptitud para la ocurrencia de licuación | 4-18 |
| Mapa 4.2: | Zonas con susceptibilidad a la ocurrencia de licuación | 4-19 |
| Mapa 4.3: | Deformaciones permanentes del terreno por licuación | 4-20 |
| Mapa 4.4: | Procedimiento utilizado para determinar las deformaciones permanentes del terreno por deslizamientos | 4-21 |
| Mapa 4.5: | Deformaciones permanentes del terreno por deslizamientos | 4-22 |
| Mapa 4.6: | Principales carreteras de Guanacaste | 4-23 |
| Mapa 4.7: | Distribución de daños esperados en carreteras | 4-24 |
| Mapa 5.1: | Distribución espacial de la aceleración pico en Limón | 5-18 |
| Mapa 5.2: | Daños calculados en los puentes de la zona de Limón | 5-19 |
| Mapa 5.3: | Inventario de puentes en la zona de estudio | 5-20 |
| Mapa 5.4: | Intensidad de daños en puentes debido a la aceleración pico. | 5-21 |
| Mapa 5.5: | Intensidad de daños esperados por efecto combinado de aceleración pico y licuación en los principales puentes de la región. | 5-22 |
| Mapa 5.6: | Intensidad de daños por licuación en puente | 5-23 |
| Mapa B.1: | Atenuación de la aceleración pico en roca | B-1 |
| Mapa B.2: | Atenuación de la aceleración pico para suelos | B-2 |
| Mapa B.3: | Mapa geológico de la zona de Guanacaste | B-3 |
| Mapa B.4: | Mapa de pendientes | B-4 |

Capítulo 1

Generalidades

1.1 Introducción

Costa Rica se encuentra ubicada en una de las tres regiones más sísmicas del mundo, dentro del “Círculo de Fuego del Pacífico”. Por ello, Cartago fue sacudida y devastada por un terremoto en mayo de 1910; y más recientemente, a principios de los noventa hubo una intensa actividad sísmica que incluyó los eventos de Cóbano, Alajuela, Limón y el enjambre de Puriscal.

La mayoría de las pérdidas se deben al mal comportamiento de las estructuras, entre las que se incluyen las viviendas, edificios, puentes, carreteras y represas. En los últimos años, las pérdidas sociales y económicas causadas por eventos sísmicos de gran magnitud, han generado un fuerte impacto sobre la economía de un país. Por ello, preocupa a los científicos la inexistencia de estudios que ayuden a mitigar las consecuencias de estos eventos. Costa Rica no se encuentra en capacidad de financiar los costos de reconstrucción de los daños generados por un terremoto, ya que las pérdidas sociales y económicas pueden desgastar seriamente la economía del país.

Sin embargo, los impactos que podrían causar un sismo se reducirían notablemente mediante el mejoramiento de prácticas de diseño y construcción. Lo anterior hace prioritaria la planificación y organización de acciones de prevención y mitigación a tomar ante la ocurrencia de terremotos.

Los investigadores del Observatorio Vulcanológico y Sismológico de Costa Rica (OVSICORI, Ref. 12) sugieren que un terremoto de magnitud cercana a M_w 7,5 podría producirse frente a las costas de la Península de Nicoya en los próximos 10 años. El movimiento telúrico sería generado por la subducción de la placa de Cocos bajo la placa Caribe, y se ubicaría cercano a la costa de Sámara.

Al señalar lo anterior, OVSICORI se basa en un estudio de la actividad sísmica durante el presente siglo, el cual identifica en tres ciclos de aproximadamente 10 años cada uno, con movimientos desde Golfito hasta las costas de Nicoya. Según este estudio, el primer ciclo se inició en 1916, el segundo en 1941 y el tercero en 1983, aunque este último no se ha cerrado aún, pudiendo hacerlo con otro movimiento en Nicoya.

Considerando el comportamiento histórico de la liberación de energía sísmica en nuestro país, el terremoto deberá suceder en Nicoya en los próximos años, pues el proceso de carga y descarga se ha estimado en 35 ± 7 años. De acuerdo con el Dr. Eduardo Malavassi (Ref. 27), la Placa de Cocos se mueve aproximadamente 9 cm por año por debajo de la Placa del Caribe, en un proceso de subducción. Reconociendo lo anterior y recordando que en la zona de Nicoya no se ha presentado un sismo de gran magnitud desde 1950, obliga a suponer que existe una gran cantidad de energía no liberada.

Se ha determinado que el daño ocasionado por un terremoto con estas características, sobre los componentes de un sistema vial, pueden interrumpir severamente el flujo de tránsito, a raíz del colapso de puentes, carreteras, muros de retención y otros. Esto causaría un severo impacto sobre la economía de la región, y obligaría a tomar acciones de respuesta ante la emergencia, para la reparación y reconstrucción, las que pueden estar fuera de las posibilidades inmediatas.

Al respecto, y al observar las características de la red vial en el área, se hace evidente la necesidad de estudiar con mayor atención aquellos componentes ubicados a lo largo de enlaces importantes, y sin redundancia dentro del sistema. Generalmente, este asunto no se ha tratado desde esta perspectiva, tratando erróneamente cada componente como un ente aislado. La consideración de la importancia de cada componente dentro del sistema podrá facilitar de una manera más racional el establecimiento de prioridades en cuanto a reforzamiento sísmico y a la elaboración de mejores estimaciones del impacto económico del daño en el sistema.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Determinar la intensidad de los daños causados sobre los principales componentes del sistema vial (carreteras y puentes importantes), ante la ocurrencia de un sismo de subducción, de magnitud M_w 7.5 en la península de Nicoya.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Identificar los componentes del sistema vial que adquieren importancia primaria ante la ocurrencia de un sismo; y su distribución espacial dentro de la península de Nicoya.
- Clasificar las carreteras y puentes de importancia primaria de acuerdo con sus características de materiales, estructurales y constructivas; de forma que sea posible suponer en términos generales su comportamiento ante un sismo.
- Determinar el efecto que provoca el tipo de suelo en la zona sobre el comportamiento de tales estructuras, ante la ocurrencia de un sismo específico.
- Evaluar un escenario de ocurrencia de un sismo específico en la península de Nicoya, de acuerdo con los estudios realizados por el OVSICORI y otros entes.
- Hacer un análisis de la intensidad de daño causado en los componentes del sistema vial de la zona por el sismo seleccionado.

- Determinar la distribución espacial de los daños sobre la infraestructura vial existente, de acuerdo con las características de los distintos componentes.

1.3 Alcance

La zona de estudio comprende la totalidad de la Provincia de Guanacaste, y además la zona de la Península de Nicoya que pertenece a Puntarenas (los distritos de Lepanto, Paquera y Cóbano). El proyecto estudia el daño que causará un terremoto de magnitud M_w 7.5 causado por subducción, de acuerdo con las características que sugieren los estudios del OVSICORI.

El estudio es de tipo determinístico, en el sentido que se basa en un terremoto específico, de tal forma que no se harán estudios probabilísticos de los sismos de la región.

Se considera el daño causado en la infraestructura vial de importancia primaria, ante la ocurrencia del sismo elegido. Esta red vial incluye las principales carreteras de la región y los puentes ubicados sobre estas carreteras. Queda excluida del estudio cualquier otra estructura de la zona.

Para correlacionar las características estructurales de las obras y las condiciones de suelo locales, con la proporción de daño, se utilizarán las relaciones existentes más adecuadas, suponiendo que son aplicables a la zona de Nicoya, por cuanto no existen relaciones de atenuación ni curvas de fragilidad específicas para la zona.

1.4 Antecedentes

El uso de Sistemas de Información Geográfica (SIG) para la evaluación de daños causados por un evento sísmico, es una metodología que no ha sido desarrollada anteriormente en el país, aunque sí lo ha sido en otras regiones. Por ejemplo, la *Risk Management Solutions, Inc* (Ref. 16, 17 y 18), ha evaluado las zonas de California, San Francisco y Tokio. La organización *GeoHazards Internacional* ha trabajado para la zona de Quito, Ecuador. (Ref. 6 y 7), así como también la División de Minas y Geología del Departamento de Conservación de California (Ref. 26).

Capítulo 2

Aspectos Teóricos

2.1 Consideraciones sobre ingeniería sísmica

La ingeniería sísmica es la combinación de una serie de conceptos, los cuales considerados en forma conjunta, permiten el análisis y diseño de una obra capaz de resistir los efectos de los sismos que se puedan presentar en el futuro. La ingeniería sísmica combina conocimientos de áreas como la sismología, la geología, la dinámica de estructuras y de suelos, y el diseño estructural.

Las rupturas de la corteza terrestre, derivadas de la ocurrencia de un gran sismo, tienen particularidades que se asocian a las del sismo que las originó. La magnitud del sismo y la profundidad focal, son dos variables que condicionan la posibilidad de que la ruptura de una falla geológica activa sea evidente en la superficie del basamento de la roca. Así mismo, la posibilidad de que la ruptura en la roca se prolongue hasta la superficie del subsuelo depende del espesor y de las características de deformación del suelo.

Se debe considerar el comportamiento de las construcciones que se puedan ver sometidas a violentas sacudidas derivadas de la acción de un sismo intenso. Las construcciones de concreto reforzado tienen sus particularidades frente a las cargas de sismo, como también las tienen las de acero o las de mampostería. Las construcciones de tierra o materiales pétreos tienen comportamientos particulares, probablemente más inciertos que los de otros materiales de construcción.

El comportamiento de las construcciones frente a la acción de las cargas sísmicas corresponde a un estado dinámico, producido por fuerzas inerciales que estimulan deformaciones en cualquier dirección.

2.1.1 Tectónica global y origen de los terremotos

En la **Fig. 2-1** se muestra un modelo de la posición de las placas tectónicas. En total se aprecian las siguientes 22 placas: América, Eurasia, África, India, Antártida, Pacífica, Nazca, Somalia, Filipina, Arábica, Caribe, Cocos, China, Persa, Turquía, Egea, Nuevas Hébridias, Adriática, Juan de Fuca y Rivera.

La Placa Pacífica es la mayor y está claramente definida. Ésta se separa de Nazca, Cocos y Rivera mediante la parte principal de la dorsal del este del Pacífico. La Placa Cocos se separa de Nazca por intermedio de la dorsal de Galápagos, así como se separa de la Placa Pacífica mediante la dorsal del Pacífico Este. El límite entre la Cocos y la Pacífico tiene velocidades de separación de las placas que varían y van en aumento hacia el sur.

Los movimientos relativos de las placas tectónicas engendran deformaciones semielásticas en las inmediaciones de los contornos de las placas que chocan entre sí. Estas deformaciones implican un almacenamiento lento de energía elástica dentro de los contornos deformados. La densidad de energía almacenada será máxima en las inmediaciones de las zonas de contacto entre las placas e irá disminuyendo a medida que el volumen bajo consideración esté más alejado del borde.

El área de superficie terrestre es constante, por lo que si en las dorsales hay expansión del lecho marino es necesario que en otras partes haya desaparición de superficie terrestre para mantenerla constante. La desaparición se lleva a cabo en las fosas marinas, también llamadas zonas de subducción, las cuales están bastante bien definidas en la actualidad.

La más notable es la del borde del Océano Pacífico, la cual conforma el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, a lo largo del cual ocurre la mayor liberación de energía acumulada en función del tiempo.

En términos generales se pueden producir sismos en los ambientes tectónicos siguientes:

- a) Zonas de subducción, correspondientes a los límites del choque entre dos placas tectónicas en los cuales una se desliza por encima de la otra; los sismos que ocurren en las zonas de subducción, o entre los límites de dos placas, son llamados sismos interplaca.
- b) Zona de Benioff de la placa subducida. Este ambiente es complementario al de subducción, en el que la placa subducida penetra al interior terrestre con una inclinación gobernada por las condiciones regionales.
- c) Fallamientos geológicos activos en el interior de una placa tectónica. En zonas de debilidad los esfuerzos tienden a liberarse, generando sismos en forma frecuente.
- d) Actividad volcánica, que en general produce sismos de baja magnitud salvo en erupciones extraordinarias.
- e) Actividad humana, tal como la explosión de bombas atómicas, grandes cargas de dinamita o simplemente el derrumbe de galerías remanentes de actividades mineras.

En la **Fig. 2-2** se muestran los principales tipos de fallas que pueden dar origen a sismos.

2.1.2 Transmisión de la energía sísmica

La energía elástica acumulada a lo largo del tiempo en las zonas de convergencia o de movimientos relativos entre diferentes bloques de la corteza, se libera súbitamente cuando se producen los desequilibrios, propios de un sismo. La energía liberada se debe disipar para que el medio pueda retornar a una condición de equilibrio. La disipación obedece a los fenómenos

de fricción y de debilitamiento de la intensidad energética al aumentar el área por la cual pasa la misma cantidad de energía, a medida que las ondas se alejan de la fuente que las originó.

Las ondas sísmicas transmiten un estado de esfuerzos mediante complicadas trayectorias de las partículas del medio transmisor y tienen una importancia fundamental en la ingeniería sísmica. En la inmensa mayoría de los sismos, su acción sobre las construcciones no se debe a que la ruptura las afecta directamente, sino a las sacudidas producidas por las ondas que se propagan por el subsuelo donde se cimenta la construcción. Una onda sísmica transporta un estado de esfuerzos con amplitudes, frecuencias y velocidades que dependen de las características de la fuente sísmica y del medio transmisor. Existen dos tipos de ondas sísmicas: las internas, que se propagan por el interior de los sólidos, y las ondas superficiales, que se pueden transmitir por su superficie o por los contactos entre cambios bruscos de la rigidez del medio (ver Fig. 2-3).

Las ondas internas son ondas libres que se transmiten en cualquier dirección por el interior de los cuerpos. Existen dos clases, las ondas longitudinales o de compresión (ondas P), y las ondas transversales o de cortante (ondas S). La velocidad de las ondas P siempre es superior a la velocidad de las ondas S, por lo que llegan primero a una estación sismológica. Las ondas P casi siempre son débiles en términos relativos a las ondas S, por lo que las ondas S tienen una mayor capacidad de destrucción porque tienen mayor amplitud con períodos relativamente similares a los de las ondas P.

Las ondas superficiales son de dos tipos: ondas R de Rayleigh, que se desplazan por la superficie de manera que las partículas describen trayectorias elípticas, y ondas L de Love, que semejan las ondas de cortante. La velocidad de las ondas superficiales es similar a la de las ondas S, y sus períodos dominantes son bastante mayores, permitiéndoles propagarse a grandes distancias con menor atenuación que las ondas internas.

Por razones de una menor atenuación geométrica y de una menor frecuencia relativa dominante en las ondas superficiales, la atenuación general de estas ondas es varias veces menor que la que se presenta en las internas.

2.1.3 Características principales de los sismos

A continuación se resumirán las principales características de los sismos, tales como la magnitud del mismo, el foco, el epicentro, la intensidad, el momento sísmico y la energía sísmica.

2.1.3.1 Magnitud del sismo

La magnitud es una medida cuantitativa e instrumental del tamaño del evento, relacionada con la energía sísmica liberada durante el proceso de ruptura en la falla. Existen varias formas de determinar la magnitud de un sismo: (Ref. 10).

- *Magnitud Local o de Richter*: se define como el logaritmo de base 10 de la amplitud máxima (en micrómetros) del registro de un sismógrafo Wood-Anderson localizado a 100 km del epicentro del sismo. La magnitud de Richter (M_L) es la escala de magnitud más conocida aunque no siempre es la más apropiada para describir el tamaño del evento.
- *Magnitud de ondas de superficie*: La magnitud de Richter no distingue entre los diferentes tipos de ondas. En cambio, otras magnitudes están basadas en la amplitud de un tipo de onda en particular. Para distancias epicentrales grandes, las ondas de cuerpo son atenuadas lo suficiente para que predominen las ondas de superficie. La magnitud de ondas de superficie (M_s) desarrollada por Gutenberg y Richter en 1936, está basada en la amplitud de las ondas de superficie Rayleigh, de la forma:

$$M_s = \log A + 1.66 \log \Delta + 2.0$$

donde A es el máximo desplazamiento en micrómetros y Δ es la distancia epicentral del sismógrafo medido en grados. La magnitud de ondas superficiales es comúnmente utilizada para sismos con una profundidad focal menor a 70 km y distancias no mayores de 1000 km.

- *Magnitud de ondas de cuerpo*: para sismos de foco profundo las ondas superficiales son muy pequeñas, para poder utilizar la magnitud de ondas de superficie. La magnitud de ondas de cuerpo (m_b) desarrollada por Gutenberg en 1945, es una escala de magnitud basada en la amplitud de los primeros ciclos de las ondas P cuando no son fuertemente influenciadas por la profundidad focal. La magnitud de ondas de cuerpo puede ser expresada como:

$$m_b = \log A - \log T + 0.01 \Delta + 5.9$$

donde A es la amplitud de las ondas P medida en micrómetros y T es el período de la onda P (usualmente 1 segundo).

- *Magnitud de duración (M_D)*: está basada en la duración total del sismo, puede utilizarse para describir sismos pequeños.
- *Magnitud local (M_{JMA})*: la Agencia Meteorológica Japonesa utiliza los largos períodos de las ondas para determinar esta escala de magnitud local para sismos en Japón.
- *Magnitud Momento (M_W)*: las escalas de magnitud anteriores están basadas en la medición de las características de los sismos. Para sismos fuertes la medición de estas características comienza a ser menos dependiente del evento que para sismos pequeños. Este fenómeno se refiere a la saturación de las escalas de magnitud; la de ondas de cuerpo y Richter se saturan para valores de magnitud entre 6 y 7, y la de ondas superficiales para magnitudes superiores a 8. La única escala de magnitud que no se satura es la magnitud momento, la cual se basa en el momento sísmico, que se mide directamente a partir de los factores que producen la ruptura.

La magnitud momento está dada por:

$$M_w = \frac{\log M_0}{1.5} - 10.7$$

donde M_0 es el momento sísmico en dinas-cm.

La relación entre las varias escalas de magnitud pueden verse en la Fig. 2-4. En esta figura se observa la saturación de las distintas escalas, en comparación con la escala de magnitud momento.

2.1.3.2 Foco y epicentro

El foco es la zona donde se inicia la liberación de energía que da origen al sismo. El foco también es llamado hipocentro o epifoco. El epicentro es la proyección del foco sobre la superficie terrestre, su ubicación se logra a partir de los registros de los sismogramas.

La profundidad del foco permite clasificar el evento en :

- Sismos superficiales: cuando el foco se localiza entre 0 a 20 km de profundidad.
- Sismos someros: para profundidades entre 20 a 70 km
- Sismos intermedios: con foco entre 70 a 300 km
- Sismos profundos: con profundidades entre 300 a 700 km.

2.1.3.3 Intensidad

Es el efecto local que produce un sismo sobre diferentes sitios. Es una medida de la fuerza del movimiento del terreno y depende de la distancia a la fuente sísmica. En la actualidad la escala de intensidades más empleada es la de Mercalli-Cancani, modificada por Wood-Newman, por lo que se le conoce como escala de Mercalli modificada o escala MM. Esta escala de intensidad depende de la subjetividad de los evaluadores.

Por otro lado, se han desarrollado otras formas de cuantificar la intensidad con base instrumental, estas son: la intensidad espectral de Housner y la intensidad de Arias.

2.1.3.4 Momento Sísmico

Es una medida del tamaño del sismo en función de las propiedades físicas de la roca y de las dimensiones del área de ruptura. Es un concepto que permite cuantificar y comparar sismos entre sí y se evalúa mediante la expresión:

$$M_0 = A * D * G$$

donde :

M_0 : Momento Sísmico

A: Área de la falla

D: Longitud del desplazamiento de la falla

G: Rigidez al cortante, aproximadamente $3 * 10^{11}$ dinas/cm²

2.1.3.5 Energía Sísmica

Cuando se produce un sismo, gran parte de la energía de deformación acumulada en la roca se disipa en forma de calor; una parte menor es irradiada en forma de ondas sísmicas.

La de Gutenberg - Richter (1956), es una expresión que relaciona la magnitud de las ondas de superficie (M_s) con la energía sísmica (E_s): $\log E_s = 11.8 + 1.5 M_s$

2.2 Sistemas de información geográfica

2.2.1 Definición y características

Un Sistema de Información geográfica (SIG) es un paquete de computadora diseñado para permitir la captura, manejo, modificación, manipulación, análisis, síntesis y despliegue de datos referidos en forma geográfica. En un SIG, objetos y características del mundo real son representados como elementos de mapa con atributos asociados a ellos. El SIG combina las ventajas de los sistemas automatizados de cartografía, sistemas de manejo de bases de datos y sistemas de análisis y simulación (Ref. 29).

Las aplicaciones más comunes de los SIG incluyen mapas de uso de la tierra, estimación de amenazas naturales, estudios de impacto ambiental, simulación de flujo de acuíferos, análisis de flujos de tránsito, y estudios de población y mercadeo.

Actualmente existen alrededor de 100 productos computacionales relacionados con los SIG. Estos varían en capacidad, complejidad, habilidad para interactuar con otros paquetes informáticos, precio y requisitos de plataforma computacional y sistema operativo.

Para la realización de este proyecto se utilizará el programa Arc/Info PC Versión 3.5. Algunas de sus características son:

- Fue desarrollado por el Instituto de Investigación en Sistemas Ambientales (Environmental Systems Research Institute; ESRI) en California, Estados Unidos.
- Es reconocido como el estándar mundial para SIG, con más de 30 000 usuarios en unas siete mil entidades en el mundo.
- Puede operar tanto con modelos de datos de rastreo y de vectores e incluye una interface de manejo de base de datos relacional que permite la integración con sistemas comerciales de manejo de bases de datos. La versión para plataforma de PC solo puede manejar datos en forma vectorial, la versión para plataforma UNIX si permite ambos tipos de datos.

2.2.2 Atributos de un SIG

Los atributos de un SIG pueden dividirse en las siguientes categorías:

2.2.2.1 Captura de datos

Se refiere a la entrada de datos al SIG, en la que objetos del mundo real con ubicaciones geográficas deben ser convertidos en elementos cartográficos. Usualmente es la parte más cara y que más tiempo consume dentro de un proyecto. Dependiendo de la capacidad del paquete SIG, los datos pueden ser introducidos mediante lectores ópticos, digitalizadores, archivos ASCII, o por conversión de datos.

2.2.2.2 Análisis

Los tipos de análisis que pueden llevarse a cabo con un SIG varían entre los diferentes paquetes disponibles. Los siguientes procedimientos de análisis son típicos de un SIG (y ayudan a definir al paquete como un verdadero SIG y no simplemente un programa de cartografía automático):

- Superposición e intersección de mapas: permiten el análisis de las relaciones espaciales entre los diferentes tipos de datos. La intersección es la creación de un nuevo mapa a partir de dos o más mapas, el cual contendrá todos los elementos de cada uno de los mapas a partir de los cuales fue creado (ver Fig. 2-5).
- Análisis de atributos: los atributos asociados a elementos cartográficos pueden ser analizados con funciones tales como expresiones lógicas o matemáticas.

- **Mediciones:** ejemplos de mediciones de datos cartografiados incluyen longitud, área, ángulo, pendiente, o distancia entre dos ubicaciones. Las mediciones son usualmente dadas en unidades de coordenadas del mapa, de esta forma, mapas referenciados mediante latitud y longitud deben ser proyectados a la superficie de la Tierra para la medición en unidades normales (metros o pies, por ejemplo).
- **Análisis de redes:** Usado para resolver problemas que tratan con la conectividad de elementos cartográficos, tales como distribución de tránsito o flujo en tuberías.
- **Análisis de cercanía:** Las relaciones espaciales entre datos cartográficos son analizadas con procedimientos de cercanía o proximidad. Se pueden tomar decisiones con base en la cercanía (o lejanía) que un ítem dado tenga con respecto a otros ítemes, especialmente en un mapa nuevo creado a partir de una intersección de mapas (ver Fig.2-6).

2.2.2.3 Manipulación

Los siguientes procedimientos de manipulación de datos son típicos de un SIG:

- **Fusión de mapas:** Se refiere a la unión de dos mapas, usualmente de regiones diferentes pero adyacentes, para formar un mapa combinado. Los elementos cartográficos y los atributos asociados a ellos generalmente requieren ser del mismo tipo y tener las mismas definiciones para que la fusión sea exitosa (ver Fig.2-7).
- **Proyección:** Usado para representar la superficie curva de la Tierra en una superficie bidimensional (p.ej., la pantalla de la computadora o los mapas impresos). A su vez, sirven para convertir mapas referenciados mediante latitud y longitud a coordenadas que puedan ser medidas en metros o pies.
- **Actualización:** Los elementos cartográficos y los atributos asociados a ellos deben ser mantenidos al día con respecto a su ubicación y a sus datos descriptivos. Procedimientos de actualización de los mapas y sus atributos varían entre los diferentes paquetes SIG, pero la mayoría permiten la actualización de elementos y registros individuales así como también procesamiento en grupo (ver Fig. 2-8).
- **Generalización:** Usado para eliminar elementos cartográficos que podrían ser innecesarios o que podrían estar causando confusión o error a un mapa. Comúnmente usado también para suavizar líneas dentadas mediante la eliminación de vértices intermedios, o para eliminar aquella información que no sea necesaria para el análisis (ver Fig. 2-9).
- **Adición:** Usado para combinar datos de varias maneras dependiendo de la capacidad del paquete SIG utilizado. Varios elementos cartográficos con sus atributos asociados pueden ser combinados y representados como un solo elemento con nuevos atributos que

representen el tipo de combinación utilizado (e.g. suma, producto, promedio, maximización)

2.2.2.4 Selección

Se refiere a un proceso de búsqueda de información usada para facilitar el acceso a, y el análisis de, un conjunto de atributos. Es usado para identificar un conjunto específico de elementos cartográficos sobre los cuales se puede hacer un análisis o una manipulación. Las selecciones con SIG son usualmente de los siguientes dos tipos: espacial (usado para preguntas relativas a la ubicación de elementos cartográficos), o de atributos (relativas a los atributos asociados con los elementos cartográficos).

En la Fig. 2-10 se muestra un ejemplo de indagación, en el que se conserva en el mapa únicamente aquellos elementos que cumplan con una condición específica.

2.2.2.5 Despliegue

Uno de los aspectos más importantes de un SIG es su habilidad para desplegar y reportar información tal como datos almacenados, superposición de mapas y análisis de resultados. El despliegue es usado para facilitar la transferencia de información de los analistas a los ejecutores de una manera clara y eficaz. Los principales formatos de despliegue incluyen:

- Tablas: Usadas para reportar atributos, tanto de todos los registros como de aquellos resultantes de una indagación.
- Mapas: Permite la comunicación rápida y clara de la información cartografiada. Varios mapas pueden ser superpuestos para mostrar las relaciones espaciales entre los datos o los resultados.

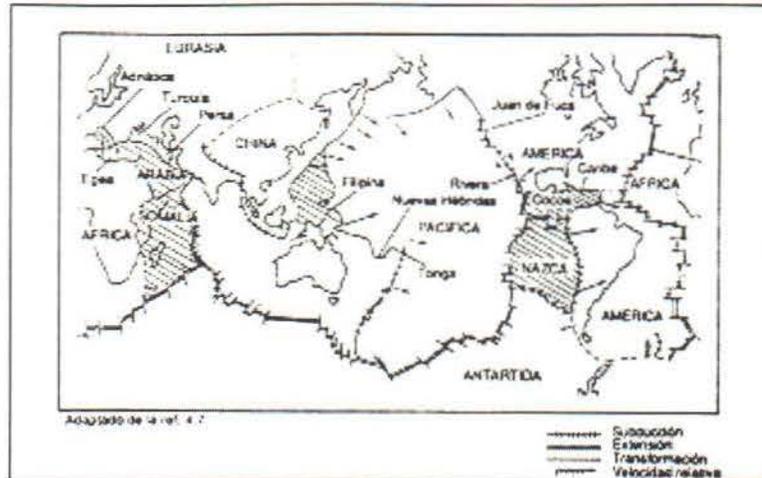


Fig. 2-1: Principales placas tectónicas (Ref. 24)

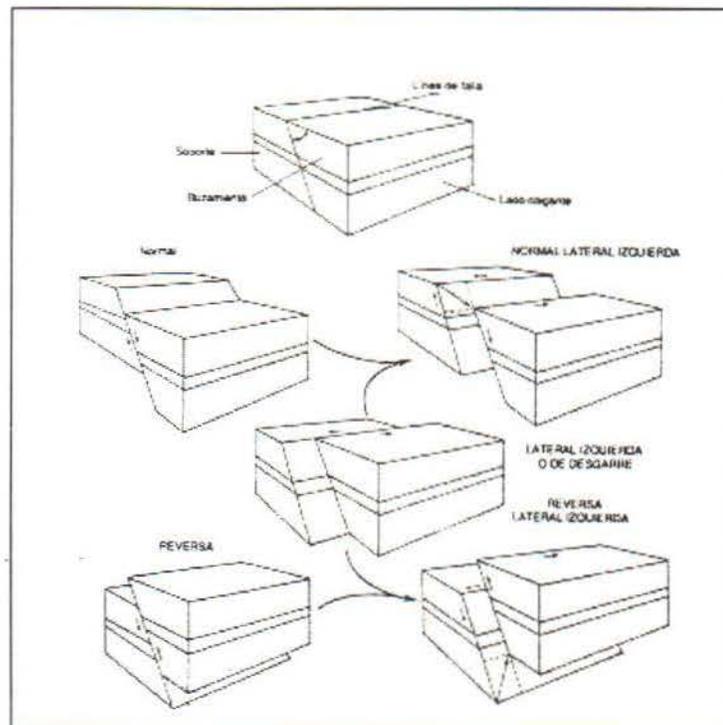


Fig. 2-2: Tipos de fallas geológicas (Ref. 24)

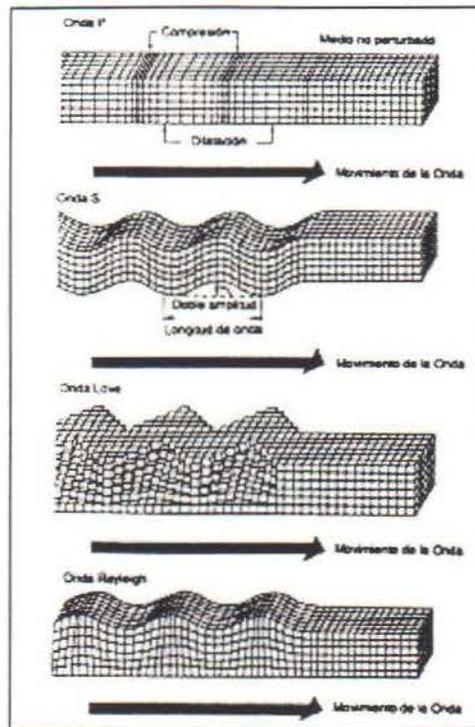


Fig. 2-3: Dirección de propagación de las ondas sísmicas y el medio transmisor (Ref. 24)

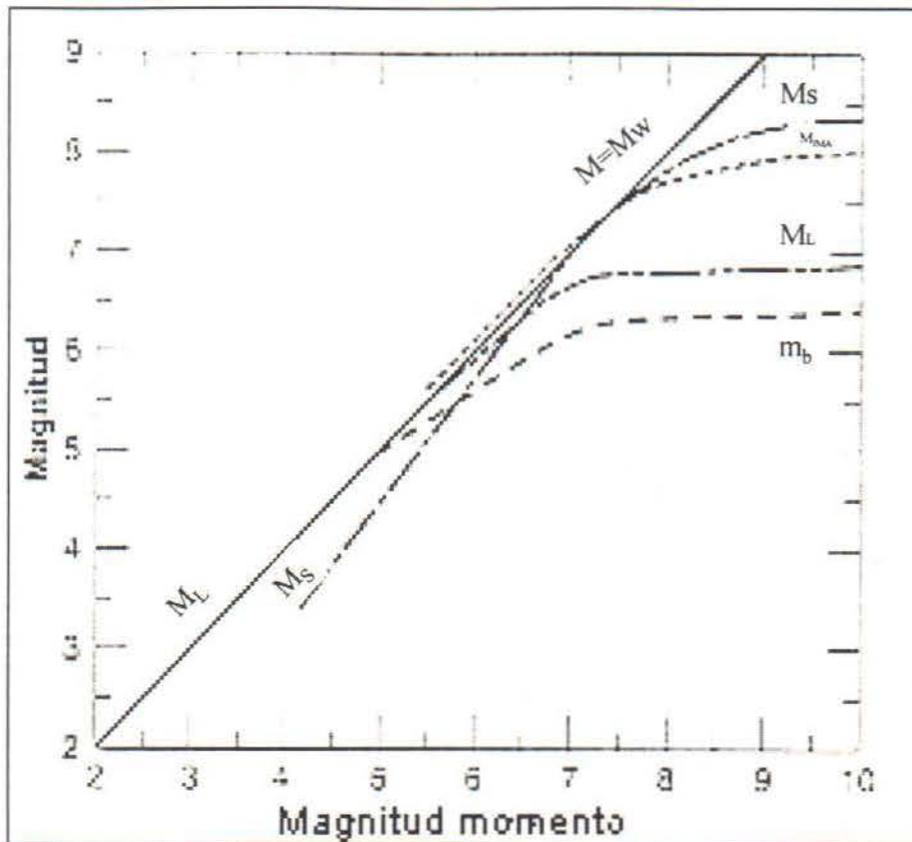


Fig. 2-4: Relaciones entre la magnitud momento y otras magnitudes (adaptado de Ref. 10)

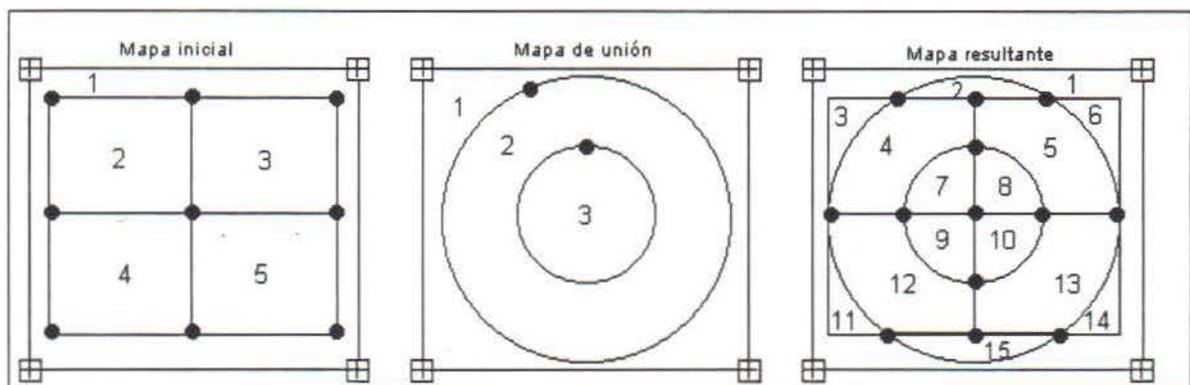


Fig. 2-5: Procedimiento de unión de mapas (adaptado de la Ref. 14)

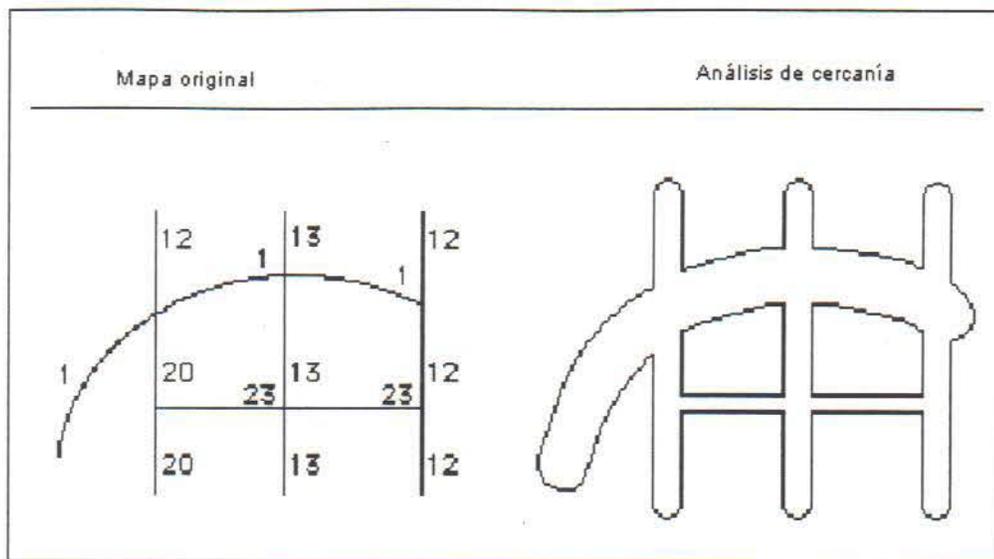


Fig. 2-6: Análisis de cercanía usando un SIG (adaptado de la Ref. 14)

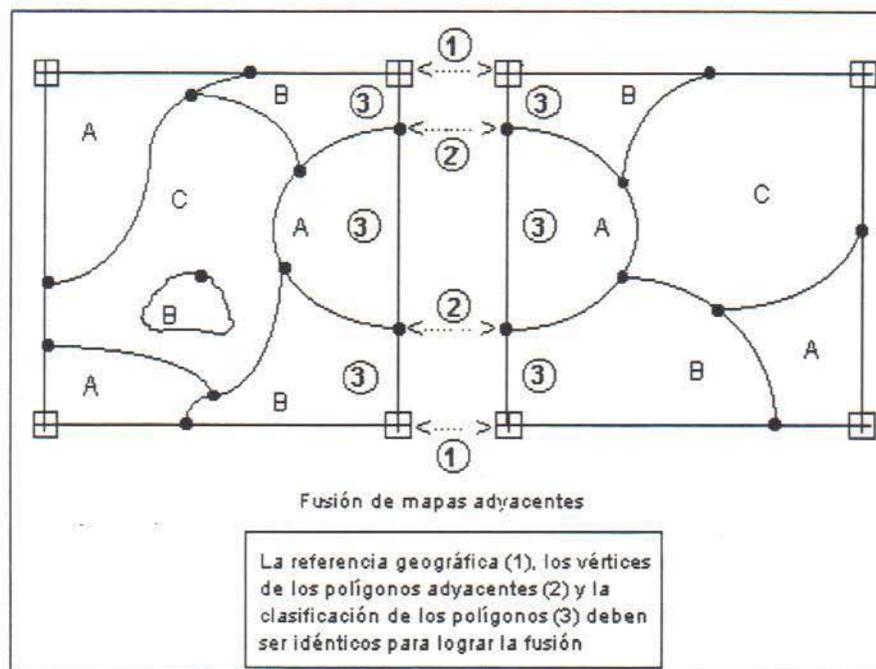


Fig. 2-7: Fusión de mapas adyacentes (adaptado de la Ref. 14)

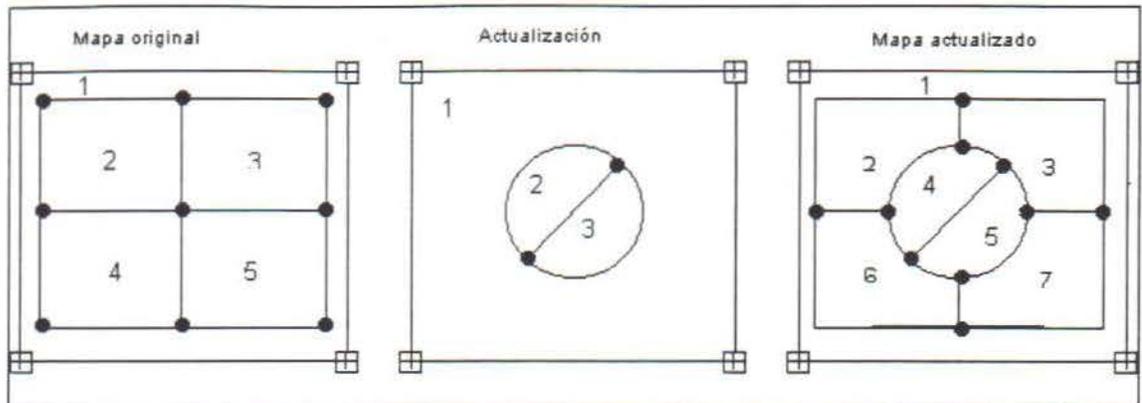


Fig. 2-8: Actualización de mapas (adaptado de la Ref. 14)

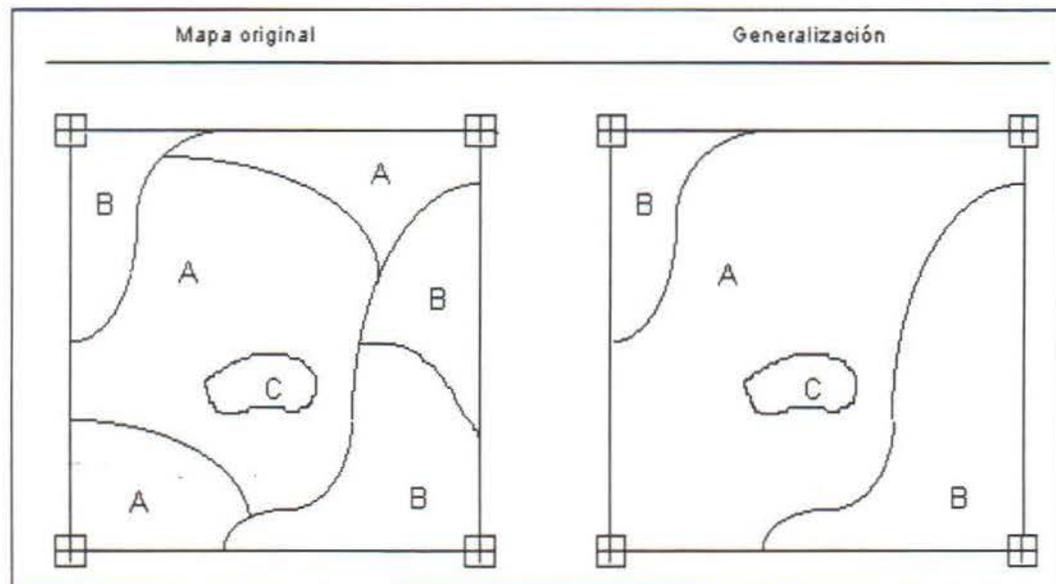


Fig. 2-9: Generalización de mapas (adaptado de la Ref. 14)

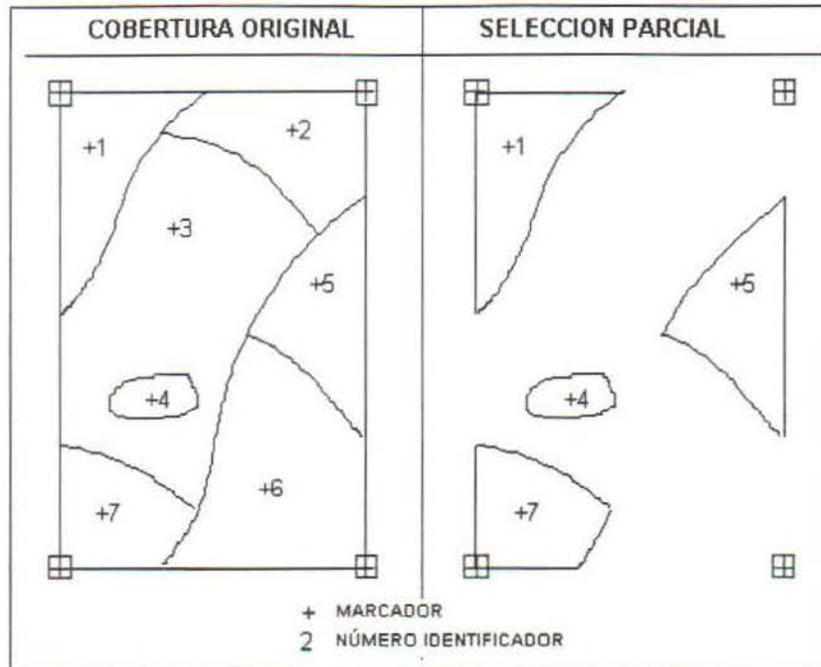


Fig. 2-10: Ejemplo de selección con un SIG
(adaptado de la Ref. 14)

Capítulo 3

Distribución de la aceleración del sismo de Nicoya

3.1 Ubicación y características del sismo

En 1989, el sismólogo estadounidense Stuart Nishenko (Ref. 13) determinó el potencial sísmico en los 96 segmentos en que se divide el Cinturón del Pacífico, en términos de la probabilidad de ocurrencia de grandes terremotos para los siguientes 10 y 20 años. Nishenko establece que en la Brecha Sísmica de Nicoya la probabilidad de que ocurra un sismo de Ms 7,3 antes de 1999 es de un 64%, lo cual aumenta a un 99% si se considera la probabilidad de que ocurra antes del 2009. Esto ubica la Brecha Sísmica de Nicoya como la quinta en el mundo respecto a la probabilidad de ocurrencia de un terremoto de gran magnitud.

Esto concuerda con los estudios efectuados por el Servicio Geológico de los Estados Unidos, que concluyen que existen 2 de 3 posibilidades de que ocurra una importante liberación de energía en Nicoya antes de 1999 (Ref. 27). Además, el director del Instituto de Investigación Sismológica de Tokio, Dr. Kunihiko Shimazaki, sostiene que de acuerdo con el comportamiento histórico de la sismicidad nacional, existe la posibilidad de que ocurra un fuerte sismo provocado por la subducción de la placa de Cocos bajo la placa Caribe frente a la costa Pacífica (Ref. 27).

El Observatorio Vulcanológico y Sismológico de Costa Rica (OVSICORI) estima que un terremoto de magnitud cercana a 7,5 originado por subducción podría producirse frente a las costas de la Península de Nicoya en los próximos 10 años (Ref. 12). El sismólogo del OVSICORI, Marino Protti (Ref. 15), afirma que en la zona existe suficiente energía acumulada para que sea liberada en ese lapso. Este tiempo se relaciona con la capacidad física o límite físico de resistencia de las rocas de la zona de acople de las placas Cocos y Caribe para soportar presiones.

Protti se basa en la información de actividad sísmica registrada por el OVSICORI durante más de 10 años, que muestra características consideradas anómalas en la zona de subducción por debajo de la Península de Nicoya. Como respuesta a los desplazamientos de la placa Cocos bajo la placa Caribe de 86 mm/año, debería existir una zona de compresión dentro de la península. La inexistencia de esta sugiere que se ha acumulado una gran cantidad de energía que necesariamente deberá ser liberada en los próximos años en la denominada Brecha Sísmica de Nicoya (ver Fig. 3-1).

Así mismo, Federico Güendel y Karen Mac Nally (ambos del OVSICORI) afirman que la actividad sísmica en Costa Rica se presenta en ciclos, con períodos de recurrencia de 40 a 50 años, los cuales se dieron entre 1900 y 1910, y entre 1941 y 1950. El tercer ciclo comenzó en 1983 con los terremotos de Golfito y Pérez Zeledón, continuando con el sismo de Cóbano en 1990. Güendel asegura que queda por ocurrir un terremoto, por debajo de la Península de

Nicoya, antes de que termine este ciclo (Ref. 12). Los estudios de Protti y Güendel sugieren que la zona de falla posee las condiciones adecuadas para generarse un sismo de hasta 7.7 de magnitud.

Protti determinó que el terremoto de Cóbano del 25 de marzo de 1990, de magnitud M_w 7.0 (M_L 6.8) y ubicado en la entrada del Golfo de Nicoya (ver Fig. 3-2) no rompió la Brecha Sísmica de Nicoya, ya que el evento se ubicó en la frontera sudeste de la misma (Ref. 15).

La distribución de los epicentros que siguieron al sismo principal delimitó claramente dicha frontera. La Fig. 3-2 muestra el área máxima de falla, donde el OVSICORI espera que ocurra la liberación de energía del terremoto. Los terremotos de Cóbano en 1990 y de Nicaragua de 1992, así como la propagación de las réplicas de estos, delimitan el área potencial de falla.

Para el análisis de daños de un terremoto de magnitud M_w 7,5 se debe considerar que la superficie de ruptura será menor, ya que el área que se muestra solo se rompería en su totalidad con el sismo máximo creíble (de magnitud cercana a M_w 8.1), el cual tiene una muy baja probabilidad de ocurrencia.

Por ello, en este estudio se considerará el área de ruptura que se muestra en el Mapa 3-1; la cual se aproximó a una figura poligonal para simplificar el análisis, considerando que no es posible conocer la superficie de falla exacta que tendrá el sismo en cuestión.

La profundidad del sismo se obtiene a partir de los registros del OVSICORI acerca de las profundidades de los hipocentros de los sismos de la región en estudio. Se consideró que 15 km es un valor representativo, ya que alrededor de esta profundidad se concentran los registros de eventos telúricos en el sitio de la falla. Protti estableció que de los movimientos sísmicos registrados en la zona de Nicoya desde marzo de 1990, un 50% han ocurrido a profundidades entre 12 y 17 km y en un 35% entre 20 y 26 km (Ref. 15).

En la Fig. 3-3 se muestra secciones transversales del país, donde se nota la distribución vertical de los epicentros, para cada uno de los segmentos en los que se divide Costa Rica y el segmento sudoeste de Nicaragua.

En la Fig. 3-4 se muestran las profundidades para los eventos ocurridos de previo al terremoto de Cóbano, así como sus réplicas. Nótese la concentración de datos alrededor de los 15 km.

3.2 Propagación de la onda sísmica

La atenuación de la aceleración es un fenómeno derivado de la disipación de la energía sísmica a medida que el tren ondulatorio se propaga por la tierra. La disipación se debe a la combinación de fenómenos geométricos y mecánicos. Al atravesar formaciones muy heterogéneas, el tren ondulatorio sufre fenómenos locales que involucran refracciones, reflexiones y disipación especial de energía.

Lo complejo del desplazamiento del tren ondulatorio ha obligado a hacer estudios de regresión sobre muestras de aceleraciones pico, en función de la distancia y la magnitud del sismo que las originó. El ideal sería que cada región con sus particularidades sismotectónicas pudiese desarrollar sus propios estudios.

Desafortunadamente, la escasez de registros de aceleración adecuados ha obligado a los ingenieros de muchos países a recurrir a los estudios de atenuación de la aceleración desarrollados en los países más avanzados. En el caso específico de Guanacaste, no existen suficientes registros de sismos fuertes como para poder derivar las relaciones de atenuación.

La falta de registros adecuados en la zona de Guanacaste obliga a la aplicación de relaciones de atenuación derivadas para regiones con características similares. En este informe se utilizarán las ecuaciones derivadas por Youngs et al (Ref. 28) en 1997, que comprenden relaciones de atenuación para la aceleración pico y aceleración espectral, aplicables a terremotos causados por subducción. Se incluyen los sismos originados en la zona de contacto entre dos placas (interfase) o dentro de una placa (intraplaca), de magnitud momento M_w igual a 5 o mayor, y para distancias de 10 a 500 km. Youngs et al utilizan información de terremotos de Alaska, Chile, Cascadia, Japón, México, Perú y las Islas Salomón. El estudio de Youngs et al se considera el estudio más reciente (1997) y más completo que se ha publicado.

Los terremotos de subducción en la interfase son eventos que ocurren en la zona de contacto entre la placa subducida y la placa cabalgante, tal como los sismos de Alaska 1964 (M 9.2), México 1985 (M 8.0) y Chile 1985 (M 8.0). Los sismos intraplaca ocurren dentro de la placa subducida y responden a la tensión que se genera en dicha placa, tal como los sismos de Washington State de 1949 (m_b 7.1) y 1965 (M_s 6.5). Los sismos intraplaca generalmente ocurren a profundidades mayores a los 50 km.

El estudio de Youngs se basan en un *análisis de regresión de dos etapas*, tal como lo hicieron Fukushima, Tanaka e Iai en sus estudios de 1990 y 1993; pero estos últimos incluyeron información de sismos de subducción y sismos someros en un mismo juego de datos para desarrollar sus relaciones de atenuación.

La medida de magnitud que utiliza Youngs en el estudio es la magnitud momento M_w , de Hanks y Kanamori's (1979). Cuando los sismos de la base de datos no reportaban la magnitud momento, se utilizaron ecuaciones para convertirlo a esta medida. La distancia a la fuente se expresó en términos de la *distancia más corta* a la superficie de ruptura, pero si no se define la superficie de ruptura para algún evento, entonces se utiliza la distancia hipocentral.

Los registros se clasificaron en tres grupos: roca, suelos superficiales firmes y suelos profundos. Se clasificó como roca cuando solo hay unos cuantos pies de suelo encima del lecho rocoso. Los suelos profundos son aquellos en los que no aflora roca hasta los 20 m, y los suelos superficiales firmes son aquellos en los que la profundidad del suelo es menor que 20 m y un significativo cambio de velocidad existe cerca de los 30 m de la superficie.

Youngs propone las siguientes relaciones de atenuación, la primera es aplicable para rocas y la otra para suelos:

Ecuación para Roca:

$$\ln(y) = 0.2418 + 1.414 \cdot M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M}) + 0.00607H + 0.3846Z_T$$

Ecuación para suelos:

$$\ln(y) = -0.6687 + 1.438 \cdot M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.097e^{0.617M}) + 0.00648H + 0.3643Z_T$$

En estas ecuaciones M es la magnitud momento (M_w), r_{rup} es la distancia más corta a la fuente (en km), H es la profundidad del foco (en km), y los C_k son coeficientes determinados por el análisis de regresión (se muestran en la Fig. A-1), mientras que y representa la aceleración pico o la espectral (dependiendo de las constantes C_k escogidas). El término Z_T corresponde al tipo de fuente sísmica (0 para eventos en la interfase de las placas y 1 para eventos intraplaca).

Otras relaciones de atenuación que se consideraron fueron las de Atkinson y Boore (Ref. 3), y la de Anderson (Ref. 2), ambas publicadas en 1997. Sin embargo, ambas publicaciones son de carácter localista, es decir, que son aplicables únicamente a regiones específicas. Esto las hace poco confiables en relación con las ecuaciones de Youngs et al.

La relación de Atkinson y Boore fue desarrollada preliminarmente para la zona de subducción de Cascadia. Comparado con otros modelos de subducción, esta relación sobrestima las aceleraciones para distancias cercanas a la fuente y las subestima para zonas con una distancia mayor a los 100 km. La ecuación obtenida por Atkinson y Boore fue desarrollada para roca, pero posee un factor de corrección para suelos.

De acuerdo a las estimaciones que se han realizado, la ecuación es aplicable para magnitudes menores a 7 ($M < 7$) (para magnitudes mayores las estimaciones son muy conservadoras), con una profundidad del foco entre 5 a 60 km y distancias menores a los 100 km. La limitante en la magnitud la hace poco confiable para el sismo de 7,5 que se espera en la zona de Nicoya, además de que posee datos únicamente de la zona de Cascadia.

La relación de Anderson consiste en un modelo no paramétrico para aceleraciones pico en zonas de subducción, desarrollada únicamente a partir de la información de la red de acelerógrafos de Guerrero, México. Anderson desarrolla una tabla de valores de aceleración pico para valores específicos de magnitud (M) y la distancia más cercana al área de ruptura (r_{rup}), además de una regla de interpolación para valores intermedios. No se puede extrapolar para valores no contenidos en la tabla. El modelo puede ser utilizado en un rango de magnitudes entre 3 a 8.1, y distancias entre 14 a 255 km. Este modelo además proporciona estimaciones de la aceleración pico tanto horizontal como vertical para diferentes tipos de rugosidad de la falla.

La Fig. 3-5 compara los resultados obtenidos por las ecuaciones descritas anteriormente, al aplicarlas a dos sismos de magnitudes 8.1 y 5.9. Puede notarse que los resultados de Youngs et al se ubican en una posición intermedia entre los otros dos modelos.

En el presente informe se utilizarán las relaciones de Youngs et al, debido a que es el estudio que considera mayor cantidad de sismos de subducción y de diferentes regiones del mundo, por lo que se considera aceptable su aplicación en la región de Nicoya. Además, su rango de validez es adecuado para la magnitud del evento a evaluar en este informe. El estudio de Youngs et al es el más reciente y más completo que se ha publicado.

La Fig. 3-6 compara los registros del sismo de Cóbano con los resultados que se obtienen con las relaciones de atenuación de Youngs et al, aplicando los parámetros correspondientes a este evento. La información se obtuvo del informe del sismo preparado por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica (Ref. 21). No se comparan por aparte los datos de suelo y roca debido a que para algunas estaciones no queda claro el tipo de suelo sobre la que está apoyado. De la Fig. 3-6 se observa que la aproximación es aceptable, considerando las incertidumbres asociadas con el uso de relaciones de atenuación.

3.3 Distribución de la aceleración pico para el sismo de Nicoya

El sismo en cuestión se originaría por la subducción de la placa Cocos bajo la placa Caribe, con una magnitud momento M_w de 7,5 y una profundidad promedio de 15 km; de acuerdo con la información recopilada por el OVSICORI (Ref. 15).

En la Fig. 3.9 se muestran tres gráficas en las que los puntos representan las aceleraciones pico medidas a diferentes distancias de la fuente sísmica, correspondientes a sismos de magnitudes M 7.0 , M 8.0 y M 8.5 , y las líneas las predicciones de Youngs et al (Ref. 28).

Para un rango de distancias el sismo interfase se ajusta bastante bien a los datos, mientras que para distancias mayores es el sismo intraplaca el que mejor representa la realidad. En un sismo de magnitud 7.5 se obtiene que para distancias menores a los 50 kilómetros de la fuente sísmica, el comportamiento interfase se adapta satisfactoriamente, mientras que para distancias mayores es el sismo intraplaca el que mejor se adapta a la realidad.

Para generar la distribución de aceleraciones, se utilizó Z_t igual a uno para distancias menores a los 50 km y para distancias mayores Z_t igual a cero. Aplicando estos valores a las ecuaciones de Youngs et al, se obtienen los valores de aceleración máxima en función a la distancia de la fuente sísmica, tal como se muestra en la Fig. 3-7.

El Mapa 3-2 describe el proceso necesario para derivar la distribución espacial de la aceleración pico en la región en estudio. Las relaciones de atenuación de la Fig. 3-7 sirven para derivar la

aceleración pico para suelos y para rocas, a partir de la distancia al área de ruptura considerada (estos mapas se incluyen a mayor escala en el Anexo B).

Los mapas se intersecaron con las zonas de suelo y de roca, las cuales se derivan a partir del Mapa Geológico de Costa Rica (ver Anexo B). El suelo corresponde a la geología clasificada como Qa (manglares y pantanos) y Qal (depósitos aluviales), mientras que el resto se consideró como roca.

Los mapas resultantes se unieron para formar el mapa de distribución de la aceleración pico que se muestra en el Mapa 3-3.

Como una forma de revisar la consistencia de los resultados, se revisó la aceleración esperada para la zona donde se construirá el futuro puente sobre el río Tempisque, de acuerdo con los estudios de riesgo sísmico de INSUMA (Ref. 8). Del Mapa 3-3 se observa que la aceleración pico en el sitio se encuentra entre un 30 % y un 40% de la aceleración de la gravedad (aceleración en suelo blando), lo cual corresponde con a una probabilidad de excedencia anual entre 0.02 y 0.01 (ver Fig. 3-8), es decir, a un período de retorno entre 50 y 100 años.

Se ha estimado que el período de retorno del terremoto de estudio en el presente informe es de 35 años (Ref. 20), lo cual corresponde a una aceleración cercana a un 27 % de acuerdo con el estudio de INSUMA. La diferencia es pequeña, y en general se considera aceptable, especialmente por cuanto no se cuenta con suficientes registros de sismos fuertes como para poder calibrar relaciones de atenuación para la zona de Guanacaste.

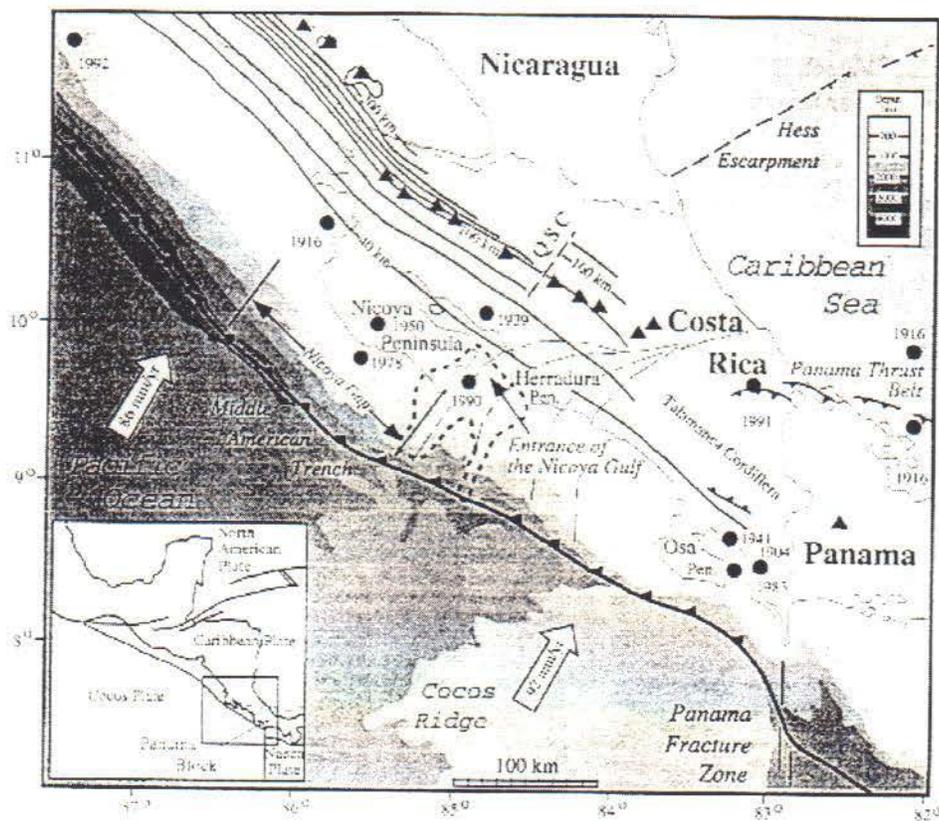


Fig. 3-1 Localización de la Brecha Sísmica de Nicoya, ubicación de epicentros de antiguos sismos y desplazamientos de la placa Cocos (Ref. 15)

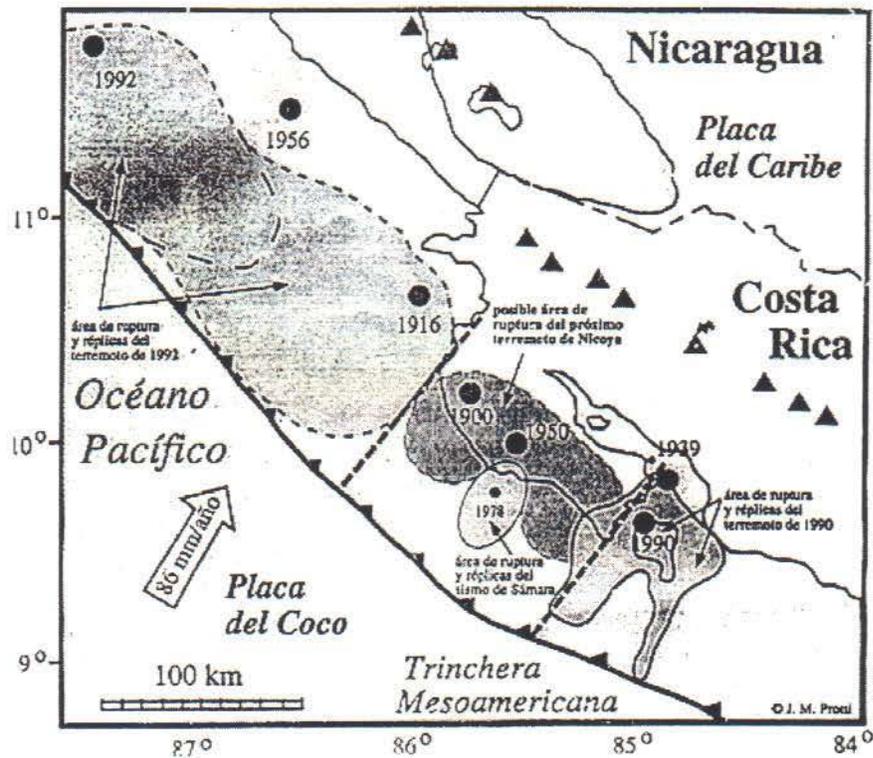


Fig. 3-2 Superficie de ruptura de la Brecha Sísmica de Nicoya (Ref. 12)
 El área más oscura representa el área potencial de falla, y la línea con triángulos la trinchera de subducción.

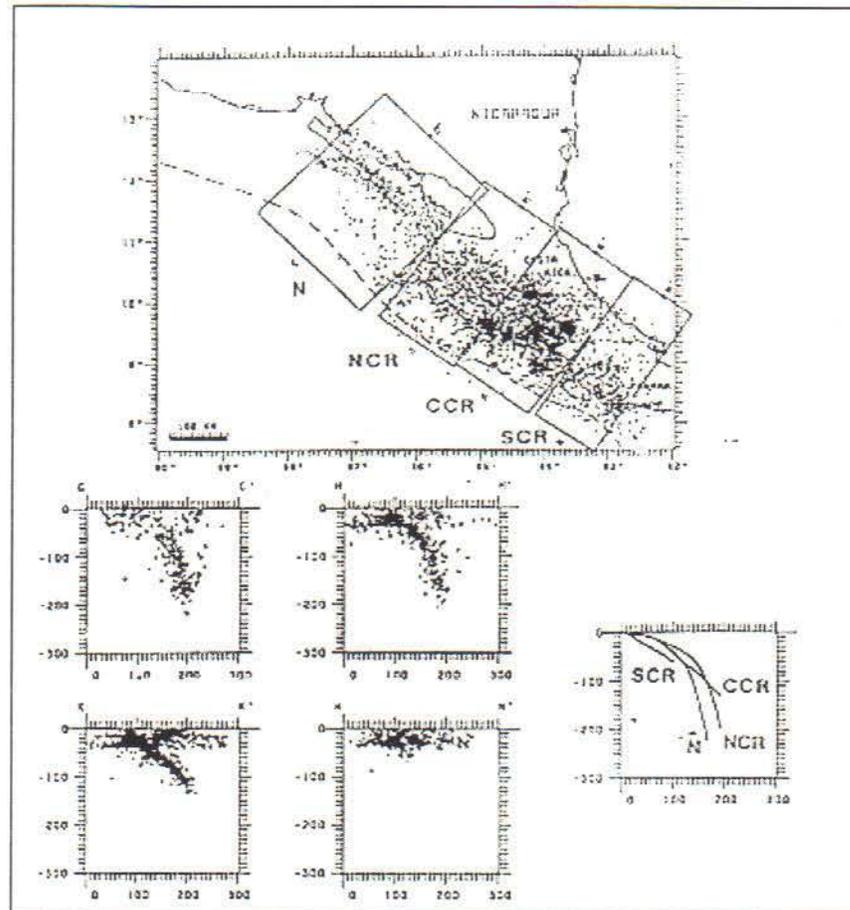


Fig. 3-3: Distribución de la profundidad de los segmentos definidos por Protti (adaptado de la Ref. 15).
 - Todas las distancias en kilómetros -

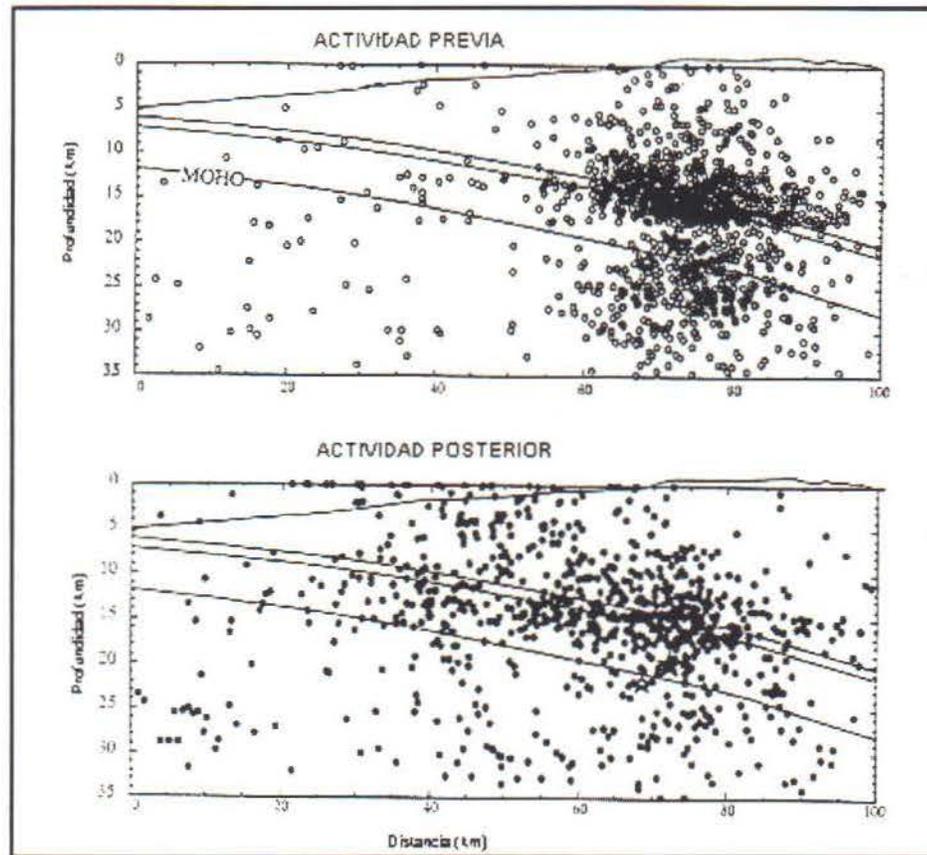


Fig. 3-4: Secciones transversales de la sismicidad previa y posterior al terremoto de marzo de 1990 (adaptado de la Ref. 21).

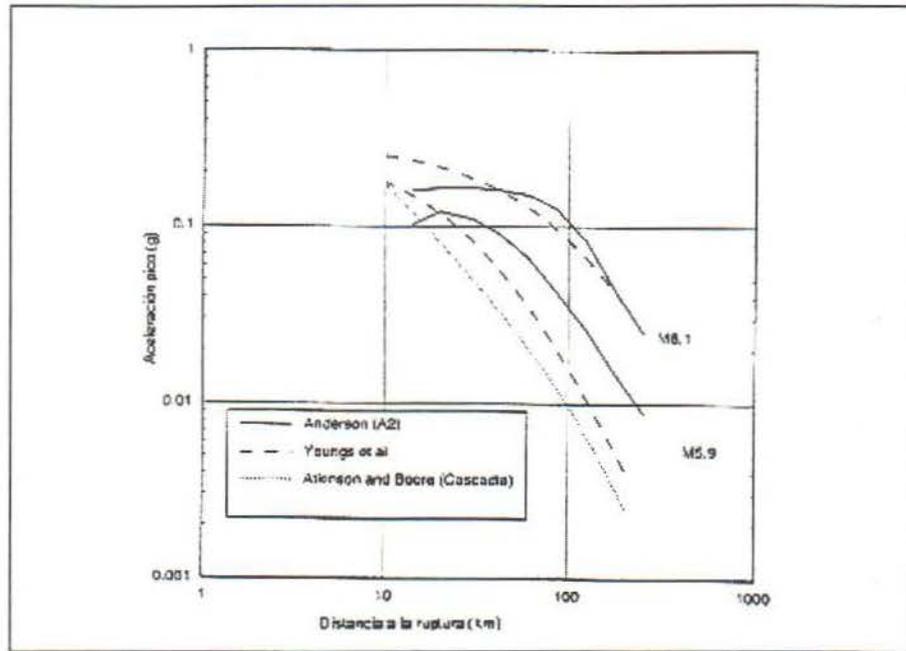


Fig.3-5: Comparación entre los distintos modelos de atenuación (Ref. 1)

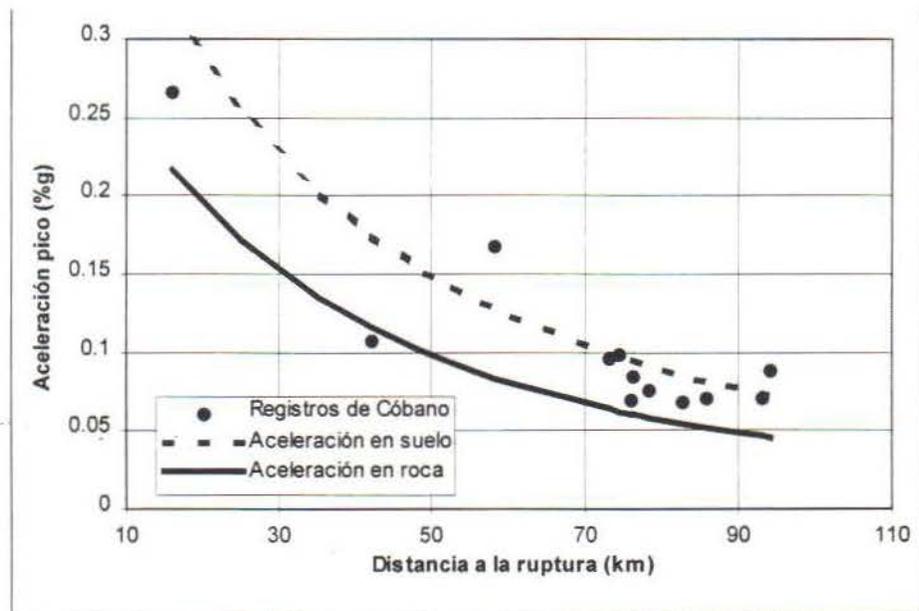


Fig. 3-6: Comparación de las relaciones de atenuación de Youngs et al con los registros de aceleraciones del sismo de Cóbano (1990).

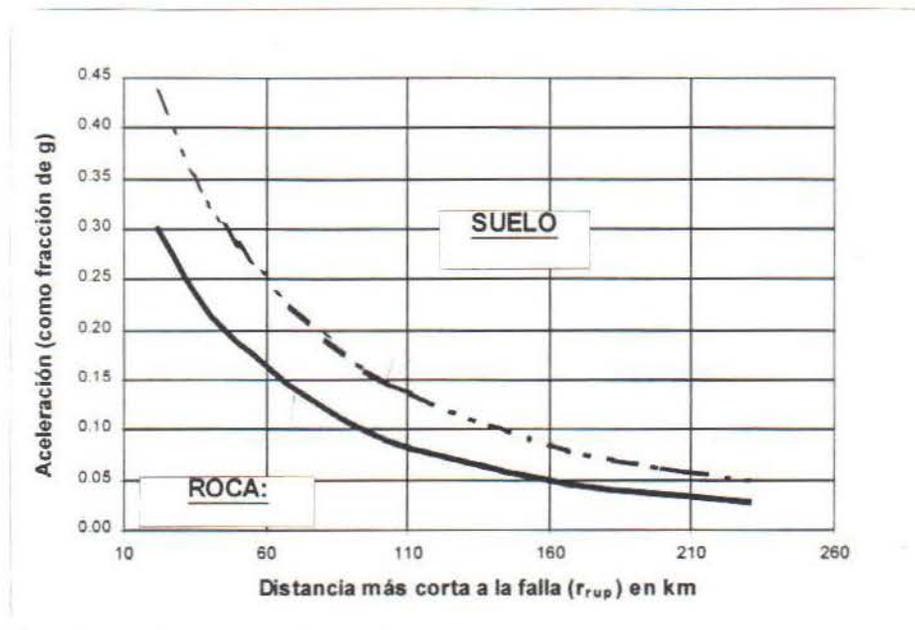


Fig. 3-7 Atenuación de la aceleración pico para suelos y roca

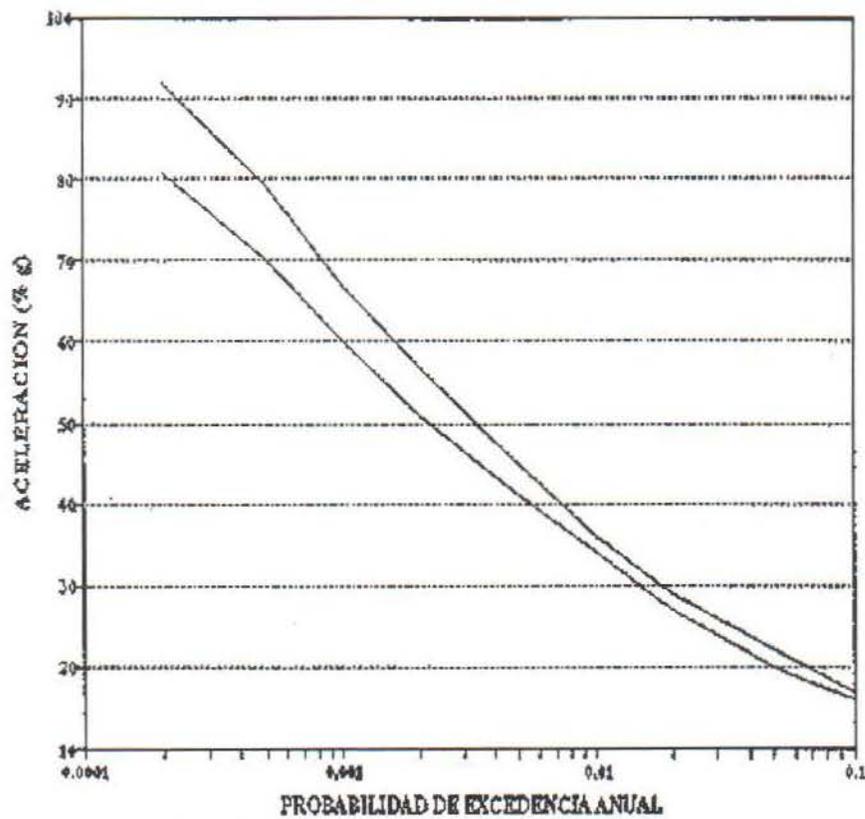


Fig. 3-8: Aceleración pico en la zona del puente sobre el R. Tempisque. (Ref. 8)

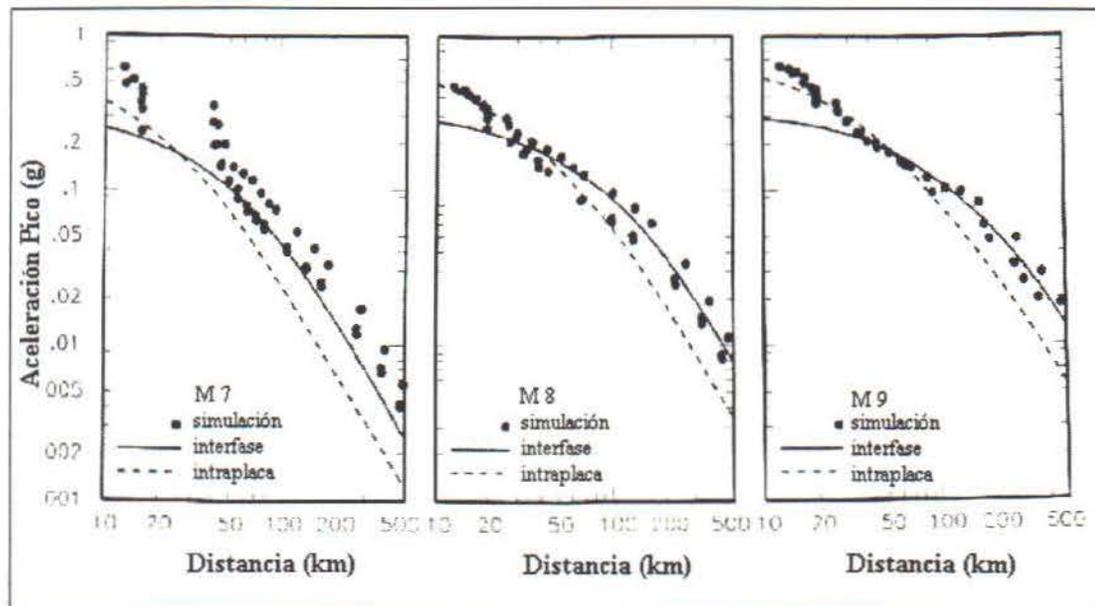
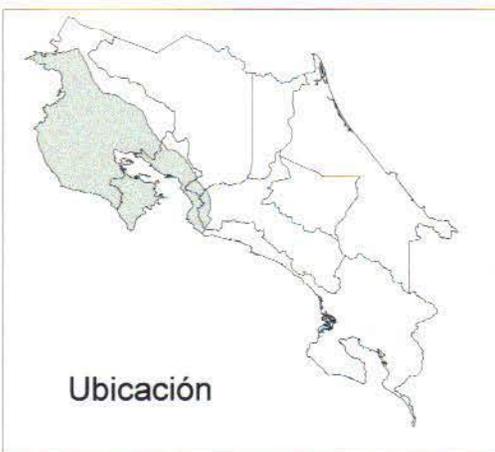
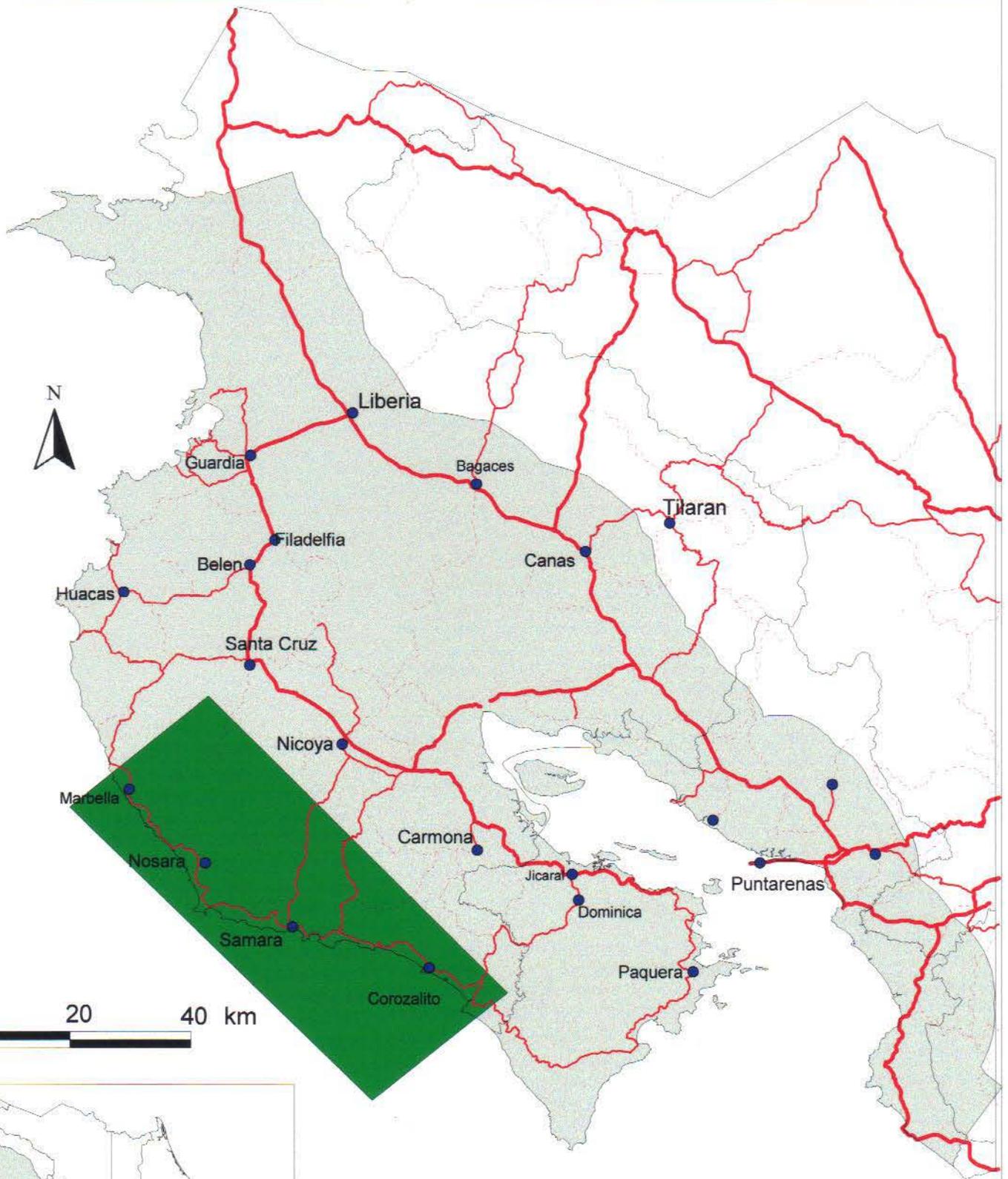


Fig. 3-9: Comparación entre las predicciones de Youngs et al y registros de sismos históricos (Ref. 28)



Mapa #3.1: Posible área de ruptura del terremoto de Nicoya

- Ciudades
- Rutas Nacionales
 - ▬ Primaria
 - ▬ Secundaria
 - ▬ Terciaria
- Área de ruptura
- Zona de Estudio

Programa de Ingeniería Sísmica
LANAMME, U.C.R. Enero, 1998



Mapa 3-2: Procedimiento utilizado para determinar la aceleración pico en el terreno

Programa de Ingeniería Sísmica
LANAMME, U.C.R.



Separación



Intersección



Intersección



Unión

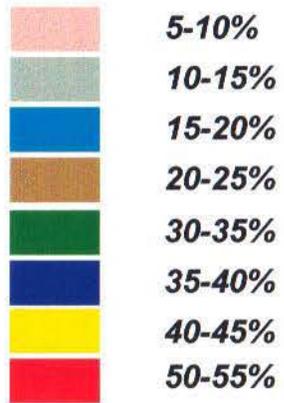


- Fuentes:
1. Mapa Geológico 1:200 000 del I.G.N.
 2. Relaciones de atenuación de Youngs et al (1997)

Procedimientos de unión, intersección, y separación realizados con Sistemas de Información Geográfica

Mapa # 3.3
Distribución espacial de
la aceleración pico
para la zona de estudio

Porcentaje de la gravedad



Capítulo 4: Evaluación de daños en carreteras

4.1 Licuación

La licuación es un fenómeno por medio del cual los depósitos no arcillosos, principalmente arenas y limos, pierden temporalmente su resistencia y se comportan más bien como un líquido viscoso en lugar de un sólido.

La licuación se genera en un suelo, cuando las ondas sísmicas, principalmente las de corte, distorsionan la estructura del suelo al pasar por él, causando el colapso de los paquetes de granos y aumentando la presión de poros hasta anular las tensiones efectivas.

Las deformaciones de la estructura del suelo generan una transferencia de la carga de los contactos grano a grano en el suelo al agua intersticial. Esta transferencia de la carga incrementa la presión de poros y si el drenaje está restringido, ocurre un incremento transitorio, la presión de poros puede aumentar hasta niveles que se aproximan a la sobrecarga. Con ello, los esfuerzos intergranulares se aproximan a cero y la capa granular se comporta temporalmente como un líquido viscoso, desarrollándose el fenómeno de licuación.

La licuación ocurre en depósitos recientes de arenas y limos en áreas donde existen altos niveles de agua. Generalmente conforme los sedimentos son más jóvenes y sueltos, y más alto el nivel freático, el suelo es más susceptible a la licuación. Dentro de los materiales más susceptibles a la licuación se incluyen los materiales deltáicos con menos de 10.000 años, depósitos de río, llanuras de inundación, depósitos eólicos, zonas costeras y rellenos mal compactados.

Dentro de los factores que afectan al fenómeno de licuación tenemos:

1. Factores sísmicos
 - Magnitud o intensidad del sismo
 - Distancia a la zona de ruptura o fuente sísmica
 - Condiciones del sitio
 - Tipos de ondas generadas
 - Camino de propagación entre la fuente y el sitio
 - Caída de esfuerzos
 - Patrones de radiación
 - Tipo de fallamiento
 - Profundidad de la falla
 - Aceleración pico

2. Factores geológicos y topográficos
 - Modo de deposición
 - Espesor total de los sedimentos consolidados
 - Profundidad del nivel freático
 - Pendiente del terreno
 - Distancia entre la cara libre y altura de ésta (caso de desplazamiento lateral).
3. Factores del suelo
 - Edad del depósito, grado de consolidación y cimentación
 - Distribución granulométrica de las partículas
 - Tamaño medio de las partículas (d_{50})
 - Contenido de limo (partículas < 0.075 mm)
 - Contenido de arcilla (partículas < 0.003 mm)
 - Densidad de las capas granulares y resistencia al corte residual del suelo licuado
 - Espesor, continuidad y profundidad de la zona licuada.

Tipos de fallas del terreno

Existen cuatro tipos principales de fallas generadas por el fenómeno de licuación: desplazamiento o corrimiento lateral, oscilación del terreno, falla por flujo y pérdida de capacidad de soporte. Adicionalmente la licuación puede provocar asentamientos del terreno, flotación de estructuras enterradas y volcanes de arena.

1. Desplazamiento o Corrimiento lateral

Consiste en el desplazamiento lateral de un bloque grande de suelo, como resultado de la licuación de una capa más profunda (ver Fig. 4-1).

El desplazamiento ocurre como respuesta a una combinación de fuerzas gravitacionales e inerciales generadas por un sismo. Los corrimientos laterales generalmente se desarrollan en taludes tendidos (frecuentemente menores de 3 grados) y se mueven hacia una cara libre tal como la depresión de un canal de río. Los desplazamientos horizontales son del orden de varios metros. Este tipo de falla afecta con mayor severidad a tuberías de conducción, fundaciones de edificios, puentes, etc.

2. Oscilación del terreno

Donde el terreno es plano o con muy poca pendiente como para permitir el corrimiento lateral, la licuación en profundidad puede desacoplar las capas de suelos suprayacentes de las capas subyacentes, (Fig. 4-2), permitiendo que el suelo superior se mueva hacia atrás y adelante, hacia arriba y abajo, con la forma de las ondas sísmicas. Estas oscilaciones son acompañadas

por apertura y cerrado de fisuras y consecuentemente daños en estructuras como pavimentos y líneas de tuberías.

3. Falla por flujo

Estas fallas comúnmente desplazan grandes masas de suelo, decenas de metros y en pocos instantes. Estas masas pueden viajar decenas de kilómetros pendiente abajo, a velocidades del orden de 10 km/h.

Estos flujos pueden comprender suelos totalmente licuados o bloques de material intacto conducidos sobre una capa de suelo licuado. Los flujos usualmente se desarrollan en arenas y limos sueltos saturados sobre pendientes mayores de 3 grados. (Fig. 4-3)

4. Pérdida de capacidad de soporte

Cuando un suelo soporta un edificio u otra estructura y sufre licuación y pérdida de resistencia, ocurren grandes deformaciones de la masa de suelo, que pueden producir asentamientos y hasta el volcamiento de la estructura (Fig. 4-4), como sucede generalmente en estructuras de retención. Por el contrario, tanques y pilotes enterrados pueden sufrir subpresión o levantamiento debido a la licuación del suelo.

4.1.1 Probabilidad de licuación.

Para poder evaluar cual es la probabilidad de licuación de una región es necesario conocer las condiciones geológicas del sitio. Los terrenos que poseen mayor potencial de presentar este fenómeno son aquellos suelos poco consolidados producto de la deposición de materiales en épocas geológicas recientes. Por esta razón para el presente estudio se consideran como terrenos con alto potencial de licuación aquellas zonas clasificadas como depósitos aluviales (Qal)¹ y manglares o pantanos (Qa).

La probabilidad de que un sitio experimente licuación esta influenciada principalmente por la susceptibilidad del suelo, la amplitud (por ejemplo la aceleración pico horizontal) y duración del movimiento del terreno (reflejada por la magnitud del sismo) y la profundidad del nivel freático.

Debido a que la susceptibilidad a la licuación se está asignando de acuerdo al tipo de geología, existen sitios que no son susceptibles al fenómeno, por lo que estos deben ser tomados en cuenta por medio de un factor que determina la susceptibilidad relativa de la zona. (Ver Tabla 4-1).

La probabilidad de licuación está determinada por la siguiente relación:

$$P[\text{licuación}] = \frac{P[\text{licuación} \mid \text{PGA} = a]}{K_m * K_w} * 100\%$$

en donde:

- P[licuación] es la probabilidad de ocurrencia de licuación, expresada en términos de porcentaje
- P[licuación | PGA=a] es la condición de probabilidad de licuación para cada categoría de susceptibilidad de acuerdo con el valor de la aceleración pico horizontal (ver Fig. 4-5 y Tabla 4-2).
- K_m factor de corrección para la magnitud del sismo
- K_w factor de corrección para el nivel freático

Como se observa en la Tabla 4-2, para cada categoría de susceptibilidad existe una ecuación diferente que relaciona la aceleración pico horizontal con la probabilidad de licuación, la escogencia de cual de estas relaciones se debe usar depende del valor de la porción de mapa que posee susceptibilidad a la licuación.

Estas relaciones se definieron basados en procedimientos empíricos y estadísticos desarrollados por Liao et. al (1988) que representan la características de resistencia a la penetración en suelos dentro de cada categoría de susceptibilidad (Ref. 19).

Las relaciones de probabilidad de licuación en términos de la aceleración pico horizontal presentadas en la Tabla 4-2, fueron desarrolladas para magnitudes momento de 7.5 y suponiendo que el nivel freático se encontraba a 1.5 m de la superficie, para valores diferentes de estas variables se utilizan los factores de corrección K_m y K_w .

$$K_m = 0.0027M^3 - 0.0267M^2 - 0.2055M + 2.9188$$

$$K_w = 0.022 d_w + 0.93$$

donde M = Magnitud momento del evento sísmico
 d_w = profundidad del nivel freático (en pies).

4.1.2 Zonas con probabilidad de licuación.

Para la aplicación del método antes descrito, se determinó que las zonas que se podían ver influenciadas por el fenómeno de licuación eran aquellas que poseían una geología reciente y constituida por material no consolidado. Por esta razón se utilizaron las zonas que estaban formadas por depósitos aluviales (Qal) y aquellas formadas por manglares y pantanos (Qa).

¹ Clasificación establecida por el Mapa Geológico de Costa Rica. Escala 1: 200000.

La zona con esta clasificación constituye un 12% dentro de la zona de estudio, por lo cual con base en la Tabla 4-1, se determina que la categoría de susceptibilidad es moderada.

Debido a que el sismo que se está analizando posee una $M= 7.5$, no es necesario realizar la corrección con el factor K_m . Por otro lado se supuso que la profundidad del nivel freático se encuentra a una profundidad de 1.5 m, que es la consideración más crítica; por lo que la corrección por el factor K_w tampoco es necesaria.

Haciendo estas consideraciones se obtiene que la probabilidad a la licuación en términos de la aceleración pico horizontal se puede expresar como:

$P[\text{licuación}] = 6.67 a^{-1.0}$ donde a se expresa como fracción de g y la probabilidad se expresa como fracción de uno.

Las aceleraciones pico se obtienen del Mapa 3-3. En el Mapa 4-1., se muestra el procedimiento utilizado para la obtención del mapa de probabilidades de licuación a partir de una serie de mapas base. El resultado final se incluye en el Mapa 4-2, en el que se puede apreciar que las zonas en las que se puede presentar el fenómeno de licuación están principalmente en las regiones costeras y alrededor de la desembocadura del río Tempisque. Algunos poblados que se pueden ver afectados por este fenómeno son Guardia, Filadelfia, Belén, Sámara entre otras.

4.1.3 Deformación permanente del suelo por licuación.

La determinación del desplazamiento permanente del terreno para el caso de falla por corrimiento lateral se obtiene mediante la aplicación de la siguiente relación:

$$E[\text{PGD}_{\text{sc}}] = K_{\Delta} * E[\text{PGD}|(\text{PGA}/\text{PL}_{\text{sc}}) = a]$$

donde

$E[\text{PGD}|(\text{PGA}/\text{PL}_{\text{sc}}) = a]$ es el posible desplazamiento permanente del terreno, en cm, para cierta categoría de susceptibilidad bajo un nivel especificado de sacudida normalizada del terreno ($\text{PGA}/\text{PGA}(t)$)

$\text{PGA}(t)$ es la aceleración necesaria para inducir la licuación (Tabla 4-3)

K_{Δ} Factor de corrección del desplazamiento.

$K_{\Delta} = 0.0086M^3 - 0.0914M^2 + 0.469M - 0.9835$ donde M es la magnitud momento (Seed & Idriss, 1982).

Esta relación para corrimiento lateral del terreno fue desarrollada por la combinación del Índice de Severidad a la Licuación presentada por Youd y Perkins (1987) con las relaciones de atenuación del movimiento del terreno desarrolladas por Sadigh y otros (1986).

La deformación permanente del terreno corresponde a la deformación esperada en el relleno del material sobre el que se apoya la carretera, y se utiliza como un parámetro indirecto para determinar la severidad de daños que ocurren sobre la estructura de la vía.

4.1.4 Deformaciones en la zona de Guanacaste.

Como se expresó en la sección 4.3, la categoría de susceptibilidad para la zona de estudio se puede considerar como moderada, por lo cual el valor de la aceleración necesaria para inducir la licuación (PGA(t)) es de 0.15 g.

Utilizando la Fig. 4-6 y las relaciones entre aceleración pico y aceleración necesaria para inducir la licuación (PGA (t)) para cada rango de aceleraciones del Mapa 3-3, se obtiene el desplazamiento que se presenta en cada zona .

Estos desplazamientos deben corregirse mediante el factor K_{Δ} que para una magnitud de 7.5 su valor es de 1.021.

Con esta información se puede obtener un mapa con deformaciones permanentes del terreno para cada zona con cierta probabilidad de licuación (ver Mapa 4-3). Esta información posteriormente servirá para determinar la posibilidad de que tanto carreteras como puentes puedan presentar daños debido a deformaciones del terreno.

4.2 Deslizamientos

Un sismo induce un deslizamiento cuando las fuerzas que actúan sobre la masa de tierra presentan temporalmente un factor de seguridad por debajo de 1.0. La aceleración pico horizontal para la cual la masa de suelo se desliza es llamada aceleración crítica. El valor de esta aceleración es determinada por medio de análisis de estabilidad pseudo-estáticos o por medio de relaciones empíricas basadas en el comportamiento de las masas de terreno durante sismos pasados.

En este método, las deformaciones son calculadas utilizando los resultados obtenidos por Newmark (1965). La masa de suelo se supone como un bloque rígido. Las deformaciones ocurren durante los períodos en los cuales la aceleración inducida por el sismo sobrepasa la aceleración crítica de la masa deslizante. Por otro lado, el movimiento de estas masas depende de la duración y número de ciclos producto de la sacudida que se da en el terreno. Como la

duración y número de ciclos se incrementan con la magnitud del evento, las deformaciones se incrementan con magnitudes de sismo mayores.

Para poder realizar un análisis de riesgo de deslizamiento es necesario conocer las características geológicas de la región. La susceptibilidad esta caracterizada por el grupo geológico, el ángulo de la pendiente y la aceleración crítica. La aceleración requerida para que una masa se deslice es una función de la geología, inclinación, condiciones de humedad, tipo de deslizamiento. Sin embargo, actualmente no existe ninguna metodología simplificada para determinar la aceleración crítica que tome en cuenta todos estos factores.

Para este trabajo se utilizará la metodología propuesta por Wilson y Keefer (1985, Ref. 19), en la cual la susceptibilidad al deslizamiento se mide en una escala que va desde I hasta X, en donde I es la categoría que posee la menor susceptibilidad. Las condiciones de sitio se clasifican utilizando tres grupos con características geológicas semejantes y tomando en cuenta la profundidad del nivel freático, como se presenta en la Tabla 4-4. En esta metodología para considerar las condiciones de humedad de la masa de terreno se divide en dos categorías: la primera considera una condición seca cuando el nivel freático se encuentra por debajo del nivel de deslizamiento y la segunda representa una condición húmeda donde el nivel freático se encuentra por encima de el nivel de deslizamiento.

La aceleración crítica es estimada a partir de la susceptibilidad, tal como se muestra en la Tabla 4-5.

4.2.1 Desplazamientos permanentes del terreno por deslizamiento

El desplazamiento permanente del terreno se puede determinar mediante la utilización de la expresión:

$$E[\text{PDG}] = E[d / a_{is}] * a_{is} * n$$

en donde

| | |
|--------------------------|--|
| E[PDG] | deformación permanente del terreno, en cm. |
| E[d / a _{is}] | factor de desplazamiento esperado, en cm (Fig. 4-7) |
| a _{is} | aceleración inducida (en términos de g) |
| n | número de ciclos, representado por la ecuación: $n = 0.3419M^3 - 5.5214M^2 + 33.6154M - 70.7692,$ |

donde M corresponde a la magnitud momento del sismo.

La aceleración pico inducida dentro de la masa que se desliza (a_{is}) representa el promedio de las aceleraciones a las que se somete la masa de terreno. Para deslizamientos no muy grandes ni profundos, la aceleración inducida a_{is} no posee una diferencia significativa con respecto a la

aceleración superficial del terreno. Por tanto, se puede considerar igual a la aceleración pronosticada por medio de relaciones de atenuación.

Para determinar el desplazamiento que sufrirá el terreno se utilizan los resultados de Makdisi y Seed (1978), en los que se determina el valor de desplazamiento (d / a_{is}) a partir de la relación entre aceleración crítica y aceleración pronosticada (a_c / a_{is}), tal como se muestra en la Fig. 4-7.

4.2.2 Determinación de deformaciones en la zona de Guanacaste.

Para determinar las deformaciones del terreno por deslizamientos es necesario agrupar las formaciones geológicas existentes en la zona de estudio en tres categorías como se definen en la Tabla 4-4. Esta clasificación se realizó por medio de las características estratigráficas generales de cada una de las formaciones geológicas (estas características se resumen en el Anexo C).

Por medio del mapa geológico y el mapa de pendientes se determina la susceptibilidad de que se presenten deslizamientos para cada zona. La asignación del grado de susceptibilidad se realiza por medio de la Tabla 4-4, para lo cual se supuso una condición húmeda del terreno por ser el caso más desfavorable.

Luego por medio de la Tabla 4-5 se determina el valor de la aceleración crítica (a_c) para cada uno de los grados de susceptibilidad obtenidos en el paso anterior. Todos estos pasos se realizaron por medio del Sistema de Información Geográfica.

Para determinar la deformación del terreno es necesario conocer el número de ciclos (n), el cual para una magnitud de 7.5 tiene un valor de 15.

Otra variable que se debe determinar es el factor de desplazamiento $E[d/a_{is}]$ que se obtiene mediante la Fig. 4-7 y la relación entre aceleración crítica (a_c) y la aceleración inducida (a_{is}) para cada aceleración según el Mapa 3-3. En el Mapa 4-4 se muestra el procedimiento empleado a través del Sistema de Información Geográfica para determinar las deformaciones por deslizamiento; el resultado es un mapa que contiene información acerca de las deformaciones permanentes del terreno generadas por efecto de los deslizamientos (Mapa 4-5) que al igual que el mapa de deformaciones por licuación (Mapa 4-3), más adelante ayudarán a determinar daños esperados en carreteras y puentes.

4.3 Determinación de daños en carreteras

Las carreteras como componentes de un sistema vial, poseen una gran importancia debido a que unen las diferentes poblaciones y además son la única vía terrestre por medio de la cual se puede hacer llegar las provisiones a cada población en caso de atención de una emergencia. Los daños en este componente de la infraestructura vial debido a factores sísmicos (como

pueden ser licuación del terreno soportante o la obstrucción por material deslizado), pueden provocar que algunas poblaciones queden aisladas.

Debido a su importancia, es necesario conocer el tipo de daño que pueden sufrir las carreteras, para buscar otras rutas o medios alternos con los que se puedan atender las necesidades de las poblaciones en el momento en que la emergencia se presente.

En este trabajo se utilizará una metodología por medio de la cual se puede estimar el daño que sufrirán las carreteras dependiendo de las deformaciones permanentes del terreno que se presenten a raíz de los fenómenos de licuación y deslizamiento durante un evento sísmico. (Ref. 19)

Para poder aplicar esta metodología se requiere de la siguiente información: ubicación geográfica de la infraestructura, la clasificación de las carreteras y la deformación permanente del terreno, ya sea por efectos de la licuación o por deslizamientos.

La ubicación geográfica se puede obtener con la utilización de los mapas de la región, esta información se procesa a través de un Sistema de Información Geográfica con el cual se obtiene en forma digital la ubicación de cada punto de la carretera.

La clasificación de vías se realiza tomando en cuenta dos categorías:

- Carreteras mayores: son aquellas que poseen cuatro o más carriles. Esta categoría corresponde a carreteras interestatales o estatales, las cuales tienen un diseño estructural que considera *cargas de guerra*, de acuerdo con las cargas que considera el AASHTO.
- Carreteras urbanas: son aquellas que unen ciudades y que poseen dos o menos carriles.

La información de la deformación permanente del terreno se obtiene por medio de mapas para los cuales se ha determinado esta variable, ya sea por efecto de la licuación o por deslizamiento. (Ver Mapas 4-3 y 4-5).

Para determinar el daño que puede sufrir un determinado tramo de carretera se utilizan curvas de fragilidad, tal como la de la Fig. 4-8, las cuales se basan en la probabilidad de exceder diferentes estados de daño causados por la falla del terreno (deformación permanente del terreno).

Los daños para el caso de carreteras se dividen en cuatro categorías:

- Sin daño (ds1): La carretera no sufre ningún tipo de daño
- Daño menor (ds2): La carretera sufre un asentamiento del orden de algunos centímetros o un corrimiento lateral del terreno.

- Daño moderado (ds3) : La carretera sufre asentamientos moderados del orden de varios centímetros o un corrimiento lateral del terreno.
- Daño general (ds4): Se dan en la carretera asentamientos mayores del terreno.

En la Tabla 4-6, se presentan los valores de deformación permanente del terreno para los cuales se presenta cada categoría de daño mencionada.

4.4 Daños esperados en las carreteras de Guanacaste.

De acuerdo con la clasificación de carreteras señalada en la sección 4.3, todas las carreteras de la zona de estudio se clasifican como carreteras urbanas (HRD2), por ser de dos o menos carriles. Las rutas principales se muestran en el Mapa 4-6.

Para poder determinar el daño esperado en las carreteras es necesario conocer las deformaciones permanentes del terreno para la zona de estudio, las cuales se derivaron en las secciones 4.1.4 y 4.2.2 para licuación y deslizamiento respectivamente. En los Mapas 4-3 y 4-5 se pueden observar los resultados obtenidos.

Con base en estos mapas de deformación del terreno y un mapa con la ubicación de las carreteras se determinó los daños esperados en cada tramo de carretera mediante la aplicación de la Tabla 4-6, en donde se asigna una cierta categoría de daño para un rango determinado de deformaciones. Los resultados se incluyen en el Mapa 4-7, que presenta la distribución de daños en la región.

Del Mapa 4-7 se observa que para las condiciones de sismo supuestas la carretera interamericana no sufriría ningún tipo de daño; además, la ruta 17 que va de Barranca a Puntarenas sufriría un daño leve, que corresponde a corrimientos laterales menores y asentamientos pequeños.

Otras rutas como por ejemplo la ruta 21 que comunica las poblaciones de Liberia, Guardia, Filadelfia, Santa Cruz, Nicoya, Carmona hasta Playa Naranjo , tendrá bastantes daños pues en algunos tramos se presenta un daño moderado y otros daños generales, por lo que el flujo de tránsito por esta ruta se verá muy afectado. Por otro lado, la ruta 160 en el tramo que va desde Playa Naranjo hasta Nosara tendrá daños moderados en casi todo el trayecto, como también el tramo entre Limonal y Puerto Alegre sobre la ruta 18 y otras rutas como 151 y 912.

Algunas otras carreteras que tendrán tramos con daños moderados o generales serán la ruta 150 que comunica Nicoya con Sámara, la vía 158 que va desde Mansión hasta Puerto Carrillo, la 163 de Jicaral a San Francisco, y otras rutas menores como: 902, 901, 903, 915.

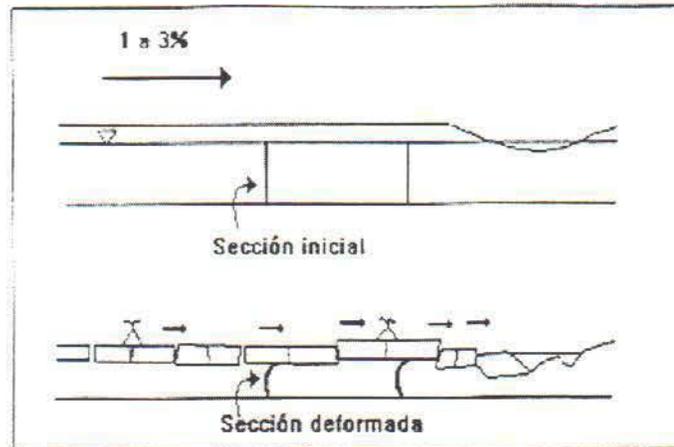


Fig. 4-1: Falla por desplazamiento lateral (Ref. 11)

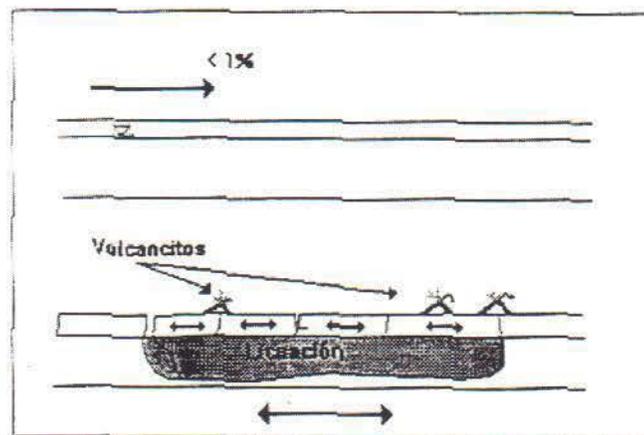


Fig. 4-2 Falla por oscilación del terreno (Ref. 11)

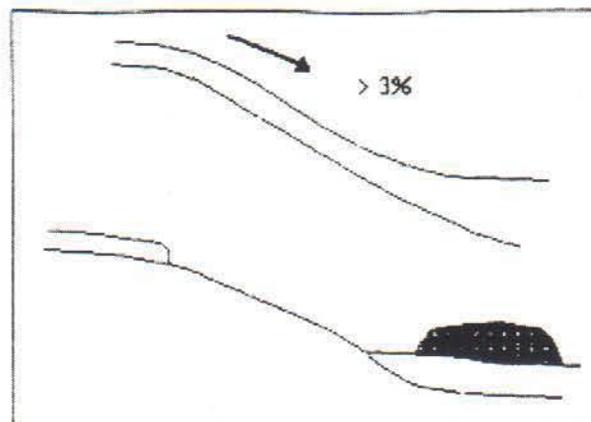


Fig. 4-3: Falla por flujo (Ref. 11)

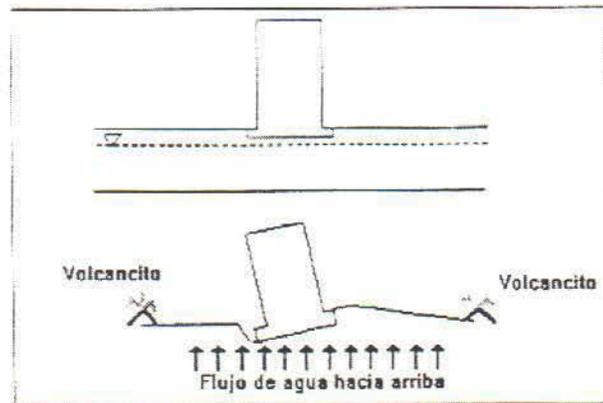


Fig. 4-4: Falla por pérdida de capacidad soportante (Ref. 11)

Tabla 4-1: Porción del mapa susceptible a la licuación. (Ref. 19)

| Susceptibilidad Relativa | Porción del mapa con probabilidad de licuación |
|--------------------------|--|
| Muy alto | 0.25 |
| Alto | 0.20 |
| Moderado | 0.10 |
| Bajo | 0.05 |
| Muy bajo | 0.02 |
| Ninguno | 0.00 |

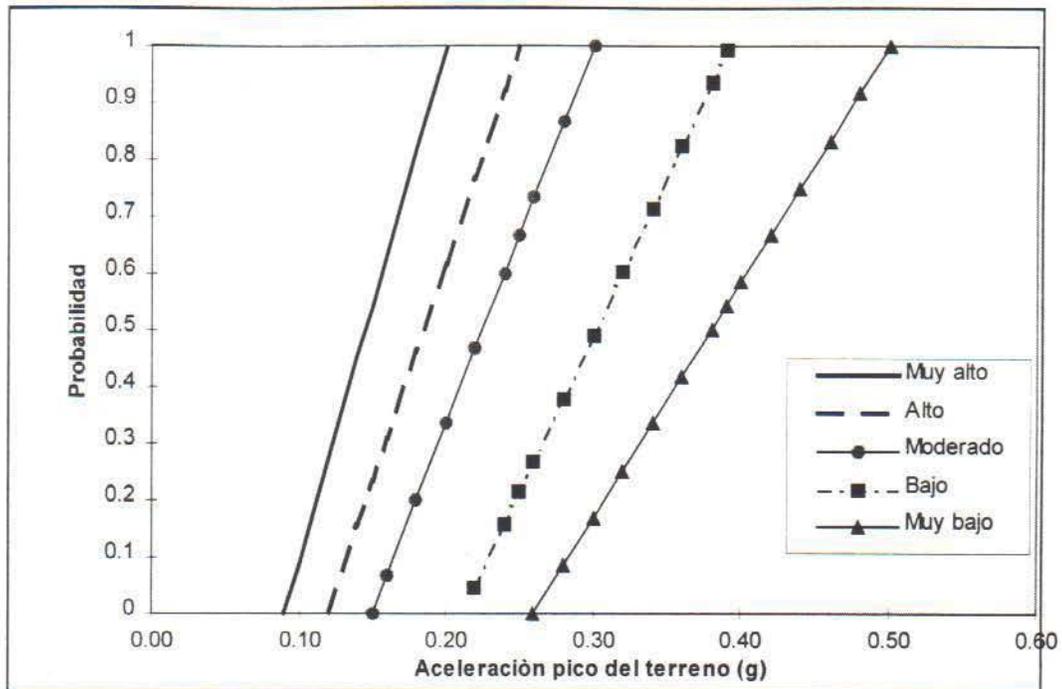


Fig. 4-5: Relaciones entre probabilidad de licuación y categoría de susceptibilidad (Liao, et. Al., 1988) (Ref. R19)

Tabla 4-2: Relaciones de probabilidad de licuación para cada categoría de susceptibilidad. (Ref. 19)

| Categoría de susceptibilidad | P[licuación PGA=a] |
|------------------------------|----------------------|
| Muy alto | 9.09 a - 0.82 |
| Alto | 7.67 a - 0.92 |
| Moderado | 6.67 a - 1.0 |
| Bajo | 5.57 a - 1.18 |
| Muy bajo | 4.16 a - 1.08 |
| Ninguno | 0.0 |

Donde "a" es la aceleración pico horizontal en términos de % g, y P[licuación | PGA=a] expresada como fracción de 1.

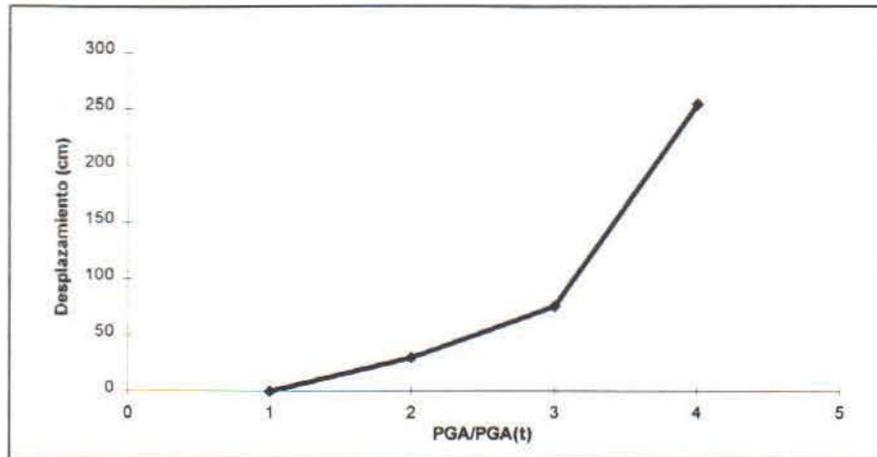


Figura 4-6: Relaciones para desplazamientos por corrimiento lateral (después de Youd y Perkins, 1978; Sadigh, et. a.,1986). (Ref. 19)

Tabla 4-3: Aceleración del terreno (PGA(t)) que corresponde a cero probabilidad de licuación . (Ref. 19)

| Categoría de Susceptibilidad | PGA(t) |
|------------------------------|--------|
| Muy alto | 0.09g |
| Alto | 0.12g |
| Moderado | 0.15g |
| Bajo | 0.21g |
| Muy bajo | 0.26g |
| Ninguno | --- |

Tabla 4-4: Grupos geológicos para la determinación de la probabilidad de deslizamiento.
(Ref. 19)

| Grupo geológico | | Ángulo de la pendiente, en grados | | | | | |
|--|---|-----------------------------------|---------|---------|---------|---------|------|
| | | 0 - 10 | 10 - 15 | 10 - 20 | 20 - 30 | 30 - 40 | > 40 |
| (a) Seco (nivel freático por debajo del nivel de deslizamiento) | | | | | | | |
| A | Rocas fuertemente cementadas (rocas cristalinas y areniscas bien cementadas) | Nada | Nada | I | II | IV | VI |
| B | Rocas pobremente cementadas y suelos (suelos arenosos y areniscas pobremente cementadas) | Nada | III | IV | V | VI | VII |
| C | Rocas arcillosas (reellenos pobremente compactados, deslizamientos existentes, suelos arcillosos) | V | VI | VII | IX | IX | IX |
| (b) Húmedo (nivel freático por encima del nivel de deslizamiento) | | | | | | | |
| A | Rocas fuertemente cementadas (rocas cristalinas y areniscas bien cementadas) | Nada | III | VI | VII | VIII | VIII |
| B | Rocas pobremente cementadas y suelos (suelos arenosos y areniscas pobremente cementadas,) | V | VIII | IX | IX | IX | X |
| C | Rocas arcillosas (reellenos pobremente compactados, deslizamientos existentes, suelos arcillosos) | VII | IX | X | X | X | X |

Tabla 4-5: Aceleración crítica (a.) para cada categoría de susceptibilidad. (Ref. 19)

| Categoría de Susceptibilidad | Ninguna | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X |
|------------------------------|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Aceleración crítica (g) | Ninguna | 0.60 | 0.50 | 0.40 | 0.35 | 0.30 | 0.25 | 0.20 | 0.15 | 0.10 | 0.05 |

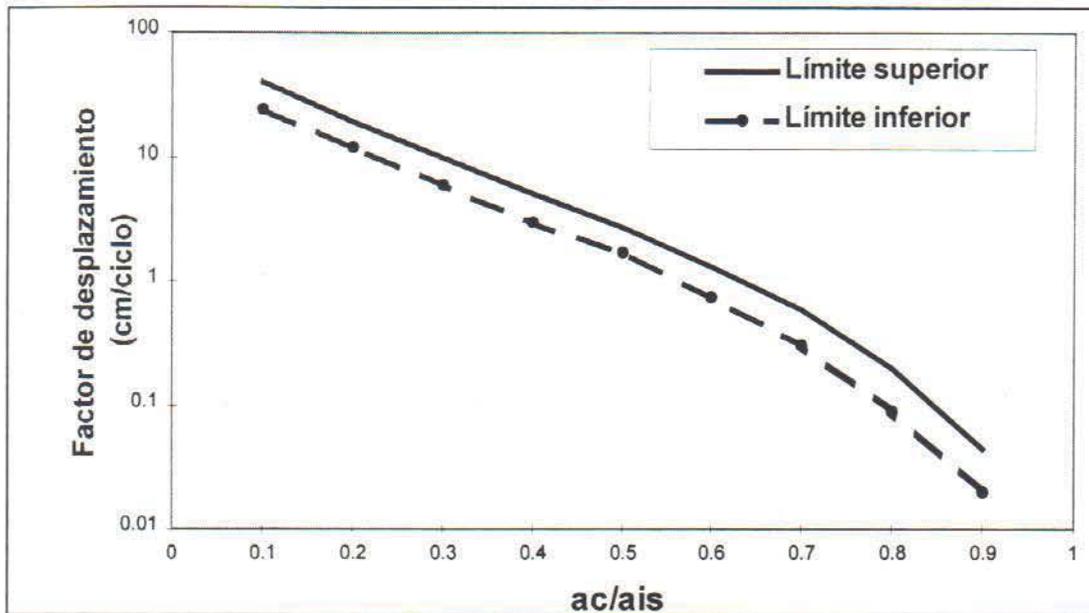


Fig. 4-7: Relación entre el factor de desplazamiento y la razón entre aceleración crítica y la aceleración inducida. (Ref. 19)

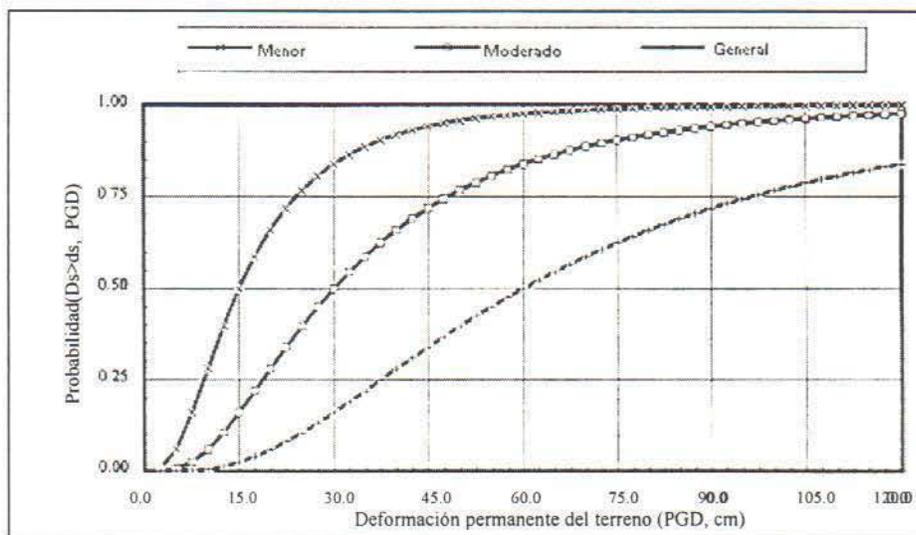


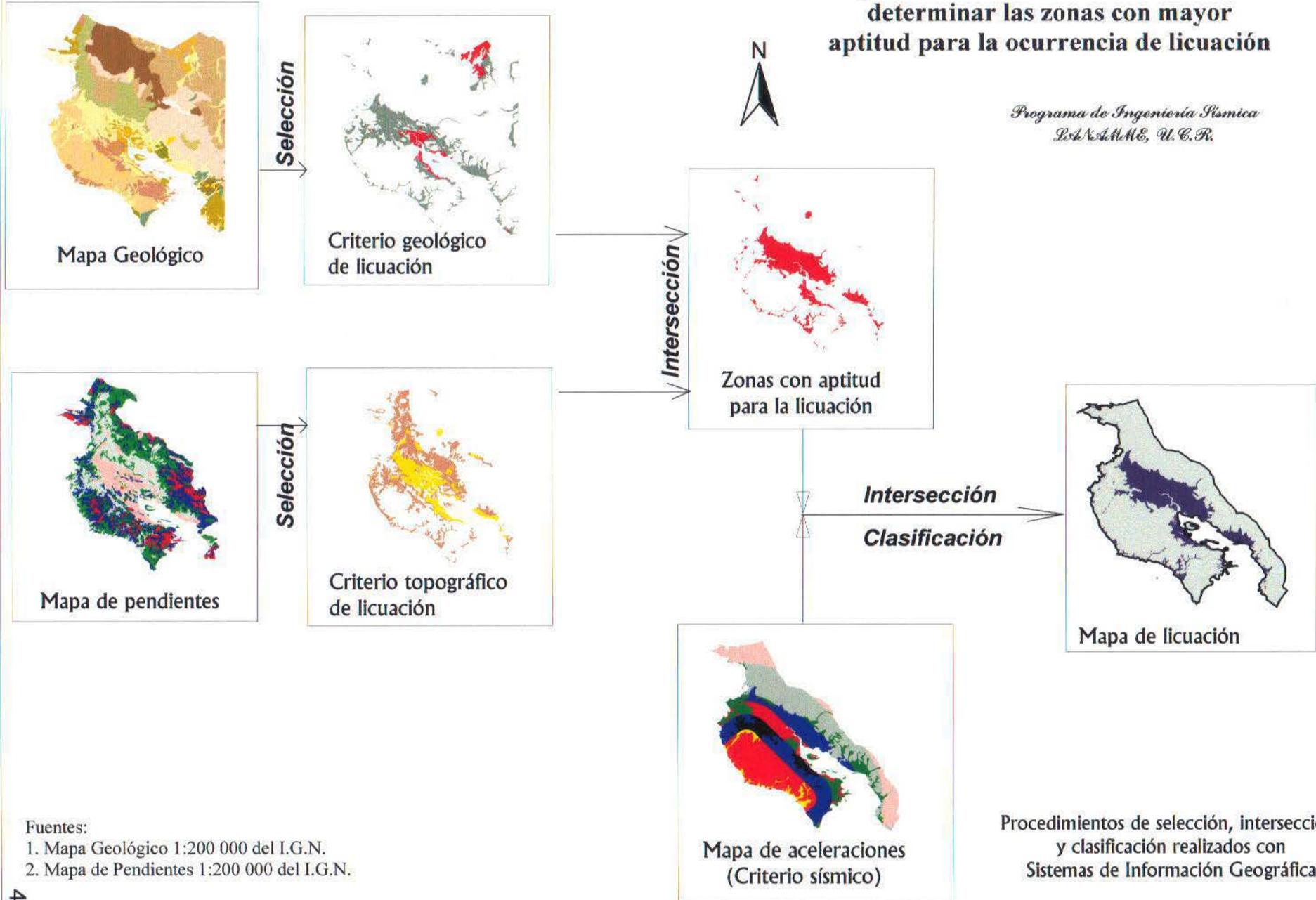
Fig. 4-8: Curvas de fragilidad para varios daños en carreteras urbanas. (Ref. 19)
(El detalle de las curvas de fragilidad de carreteras se encuentran en el Anexo D)

Tabla 4-6: Categorías de daño como función de la deformación permanente del terreno.
(Ref. 19)

| Componente | Estado de daño | Deformación permanente del terreno |
|------------------------------|-----------------------|---|
| Carreteras mayores (HRD1) | Menor | 30 cm |
| | Moderado | 60 cm |
| | Completo | 150 cm |
| Carreteras urbanas (HRD2) | Menor | 15 cm |
| | Moderado | 30 cm |
| | Completo | 60 cm |

Mapa 4-1: Procedimiento utilizado para determinar las zonas con mayor aptitud para la ocurrencia de licuación

*Programa de Ingeniería Sísmica
 ICA-UNAH, U.C.R.*



Fuentes:
 1. Mapa Geológico 1:200 000 del I.G.N.
 2. Mapa de Pendientes 1:200 000 del I.G.N.

Procedimientos de selección, intersección, y clasificación realizados con Sistemas de Información Geográfica

Mapa # 4.2

Susceptibilidad por zonas a la ocurrencia de licuación

Probabilidad de que ocurra licuación

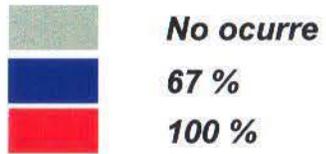


Diagrama de ubicación del área de estudio



Programa de Ingeniería Sísmica. LANAMME, U.C.R. Junio, 1998

Mapa # 4.3
Deformaciones permanentes
del terreno por licuación

Deformaciones permanentes

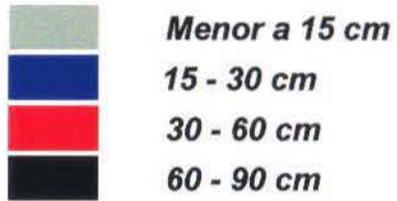
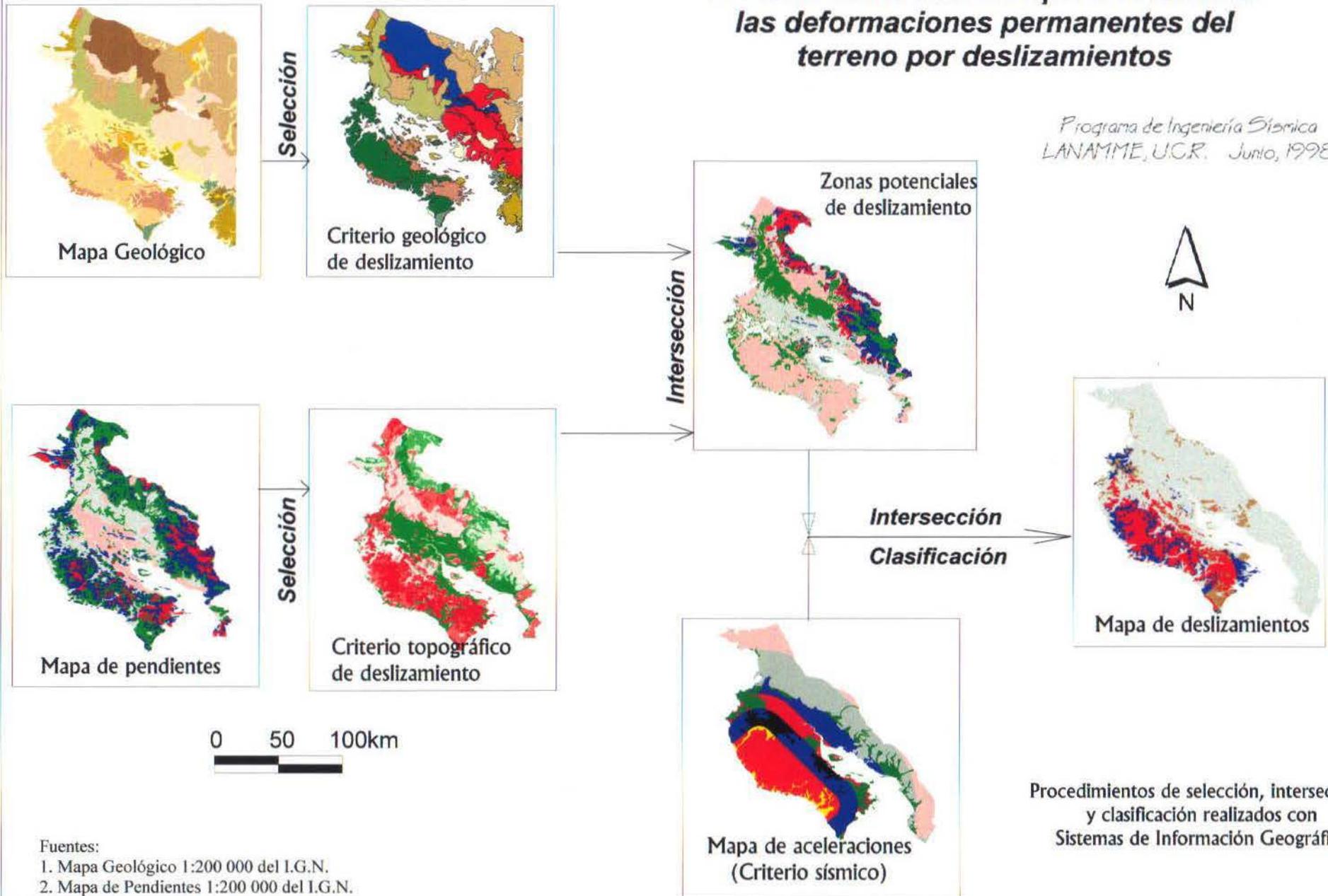


Diagrama de
ubicación del
área de estudio



Mapa # 4.4 Procedimiento utilizado para determinar las deformaciones permanentes del terreno por deslizamientos

Programa de Ingeniería Sísmica
LANAMME, U.C.R. Junio, 1998



Fuentes:
1. Mapa Geológico 1:200 000 del I.G.N.
2. Mapa de Pendientes 1:200 000 del I.G.N.

Procedimientos de selección, intersección,
y clasificación realizados con
Sistemas de Información Geográfica

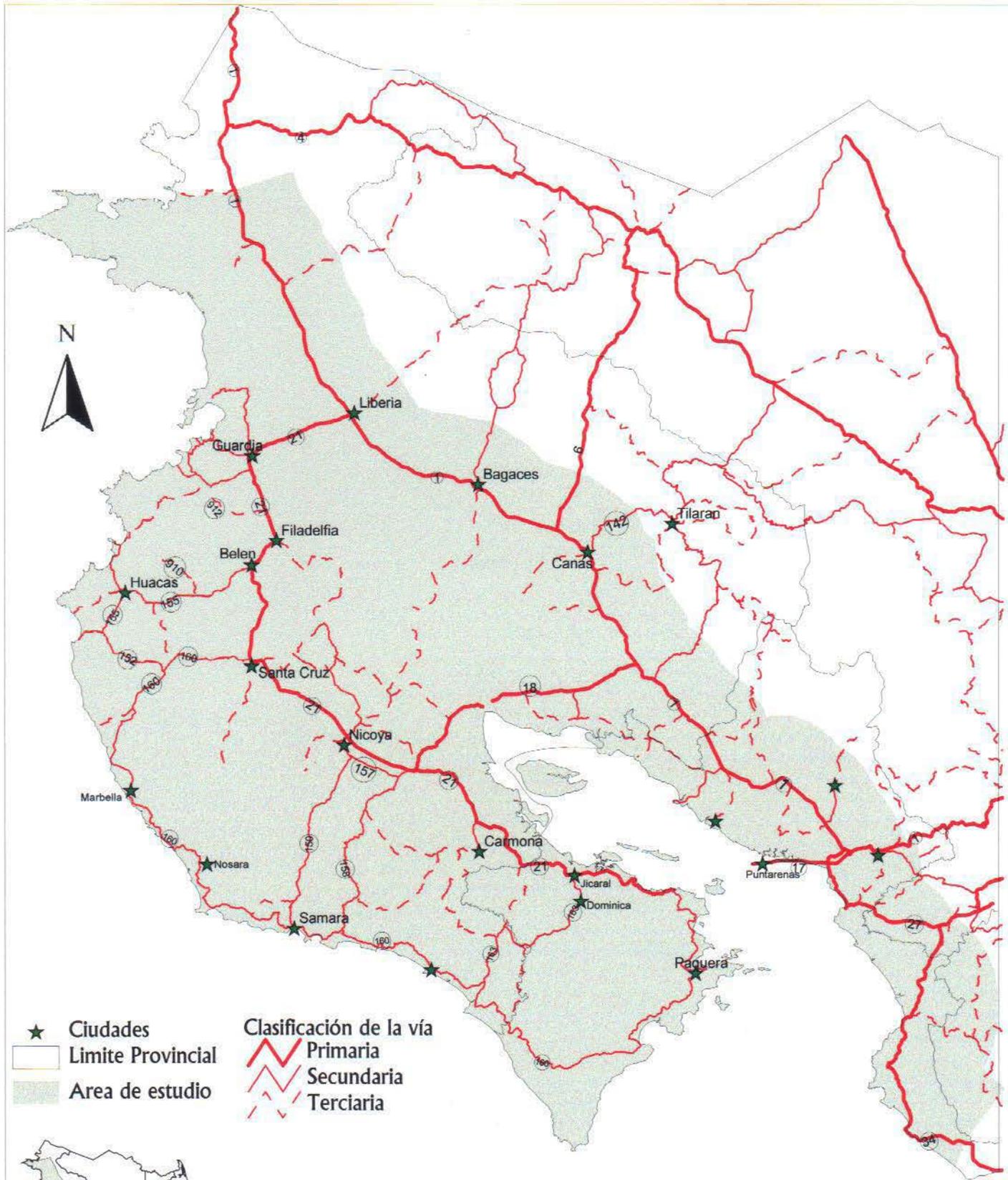
Mapa # 4.5
Deformaciones permanentes
del terreno por deslizamiento

Deformaciones permanentes



Diagrama de
ubicación del
área de estudio





- ★ Ciudades
 - Limite Provincial
 - Area de estudio
- Clasificación de la vía**
- Primaia
 - - - Secundaria
 - · · · · Terciaria



Mapa 4-6: Principales carreteras de la zona de estudio

Fuente: MOPT-GTZ

Mapa # 4.7

Distribución de daños en carreteras de la zona de estudio

Daños en carreteras



Diagrama de ubicación del área de estudio



Programa de Ingeniería Sísmica. LANAMME, U.C.R. Junio, 1998

Capítulo 5: Determinación de daños en puentes

5.1 Metodología de análisis de daños

Para la evaluación de los daños que provocaría sobre los puentes un escenario de terremoto, es necesario utilizar curvas de fragilidad, las cuales indican la probabilidad de que un determinado estado de daños sea excedido para una aceleración pico del terreno, en función de la forma estructural del puente y sus especificaciones de diseño.

Esta metodología se basa en estudios estadísticos del comportamiento de los puentes ante sismos ocurridos en el pasado, y es una práctica muy utilizada en la actualidad debido al desarrollo de un gran número de curvas de fragilidad para distintos tipos de estructuras.

En el presente informe se utilizarán las curvas de fragilidad desarrolladas por *el Risk Management Solutions, Inc. (RMS, Ref. 19)*, organización que ha creado escenarios de sismos para regiones de California, Tokio y San Francisco. Esta metodología ofrece la ventaja de ser de fácil implementación en un sistema de información geográfica (SIG), lo que permite el análisis de zonas más extensas, tal como la Península de Nicoya.

Además del método de la RMS, existen otros enfoques que se han venido utilizando para la evaluación de puentes. A continuación se presenta un resumen de algunos de estos enfoques.

5.2 Otros enfoques existentes

De acuerdo con Basöz y Kiremidjian (1996, Ref. 4 y 9), las dos metodologías que han sido más empleadas en los Estados Unidos son la desarrollada por el Departamento de Transportes de California (CALTRANS, 1991) y la de la Administración Federal de Carreteras (FHWA, 1983).

Otras metodologías incluyen la del Departamento de Transportes de Illinois (IDOT, 1991), la del Departamento de Transportes de Washington (WSDOT, 1991), y los métodos propuestos por Kim (1992), Maffei (1995) y Kawashima y Unjoh (1990). A continuación se presentan las características más importantes de cada método.

1. CALTRANS (California): El algoritmo de daños se basa en tres criterios principales: sismicidad, vulnerabilidad e importancia. Se desarrolla un índice de riesgo que se compone de la suma de los índices de cada uno de los atributos a evaluar del puente. Este enfoque se ha utilizado para identificar aquellos puentes con vulnerabilidad potencial a colapsar. En 1991 se modifica el método, creándose un nuevo índice de riesgo que, a diferencia del anterior, no es aditivo sino que pondera los distintos factores de acuerdo con su importancia relativa.

2. ATC/FHWA (Administración Federal de Carreteras): La FHWA identifica y califica los puentes de acuerdo con su necesidad de ser reforzados, por medio de un índice que considera la sismicidad de la zona donde se ubica el puente, la vulnerabilidad del sistema estructural y la importancia del puente.
3. IDOT (Illinois): El objetivo de esta metodología es clasificar los puentes de acuerdo con su vulnerabilidad sísmica. El riesgo se expresa como el producto de los siguientes dos criterios: la probabilidad de falla de cada puente, y las consecuencias de dicha falla. De acuerdo con el riesgo calculado, se seleccionan aquellos puentes que necesitan de un análisis más detallado.
4. WSDOT (Washington): Se desarrolla un procedimiento que considera las estimaciones de costo en un programa de reducción del riesgo sísmico de puentes. El método agrupa los puentes en cinco categorías de prioridad, de acuerdo con diferentes tipos de deficiencias. Puentes de una misma categoría son ordenados de acuerdo con su importancia relativa.
5. Kim (1992): utiliza un programa de análisis de riesgo basado en un Sistema de Información Geográfica (SIG). El uso de un enfoque basado en un SIG permite integrar una amplia variedad de información necesaria para evaluar el impacto de terremotos u otras amenazas naturales en un sistema de puentes primarios y secundarios. El método se basa en un índice de daño determinado a partir de la información recopilada para 109 puentes dañados en 11 distintos terremotos.
6. Maffei (1992) propone un método de priorización basado en un análisis de beneficio/costo y una estimación de pérdidas por terremotos. El método incluye un sistema de calificación de acuerdo con la vulnerabilidad sísmica y fórmulas para estimar el valor del puente y el costo del reforzamiento estructural.
7. Kawashima y Unjoh (1990) proponen un método de inspección de puentes para determinar su vulnerabilidad sísmica en función de sus características estructurales. Para ello, analizaron 124 puentes japoneses que sufrieron cierto grado de daños en los terremotos de 1978 (M7.4), 1964 (M 7.5), 1948 (M 7.3), y 1923 (M 7.9). El método considera una aceleración pico del terreno de 0.25 g, y asigna factores multiplicativos a cada puente de acuerdo con el tipo de estructura, materiales, año de construcción, dimensiones del puente y condiciones del suelo.

Basöz y Kiremidjian (1996, Ref. 4) sugieren que los métodos descritos anteriormente poseen una serie de defectos, debido a la forma en que se calculan los “puntajes” finales de los puentes. Entre los problemas detectados se pueden citar:

- Problemas con los índices aditivos: los *puntajes* utilizados por el FHWA y el CALTRANS para asignar las categorías de daños a las estructuras, son el resultado de una simple suma de los puntajes de los componentes. Esto hace que los métodos sean particularmente insensibles a los riesgos relativos, lo que genera resultados dudosos en aquellos puentes con vulnerabilidad media ante un sismo.

- Potencial inconsistencia en la asignación de los factores de ponderación: los enfoques del WSDOT, del CALTRANS y del FHWA poseen una tendencia a asignar factores de ponderación inadecuados, debido a que algunos de los parámetros considerados resultan dependientes entre sí y afectan los resultados.
- Consideración de la sismicidad y la vulnerabilidad como criterios independientes: no se toma en consideración que la vulnerabilidad de un puente depende directamente del nivel de aceleración del terreno.
- Falta de consideración de la forma estructural de los puentes: no se presta adecuada atención al comportamiento diferenciado entre las distintas estructuras con las que se puede diseñar un puente, al no considerar curvas de fragilidad diferentes de acuerdo con la forma estructural.

5.3 Descripción del método del “Risk Management Solutions, Inc”.

El método del RMS es el más reciente que se encuentra disponible en la literatura. Fue publicado en 1997, y para su elaboración, se analizaron varios de los métodos mencionados anteriormente (específicamente los de Kim, FHWA, y ATC).

Este método sí considera el comportamiento diferenciado de los tipos estructurales de puentes. Además, por la forma en que se analizan los puentes, el método no introduce errores por consideraciones aditivas o multiplicativas de puntajes de puentes, que como se mencionó puede dar resultados inconsistentes para ciertos rangos de vulnerabilidad.

Este método consiste en la utilización de curvas de fragilidad para puentes, de acuerdo con sus características estructurales, las cuales permiten conocer el estado de daños de un puente si se conoce el valor de la aceleración pico del terreno (la aceleración pico en cada puente se calculó en el Capítulo 3 para el escenario de un terremoto en Nicoya).

Para realizar el análisis, los puentes deben ser *agrupados* de acuerdo con sus características estructurales. Posteriormente estos grupos se relacionan con la aceleración pico del terreno por medio de funciones de daño, que analizan el efecto de la sollicitación sísmica sobre cada uno de los componentes del puente. El método incluye *curvas de restauración* con las que es posible determinar el tiempo de reparación necesario para obtener un cierto porcentaje de funcionalidad en el puente analizado. Sin embargo, estas curvas se basan en los rendimientos de construcción y la disponibilidad de materiales de la zona de California, por lo que no se utilizarán en este proyecto por considerarlas no aplicables a las condiciones de Costa Rica.

A continuación se describe con detalle cada uno de los componentes del método.

5.3.1 Clasificación de puentes

El daño causado a un puente por las sollicitaciones sísmicas está directamente relacionado con las propiedades estructurales del puente. Cuando se desea analizar un gran número de puentes, no es posible evaluar el comportamiento sísmico de cada uno de éstos, sino que deben ser primero clasificados en grupos de acuerdo con sus características.

Los puentes son clasificados de acuerdo con tres distintos criterios, tal como se muestra a continuación:

1. Tipo:

- Puentes de gran tamaño: aquellos con al menos una luz de 150 m.
- Puentes continuos: aquellos con luces menores de 150 m, continuos y monolíticos.
- Puentes simplemente apoyados: aquellos con una o varias luces menores de 150 m y apoyos simples.

2. Diseño sismo-resistente

- Puentes con diseño sismo-resistente: aquellos diseñados con los criterios sismo-resistentes de los códigos modernos, o reforzados para cumplir con tales características.
- Puentes con diseño convencional: es decir, aquellos diseñados sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente.

3. Características de alto riesgo

Los puentes con atributos que incrementan su vulnerabilidad sísmica son clasificados como de "alto riesgo". Se incluyen los puentes que cumplan con alguno de los siguientes atributos:

- Superestructura con forma irregular, ya sea forma *curvada* o sesgado respecto al eje del río (se consideran de alto riesgo sólo aquellos sesgos mayores de 45° y las curvas mayores de 90°)
- Puentes construidos con códigos anteriores al AASHTO de 1973 deben ser considerados de alto riesgo (Kim, 1993).
- Número de luces: puentes simplemente apoyados con más de una luz deben ser considerados de alto riesgo, debido al pobre comportamiento de las pilas centrales.

La combinación de los tres criterios anteriores permiten definir 12 categorías diferentes, tal como se muestra en la Tabla 5-1.

5.3.2 Definición de los estados de daño

Se definen cinco estados de daño para los puentes, que se presentan a continuación:

- *Ningún daño (ds_1):* el puente no presenta daño.
- *Daño menor (ds_2):* agrietamiento menor y descascaramiento de los bastiones, así como agrietamiento menor en las columnas. Los daños no requieren más que un *tratamiento cosmético* de reparación.
- *Daño moderado (ds_3):* las columnas experimentan un agrietamiento moderado y descascaramiento, pero la columna es estructuralmente funcional. Se presenta un asentamiento de los accesos, y en las conexiones se agrietan las llaves de cortante y se *tuercen* los pernos.
- *Daño generalizado (ds_4):* las columnas se degradan sin colapsar (columnas estructuralmente inseguras), las conexiones pierden parcialmente su capacidad soportante, y se da un asentamiento mayor en los accesos.
- *Daño total (ds_5):* las columnas colapsan y las conexiones pierden toda su capacidad soportante, lo que implica un inminente colapso de la losa de piso.

5.3.3 Funciones de daños de puentes

Para las seis categorías principales de puentes, los estados de daño son identificados y descritos con referencia al tipo de daño que ocurre en los subcomponentes de los puentes (En el Anexo G se muestran las distintas partes de un puente). En estos se incluyen elementos estructurales o porciones del puente, tal como columnas, bastiones, losa de piso, accesos y conexiones. Para los puentes clasificados como de *alto riesgo*, las curvas de fragilidad de los seis tipos de puentes son ajustadas para reflejar el comportamiento desfavorable que se espera de estas estructuras.

Las curvas de fragilidad están basadas en la combinación probabilística de las funciones de daño de los componentes, utilizando *operadores lógicos booleanos*¹ para describir la relación entre ellos. El operador lógico que los relaciona considera que ante un daño en cualquiera de los subcomponentes, se tiene un daño en el puente. En la Fig. 5-1 se muestran las relaciones de fragilidad de los subcomponentes, que se adicionan para obtener la curva correspondiente al puente.

La Tabla 5-2 muestra el algoritmo de daños para puentes, de acuerdo con la clasificación de los mismos, y en función de la aceleración pico del terreno.

Las curvas de fragilidad son la representación gráfica de las funciones de daño mostradas en la Tabla 5-2. La Fig. 5-2 muestra, a manera de ejemplo, la curva de fragilidad de un puente clasificado como HBR5, para las distintas categorías de daño. El resto de las curvas de fragilidad pueden consultarse en el Anexo D.

¹ Los operadores lógicos booleanos son del tipo 'y', 'o', 'no', etc.

5.4 Revisión de la metodología para el sismo de Limón

Para poder comprobar la aplicación de la metodología para determinar el daño que podría sufrir cada puente, se utilizó la información generada por el sismo del 22 de abril de 1991 en Limón.

El sismo de Limón ocurrió a las 3:57 p.m. y su epicentro se ubicó a 39.5 km al sur-suroeste del Puerto de Limón a una profundidad de 21 km, con origen en una falla intraplaca y una magnitud momento de 7.7 (Ref. 22).

Para la zona de Limón se efectuó el mismo análisis que se utilizará en la región de Guanacaste posteriormente, con la diferencia que en Limón se tienen los registros de aceleraciones máximas del sismo y además se conoce el daño que sufrió cada puente de la región. El objetivo es comparar los resultados de la metodología con los daños reales sufridos por los puentes en la zona de Limón.

Para el caso de Limón, se utilizaron las relaciones de atenuación formuladas por Joyner, Boore y Fumal (Ref. 5), para determinar la aceleración pico horizontal en sismos originados por fallas inversas como es el caso de Limón. Este método considera que para zonas de roca que se encuentren sobre la superficie de falla se pueden generar aceleraciones hasta de 0.8g, valor que se incrementa a 0.9g en aquellos lugares donde existe suelo (considera una velocidad de la onda de corte para suelo de 310 m/s). Una descripción más detallada del método de Joyner, Boore y Fumal se puede estudiar en el Anexo A.

Para la determinación de la aceleración pico para el sismo de Limón se determinaron las zonas de roca y suelo de acuerdo con el Mapa Geológico de Costa Rica en escala 1:200 000 y se utilizaron las siguientes ecuaciones de atenuación:

- Para determinar la aceleración en roca:

$$\ln(Y) = -0.117 + 0.527 * (M - 6) - 0.778 * \ln(r) - 0.371 * \ln\left(\frac{620}{1396}\right), \quad (1)$$

y en forma similar la aceleración en suelo se obtiene mediante:

$$\ln(Y) = -0.117 + 0.527 * (M - 6) - 0.778 * \ln(r) - 0.371 * \ln\left(\frac{310}{1396}\right), \quad (2)$$

$$\text{para los dos casos } r = \sqrt{(r_{jb}^2 + 5.57^2)}$$

Para poder determinar la validez de estas relaciones en la zona de Limón y el sismo del 22 de abril de 1991, se utilizaron los reportes de aceleración máxima horizontal obtenida por la red de acelerógrafos del Programa de Medición de Sismos Fuertes (Ref. 22).

En la Tabla 5-3 se muestran los valores de aceleración máxima registrada por cada una de las estaciones y en la Fig. 5-4 se puede observar que las curvas para suelo y roca derivadas de las relaciones de Joyner, Boore y Fumal se encuentran dentro de un rango de variación

aceptable con respecto a los registros obtenidos, además se puede observar que para los registros más cercanos al área de ruptura las relaciones de atenuación son conservadoras.

Utilizando las ecuaciones (1) y (2) junto con el SIG, se obtuvo el mapa de aceleraciones pico para la zona de Limón, como se observa en el Mapa 5-1. Se utilizaron 12 puentes de los cuales se tenía conocimiento de los daños que habían sufrido durante el sismo del 22 de abril de 1991, los cuales se resumen en la Tabla 5-4. Aplicando la metodología descrita en la sección 5.3, se obtiene la categoría de daño esperado para cada uno de los puentes, tal como se muestra en la Tabla 5.4.

En el Mapa 5-2 se muestra la distribución espacial y el respectivo nivel de daño esperado para cada puente en estudio.

Con base en fotografías del estado de los puentes pocos días después de sucedido el sismo de Limón, se logró determinar el nivel de daño real sufrido. Los resultados se muestran en la Tabla 5-5, donde se compara el daño esperado según el método con el daño observado, y además se presenta una breve descripción de los principales daños sufridos por los puentes.

Como se observa en la Tabla 5-5, para la mayoría de los puentes el nivel de daño esperado concuerda con el daño que sufrió el puente, y en aquellos como Río Cuba, Río Blanco y Quebrada Calderón el método sobrestimó el nivel de daño en un grado. Se nota que en ningún caso el método subestimó los resultados.

En el Anexo E se incluyen fotografías de los daños sufridos en estos puentes, facilitadas por el Programa de Ingeniería Sísmica (Ref. 23).

5.5 Daños causados por el efecto de la aceleración

El análisis de daños para los puentes de Guanacaste se realizó de acuerdo con el método descrito en la sección 5.3, aplicándolo de forma similar a como se hizo en Limón. El inventario de puentes se obtuvo de la base de datos facilitada por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) para todo el país, seleccionando de este mapa la zona en estudio (esta zona se muestra en el Mapa 5-3). Esta base de datos se revisó con la información disponible en las hojas 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional, y con giras de inspección.

La base de datos, elaborada en forma conjunta por el MOPT y la Agencia de Cooperación Alemana (GTZ), da un inventario bastante preciso del número de puentes existentes en Guanacaste, pero contiene información incompleta, o a veces errónea, de las dimensiones del puente, así como de la fecha de construcción. Además, no incluye cierta información indispensable tal como tipo de apoyos, materiales, forma estructural, y otros.

Por ello, fue necesario realizar un total de 6 giras de inspección de puentes para obtener la información faltante y corregir la errónea. La información recopilada en las giras se resume en el Anexo F.

Se determinó que en la zona existen 305 puentes, pero muchos de estos realmente corresponden a alcantarillas o a estructuras de tamaños reducidos. Para el análisis de daños, se seleccionaron aquellos puentes de longitud mayor a 25 metros en la Península de Nicoya (donde se dan las mayores aceleraciones) y mayores a 30 metros en el resto de la región.

Así mismo, se consideraron solo los puentes ubicados sobre vías importantes. Se reduce así el número de puentes a evaluar a 61 puentes. Estos se clasificaron de acuerdo con sus características estructurales, fechas de diseño y dimensiones, información obtenida en las giras y complementada con los planos disponibles en el MOPT (ver Anexo F).

Con las aceleraciones pico derivadas en la sección 3.3 de este informe (ver el Mapa 3-3), y mediante la aplicación de las curvas de fragilidad se obtienen las intensidades de daños esperadas en los puentes de la región en estudio. Los resultados obtenidos se muestran en el Mapa 5-4. Los números que se muestran en el mapa corresponden a los códigos de identificación de los puentes, de acuerdo con la Tabla 5-6 (en ésta se muestra además el nivel de daño esperado en cada puente para el terremoto en estudio).

Entre los puentes evaluados se incluyó el puente ferroviario sobre el Río Barranca. Para este puente se utilizaron las curvas de fragilidad correspondientes a puentes ferroviarios de la *Risk Management Solutions, Inc.* (Ref. 19), las cuales son similares a las de puentes de carretera pero derivadas con información exclusivamente de puentes de rutas de tren.

De esta forma se determina el daño causado a los puentes, directamente por el efecto de la aceleración del terreno sobre la estructura. Debe considerarse, además, la posibilidad de que la licuación dañe la estructura de un puente. Este efecto se analiza a continuación.

5.6 Daños esperados debido a la licuación

El análisis de daños para los puentes se complementa con la consideración de los daños que causaría sobre la estructura una eventual licuación del terreno sobre el que se cimienta. Para ello, se considera la deformación permanente del terreno causada por la licuación (deducida en el Capítulo 4) como el parámetro causante del daño, y se utilizan las curvas de fragilidad del Anexo A, las cuales se resumen en forma tabular en la Tabla 5-7.

La aplicación del método es similar a como se hizo con la aceleración del terreno, con la diferencia de que el dato de entrada es ahora la deformación permanente del terreno asociada con el fenómeno de licuación. Los daños causados por licuación se muestran en el Mapa 5-5, y se resumen en la Tabla 5-8, para aquellos puentes ubicados en las zonas donde ocurre licuación.

5.7 Daños ocasionados por la combinación de efectos de la aceleración y la licuación

Para combinar de los efectos de licuación y de aceleración pico, se consideró que en aquellos puentes que sufren de ambos fenómenos el daño final será el mayor de los daños causados por la aceleración y la licuación. De esta forma, se combinan los Mapas 5-4 y 5-5, conservándose la intensidad de daños mayor para cada puente. El resultado es el Mapa 5-6, resultado final de la evaluación de puentes. La información de este mapa se resume en la Tabla 5-9.

Los daños más graves (daño total, ds5) se presentan en los puentes sobre los ríos Diríá, Garza, Bejuco, Juan de León, Guajiniquil, Tempisque nuevo, Tempisque viejo, Sardinal, Belén, Cecilia, Marote, Nandayuri y la Quebrada Tigra.

El puente sobre el Río Diríá, así como los dos puentes sobre el Río Tempisque, se ubican sobre la ruta 21, en el tramo que comunica la ciudad de Santa Cruz, con Belén y Liberia. Por su ubicación, estos puentes no cuentan con una redundancia dentro del sistema. Se considera que los puentes cuentan con una importancia estratégica dentro del desarrollo económico de la región y deberán estudiarse con mayor detalle para hacerles un reforzamiento estructural.

Los puentes sobre los ríos Juan de León, Guajiniquil, y la Quebrada Tigra, ubicados sobre la ruta 163, comunican las poblaciones de Jicaral, Dominica, La Fresca y Jabillos.

La falla del puente sobre el río Garza provocaría la interrupción del flujo sobre la vía 160, ruta costera sin redundancia en el sistema, y dificultaría el acceso a Corozalito, población costera. Por su parte, el puente sobre el Río Garza (ruta 160) dificultaría el acceso a Nosara, donde solo se podría llegar con un largo recorrido por esta ruta hacia el norte, llegando a Marbella.

La falla de los puentes sobre los ríos Maroto y Nandayuri interrumpirían el flujo en la ruta 21, principalmente la comunicación entre Carmona, Jicaral y Dominica. La falla simultánea de los puentes sobre las rutas 21 y 160 provocarían un aislamiento del sector sur de la Península de Nicoya.

Debe considerarse así mismo la gran cantidad de puentes de daño general (ds4) en la Península de Nicoya, que podrían incluso aislar la región después de ocurrido el terremoto en estudio. También debe considerarse que sobre la ruta Interamericana la mayor parte de los puentes no sufren daño, o sufren un daño leve, por lo que es pequeño el efecto esperado sobre esta vía tan importante para el desarrollo de la región y para la exportación de productos a Centroamérica.

Tabla 5-1: Clasificación de puentes (RMS, Ref. 19)

| Código | Descripción |
|--------|--|
| HBR1 | Puente de gran tamaño -- diseño sismo-resistente |
| HBR2 | Puente de gran tamaño -- diseño convencional |
| HBR3 | Puente continuo -- diseño sismo-resistente |
| HBR4 | Puente continuo -- diseño convencional |
| HBR5 | Puente simplemente apoyado -- diseño sismo-resistente |
| HBR6 | Puente simplemente apoyado -- diseño convencional |
| HBR7 | Puente de gran tamaño -- diseño sismo-resistente -- de <i>alto riesgo</i> |
| HBR8 | Puente de gran tamaño -- diseño convencional -- de <i>alto riesgo</i> |
| HBR9 | Puente continuo -- diseño sismo-resistente -- de <i>alto riesgo</i> |
| HBR10 | Puente continuo -- diseño convencional -- de <i>alto riesgo</i> |
| HBR11 | Puente simplemente apoyado -- diseño sismo-resistente -- de <i>alto riesgo</i> |
| HBR12 | Puente simplemente apoyado -- diseño convencional - de <i>alto riesgo</i> |

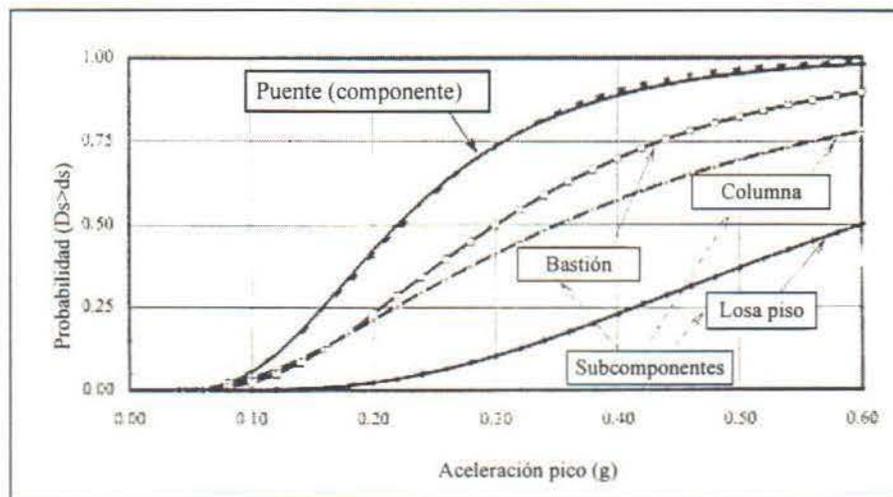
**Fig. 5-1: Relación entre la curva de fragilidad de un puente y las de sus componentes (adaptado de la Ref. 19)**

Tabla 5-2: Valor medio de aceleración pico como función de los daños en los puentes (Ref. 19)

| Clasificación \ Daño | Mediana de la aceleración pico del terreno (fracción de g) | | | |
|----------------------|--|---------------------|-------------------------|------------------|
| | Daño menor (ds2) | Daño moderado (ds3) | Daño generalizado (ds4) | Daño total (ds5) |
| HBR1 | 0,38 | 0,46 | 0,62 | 1,5 |
| HBR2 | 0,32 | 0,43 | 0,55 | 1,25 |
| HBR3 | 0,28 | 0,42 | 0,55 | 1,2 |
| HBR4 | 0,18 | 0,37 | 0,48 | 0,90 |
| HBR5 | 0,22 | 0,34 | 0,39 | 0,85 |
| HBR6 | 0,11 | 0,22 | 0,26 | 0,60 |
| HBR7 | 0,30 | 0,37 | 0,50 | 1,2 |
| HBR8 | 0,26 | 0,34 | 0,44 | 1,00 |
| HBR9 | 0,22 | 0,34 | 0,44 | 0,96 |
| HBR10 | 0,14 | 0,30 | 0,38 | 0,72 |
| HBR11 | 0,18 | 0,27 | 0,31 | 0,68 |
| HBR12 | 0,09 | 0,18 | 0,21 | 0,48 |

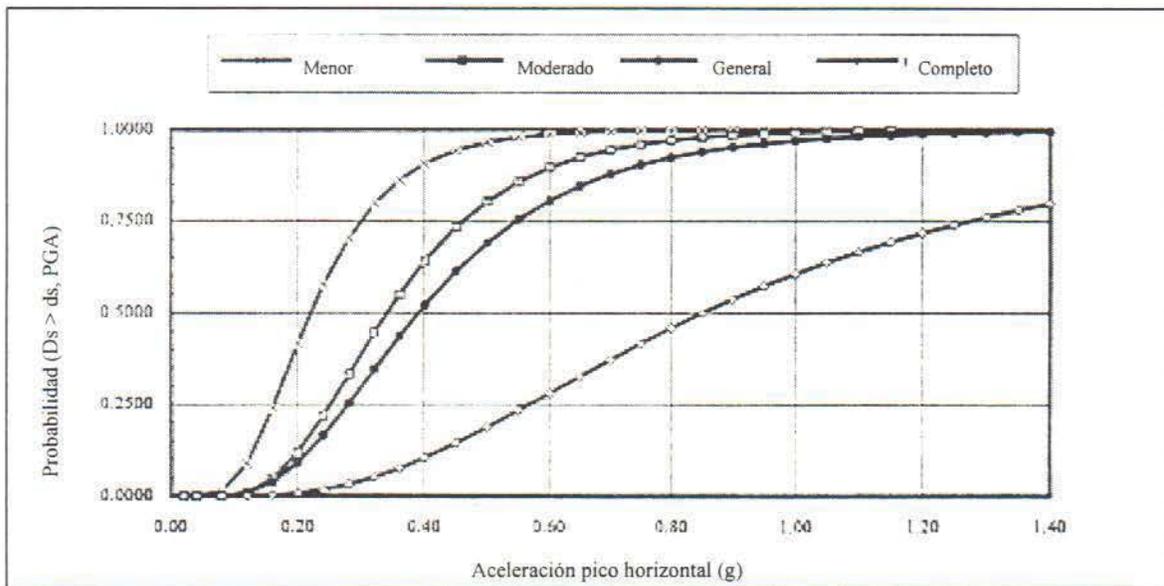


Fig. 5-2: Curvas de fragilidad para puentes simplemente apoyados con diseño sismo-resistente (HBR5). Adaptado de la Ref. 19.

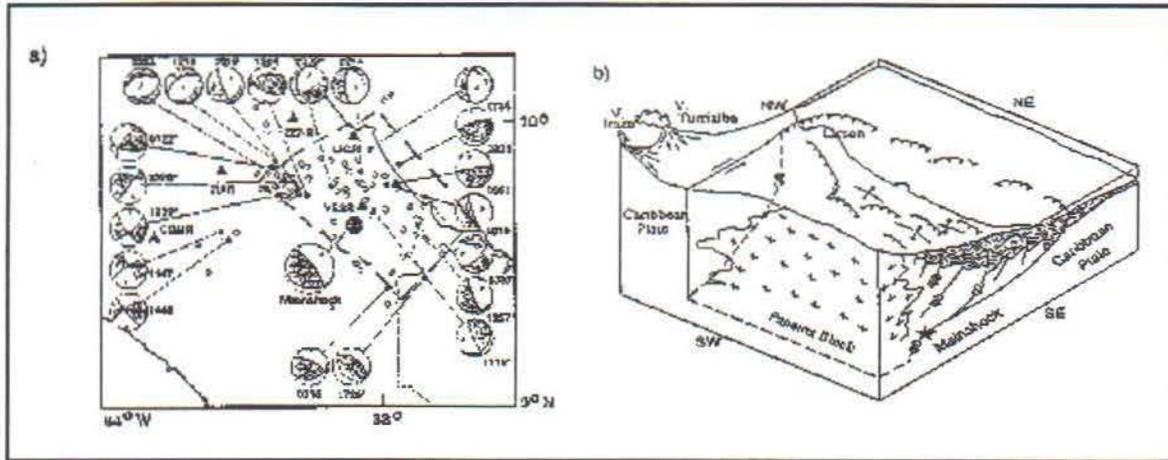


Fig. 5-3: (a) Delimitación del área de falla a partir de la localización del sismo principal de Limón y réplicas (b) Diagrama esquemático que muestra la geometría de la falla del sismo de Limón (Ref. 25)

Tabla 5-3

Registros de aceleración horizontal del sismo de Limón (Ref. 22)

| Estación | Aceleración (%g) |
|--------------------|------------------|
| Cachí | 0.15 |
| Cartago | 0.27 |
| San Isidro | 0.20 |
| San José - Guatuso | 0.06 |
| San José - UCR | 0.20 |
| San José Aurola | 0.07 |
| San José BNCR | 0.08 |
| San José Hatillo | 0.12 |
| Golfoito | 0.06 |
| Alajuela CIPET | 0.11 |
| Quepos | 0.04 |
| Puriscal | 0.09 |
| San Ramón | 0.09 |

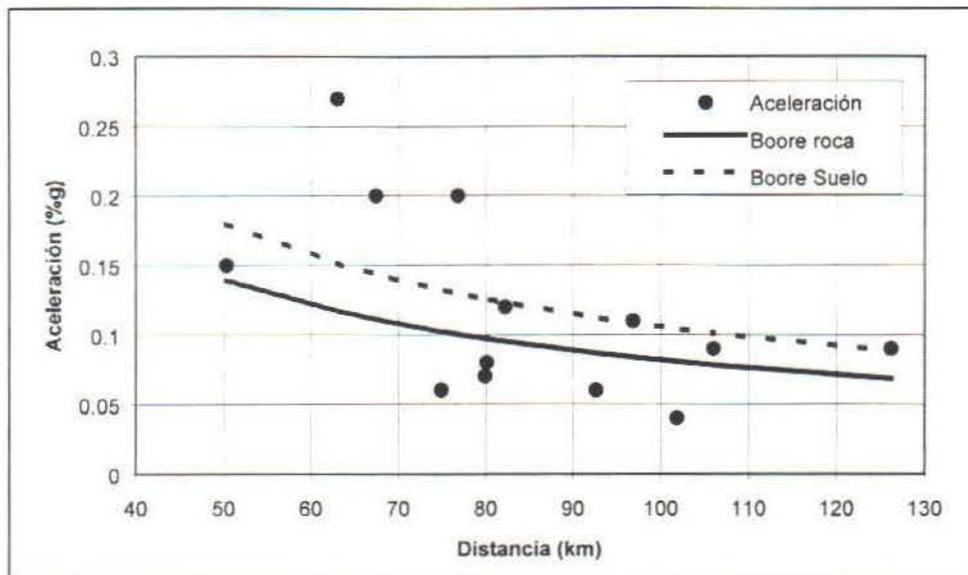


Fig. 5-4: Comparación entre las estimaciones de Joyner, Fumal y Boore con las aceleraciones registradas para el sismo de Limón.

Tabla 5-4: Puentes utilizados para el análisis de daños de Limón*

| Puente | Ruta | Nivel de daño |
|-----------------------------|------|---------------|
| R. Reventazón | 32 | 2 |
| Paso desnivel sobre ruta 32 | 10 | 2 |
| O. Calderón | 32 | 4 |
| R. Chirripó | 32 | 3 |
| R. Cuba | 32 | 5 |
| R. Blanco | 32 | 5 |
| R. Banano | 36 | 5 |
| R. Vizcaya | 36 | 5 |
| R. Bananito | 36 | 5 |
| R. Estero Negro | 36 | 5 |
| R. Estrella | 36 | 5 |
| R. Sixaola | 36 | 2 |

* En el Anexo E se presenta una mayor información de cada uno de estos puentes.

Tabla 5-5: Comparación de los daños esperados, utilizando el método de la RMS, con el daño real observado.

| Código | Puente | Daño calculado | Daño observado | Descripción del daño observado |
|--------|----------------------------------|----------------|----------------|---|
| 1 | R. Chirripó | ds3 | ds3 | El puente se movió en sentido transversal. Pernos doblados. Desplazamiento del balancín. Colapso de uno de los accesos. |
| 2 | R. Cuba | ds5 | ds4 | Bastiones corridos. Pilotes levantados y quebrados. Desplazamiento de las pilas. |
| 3 | R. Blanco | ds5 | ds4 | Desplazamiento y volcamiento de bastiones. Pilotes quebrados. Pernos pandeados. Falla por sesgamiento del puente. Ruptura en apoyos de nervaduras de las vigas. |
| 4 | R. Banano | ds5 | ds5 | Rotación de bastiones. Pilotes quebrados. Pernos torcidos. Asentamiento severo en los accesos. |
| 5 | R. Vizcaya | ds5 | ds5 | Dos tramos del puente colapsaron. Bastiones corridos y pilotes expuestos. |
| 6 | R. Bananito | ds5 | ds5 | Colapso general del puente. Todos los tramos del puente se cayeron. |
| 7 | Estero Negro | ds5 | ds5 | Rotación de bastiones. Pilotes quebrados. Daño de cortante en las pilas producido por los pernos de apoyo. Colapso de uno de los tramos del puente. |
| 8 | R. Estrella | ds5 | ds5 | Colapso general del puente. Los dos tramos que lo formaban se cayeron. Asentamiento severo de los accesos. Corrimiento y rotación de bastiones. |
| 9 | R. Reventazón | ds2 | ds2 | Sin daño estructural |
| 10 | Paso a desnivel sobre la ruta 32 | ds2 | ds2 | Sin daño estructural |
| 11 | Q. Calderón | ds4 | ds3 | Bastiones corridos. Grietas en los bastiones. Pernos torcidos y pilotes quebrados. |
| 12 | R. Sixaola | ds2 | 2 | Sin daño estructural |

Tabla 5-6: Código y daño esperado en cada puente debido a la aceleración del terreno

| Cód. | Nombre del Río | Daño | Cód. | Nombre del Río | Daño |
|------|---------------------------|------|------|--------------------|------|
| 1 | R. Tulín | 1 | 32 | R. Ahogados | 2 |
| 2 | R. La Mona | 1 | 33 | R. Azufrado | 1 |
| 3 | R. Agujas | 1 | 34 | R. Tempisquito | 1 |
| 4 | R. Tarcolitos | 1 | 35 | R. Tempisque Nuevo | 4 |
| 5 | R. Grande De Tárcoles | 1 | 36 | R. Tempisque Viejo | 4 |
| 6 | R. Jesús María | 1 | 37 | R. Belén | 4 |
| 7 | Estero Mata De Limón | 2 | 38 | R. Cañas | 4 |
| 8 | R. Barranca | 1 | 39 | R. En Medio | 4 |
| 9 | P.S.S R.23 | 1 | 40 | R. Diría | 5 |
| 10 | R. Barranca | 2 | 41 | R. Marote | 4 |
| 11 | R. Barranca (Ferroviario) | 1 | 42 | R. Nandayuri | 4 |
| 12 | R. Naranja | 2 | 43 | R. Sardinal | 4 |
| 13 | R. Ciruelas | 2 | 44 | Q. Toyosa | 4 |
| 14 | R. Seco | 2 | 45 | R. Coyolito | 4 |
| 15 | R. Aranjuez | 1 | 46 | Q. Lima | 4 |
| 16 | R. Guacimal | 2 | 47 | R. Andamojo | 4 |
| 17 | R. Lagarto | 2 | 48 | R. Tabaco | 4 |
| 18 | R. Abangares | 2 | 49 | R. Cuajiniquil | 4 |
| 19 | R. Higuierón | 2 | 50 | R. Nosara | 4 |
| 20 | R. Cañas | 2 | 51 | R. Garza | 5 |
| 21 | R. Corobicí | 2 | 52 | R. Bejuco | 5 |
| 22 | R. Tenorio | 1 | 53 | R. Juan De León | 5 |
| 23 | R. Blanco | 2 | 54 | R. Guajiniquil | 5 |
| 24 | C. De Riego | 1 | 55 | Q. Tigra | 5 |
| 25 | R. Piedras | 1 | 56 | R. Potrero | 4 |
| 26 | R. Pijije | 2 | 57 | R. Pánica | 3 |
| 27 | R. Salto | 2 | 58 | R. Cecilia | 4 |
| 28 | R. Liberia | 2 | 59 | Q. Honda | 2 |
| 29 | R. Santa Inés | 2 | 60 | Q. Piñuela | 3 |
| 30 | R. Colorado | 1 | 61 | R. Santa Rosa | 1 |
| 31 | R. Irigaray | 1 | | | |

Tabla 5-7
Estados de daños en puentes de acuerdo
con la Deformación Permanente del Terreno

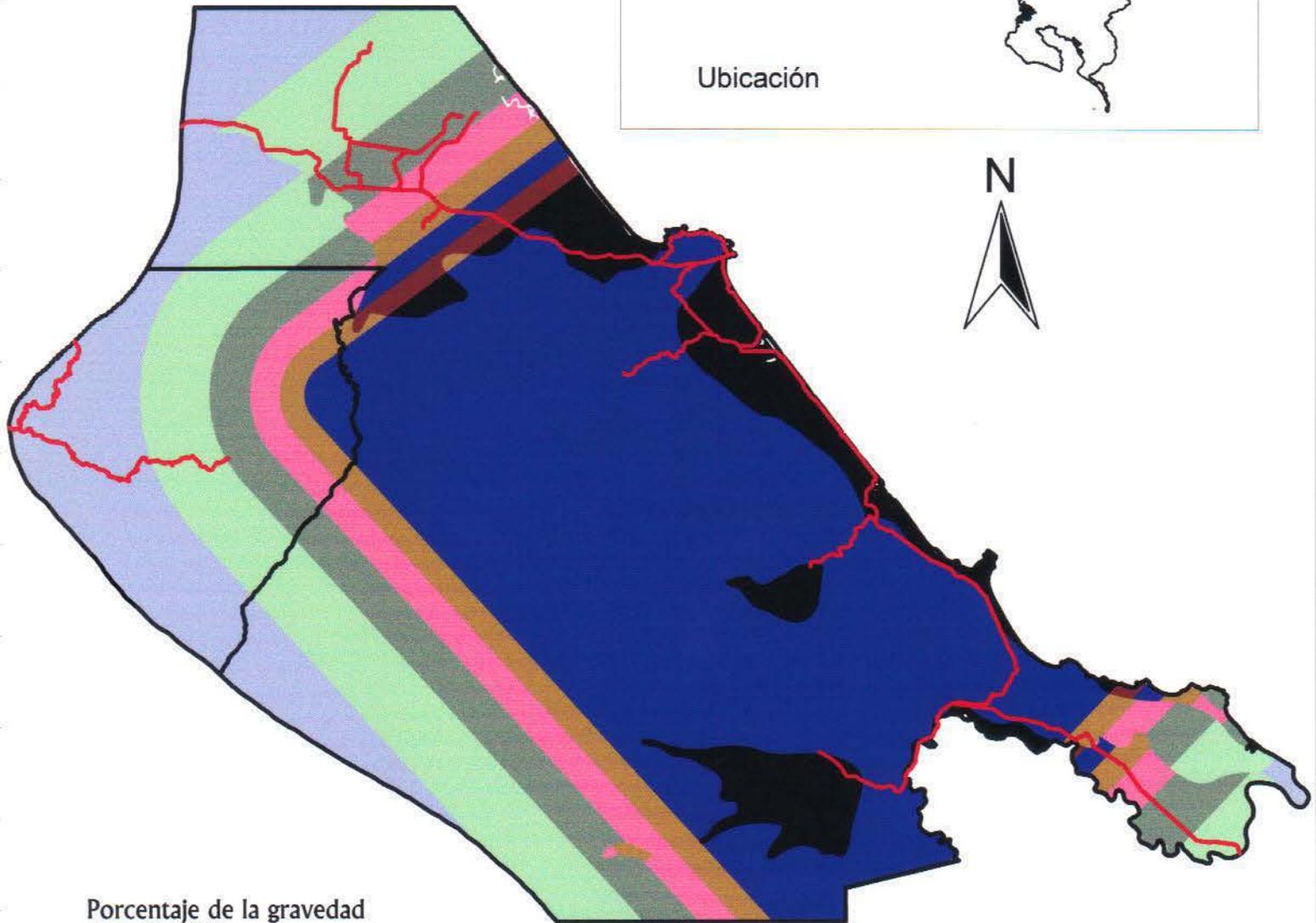
| Clasificación | Deformación permanente del terreno (PGD) | | | |
|-------------------------|--|----------------|-----------------|----------------|
| | Menor (ds2) | Moderado (ds3) | Extensivo (ds4) | Completo (ds5) |
| Diseño sismo-resistente | 12.5 cm | 20 cm | 40 cm | 60 cm |
| Diseño convencional | 12.5 cm | 17.5 cm | 30 cm | 45 cm |

Tabla 5-8: Código y daño esperado en cada puente,
debido a los efectos de licuación del terreno.

| Cód. | Nombre del Río | Daño | Cód. | Nombre del Río | Daño |
|------|-----------------------|------|------|-----------------|------|
| 3 | R. Agujas | 1 | 41 | R. Marote | 5 |
| 4 | R. Tarcolitos | 1 | 42 | R. Nandayuri | 5 |
| 5 | R. Grande De Tárcoles | 1 | 43 | R. Sardinal | 5 |
| 6 | R. Jesús María | 1 | 47 | R. Andamojo | 4 |
| 8 | R. Barranca | 1 | 48 | R. Tabaco | 4 |
| 9 | P.S.S R.23 | 1 | 51 | R. Garza | 4 |
| 16 | R. Abangares | 1 | 52 | R. Bejuco | 4 |
| 20 | R. Cañas | 1 | 53 | R. Juan De León | 4 |
| 35 | R. Tempisque Nuevo | 5 | 54 | R. Guajiniquil | 4 |
| 36 | R. Tempisque Viejo | 5 | 58 | R. Cecilia | 5 |
| 37 | R. Belén | 5 | 60 | Q. Piñuela | 4 |

Tabla 5-9: Código y daño esperado en cada puente debido a los efectos de aceleración del terreno y licuación.

| Cód. | Nombre del Río | Daño | Cód. | Nombre del Río | Daño |
|------|---------------------------|------|------|--------------------|------|
| 1 | R. Tulín | 1 | 32 | R. Ahogados | 2 |
| 2 | R. La Mona | 1 | 33 | R. Azufrado | 1 |
| 3 | R. Agujas | 1 | 34 | R. Tempisquito | 1 |
| 4 | R. Tarcolitos | 1 | 35 | R. Tempisque Nuevo | 5 |
| 5 | R. Grande De Tárcoles | 1 | 36 | R. Tempisque Viejo | 5 |
| 6 | R. Jesús María | 1 | 37 | R. Belén | 5 |
| 7 | Estero Mata De Limón | 2 | 38 | R. Cañas | 4 |
| 8 | R. Barranca | 1 | 39 | R. En Medio | 4 |
| 9 | P.S.S R.23 | 1 | 40 | R. Diría | 5 |
| 10 | R. Barranca | 2 | 41 | R. Marote | 5 |
| 11 | R. Barranca (Ferroviario) | 1 | 42 | R. Nandayuri | 5 |
| 12 | R. Naranjo | 2 | 43 | R. Sardinal | 5 |
| 13 | R. Ciruelas | 2 | 44 | Q. Toyosa | 4 |
| 14 | R. Seco | 2 | 45 | R. Coyolito | 4 |
| 15 | R. Aranjuez | 1 | 46 | Q. Lima | 4 |
| 16 | R. Guacimal | 2 | 47 | R. Andamojo | 4 |
| 17 | R. Lagarto | 2 | 48 | R. Tabaco | 4 |
| 18 | R. Abangares | 2 | 49 | R. Cuajiniquil | 4 |
| 19 | R. Higuerón | 2 | 50 | R. Nosara | 4 |
| 20 | R. Cañas | 2 | 51 | R. Garza | 5 |
| 21 | R. Corobicí | 2 | 52 | R. Bejuco | 5 |
| 22 | R. Tenorio | 1 | 53 | R. Juan De León | 5 |
| 23 | R. Blanco | 2 | 54 | R. Guajiniquil | 5 |
| 24 | C. De Riego | 1 | 55 | Q. Tigra | 5 |
| 25 | R. Piedras | 1 | 56 | R. Potrero | 4 |
| 26 | R. Pijije | 2 | 57 | R. Pánico | 3 |
| 27 | R. Salto | 2 | 58 | R. Cecilia | 5 |
| 28 | R. Liberia | 2 | 59 | Q. Honda | 2 |
| 29 | R. Santa Inés | 2 | 60 | Q. Piñuela | 4 |
| 30 | R. Colorado | 1 | 61 | R. Santa Rosa | 1 |
| 31 | R. Irigaray | 1 | | | |



Porcentaje de la gravedad

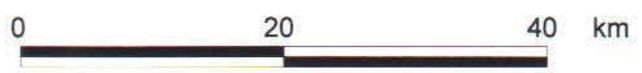
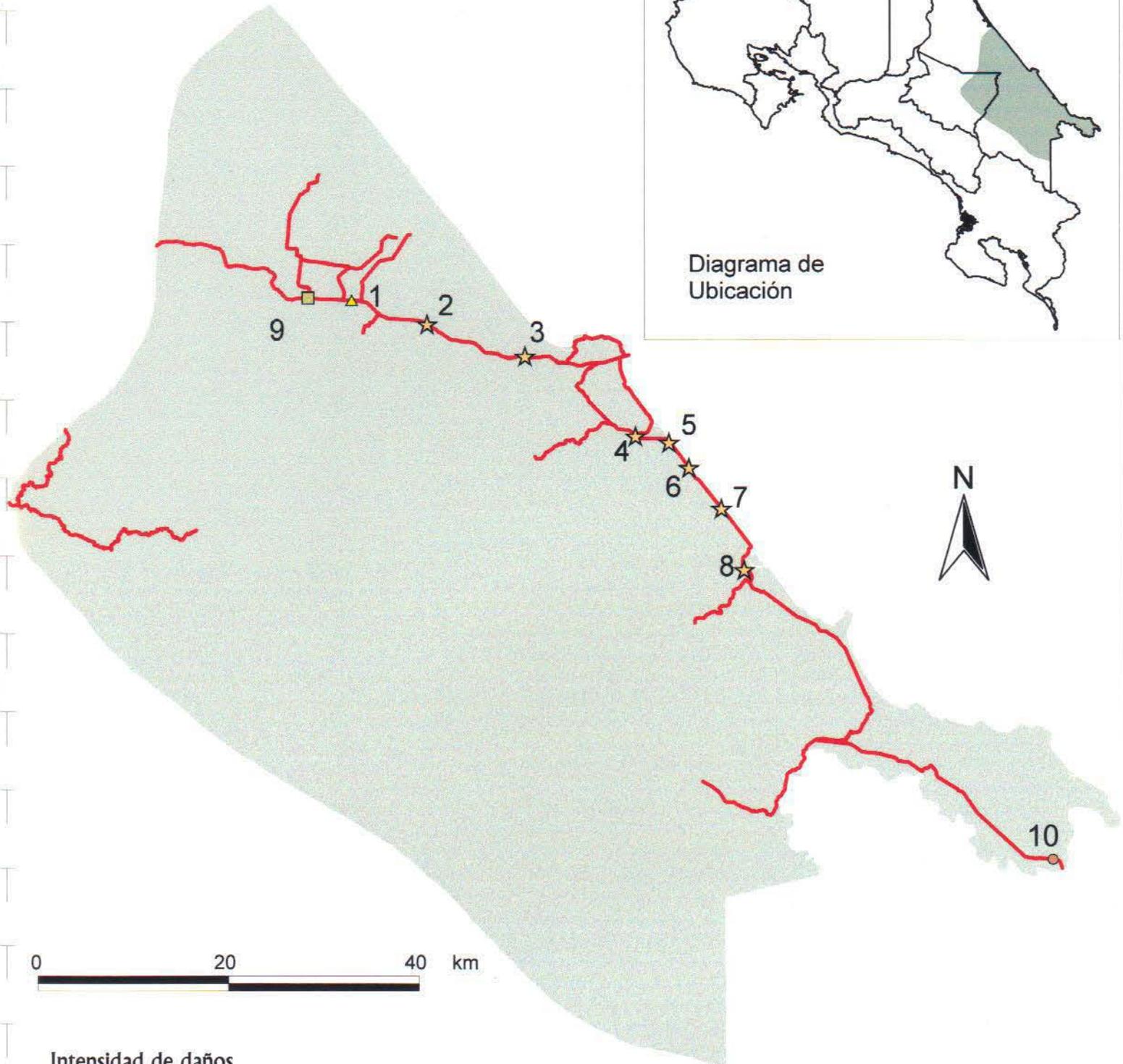


 Carreteras

 Límite provincial

Mapa 5-1: Distribución espacial de la aceleración pico en Limón

*Programa de Ingeniería Sísmica
LANAMC, U.C.R. Enero, 1998*

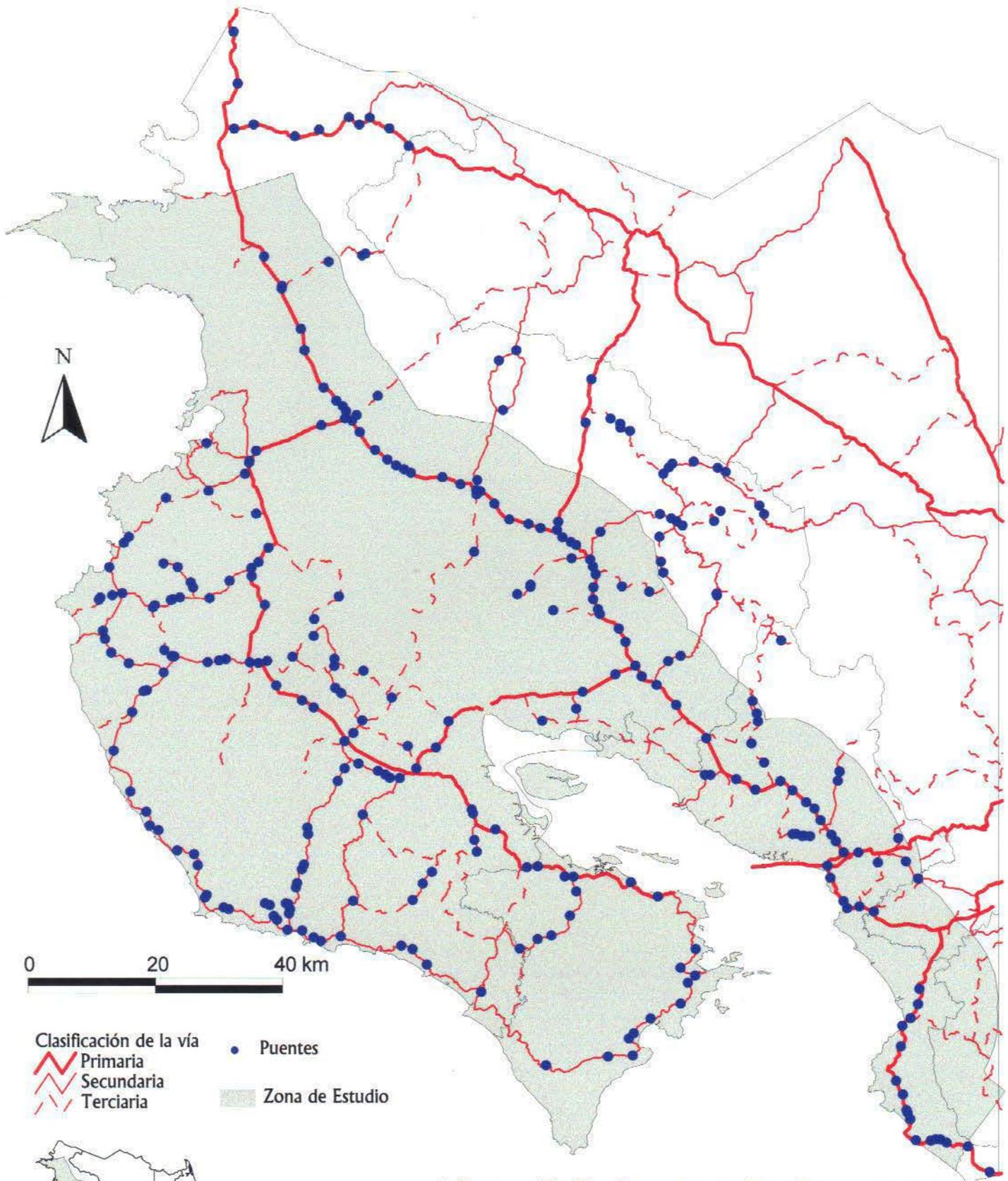


- Intensidad de daños**
- Daño Leve (ds2)
 - ▲ Daño moderado (ds3)
 - Daño general (ds4)
 - ★ Daño total (ds5)

Carreteras

Mapa 5-2: Daños calculados en los puentes de la zona de Limón

*Programa de Ingeniería Sísmica
 IANAMME, U.C.R. Enero, 1998*



Clasificación de la vía

- Primaria
- - - Secundaria
- - - - - Terciaria

● Puentes

■ Zona de Estudio



Mapa 5-3: Inventario de puentes cercanos a la zona de estudio

Fuente: MOPT- GTZ
Mapas 1:50000



Mapa# 5.4

Intensidad de daños debido a la aceleración pico del terreno en los puentes principales

Categoría de daño

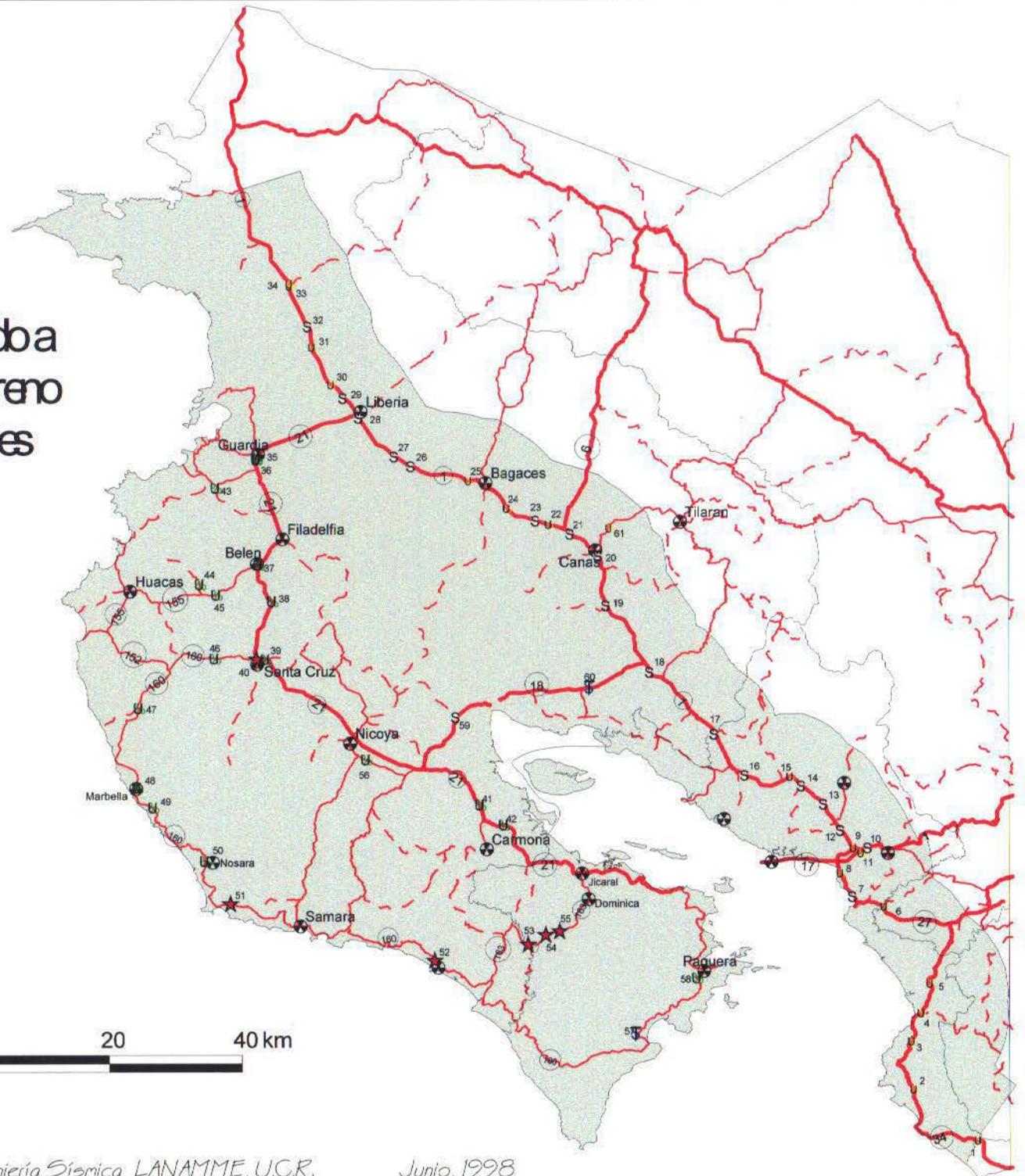
- U No sufre daño (ds1)
- S Daño leve (ds2)
- ⌘ Daño Moderado (ds3)
- ⊕ Daño general (ds4)
- ★ Daño total (ds5)
- ⊙ Ciudades

Clasificación de la vía

- Primaia
- - - Secundaria
- ⋯ Terciaria
- Zona de Estudio
- Límite Provincial



Diagrama de ubicación





Mapa # 5.5

Intensidad de daños debido al efecto combinado de la aceleración pico del terreno y el fenómeno de licuación en puentes

Categoría de daño

- No sufre daño (ds1)
- Daño leve (ds2)
- ▲ Daño Moderado (ds3)
- Daño general (ds4)
- ★ Daño total (ds5)
- ⊙ Ciudades

Clasificación de la vía

- Primaaria
- - - Secundaria
- · · · · Terciaria
- Zona de Estudio
- Límite Provincial

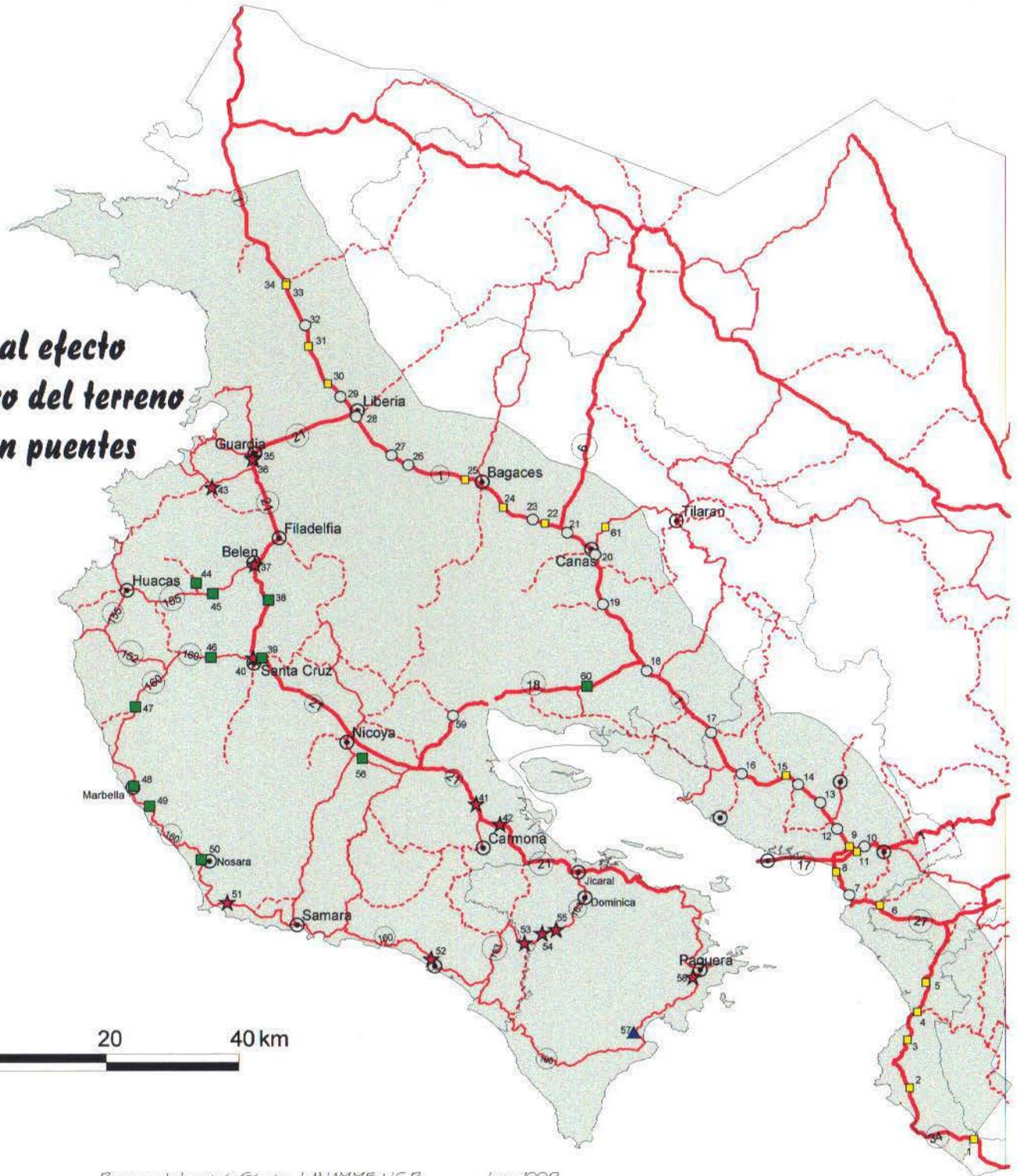


Diagrama de ubicación





Mapa # 5.6

Intensidad de daños por licuación en puentes

Se muestran solo aquellos puentes ubicados en zonas aptas para la ocurrencia de licuación

Categoría de daño

- No sufre daño (ds1)
- Daño leve (ds2)
- ▲ Daño Moderado (ds3)
- Daño general (ds4)
- ★ Daño total (ds5)
- ⊗ Ciudades

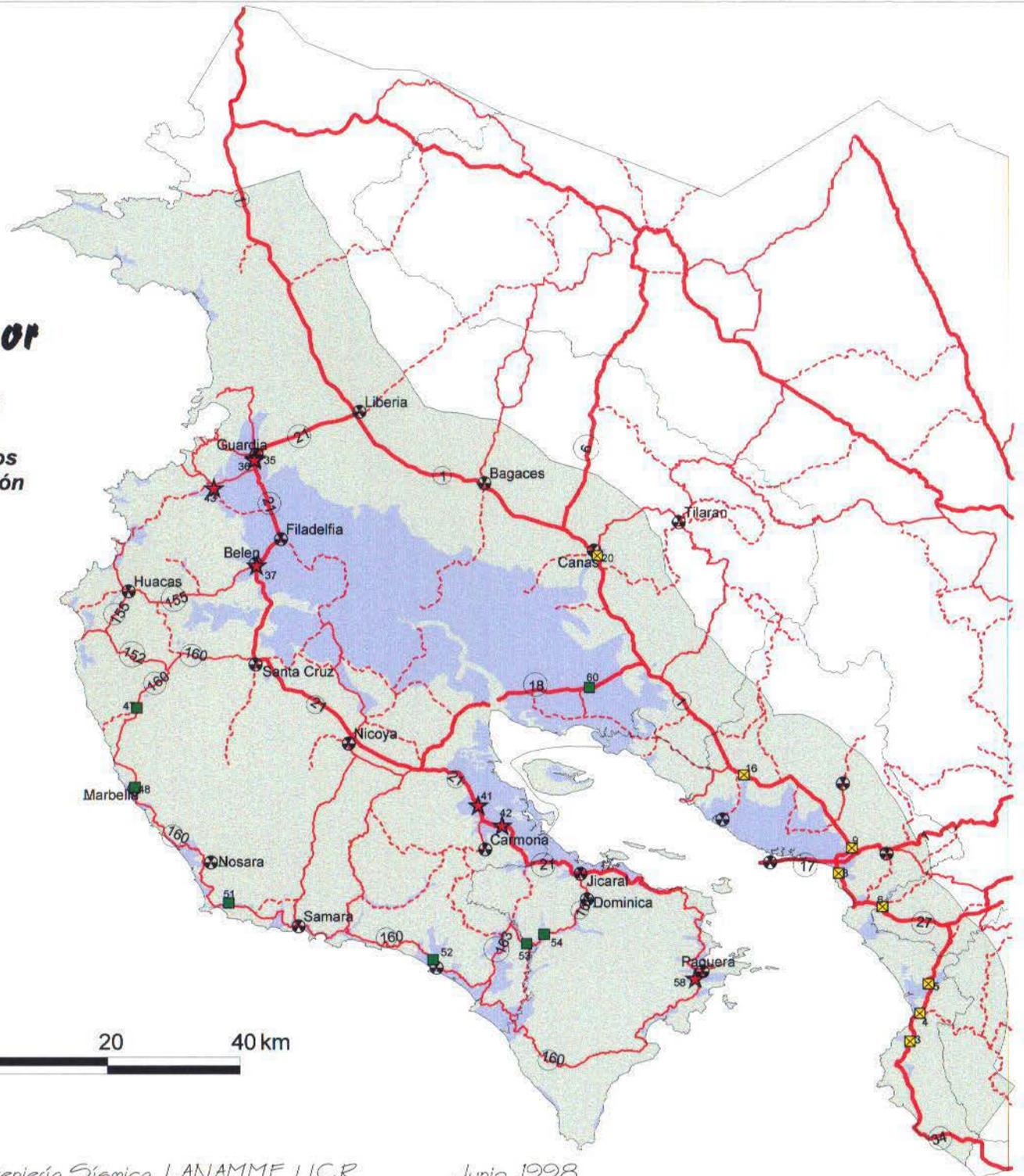
Clasificación de la vía

- Primaaria
- - - Secundaria
- · · · · Terciaria
- Zona de Estudio
- Límite Provincial



Diagrama de ubicación

0 20 40 km



Capítulo 6: Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

La evaluación de los daños esperados por un terremoto en los componentes del sistema vial (por ejemplo, en puentes y carreteras) se lleva a cabo en dos etapas, la primera implica la determinación del impacto del terremoto en el terreno (incluyendo aceleración pico del terreno, licuación y deslizamientos), y la segunda consiste en la correlación de estos impactos con el comportamiento de las carreteras y puentes en estudio.

En la primera parte se presentan las mayores incertidumbres, debido a la falta de información histórica de sismos en la zona de Nicoya, así como lo complejo de los fenómenos de atenuación de la onda sísmica y de los mecanismos de licuación y deslizamiento del terreno. Para el análisis de daños, se parte de un sismo hipotético, caracterizado de acuerdo con los criterios expresados por el OVSICORI (Ref. 15, 20, y 27). Este organismo sugiere que ocurrirá un terremoto de magnitud cercana a $M_w=7.5$, originado por subducción frente a las costas de Playa Sámara (zona denominada *Brecha Sísmica de Nicoya*). La magnitud se define en función de la energía acumulada en la brecha, de la capacidad física de resistencia de las rocas en la zona de acople, y de acuerdo con el comportamiento histórico de la sismicidad nacional.

Sin embargo, no es posible definir el área de ruptura con precisión, ya que lo que se conoce es la zona dentro de la cual el sismo puede ocurrir (*Brecha Sísmica de Nicoya*), delimitada por las réplicas de los sismos de Cóbano (1990) y de Rivas, Nicaragua (1992). La ruptura de toda esta área correspondería al sismo máximo creíble, que se ha estimado en 8.1, por lo que para el sismo de 7.5 de magnitud se consideró un área menor (aproximadamente un 80% del total) y con ubicación concéntrica a la Brecha de Nicoya. La ocurrencia del sismo con una zona de ruptura diferente, afectaría fuertemente los resultados obtenidos en este trabajo, ya que las relaciones de atenuación de la aceleración pico dependen directamente de la distancia al área de ruptura.

La distribución espacial de la aceleración pico se obtuvo a partir de las relaciones de atenuación de *Youngs et al* (Ref. 28), derivadas para zonas de subducción de distintas partes del mundo. El estudio de *Youngs et al* se considera el más reciente (1997) y más completo que se ha publicado para subducción. Su aplicabilidad se revisó con los registros de aceleraciones del Terremoto de Cóbano de 1990, obteniéndose buenos resultados. Así mismo, los resultados obtenidos para el sismo de Nicoya se revisó con el estudio de riesgo sísmico del puente sobre el Río Tempisque de INSUMA (Ref. 8).

La determinación de la intensidad de daños esperados en carreteras y puentes se determinó utilizando el método de la "*Risk Management Solutions, Inc*" (Ref. 19), quienes han aplicado el método a Los Angeles (EE.UU., Ref. 16), San Francisco (EE.UU., Ref. 17) y Tokio (Japón,

Ref. 18). Debido a que este método nunca ha sido aplicado en el territorio nacional, se decidió revisar su aplicabilidad a la infraestructura de Costa Rica. Puesto que se cuenta con una gran cantidad de información acerca de las características del Terremoto de Limón de 1991 y de los daños ocasionados en puentes (Ref. 22, 23 y 25), se decidió aplicar el método en Limón para comparar la intensidad de daños esperadas con aquellas observadas tras el terremoto. El método dio resultados acertados en la mayoría de los puentes, y en aquellos en los que no coincidió perfectamente, el nivel de daños calculado fue levemente mayor al nivel de daños observado.

La aplicación del método para determinar la intensidad de daños en carreteras y puentes de la Península de Guanacaste y zonas aledañas, permite establecer cual es la infraestructura más vulnerable a la ocurrencia del Sismo de Nicoya, y determinar así las zonas más propensas a quedar aisladas por daños en el sistema vial. En el caso de carreteras, debe considerarse los graves daños que se esperan en la ruta 21 (que comunica Liberia con Santa Cruz y Nicoya) y en la ruta 160 (que une Playa Naranjo con Sámara, y Nosara). La inhabilitación de estas dos rutas hace que el sistema pierda su redundancia, aislando la punta de la Península de Nicoya. El problema de aislamiento es mayor si se considera que casi la totalidad de los puentes ubicados sobre la Península de Nicoya sufrirán un daño general o un daño total, causando un gran impacto en los costos de reparación o reconstrucción de las vías.

Por su parte, en la carretera Interamericana casi no se dañará la carpeta asfáltica, aunque sí se vería afectada por daños menores que sufrirían algunos puentes. La falla de estos puentes interrumpiría el flujo sobre esta importante vía, causando un fuerte impacto económico debido a que la ruta es muy utilizada para exportaciones e importaciones de productos.

6.2 Recomendaciones

Se recomienda utilizar las intensidades de daños reportadas para carreteras y puentes como un instrumento para fijar cual infraestructura debe someterse a un análisis más detallado, estableciendo las prioridades de estudio en función de la intensidad de daños reportadas en este informe.

Se recomienda iniciar estudios específicos en los puentes sobre los ríos Belén, Diría, Tempisque (tanto el puente *viejo* como el *nuevo*), Garza, Bejuco, Juan de León, Guajiniquil, Maroto, Nandayuri, Cecilia, Sardinal y la Quebrada Tigra. En estos se esperan los mayores daños en puentes (daño general), y su falla conllevaría el aislamiento del sector sur de la Península de Nicoya.

Por su parte, se recomienda evaluar medidas correctivas que disminuyan la vulnerabilidad del sistema vial de Guanacaste, especialmente el sector cercano a las rutas 21 (entre Liberia y Carmona) y la ruta 160 (entre Playa Naranjo y Nosara), ya sea por mejoramiento de los suelos de cimentación y de los taludes de las carreteras, o agregando redundancia dentro del sistema vial.

7. Referencias

- 1 Abrahamson, N. Overview. En: Seismological Research Letters. Vol. 68, Número 1. Michigan, EE.UU. 1997
- 2 Anderson, J. Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes. En: Seismological Research Letters. Vol. 68, Número 1. Michigan, EE.UU. 1997
- 3 Atkinson, G. y Boore, D. Model of strong ground motions from earthquakes in Central and Eastern North America: best estimates and uncertainties. En: Seismological Research Letters. Vol. 68, Número 1. Michigan, EE.UU. 1997
- 4 Basöz, N y Kiremidjian, A. Risk Assessment for Highway Transportations Systems. The Jonh A. Blume Earthquake Engineering Center. Department of Civil Engineering. Universidad de Stanford. Reporte No. 118. Noviembre 1996.
- 5 Boore, D. Joyner, W. Fumal, T. Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A summary of recent work. Seismological Research Letters, Volume 68, Number 1. Enero / Febrero 1997. Pág: 128 -153.
- 6 GeoHazards International The Quito, Ecuador, Earthquake Risk Management Project. Escuela Politécnica Nacional.. Stanford University. California, 1994.
- 7 Hoefler, G. y J. Fernández. Invirtiendo en el futuro de Quito. Proyecto de Seguridad Sísmica para las construcciones escolares de Quito, Ecuador. GeoHazards International. Stanford University. California, 1994.
- 8 INSUMA S.A. Proyecto Puente sobre Río Tempisque. Estudio de Amenaza Sísmica. . Zapote, 1993.
- 9 King, S y Kiremidjian, A. Regional seismic hazard and risk analysis through geographic information systems. The Jonh A. Blume Earthquake Engineering Center. Department of Civil Engineering. Universidad de Stanford. Reporte No. 111. Junio 1994.
- 10 Kramer, S. Geotechnical Earthquake Engineering. Universidad de Washigton. 1996
- 11 Laporte, G. Licucción de Suelos y Desplazamiento horizontal del Terreno, Inducidos por Sismo: Análisis y evaluación para Costa Rica. Tesis para obtener el título de Maestría en Ing. Civil. Universidad de Costa Rica. 1995.

- 12 Lépiz, O. El sismo de Nicoya ocurrirá. Periódico Campus, Universidad Nacional. Sin fecha
- 13 Nishenko, Stuart. Circum-Pacific Potential: 1989-1999. National Earthquake Information Center, United States Geological Survey. Denver, U.S.A. 1991.
- 14 PC Arc/Info. Commands References. Environmental Systems Research Institute (ESRI). California, 1994
- 15 Protti, M et al. The march 25, 1990 ($M_w=7.0$, $M_L=6.8$) earthquake at the entrance of the Nicoya Gulf, Costa Rica: its prior activity, foreshocks, aftershocks, and triggered seismicity. En: Journal of Geophysical Research. Vol. 100, No B100. California, 1995.
- 16 Risk Management Solutions Inc. What if a Major Earthquake strikes the Los Angeles Area? Topical Issues Series. Stanford University. California, 1995.
- 17 Risk Management Solutions Inc. What if the 1906 Earthquake strikes again? A San Francisco Bay Area Scenario. Topical Issues Series. Stanford University. California, 1995.
- 18 Risk Management Solutions Inc. What if the 1923 Earthquake strikes again? A Five-Prefecture Tokyo Region Scenario. Topical Issues Series. Stanford University. California, 1995.
- 19 Risk Management Solutions, Inc. HAZUS 97. Technical Manual. Earthquake Loss Estimation Methodology. Vol. II. Washington, D.C. 1997.
- 20 Sánchez, A. Maduraron las condiciones para gran sismo en Nicoya. Periódico La República. Domingo 13 de setiembre de 1992.
- 21 Santana, G. et al. Sismo de Cóbano. 25 de marzo de 1990. Efectos sobre suelos y edificaciones. Laboratorio de Ingeniería Sísmica. Universidad de Costa Rica. Reporte IINI 49-90. San Pedro, 1990.
- 22 Santana, G. et al. Registros de aceleraciones del terremoto de Limón, 22 de Abril de 1991. Universidad de Costa Rica. Instituto de Investigaciones en Ingeniería. Laboratorio de Ingeniería Sísmica. Reporte INII-58-91. Julio 1991.
- 23 Santana, G. Evaluación de los daños en puentes debido al terremoto de Limón de 1991. Programa de Ingeniería Sísmica. Universidad de Costa Rica. (En prensa)
- 24 Sarria, Alberto. Ingeniería Sísmica. Ediciones Uniandes. Universidad de los Andes. Bogotá, 1990.

- 25 Schwartz, S. Source Parameters of Aftershocks of the 1991 Costa Rica and 1992 Cape Mendocino, California, Earthquakes from Inversion of Local Amplitude Ratios and Broadband Waveforms. Bulletin of the Seismological Society of America. Volumen 85. Número 6. Págs: 1560-1575. Diciembre 1995.
- 26 Steinbrugge, K. et al. Earthquake planning scenario for a magnitude 7.5 earthquake on the Hayward fault in the San Francisco Bay Area. California department of conservation. Division of mines and geology. California, 1987.
- 27 Villalobos, L. OVSICORI. Insisten en tesis sobre fuerte sismo. Periódico La Nación. Pág. 5A. 8 marzo, 1992.
- 28 Youngs, R. et al Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. En: Seismological Research Letters. Vol. 68, Número 1. Michigan, EE.UU. 1997
- 29 Programa de Ingeniería Sísmica. Evaluación del impacto ingenieril de un terremoto en la Península de Nicoya. Informe inicial y primer informe de avance. LANAMME, U.C.R. San Pedro, 1997.

ANEXO A RELACIONES DE ATENUACIÓN

A-1: Relaciones de atenuación para la aceleración espectral para terremotos de Subducción (Ref. 28).

Tabla A-1: Parámetros de regresión, de acuerdo con Youngs et al (Ref. 28)

(a) Para Roca

$$\ln(y) = 0.2418 + 1.414M + C_1 + C_2 (10^{-M})^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M}) + .00607H + 0.3846Z_T$$

| Period(s) | C ₁ | C ₂ | C ₃ | C ₄ | C ₅ |
|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| PGA | 0.0 | 0.0 | -2.552 | 1.45 | -0.1 |
| 0.075 | 1.275 | 0.0 | -2.707 | 1.45 | -0.1 |
| 0.1 | 1.188 | -0.0011 | -2.655 | 1.45 | -0.1 |
| 0.2 | 0.722 | -0.0027 | -2.528 | 1.45 | -0.1 |
| 0.3 | 0.246 | -0.0036 | -2.454 | 1.45 | -0.1 |
| 0.4 | -0.115 | 4.0043 | -2.401 | 1.45 | -0.1 |
| 0.5 | -0.400 | -0.0048 | -2.360 | 1.45 | 4.1 |
| 0.75 | -1.149 | -0.0057 | -2.286 | 1.45 | -0.1 |
| 1.0 | -1.736 | -0.0064 | -2.234 | 1.45 | -0.1 |
| 1.5 | -2.634 | -0.0073 | -2.160 | 1.50 | -0.1 |
| 2.0 | -3.328 | -0.0080 | -2.107 | 1.55 | -0.1 |
| 3.0 | -4.511 | -0.0089 | -2.033 | 1.65 | -0.1 |

(b) Para suelo

$$\ln(y) = -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2 (10^{-M})^3 + C_3 \ln(R + I .097e^{0.617M}) + 0.00648H + 0.3643Z_T$$

| Period(s) | C ₁ | C ₂ | C ₃ | C ₄ * | C ₅ * |
|-----------|----------------|----------------|----------------|------------------|------------------|
| PGA | 0.0 | 0.0 | -2.329 | 1.45 | -0.1 |
| 0.075 | 2.400 | -0.0019 | -2.697 | 1.45 | -0.1 |
| 0.1 | 2.516 | -0.0019 | -2.697 | 1.45 | -0.1 |
| 0.2 | 1.549 | -0.0019 | -2.464 | 1.45 | -0.1 |
| 0.3 | 0.793 | -0.0020 | -2.327 | 1.45 | -0.1 |
| 0.4 | 0.144 | -0.0020 | -2.230 | 1.45 | -0.1 |
| 0.5 | 4.438 | -0.0035 | -2.140 | 1.45 | -0.1 |
| 0.75 | -1.704 | -0.0048 | -1.952 | 1.45 | -0.1 |
| 1.0 | -2.870 | -0.0066 | -1.785 | 1.45 | -0.1 |
| 1.5 | -5.101 | -0.0114 | -1.470 | 1.50 | -0.1 |
| 2.0 | 4.433 | -0.0164 | -1.290 | 1.55 | -0.1 |
| 3.0 | -6.672 | -0.0221 | -1.347 | 1.65 | -0.1 |
| 4.0 | -7.618 | -0.0235 | -1.272 | 1.65 | -0.1 |

y = aceleración espectral (g) M = magnitud momento
 r_{rup} = distancia al área de falla (km) H = profundidad (km)
 Z_T = tipo de fuente (0 para interplaca, 1 para intraplaca)

A-2: Relaciones de atenuación de la aceleración pico, formuladas por David Boore, William Joyner y Thomas Fumal (Ref. 5).

Este estudio se realizó para determinar los espectros de respuesta y aceleraciones pico en sismos superficiales en el noroeste de los Estados Unidos.

La ecuación general es de la forma:

$$\ln(Y) = b1 + b2(M - 6) + b3(M - 6)^2 + b5 * \ln(r) + bv * \ln\left(\frac{Vs}{Va}\right)$$

donde

$$r = \sqrt{(r_{jb}^2 + h^2)}$$

- b1 = b1ss para sismos de falla normal
 b1rs para sismos de falla inversa
 b1all para sismos con mecanismo de falla no especificado

Y = aceleración pico o pseudoaceleración en términos de g

M = Magnitud momento

rjb = distancia horizontal en km a la superficie de ruptura

Vs = promedio de velocidad de la onda de corte a 30 m en m/s

h = profundidad ficticia determinada por la regresión.

Para determinar la velocidad de onda para un terreno determinado (Vs) se utilizan los siguientes valores:

Tabla A-2 (Ref. 5)

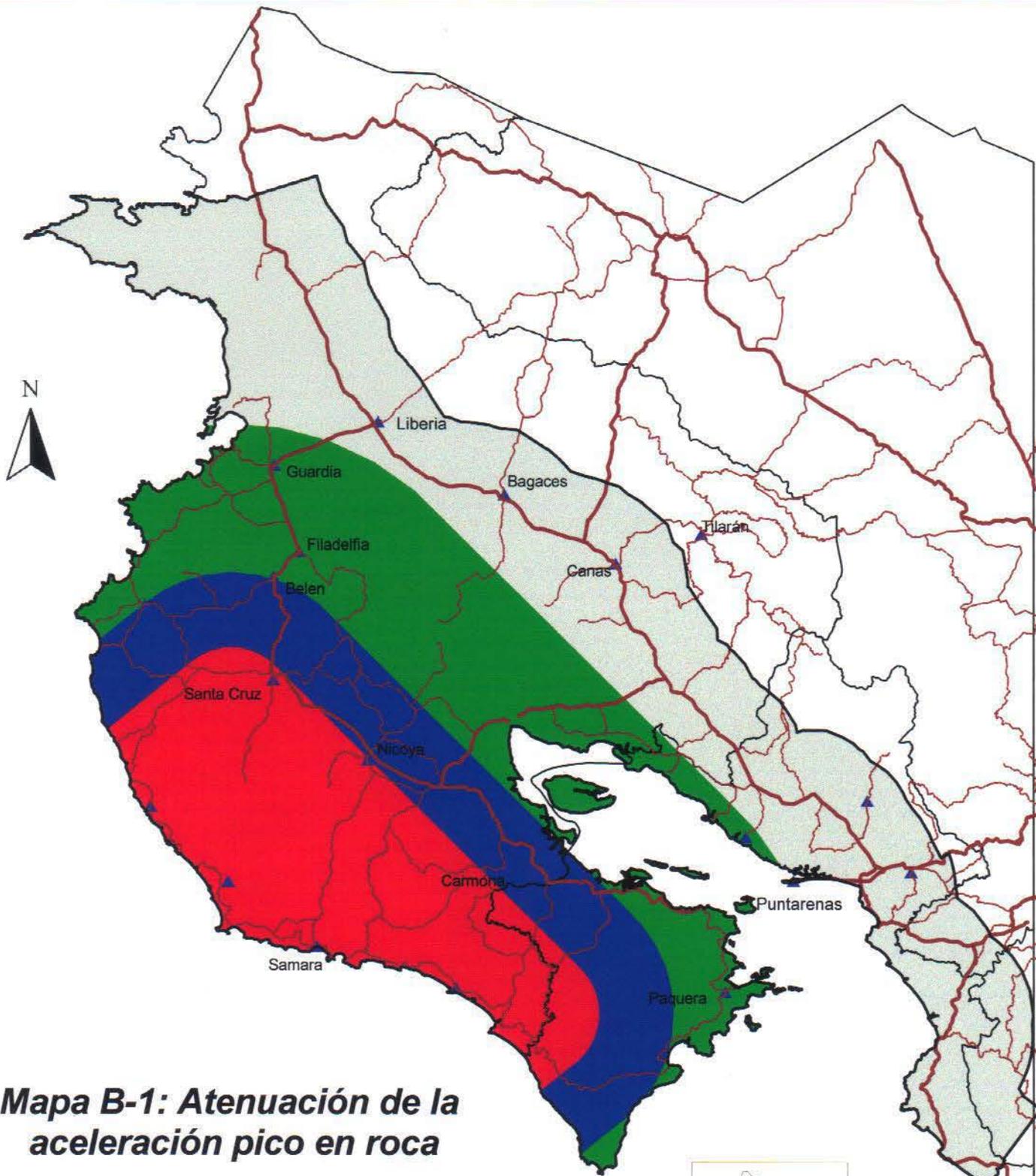
Valores recomendados de promedios de velocidad de la onda de corte

| | |
|------------------------|----------|
| NEHRP* tipo de suelo B | 1070 m/s |
| NEHRP* tipo de suelo C | 520 |
| NEHRP* tipo de suelo D | 250 |
| Roca | 620 |
| Suelo | 310 |

* Tipos de suelos propuestos por Programa Nacional de Reducción de la Amenaza Sísmica (National Earthquake Hazard Reduction Program's ; NEHRP).

El método incluye los coeficientes correspondientes a la aceleración espectral y la pseudoaceleración.

ANEXO B



Mapa B-1: Atenuación de la aceleración pico en roca

Porcentaje de la gravedad



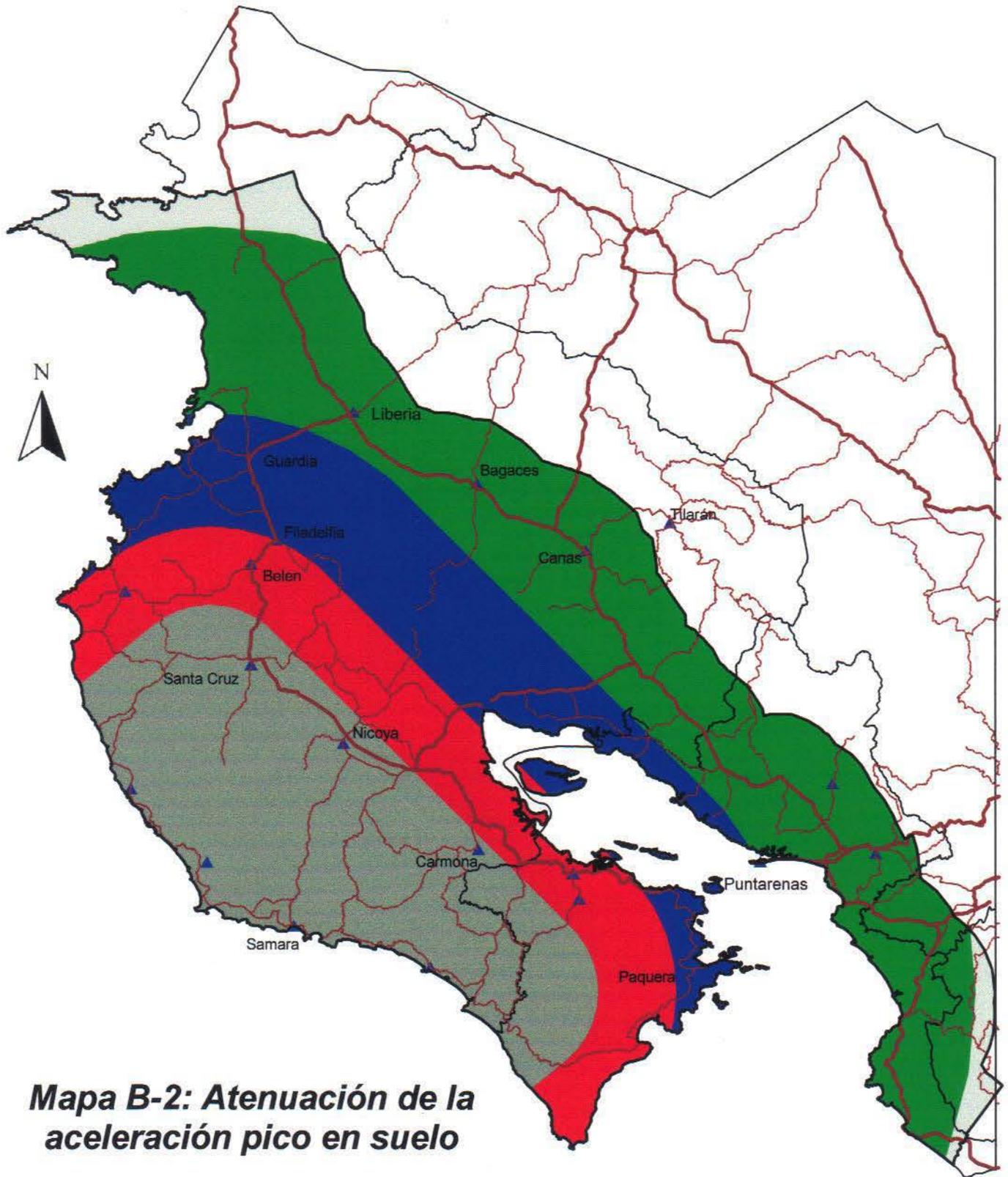
Rutas Nacionales



Ciudades

Límite Provincial





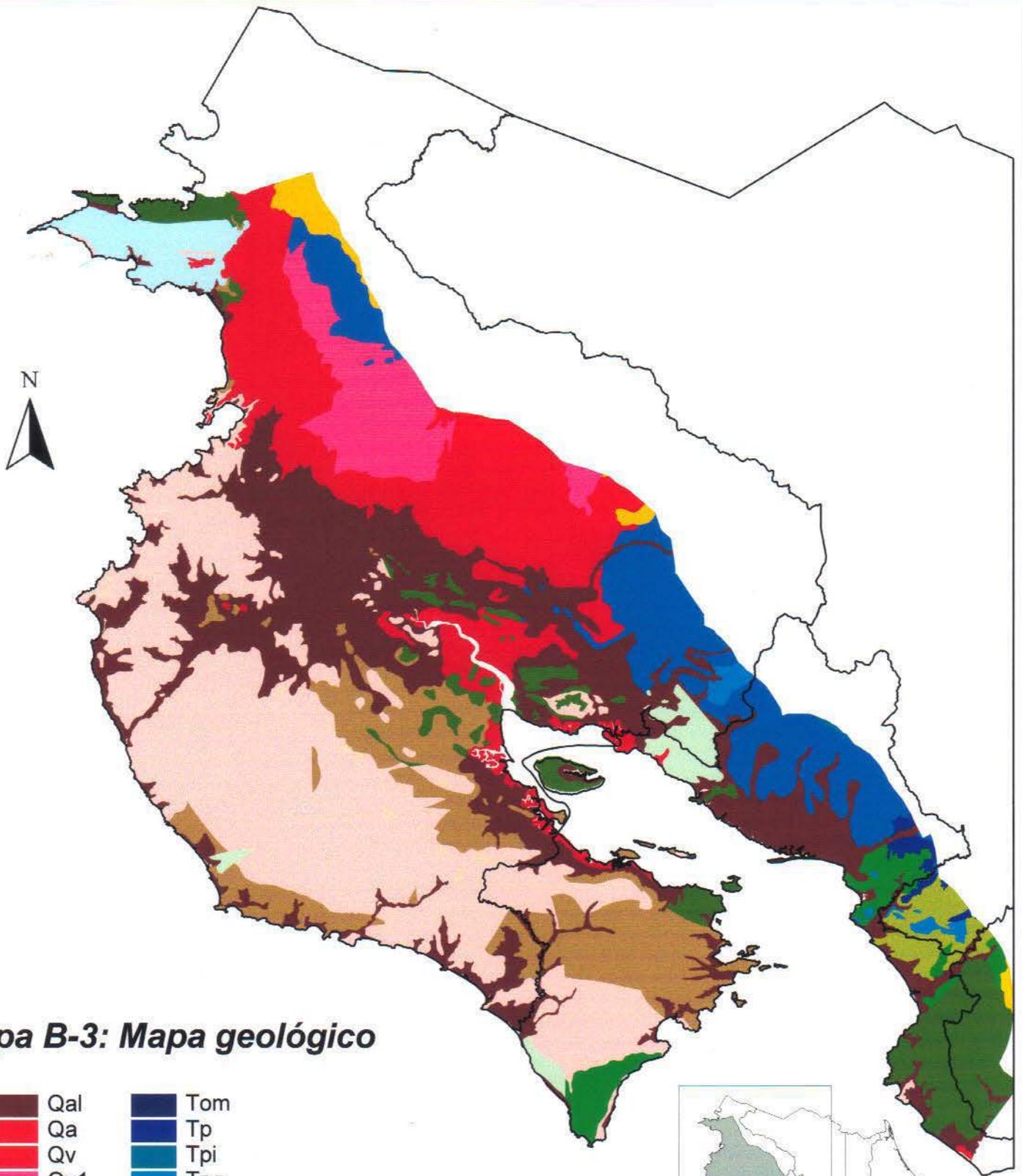
Mapa B-2: Atenuación de la aceleración pico en suelo

Porcentaje de la gravedad



Rutas Nacionales





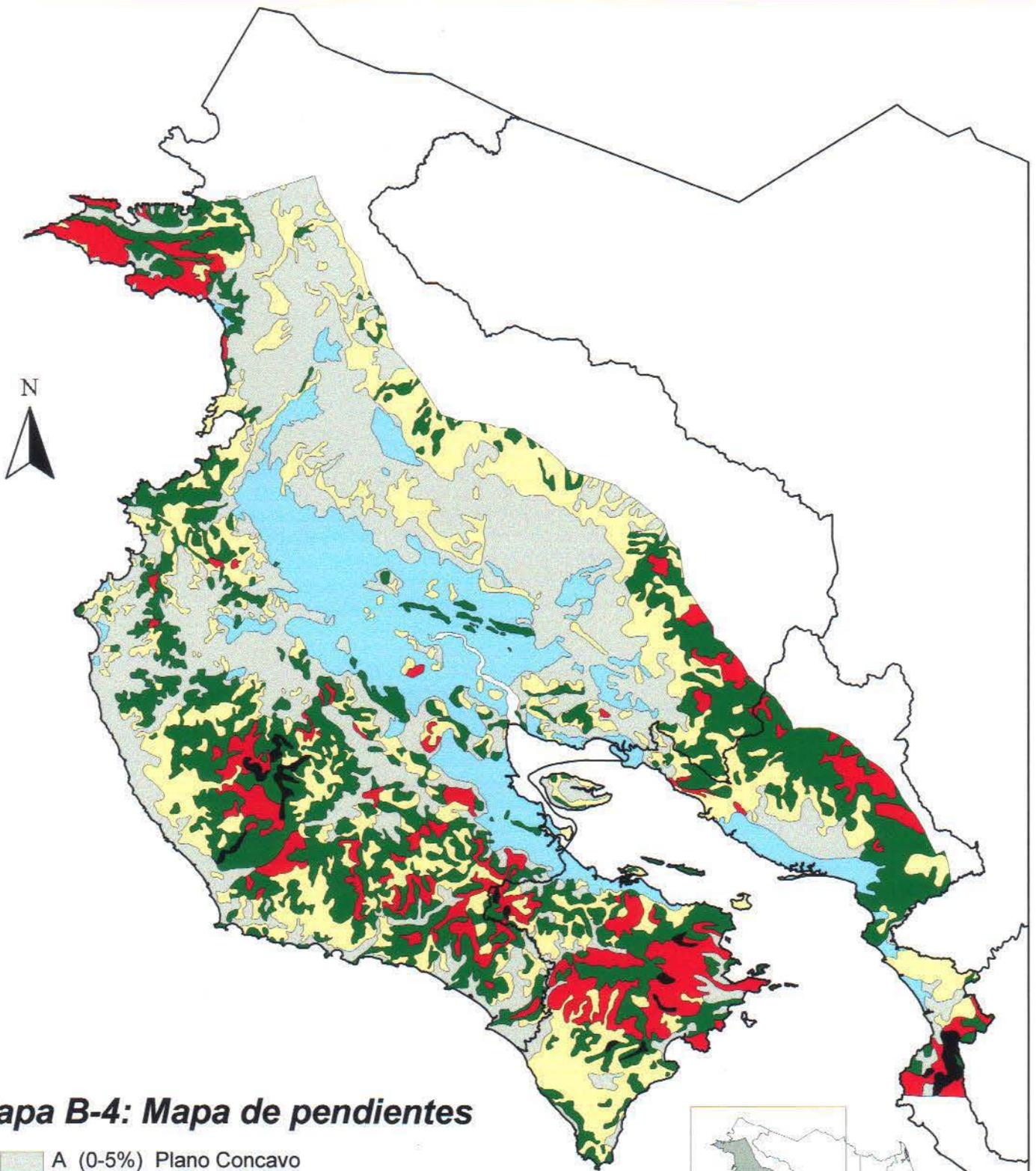
Mapa B-3: Mapa geológico

| | |
|---|---|
|  Qal |  Tom |
|  Qa |  Tp |
|  Qv |  Tpi |
|  Qv1 |  Tpq |
|  Qv2 |  TT |
|  Tep |  Tva |
|  Tm |  K |
|  Tmi |  Kp |
|  Tmp |  Ki |
|  To |  Kvs |

— Límite Provincial



Ubicación



Mapa B-4: Mapa de pendientes

- A (0-5%) Plano Concavo
- Ao (5-15%) Plano Ondulado
- B (15-30%) Accidentado
- C (30-45%) Muy accidentado
- D (45-60%) Quebrado
- E (Mayor 60%) Muy quebrado

— Límite Provincial



Ubicación

ANEXO C ESTRATIGRAFÍA DE GUANACASTE

Complejo de Nicoya

Esta compuesto por una serie de rocas ígneas y sedimentarias tales como Grauwacas en bancos gruesos compactos de color gris, ftanitas, lutitas, afaníticas y calizas silíceas afaníticas. Las rocas ígneas son coladas de basaltos, aglomerados basálticos con intrusiones de diabasa, gabros y dioritas. Todas estas rocas están plegadas y son testigos de un metamorfismo poco evolucionado, así como del fenómeno de cloritización de los basaltos en su plano de diaclasamiento. La edad de la formación va del Jurásico al Cretácico inferior.

Dengo (1962)¹ define la unidad, como una serie de rocas intensamente plegadas, consistente en basaltos, unidades sedimentarias e intrusivos. Las series de rocas suprayacentes se encuentran, localmente, muy plegadas, y con presencia de extrusiones basálticas de diferente edad.

Peridotitas de Santa Elena

La peridotita se presenta localmente bandeada por la presencia de láminas con mayor concentración de piroxenos, principalmente enstatitas. Estas se encuentran parcialmente serpentinizadas, y atravesadas por diques básicos. Además estas representan el basamento oceánico o del manto.

Formación Sabana Grande

Se encuentra situada en la parte central de la Península de Nicoya. Está formada por calizas silíceas, ftanitas, radiolaritas, lutitas silíceas y silex. La formación tiene una potencia de 240 metros y es discordante con las rocas del Complejo de Nicoya que le sirve de base así como con las rocas de la Formación Rivas que forman su techo.

Según Dengo (1962)² las principales litologías:

- a) Calizas silíceas,
- b) ftanitas con radiolarios, duras y estratificadas en capas delgadas,

¹ Dengo, G. (1962): "Estudios geológico de la región de Guanacaste, Costa Rica". 112 págs.; Instituto Geográfico Nacional de Costa Rica; San José, Costa Rica.

² Idem.

- c) lutitas silíceas y pedernal, el que generalmente es blanco a gris, con espesores de 6 - 10 cm. Están acompañados de:
- d) lutitas claras, que se distinguen de los pedernales macroscópicamente por la raya características de la lutita.

Formación Rivas

Se sitúa en la Península de Santa Elena, en los Cerros de Carralillo, en Barra Honda y en Copal. Esta compuesta por lutitas formadas de tobas en láminas, areniscas de grano grueso (grauwacas poco estratificadas y por limolitas). La formación Rivas es discordante con Sabana Grande, pero concordante con la Formación Barra Honda.

Según Dengo describe las litologías como formadas por:

- a) Lutitas tobáceas, color gris claro, dispuestas en estratos delgados; su color está alterado por concreciones de óxido de manganeso.
- b) Areniscas compactadas de grano grueso (grauwacas), con estratificación pobre, y color variable de color gris oscuro a pardo.
- c) Limolitas
- d) Lutitas grises y pardas y delgadas.
- e) Lutitas delgadas calcáreas, gris verdosas, arcillosas; y
- f) Lutitas silíceas con fósiles.

Formación Barra Honda

El afloramiento característico se encuentra situado en los cerros de Barra Honda, en la margen derecha del río Tempisque. Esta formación se compone de 300 metros de calizas arrecifales. La base está constituida por 100 metros de calizas poco estratificadas duras y homogéneas mientras que los restantes 200 metros están formados por bancos estratificados, con estratos medianos y delgados de la misma caliza blanca. Dicha formación descansa concordantemente sobre la formación Rivas, pero es discordante con la Formación Brito.

En cuanto a su morfología, los cerros presentan una forma arqueada, vista en planta. Algunos muestran el aspecto de anticlinales y sinclinales. Sus laderas exteriores son muy empinadas, con ángulos mayores de 35°, son verticales al llegar a la cima. Las laderas de la parte interna tienen menor pendiente. La forma arqueada de los cerros es debida a la presencia de arrecifes en forma de atolón. Debido a la filtración interna del agua, que afecta a los cerros, casi no existe un escurrimiento superficial. Esto ha dado origen, en Barra Honda, a la formación de grandes cavernas.

Formación Las Palmas

Se encuentra al Sureste de la Península de Nicoya, en la playa Las Palmas y al norte de Punta Gigante (Paquera y San Lucas). Esta compuesta por 900 metros de limolitas bien estratificadas, con intercalaciones de areniscas (grauwacas) y de calcarenitas, sobre todo en su parte inferior.

La descripción litológica de la base al techo es la siguiente:

- a) Calciruditas, de coloración gris, con fragmentos angulosos a subangulosos de calcita, pedernal y cuarzo. La matriz es fangosa. Los fragmentos disminuyen de tamaño conforme se va ascendiendo.
- b) Calcarenitas, de coloración clara, grano fino a medio, con fragmentos de calcita, magnetita, ftanita y pirita.
- c) Intercalaciones de areniscas finas y lutitas, con ocasionales estratos de caliza.

Formación Brito

Está formada por areniscas y limolitas bien estratificadas. Aflora en Punta Descartes, la bahía de Junquillal y al área de Manzanillo.

Al norte de la costa del Pacífico de Costa Rica, la parte inferior de la formación se compone de areniscas y limolitas de color pardo y gris verdoso, bien estratificadas, con un espesor aproximado de 600 m, las que afloran en la parte central de la Punta Descartes, en el centro de un anticlinal. Gran parte del material que forma estas rocas, es de origen volcánico.

La parte superior de la formación aflora en el centro de un sinclinal en Bahía Salinas y, hacia el sur, en Junquillal. Esta constituida por areniscas bien estratificadas, poco escogidas, de color pardo y oscuro, en cuya parte superior, se encuentran calizas arrecifales dispuestas en masas lenticulares.

En el área de Manzanillo, la unidad se compone de conglomerados y areniscas tobáceas. Los conglomerados presentan granos de calizas, jaspe, ftanitas y diabasa, derivados de las unidades infrayacentes de Barra Honda, Sabana Grande y el Complejo de Nicoya.

Formación Masachapa

La formación Masachapa aflora en Costa Rica en dos regiones:

- a) En la parte inferior del curso del Río Nosara hasta Punta Peladas.
- b) en la Playa Manzanillo de Arío, desde la boca del Río Manzanillo, hacia el sur, hasta el peñon de Arío.

En Costa Rica, en la región de Arío, la formación se compone de:

- a) En la parte inferior, de areniscas de mediana granulación, duras, estratificadas en capas delgadas.
- b) Están cubiertas por limolitas, posiblemente tobáceas, areniscas finas y lutitas calcáreas.

Los afloramientos del curso inferior del Río Nosara y de punta Peladas, se caracterizan por presentar:

- a) En la parte inferior, areniscas finas, de color pardo, con numerosos fragmentos de pelecípodos, sobreyacidas por:
- b) Calizas arenosas, gris claras.
- c) que culminan con una caliza lutácea, y por areniscas y lutitas calcáreas de color gris.

Formación Punta Carballo.

Esta formación aflora en forma de un gran acantilado vivo, situado en la costa oriental del Golfo de Nicoya, al sur de Puntarenas; ocupando el litoral comprendido entre los ríos Barranca y Jesús María. Se compone de una serie de conglomerados angulosos, areniscas finas calcáreas y calizas. El cemento de todas estas rocas es calcáreo y en algunos sectores el conglomerado pasa a brecha, siendo sus partes componentes de origen ígneo en su gran mayoría. Esta formación tiene componentes de origen ígneo en su gran mayoría. Esta formación tiene un espesor de 200 metros. Es discordante en su base con el Complejo de Nicoya y con rocas del Eoceno. La edad de esta formación está atribuida al Mioceno Medio.

Formación Montezuma

Se sitúa desde Cabo Blanco hasta Bahía Ballena, en la costa Pacífica Norte.

Considerando el espesor de la formación, sus afloramientos son extensos y continuos, y, por lo general, fácilmente accesibles.

Según Dengo (1962)³, esta formación se compone en su parte inferior, de conglomerados y areniscas, los que gradualmente, pasan a limolitas y areniscas finas de color gris azulado y pardo claro. En otra localidad, aparece una arenisca verde grisácea. Presenta en varias zonas, megafósiles en abundancia..

³ Dengo, G. (1962): "Estudios geológico de la región de Guanacaste, Costa Rica". 112 págs.; Instituto Geográfico Nacional de Costa Rica; San José, Costa Rica.

La litología expuesta en los acantilados comprende: conglomerados basales, lutitas arcillosas en estratos delgados, areniscas con ripples, areniscas café claro, lutitas café y lutitas adelgazadas de color azul grisáceo con una tonalidad suave, y un conglomerado de cantos. En general, aparecen en capas poco consolidadas.

Es de 30 m en la localidad de Montezuma y se adelgaza hacia el norte hasta la cercanías de Cóbano. Se condidera que la formación pertenece al Mioceno.

Intrusivo Guacimal

Secuencia de rocas intrusivas de composición variada y con una predominancia monzonítica-adamellítica.

Aflora en el caserío de San Luis y las cabeceras del Río Guacimal. Otro afloramiento importante, se localiza en la cabecera del Río Aranjuez.

Con respecto a las litologías, en el estratotipo se presentan:

- a) monzonita
- b) adamellita
- c) granodiorita
- d) gabro
- e) microgabro
- f) alaskitas
- g) granitos.

A esta formación se la ubica en el Plioceno Superior

Formación Bagaces

Esta formación constituye la base del piedemonte occidental de la cordillera volcánica de Guanacaste. Son ignimbritas llamadas "toba gris" y se subdivide en tres miembros:

- a) Miembro inferior.

Sedimentos lacustres formados por arenas y arcilas ceníceas que alternan con lapillis.

- b) Miembro intermedio

Tobas columnares e ignimbritas densas fracturadas. Las lavas son basaltos olivínicos. El espesor varía entre 30 y 40 metros. Las tobas descansan sobre las lavas.

- c) Miembro superior

Constituido por toba aglutinada, toba soldada y material heterogéneo. La parte superior de la formación está compuesta por tobas de distinta textura, que se encuentran entre suelos fosicementados por cenizas, a veces simplemente compactadas y otras aglutinadas. Las grietas son frecuentes y están rellenas por material residual.

Según Bohnenberger (1968)⁴, la cima de la formación presenta lechos arenosos que sobreyacen a suelos antiguos. Su color es entre crema y gris, con una variación amarillenta y anaranjada, debido a los procesos de meteorización.

En la región de Cañas las litologías son complejas, compuestas por una secuencia de capas lacustres de grano fino a grueso, y arenas gris oscuras, bien estratificadas, así como cuñas discordantes, todas sobreyacen a tobas grises.

La edad atribuida a la Formación Bagaces, es Pleistoceno inferior.

Formación Liberia.

Se encuentra al pie del volcán Rincón de la Vieja, en la vertiente occidental de la Cordillera Volcánica de Guanacaste. Ocupa un área de 25 a 30 km².

La formación Liberia es una sucesión de tobas de aspecto granular que, en una matriz arcillosa de cenizas, representa un 60 % de su composición total.

Esta formación se compone en su base por un horizonte fluvio-lacustre, compuesto por limos arcillosos, arenas gruesas y material piroclástico. El horizonte está poco cementado. El resto de la formación está constituida por una serie de tobas y cenizas cuyo cemento es un material riolítico blanco con cantidades variables de pómez.

El espesor es de 100 metros y está datada como pertenecientes al Pleistoceno superior.

⁴ Bohnenberger, O. (1968): "Reconocimiento fotogeológico del área de Guanacaste entre la Cordillera Volcánica y el Río Tempisque". SENAS, Inf. Técn. 16, 26 págs., 10 planos; San José, Costa Rica.

ANEXO D : CURVAS DE FRAGILIDAD

1. Curvas de fragilidad para carreteras por deformaciones permanentes del terreno

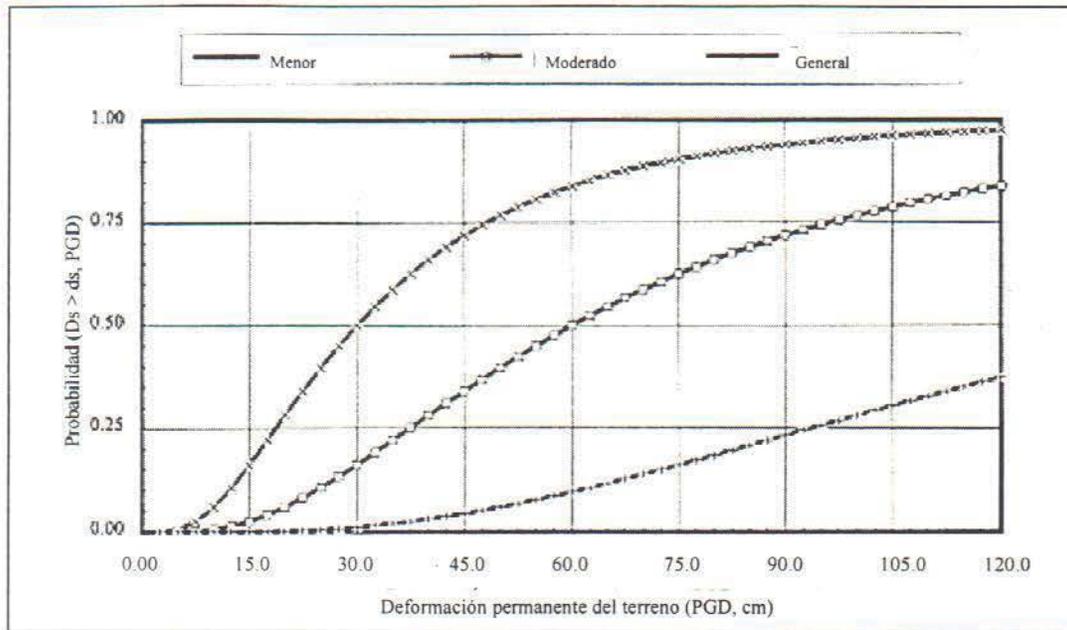


Fig. D-1: Curvas de fragilidad para varios tipos de daño en carreteras mayores

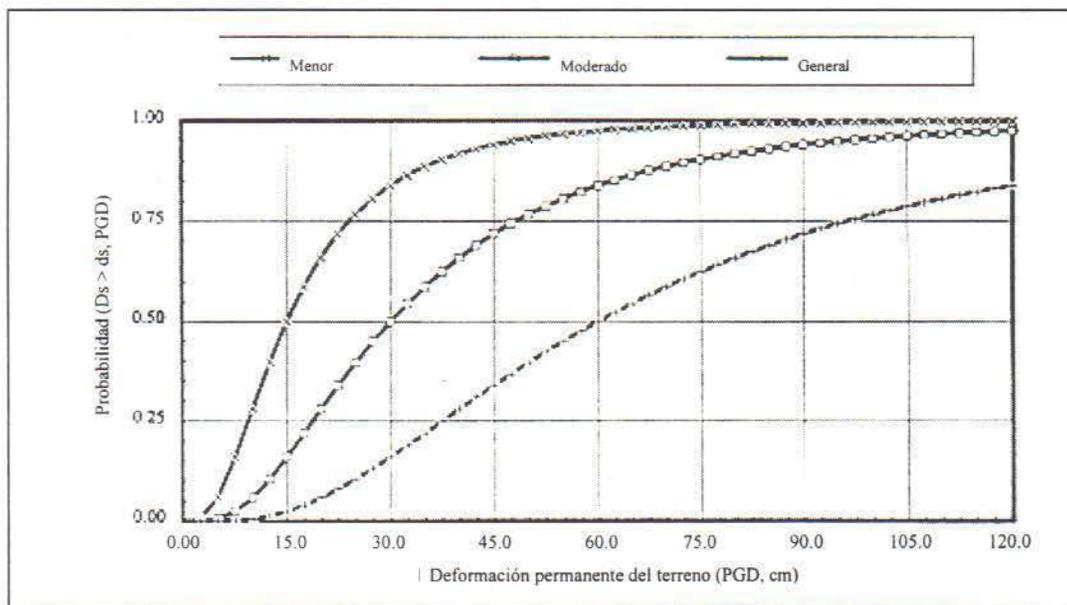


Fig. D-2: Curvas de fragilidad para varios daños en carreteras urbanas

2. Curvas de fragilidad para puentes por aceleración pico horizontal

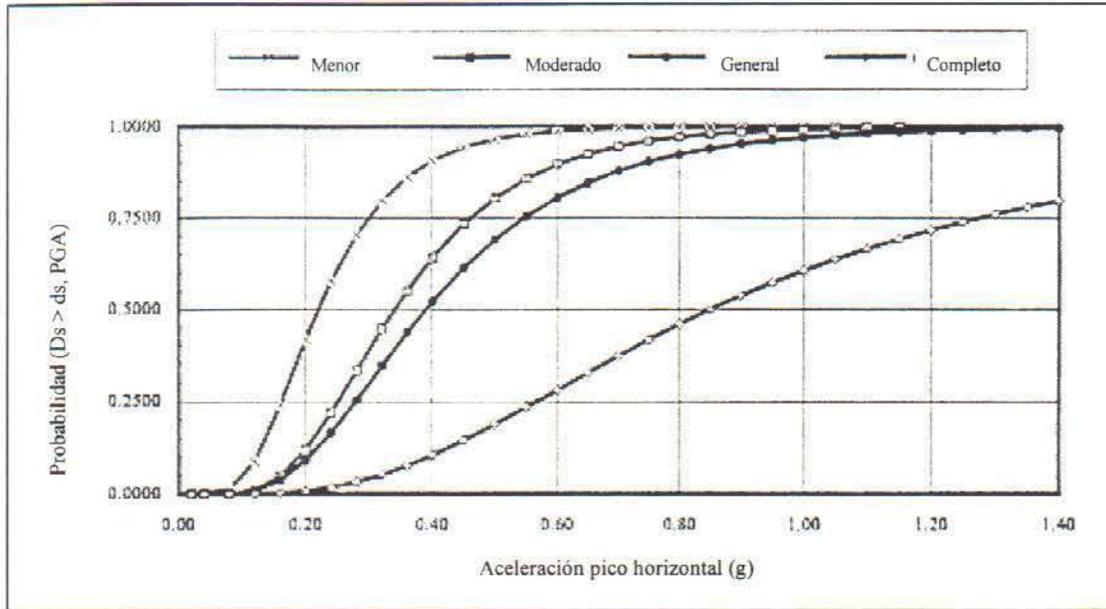


Fig. D-3: Curvas de fragilidad para puentes simplemente apoyados con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal.

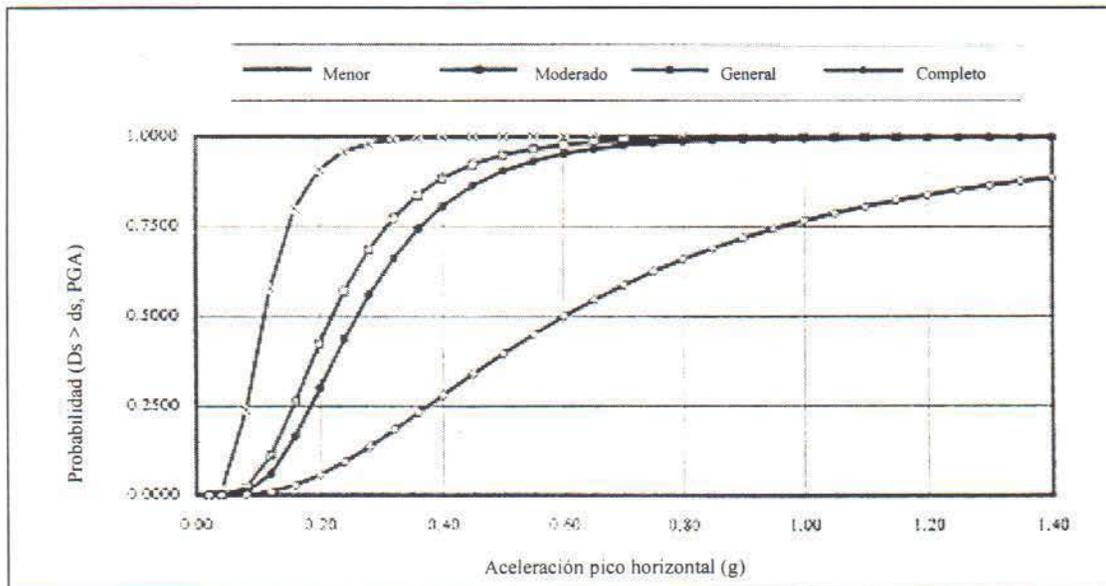


Fig. D-4: Curvas de fragilidad para puentes simplemente apoyados con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal.

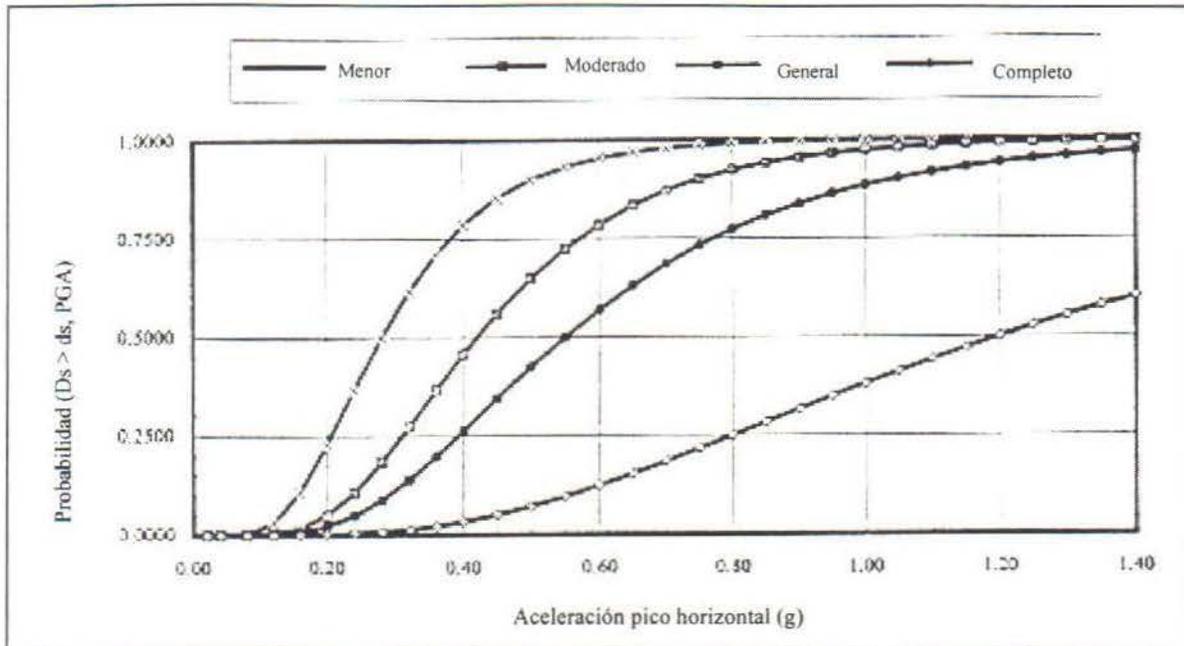


Fig. D-5: Curvas de fragilidad para puentes continuos con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal.

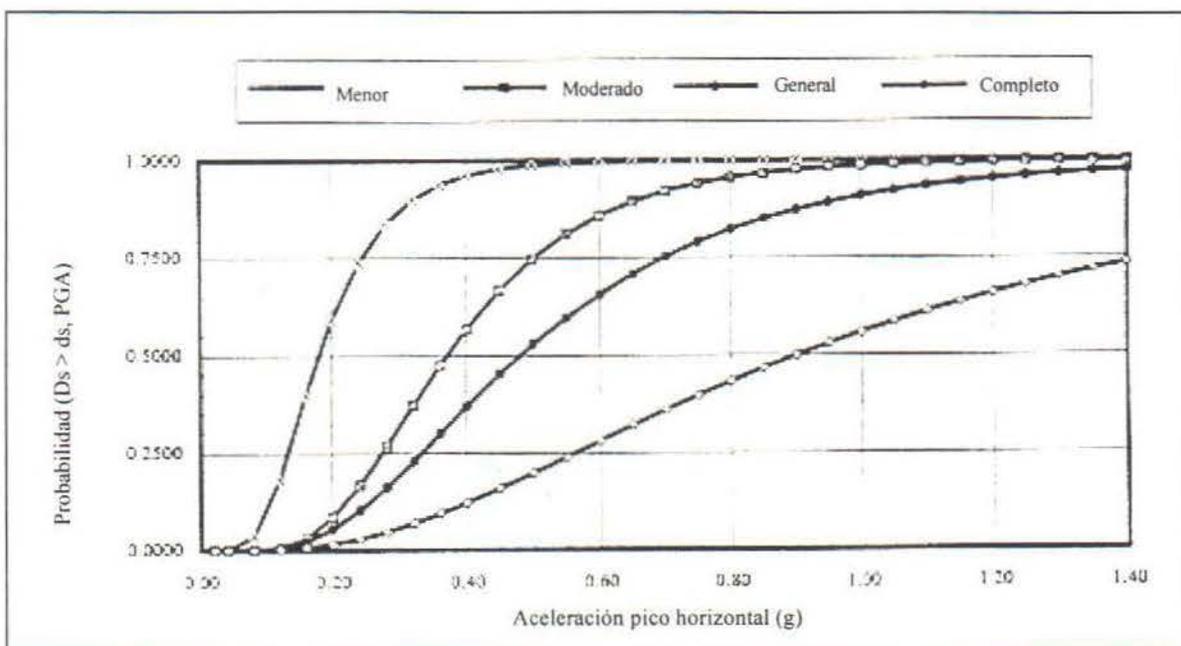


Fig. D-6: Curvas de fragilidad para puentes continuos con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal.

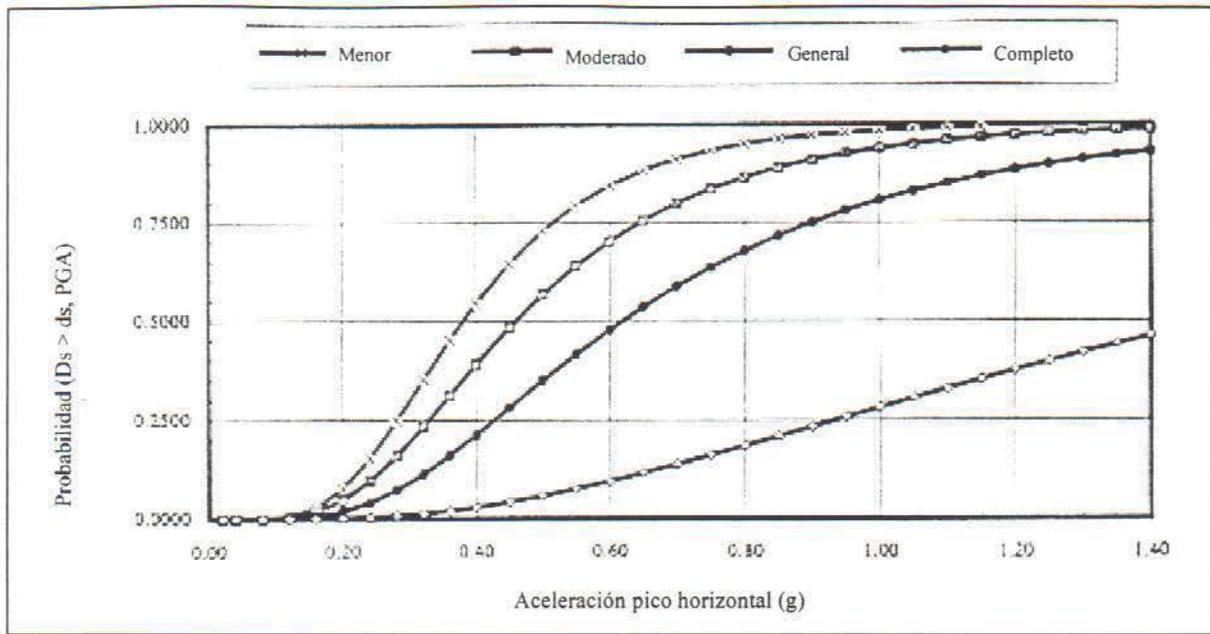


Fig. D-7: Curvas de fragilidad para puentes de gran tamaño con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal.

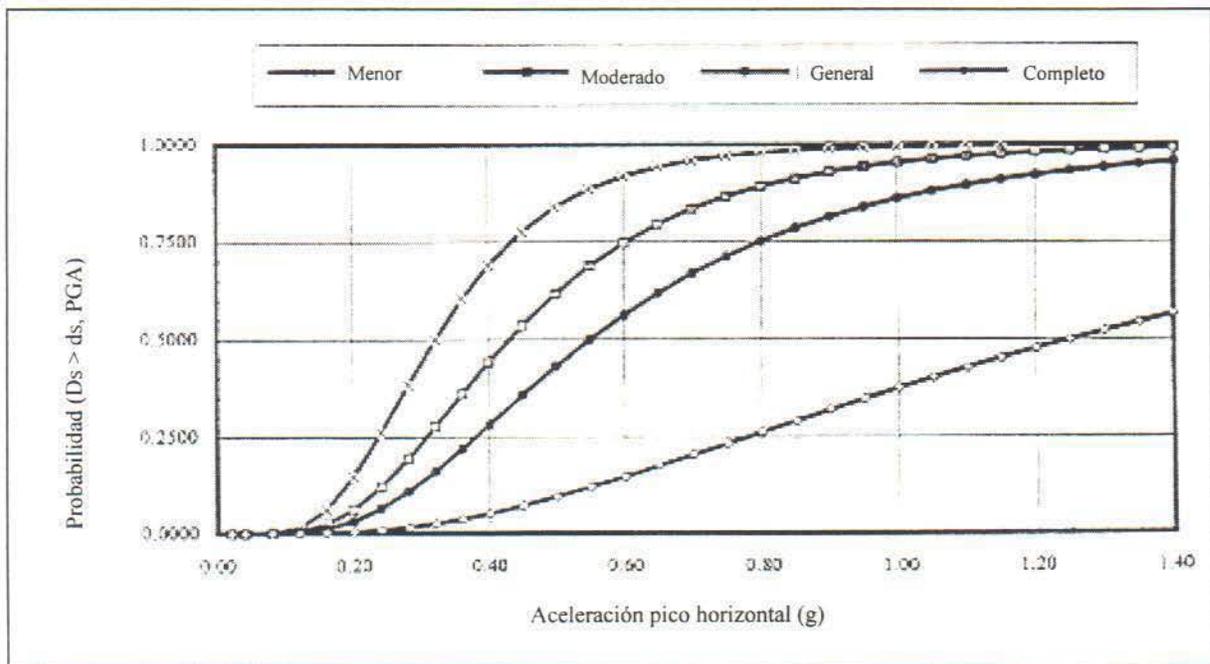


Fig. D-8: Curvas de fragilidad para puentes de gran tamaño con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal.

3. Curvas de fragilidad por deformación permanente del terreno para puentes

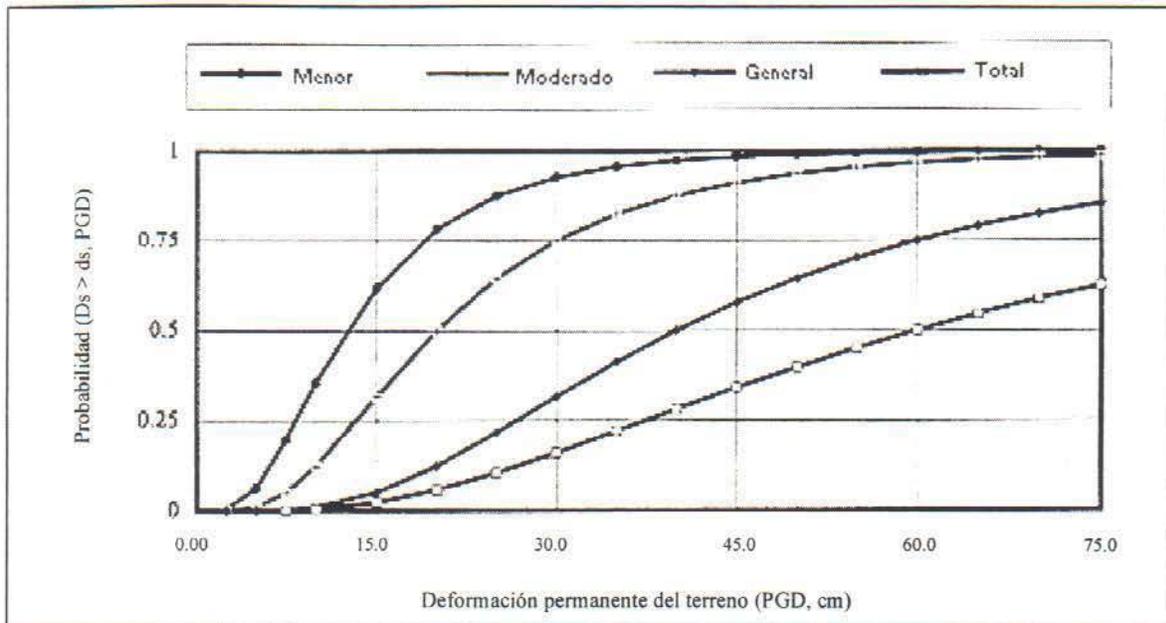


Fig. D-9: Curvas de fragilidad para puentes con diseño sísmico en función de la deformación permanente del terreno.

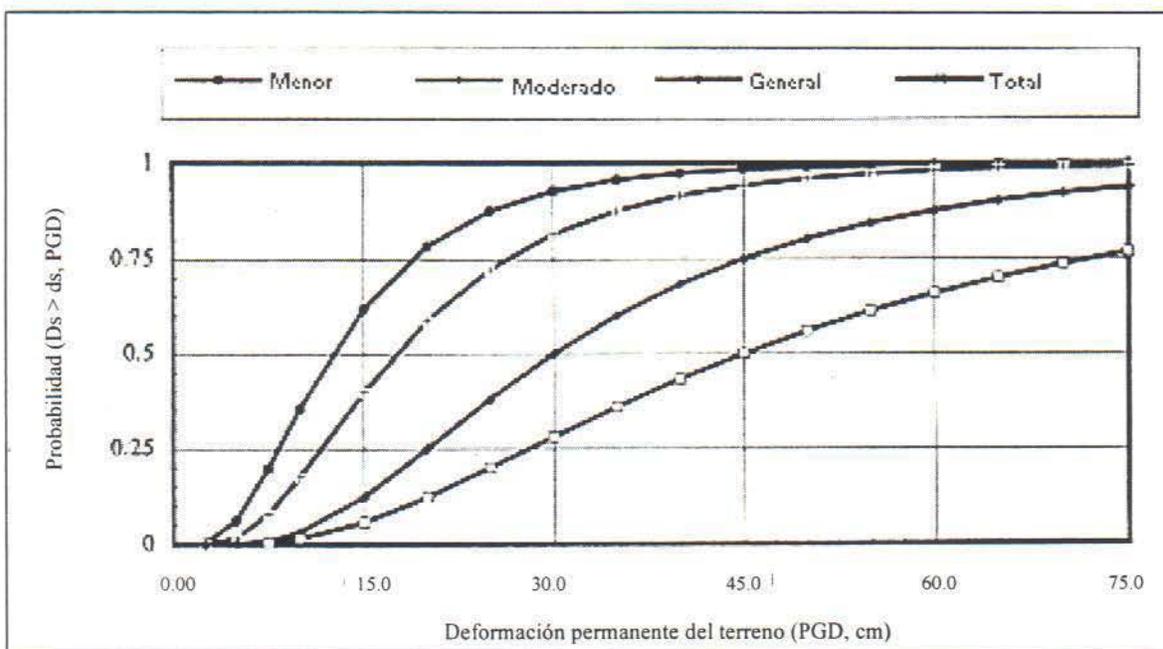


Fig. D-10: Curvas de fragilidad para puentes con diseño convencional en función de la deformación permanente del terreno.

**ANEXO E:
CLASIFICACIÓN, DAÑOS CALCULADOS Y DAÑOS OBSERVADOS PARA LOS
PRINCIPALES PUENTES DE LA ZONA DE LIMÓN**

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 1 |
| RUTA | 32 |
| NOMBRE | RÍO CHIRRIPO |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1974 |
| T.P.D.¹ | 4185 |
| LONGITUD (m) | 430.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| ACELERACIÓN | 30 - 40 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Viga de acero continua |
| DAÑO CALCULADO | ds3: daño moderado |
| DAÑO OBSERVADO | El puente se movió en sentido transversal. Pernos doblados. Desplazamiento del balancín. Colapso de uno de los accesos (ds3). |

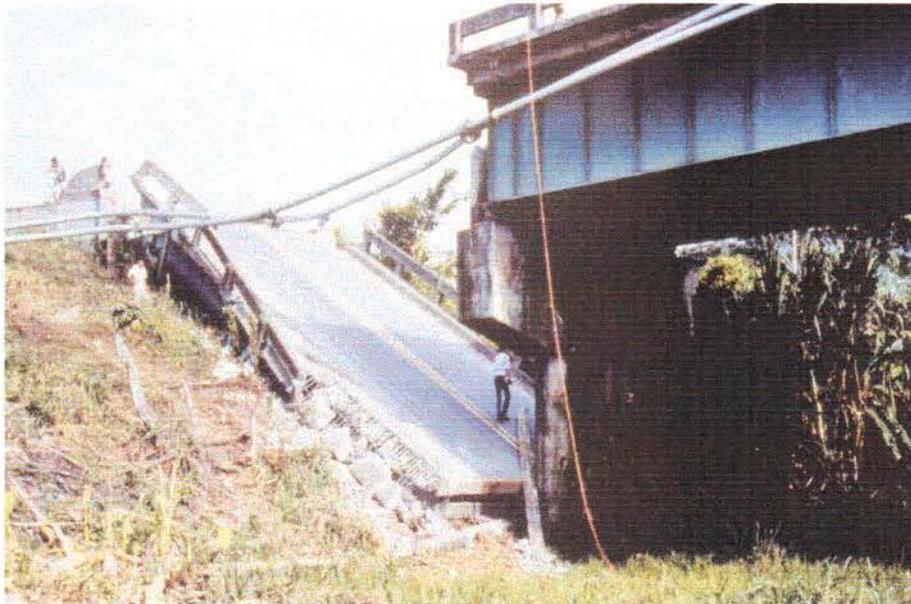


Fig. E-1: Falla del acceso al puente sobre el Río Chirripó

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 2 |
| RUTA | 32 |
| NOMBRE | RÍO CUBA |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1974 |
| T.P.D.¹ | 4185 |
| LONGITUD (m) | 65.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| ACELERACIÓN | 80 - 90 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I de concreto postensado |
| DAÑO CALCULADO | ds5: daño total |
| DAÑO OBSERVADO | Bastiones corridos. Pilotes levantados y quebrados. Desplazamiento de las pilas (ds4). |

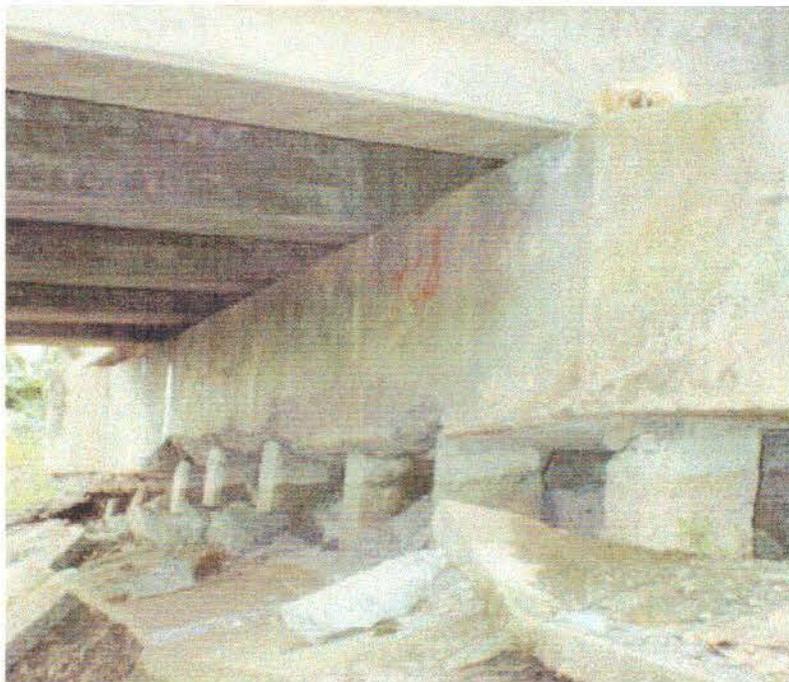


Fig. E-2: Bastión del puente sobre el Río Cuba

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 3 |
| RUTA | 32 |
| NOMBRE | RÍO BLANCO |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1974 |
| T.P.D.¹ | 5720 |
| LONGITUD (m) | 55.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| ACELERACIÓN | 90 - 100 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I de concreto postensado |
| DAÑO CALCULADO | ds5: daño total |
| DAÑO OBSERVADO | Desplazamiento y volcamiento de bastiones. Pilotes quebrados. Pernos pandeados. Falla por sesgamiento del puente. Ruptura en apoyos de nervaduras de las vigas (ds4). |



Fig. E-3: Bastión del puente sobre el Río Blanco

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|------------------------------|--|
| CÓDIGO | 4 |
| RUTA | 36 |
| NOMBRE | RÍO BANANO |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1974 |
| T.P.D.¹ | 1230 |
| LONGITUD (m) | 102.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| ACELERACIÓN | 90 - 100 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I de concreto postensado |
| DAÑO CALCULADO | ds5: daño total |
| DAÑO OBSERVADO | Rotación de bastiones. Pilotes quebrados. Pernos torcidos. Asentamiento severo en los accesos (ds5). |



Fig. E-4: Asentamiento del acceso al puente sobre el Río Banano

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 5 |
| RUTA | 36 |
| NOMBRE | RÍO VIZCAYA |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1990 |
| T.P.D.¹ | 1230 |
| LONGITUD (m) | 63.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| ACELERACIÓN | 90 - 100 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I de concreto postensado |
| DAÑO CALCULADO | ds5: daño total |
| DAÑO OBSERVADO | Dos tramos del puente colapsaron. Bastiones corridos y pilotes expuestos (ds5). |

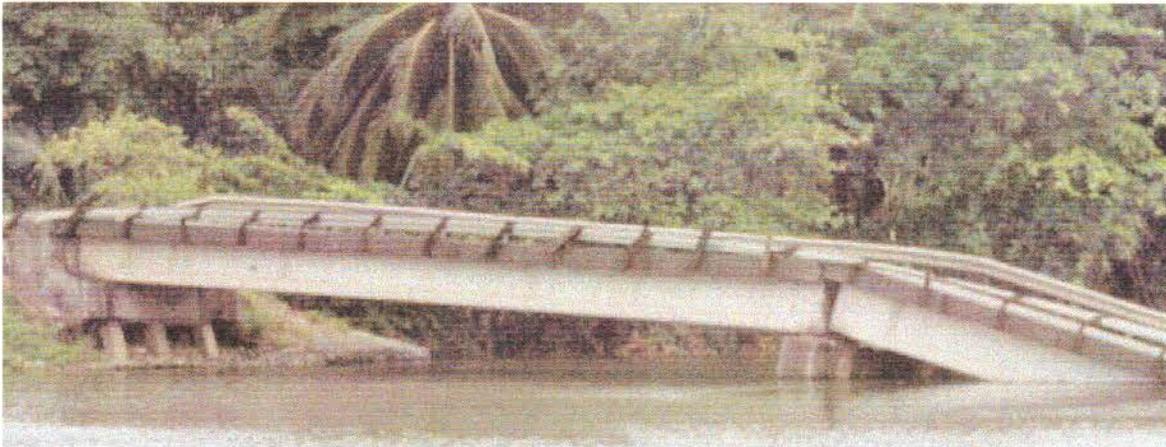


Fig. E-5: Caída de un tramo del puente sobre el Río Vizcaya

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 6 |
| RUTA | 36 |
| NOMBRE | RÍO BANANITO |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1971 |
| T.P.D.¹ | 1230 |
| LONGITUD (m) | 64.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| ACELERACIÓN | 90 - 100 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I de concreto postensado |
| DAÑO CALCULADO | ds5: daño total |
| DAÑO OBSERVADO | Colapso general del puente. Todos los tramos del puente se cayeron (ds5). |



Fig. E-6: Colapso del puente sobre el Río Bananito

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 7 |
| RUTA | 36 |
| NOMBRE | RÍO ESTERO NEGRO |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1971 |
| T.P.D.¹ | 1230 |
| LONGITUD (m) | 33.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| ACELERACIÓN | 90 - 100 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I de concreto postensado |
| DAÑO CALCULADO | ds5: daño total |
| DAÑO OBSERVADO | Rotación de bastiones. Pilotes quebrados. Daño de cortante en las pilas producido por los pernos de apoyo. Colapso de uno de los tramos del puente (ds5). |



Fig. E-7: Colapso del puente sobre el Estero Negro

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 8 |
| RUTA | 36 |
| NOMBRE | RÍO ESTRELLA |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1971 |
| T.P.D.¹ | 1230 |
| LONGITUD (m) | 174.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| ACELERACIÓN | 90 - 100 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Dos cerchas de acero |
| DAÑO CALCULADO | ds5: daño total |
| DAÑO OBSERVADO | Colapso general del puente. Los dos tramos que lo formaban se cayeron. Asentamiento severo de los accesos. Corrimiento y rotación de bastiones (ds5). |



Fig. E-8: Colapso del puente sobre el Río La Estrella

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 9 |
| RUTA | 32 |
| NOMBRE | QUEBRADA CALDERÓN |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1974 |
| LONGITUD (m) | 23.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| ACELERACIÓN | 30 - 40 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I de concreto postensado |
| DAÑO CALCULADO | ds4: daño general |
| DAÑO OBSERVADO | Bastiones corridos. Grietas en los bastiones. Pernos torcidos y pilotes quebrados. (ds3) |

| | |
|------------------------------|---|
| CÓDIGO | 10 |
| RUTA | 36 |
| NOMBRE | RÍO SIXAOLA |
| FECHA DE CONSTRUCCIÓN | 1908 |
| T.P.D.¹ | 440 |
| LONGITUD (m) | 259.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR14 |
| ACELERACIÓN | 30 - 40 % g |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Dos cerchas de acero |
| DAÑO CALCULADO | ds2: daño leve |
| DAÑO OBSERVADO | Sin daño estructural. (ds2) |

¹ Tránsito Promedio Diario

**ANEXO F :
CLASIFICACIÓN, DESCRIPCIÓN Y DAÑOS ESPERADOS
PARA LOS PUENTES DE GUANACASTE**

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 1 |
| RUTA | 34 |
| NOMBRE | RÍO TULÍN |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1977 |
| T.P.D.¹ | 1665 |
| LONGITUD (m) | 167.00 |
| TIPO | Puente con luces menores de 150 m, simplemente apoyado. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 5 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |



Fig. F-1: Puente sobre el Río Tulín

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 2 |
| RUTA | 34 |
| NOMBRE | RÍO LA MONA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1977 |
| T.P.D.¹ | 980 |
| LONGITUD (m) | 44.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 2 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |

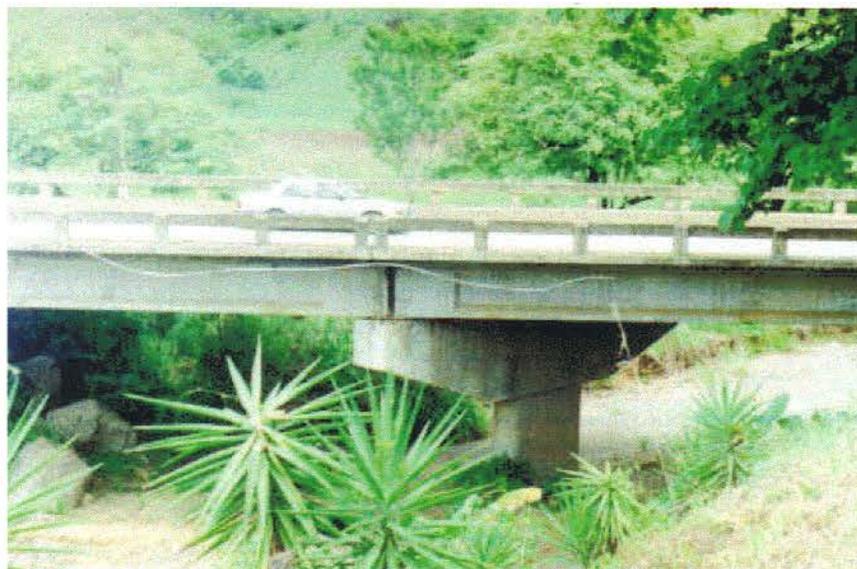


Fig. F-2: Puente sobre el Río La Mona

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 3 |
| RUTA | 34 |
| NOMBRE | RÍO AGUJAS |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1977 |
| T.P.D.¹ | 1700 |
| LONGITUD (m) | 44.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 2 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |



Fig. F-3: Puente sobre el Río Agujas

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 4 |
| RUTA | 34 |
| NOMBRE | RÍO TARCOLITOS |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1977 |
| T.P.D.¹ | 1565 |
| LONGITUD (m) | 69.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |



Fig. F-4: Puente sobre el Río Tarcolitos

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 5 |
| RUTA | 34 |
| NOMBRE | RÍO GRANDE DE TÁRCOLES |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1977 |
| T.P.D.¹ | 1565 |
| LONGITUD (m) | 340.00 |
| TIPO | Puente con luces menores a 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Bajo |
| CLASIFICACIÓN | HBR3 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 5 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas cajón de sección variable |



Fig. F-5: Puente sobre el Río Grande de Tárcoles

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 6 |
| RUTA | 27 |
| NOMBRE | RÍO JESÚS MARÍA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1977 |
| T.P.D.¹ | 1680 |
| LONGITUD (m) | 119.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 5 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |



Fig. F-6: Puente sobre el Río Jesús María

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 7 |
| RUTA | 23 |
| NOMBRE | ESTERO MATA DE LIMÓN |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1965 |
| T.P.D.¹ | 2820 |
| LONGITUD (m) | 70.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds2: daño leve |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |

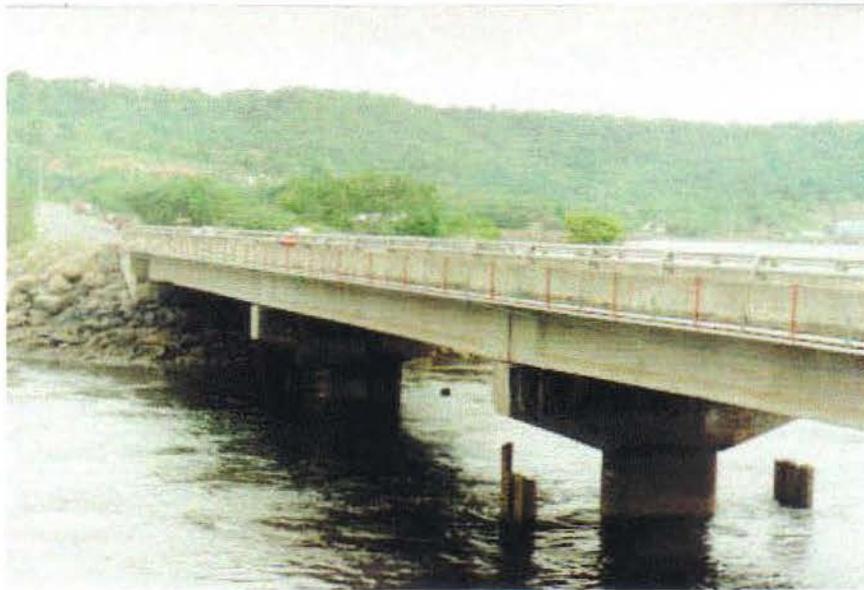


Fig. F-7: Puente sobre el Estero Mata de Limón

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 8 |
| RUTA | 23 |
| NOMBRE | RÍO BARRANCA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1973 |
| T.P.D.¹ | 2820 |
| LONGITUD (m) | 174.00 |
| TIPO | Puente con luces menores de 150 m, simplemente apoyado. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMO | 5 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |

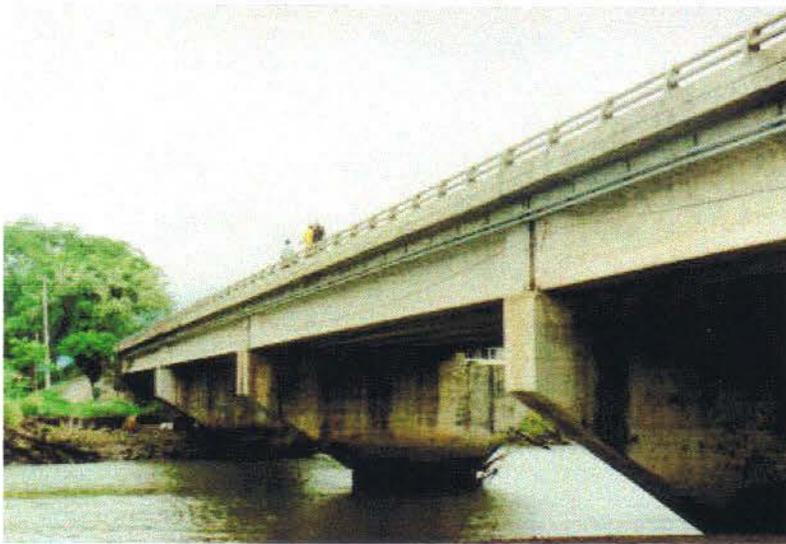


Fig. F-8: Puente sobre el Río Barranca (Ruta 23)

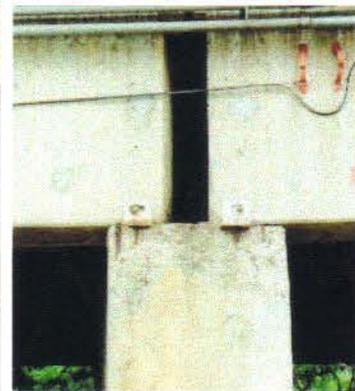


Fig. F-9: Detalle de apoyo en la pila

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 9 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | P.S.S.R. 23 |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1973 |
| T.P.D.¹ | 4850 |
| LONGITUD | 40.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Bajo |
| CLASIFICACIÓN | HBR5 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Viga tipo cajón simplemente apoyada |

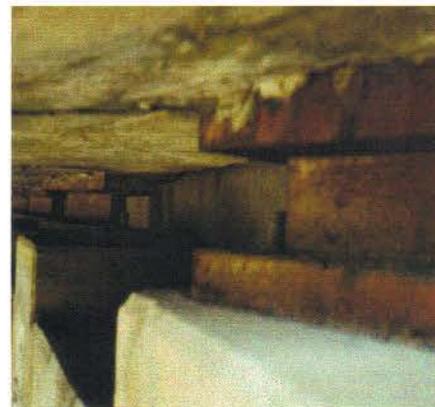


Fig F-10: Detalle de apoyos



Fig F-11: Paso a desnivel sobre la ruta 32

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 10 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO BARRANCA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1941 |
| T.P.D.¹ | 7655 |
| LONGITUD (m) | 96.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 5 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha y vigas continuas |

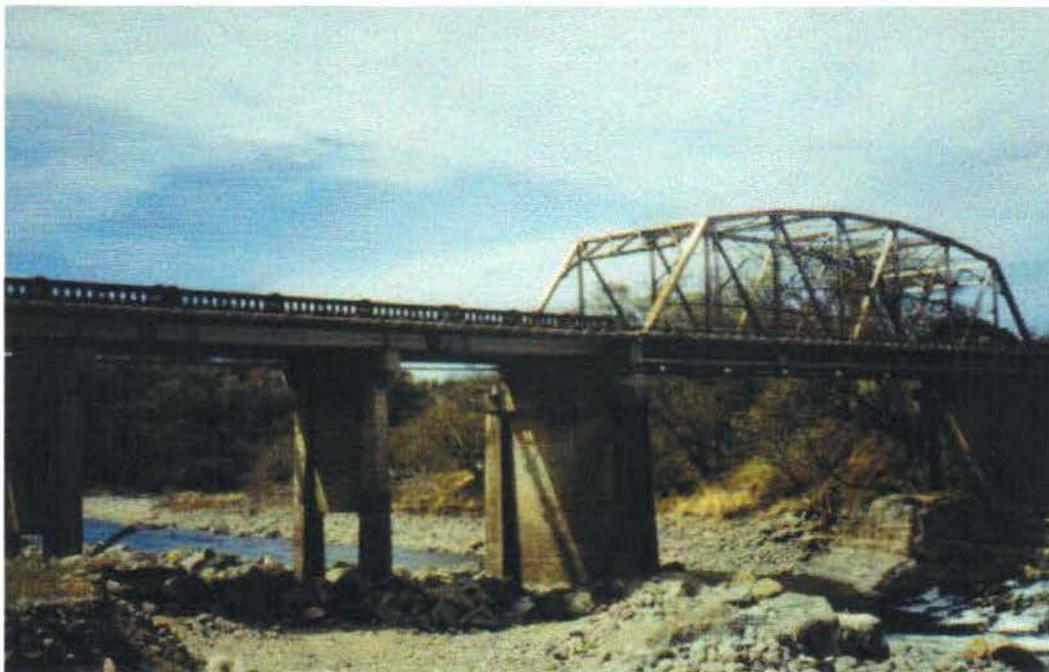


Fig F-12: Puente sobre el río Barranca (Ruta 1)

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 11 |
| RUTA | 742 |
| NOMBRE | RÍO BARRANCA (Ferroviario) |
| CÓDIGO DE DISEÑO | 1924 (fecha de construcción) |
| T.P.D.¹ | 75 |
| LONGITUD | 159.00 |
| TIPO | Puente con al menos una luz de más de 150 m. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | Tipo 2: Ferroviario con diseño convencional |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |



Fig F-13: Puente ferroviario sobre el Río Barranca

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 12 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO NARANJO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1941 |
| T.P.D.¹ | 4850 |
| LONGITUD (m) | 32.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 2 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I continuas |



Fig. F-14: Puente sobre el Río Naranjo

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 13 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO CIRUELAS |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 5140 |
| LONGITUD (m) | 32.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |



Fig. F-15: Puente sobre el Río Ciruelas

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 14 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO SECO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1941 |
| T.P.D.¹ | 5140 |
| LONGITUD (m) | 38.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |



Fig. F-16: Puente sobre el Río Seco

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 15 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO ARANJUEZ |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1941 |
| T.P.D.¹ | 5140 |
| LONGITUD (m) | 87.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha continua por debajo de la superficie de ruedo. |



Fig. F-17: Puente sobre el Río Aranjuez

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 16 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO GUACIMAL |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 5140 |
| LONGITUD (m) | 67.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds2: daño leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |



Fig. F-18: Puente sobre el Río Guacimal

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 17 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO LAGARTO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1941 |
| T.P.D.¹ | 5140 |
| LONGITUD (m) | 53.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds2: daño leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |



Fig. F-19: Puente sobre el Río Lagarto

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 18 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO ABANGARES |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 3430 |
| LONGITUD (m) | 100.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds2: daño leve |
| TRAMOS | 2 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Dos cerchas |



Fig. F-20: Detalle de unión de las cerchas del puente sobre el Río Abangares

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 19 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO HIGUERÓN |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 3430 |
| LONGITUD (m) | 32.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |



Fig. F-21: Puente sobre el Río Higuierón

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 20 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO CAÑAS |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 3430 |
| LONGITUD (m) | 58.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds2: daño leve |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero y Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas de concreto en los extremos y vigas de acero en el centro. |



Fig F-22: Puente sobre el Río Cañas

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 21 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO COROBICÍ |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 3425 |
| LONGITUD (m) | 74.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas de acero en los extremos y cercha de acero en el centro. |

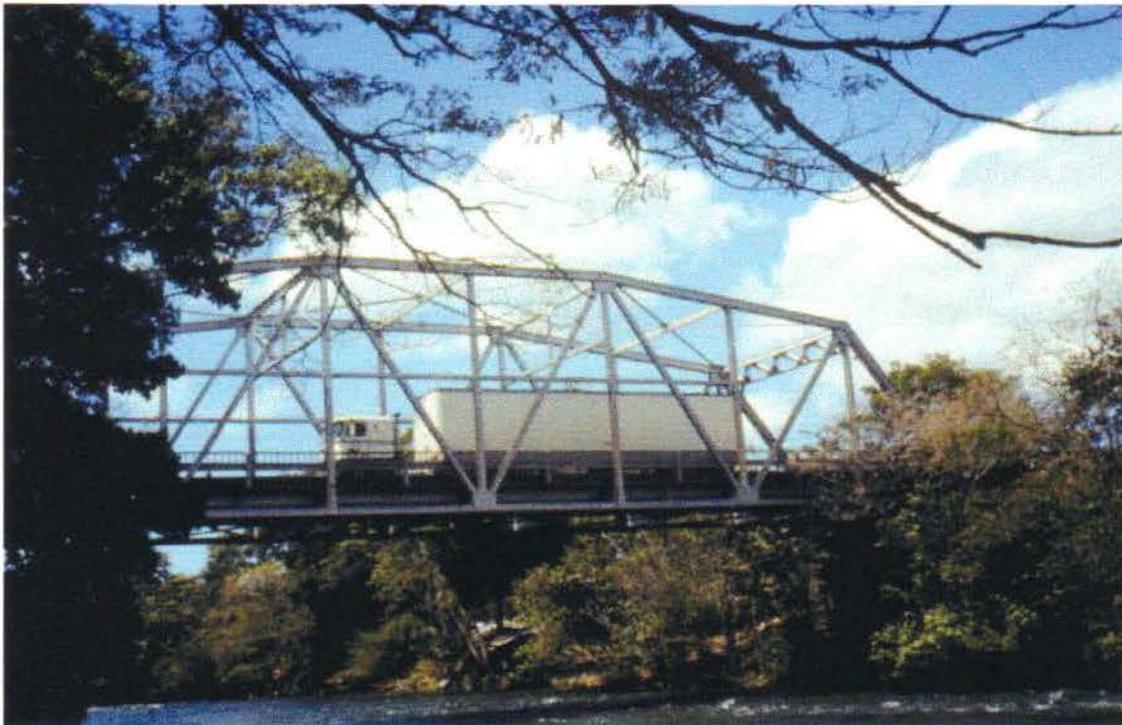


Fig F-23: Puente sobre el río Corobicí.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 22 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO TENORIO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 3425 |
| LONGITUD (m) | 54.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas continuas |



Fig. F-24: Puente sobre el Río Tenorio.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 23 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO BLANCO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1957 |
| T.P.D.¹ | 3425 |
| LONGITUD (m) | 40.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero y Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas de concreto en los extremos y vigas de acero en el centro. |

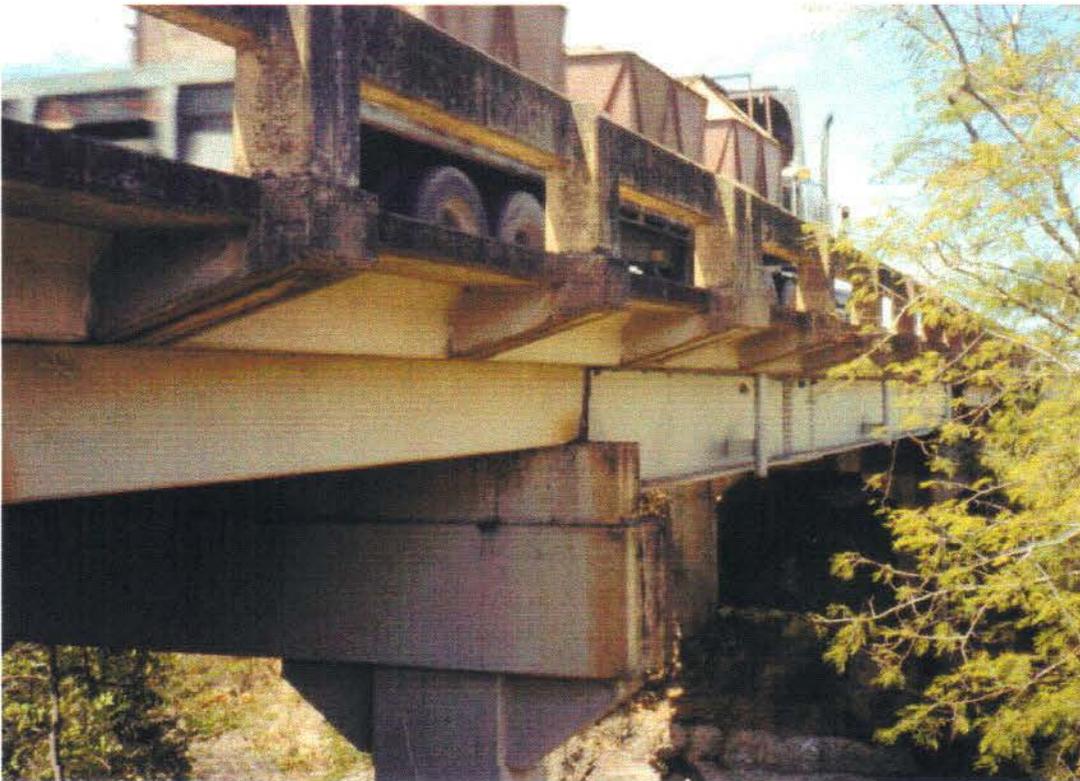


Fig. F-25: Puente sobre el Río Blanco.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 24 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | CANAL DE RIEGO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1991 |
| T.P.D.¹ | 3425 |
| LONGITUD (m) | 21.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Bajo |
| CLASIFICACIÓN | HBR5 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas de concreto simplemente apoyadas |

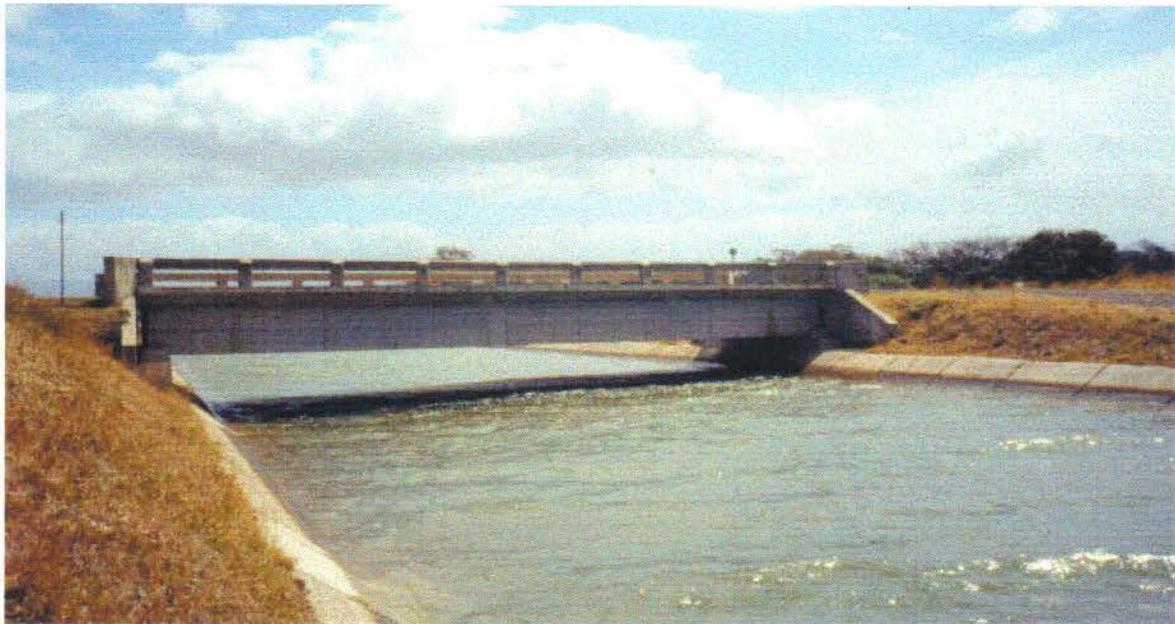


Fig. F-26: Puente sobre el Canal Oeste de Riego.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 25 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO PIEDRAS |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 5030 |
| LONGITUD (m) | 55.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |

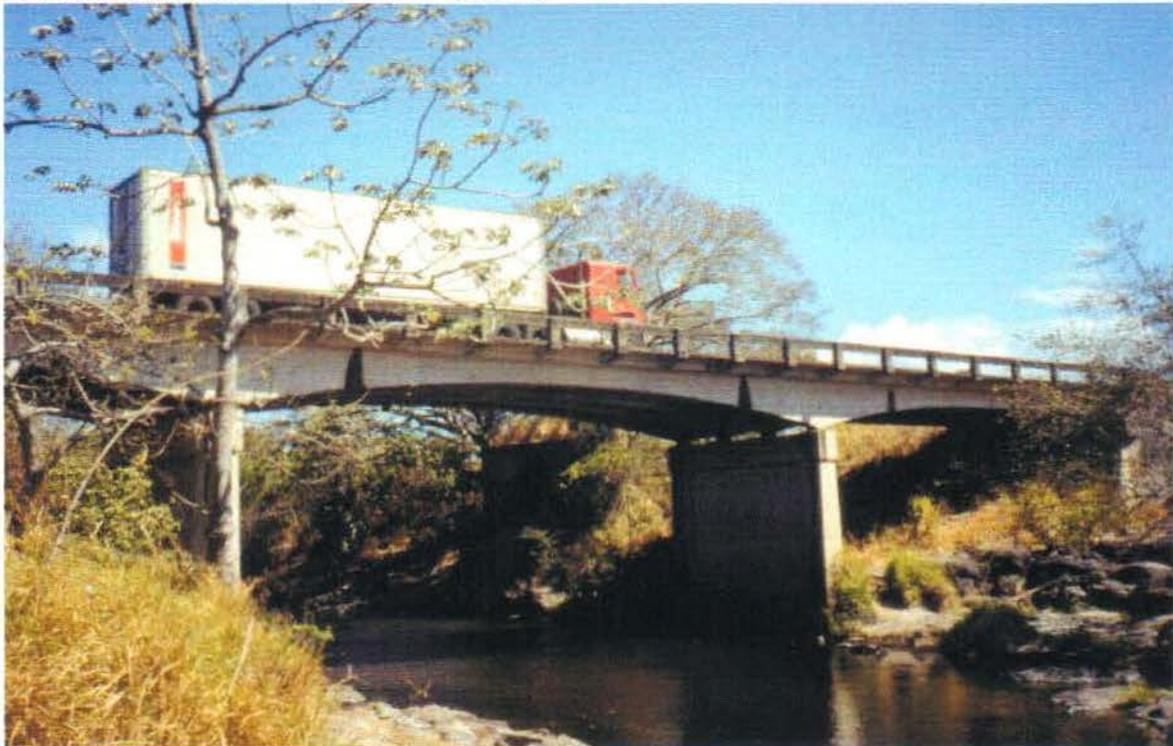


Fig. F-27: Puente sobre el Río Piedras.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 26 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO PIJIJE |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 5030 |
| LONGITUD (m) | 30.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas simplemente apoyadas |



Fig. F-28: Puente sobre el Río Pijije.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 27 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO EL SALTO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 5030 |
| LONGITUD (m) | 51.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Arco |



Fig F-29: Puente sobre el Río El Salto.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 28 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO LIBERIA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 5030 |
| LONGITUD (m) | 44.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |

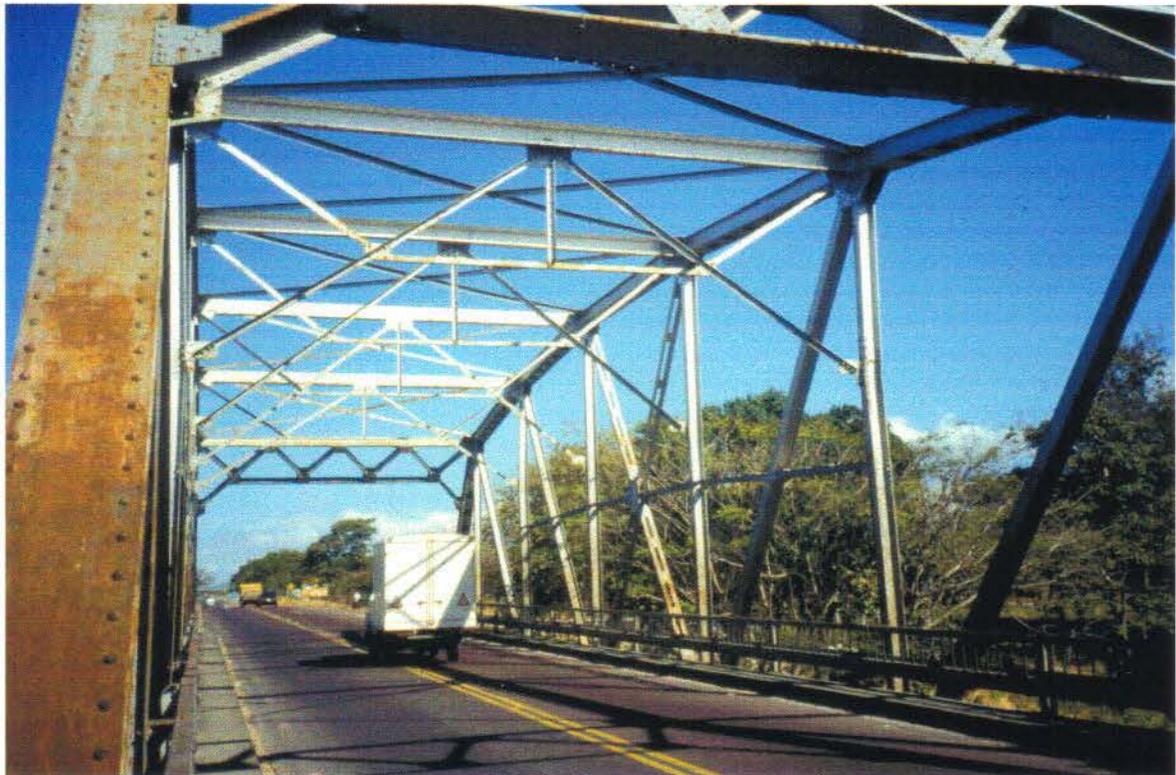


Fig. F-30: Puente sobre el Río Liberia.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 29 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO SANTA INÉS |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 2860 |
| LONGITUD (m) | 27.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I |



Fig. F-31: Puente sobre el Río Santa Inés.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 30 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO COLORADO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 2860 |
| LONGITUD (m) | 52.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Arco |



Fig. F-32: Puente sobre el Río Colorado

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 31 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO IRIGARAY |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 2860 |
| LONGITUD (m) | 36.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas continuas con sección variable |



Fig F-33: Puente sobre el río Irigaray

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 32 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO AHOGADOS |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 2860 |
| LONGITUD (m) | 89.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha y vigas continuas |



Fig F-34: Puente sobre el río Ahogados

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 33 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO AZUFRADO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1953 |
| T.P.D.¹ | 2860 |
| LONGITUD (m) | 30.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas continuas con sección variable |

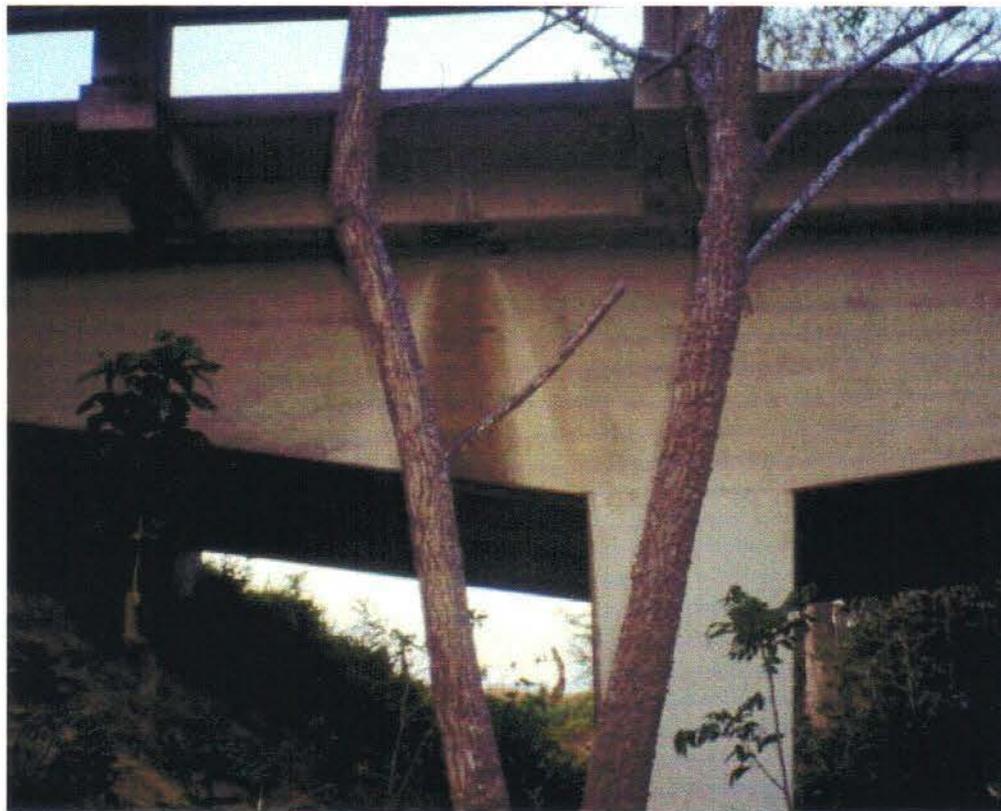


Fig F-35: Puente sobre el río Azufrado

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 34 |
| RUTA | 1 |
| NOMBRE | RÍO TEMPISQUITO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 2860 |
| LONGITUD (m) | 71.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I continuas |



Fig F-36: Puente sobre el río Tempisquito

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 35 |
| RUTA | 21 |
| NOMBRE | RÍO TEMPISQUE NUEVO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1969 |
| T.P.D.¹ | 1990 |
| LONGITUD (m) | 90.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |



Fig F-37: Puentes sobre el río Tempisque (puente nuevo a la derecha)

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 36 |
| RUTA | 21 |
| NOMBRE | RÍO TEMPISQUE VIEJO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | 1926 (fecha construcción) |
| T.P.D.¹ | 1990 |
| LONGITUD (m) | 86.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |

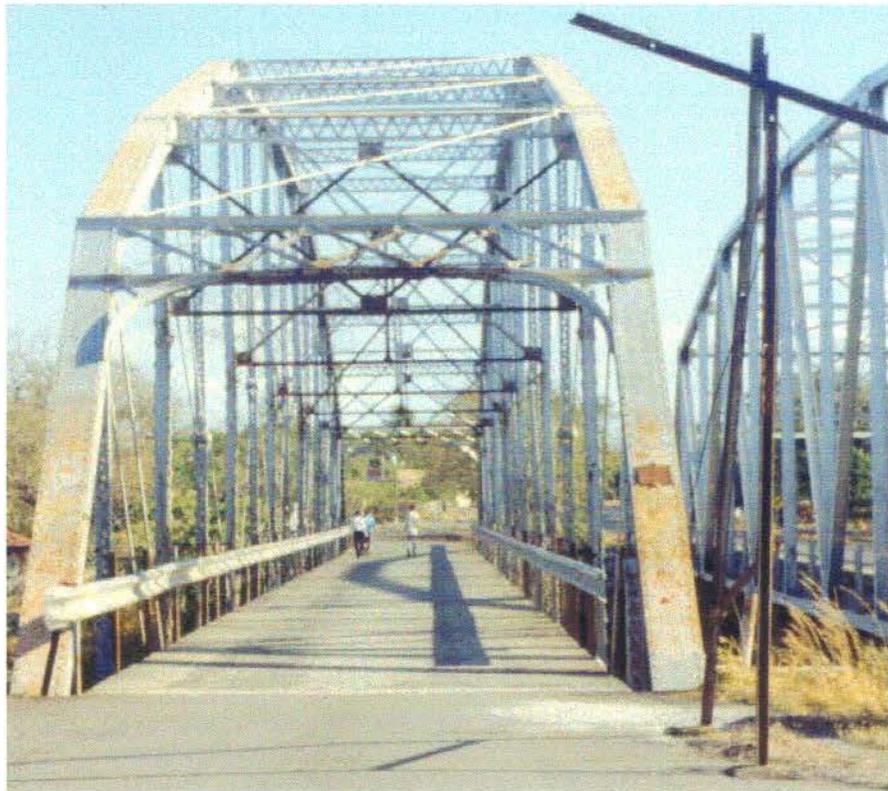


Fig F-38: Puente viejo sobre el río Tempisque.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 37 |
| RUTA | 21 |
| NOMBRE | RÍO BELÉN |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1957 |
| T.P.D.¹ | 2450 |
| LONGITUD (m) | 40.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas simplemente apoyadas |



Fig F-39: Puente sobre el río Belén.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 38 |
| RUTA | 21 |
| NOMBRE | RÍO CAÑAS |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1957 |
| T.P.D.¹ | 3130 |
| LONGITUD (m) | 92.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I continuas |



Fig F-40: Puente sobre el río Cañas.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 39 |
| RUTA | 21 |
| NOMBRE | RÍO EN MEDIO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1961 |
| T.P.D.¹ | 1775 |
| LONGITUD (m) | 64.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 4 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas continuas de sección variable |



Fig F-41: Puente sobre el río En Medio.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 40 |
| RUTA | 21 |
| NOMBRE | RÍO DIRIÁ |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1957 |
| T.P.D.¹ | 1775 |
| LONGITUD (m) | 57.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero y Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas de concreto en los extremos y cercha en el tramo central |



Fig F-42: Puente sobre el río Diríá

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 41 |
| RUTA | 21 |
| NOMBRE | RÍO MAROTE |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1969 |
| T.P.D.¹ | 980 |
| LONGITUD (m) | 90.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |

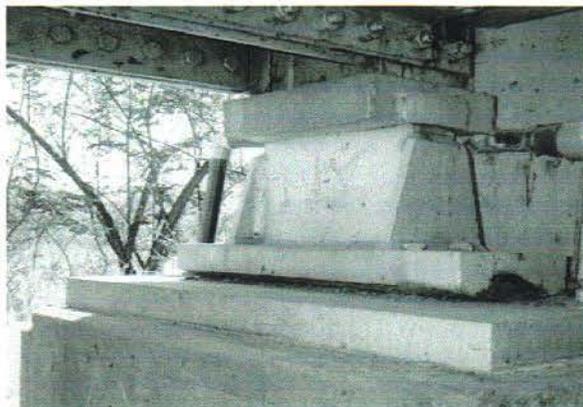


Fig. F-43: Detalle de apoyo móvil



Fig F-44: Puente sobre el río Marote

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 42 |
| RUTA | 21 |
| NOMBRE | RÍO NANDAYURI |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1961 |
| T.P.D.¹ | 820 |
| LONGITUD (m) | 27.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas de sección variable |

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 43 |
| RUTA | 912 |
| NOMBRE | RÍO SARDINAL |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 150 |
| LONGITUD (m) | 51.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero y Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas de concreto en los extremos y vigas I de acero en el centro |



Fig F-45: Puente sobre el río Sardinal

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 44 |
| RUTA | 910 |
| NOMBRE | QUEBRADA TOYOSA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1977 |
| T.P.D.¹ | 510 |
| LONGITUD (m) | 28.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas tipo cajón con vigas de sección variable en el mismo tramo |



Fig F-46: Puente sobre el río Toyosa

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 45 |
| RUTA | 155 |
| NOMBRE | RÍO COYOLITO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1977 |
| T.P.D.¹ | 1475 |
| LONGITUD (m) | 25.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas tipo cajón con vigas de sección variable en el mismo tramo |



Fig F-47: Puente sobre el río Coyolito.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 46 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | QUEBRADA LIMA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1957 |
| T.P.D.¹ | 920 |
| LONGITUD (m) | 33.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas simplemente apoyadas |

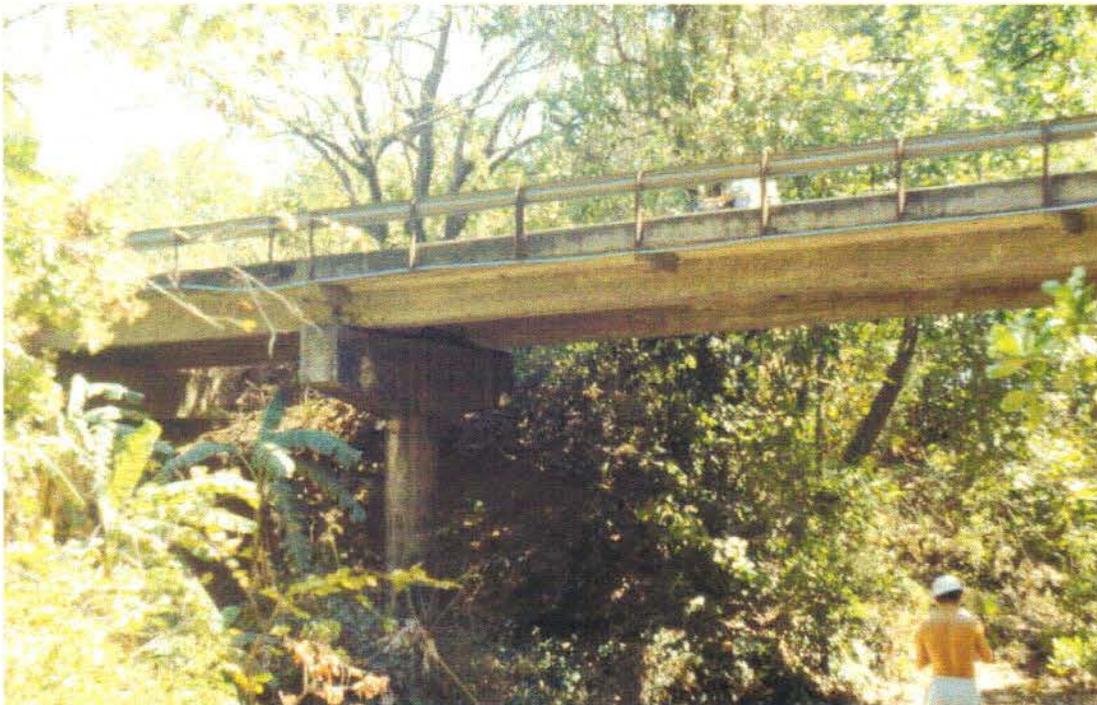


Fig F-48: Puente sobre la Quebrada Lima.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 47 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | RÍO ANDAMOJO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | 1965 |
| T.P.D.¹ | 70 |
| LONGITUD (m) | 33.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas continuas |

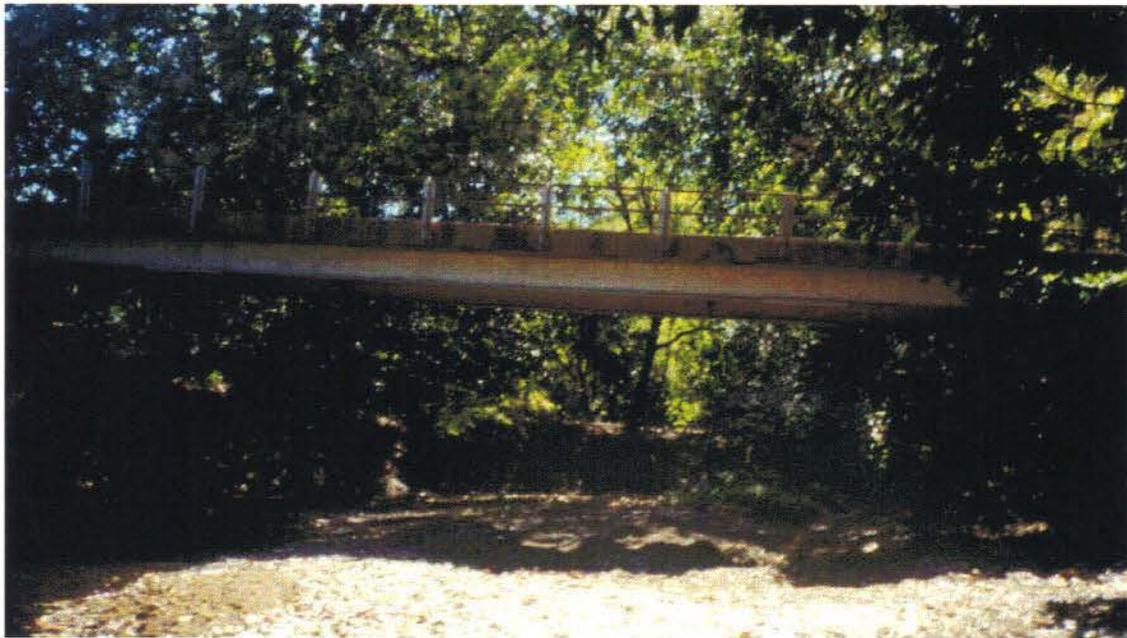


Fig F-49: Puente sobre el río Andamojo.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 48 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | RÍO TABACO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | -- |
| T.P.D.¹ | 70 |
| LONGITUD (m) | 47.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo y monolítico. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 4 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas tipo canoa |

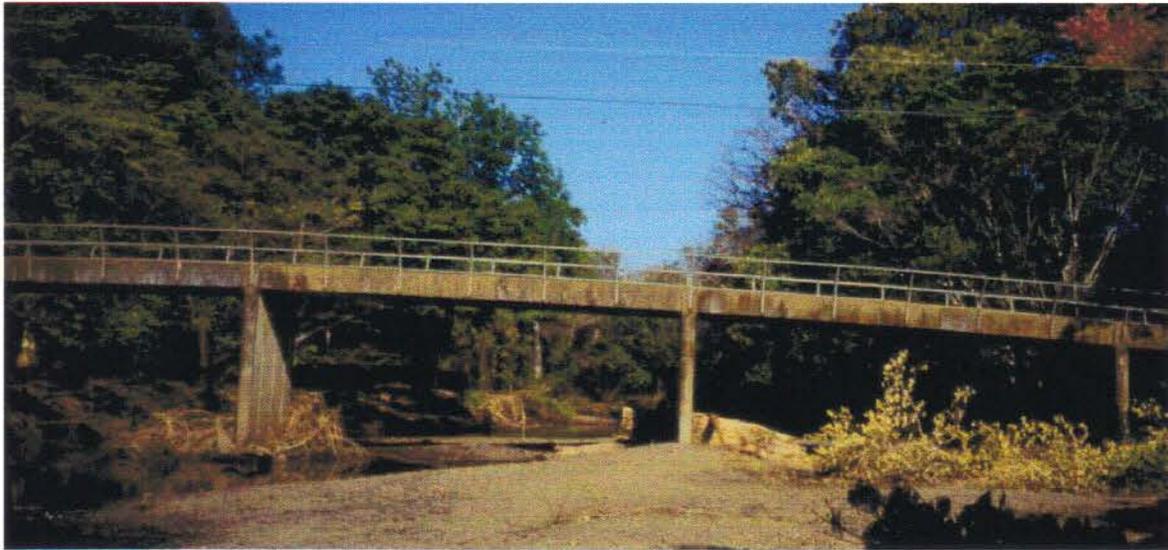


Fig F-50: Puente sobre el río Tabaco.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 49 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | RÍO CUAJINIQUIL |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1969 |
| T.P.D.¹ | 70 |
| LONGITUD (m) | 32.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 4 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas continuas de forma hexagonal |



Fig F-51: Puente sobre el río Cuajiniquil.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 50 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | RÍO NOSARA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1983 |
| T.P.D.¹ | 75 |
| LONGITUD (m) | 47.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Bajo |
| CLASIFICACIÓN | HBR5 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 2 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas y vigas tipo canoa |

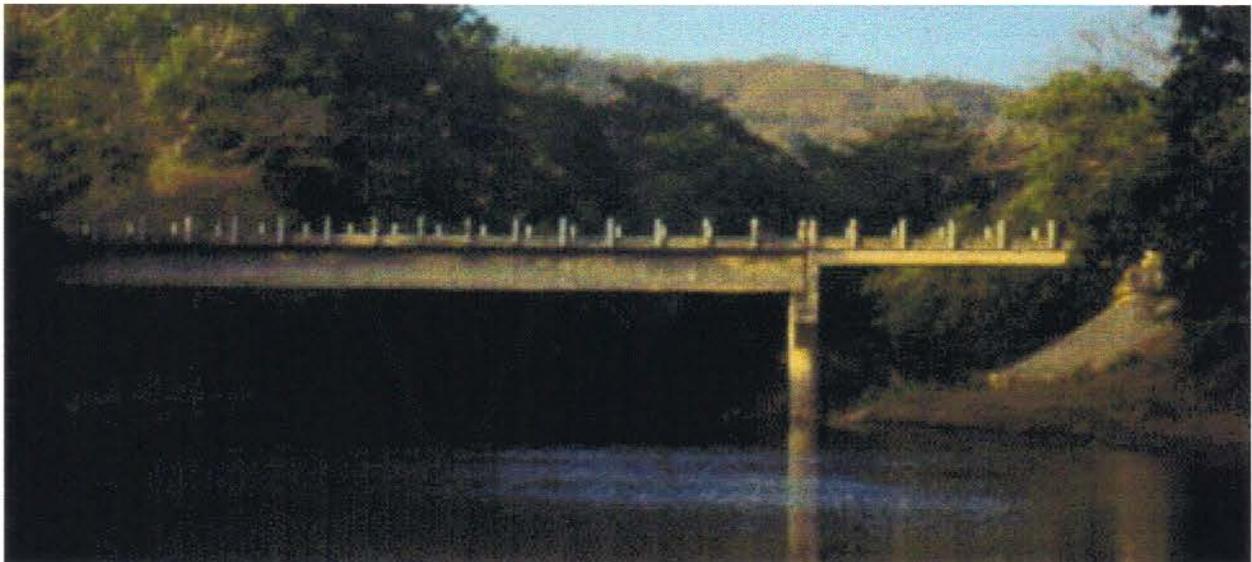


Fig F-52: Puente sobre el río Nosara

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 51 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | RÍO GARZA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | -- |
| T.P.D.¹ | 160 |
| LONGITUD (m) | 19.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas simplemente apoyadas |



Fig F-53: Puente sobre el río Garza.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 52 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | RÍO BEJUCO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1969 |
| T.P.D.¹ | 50 |
| LONGITUD (m) | 36.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |



Fig. F-54: Puente sobre el Río Bejuco

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 53 |
| RUTA | 163 |
| NOMBRE | RÍO JUAN DE LEÓN |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1969 |
| T.P.D.¹ | 75 |
| LONGITUD (m) | 60.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |

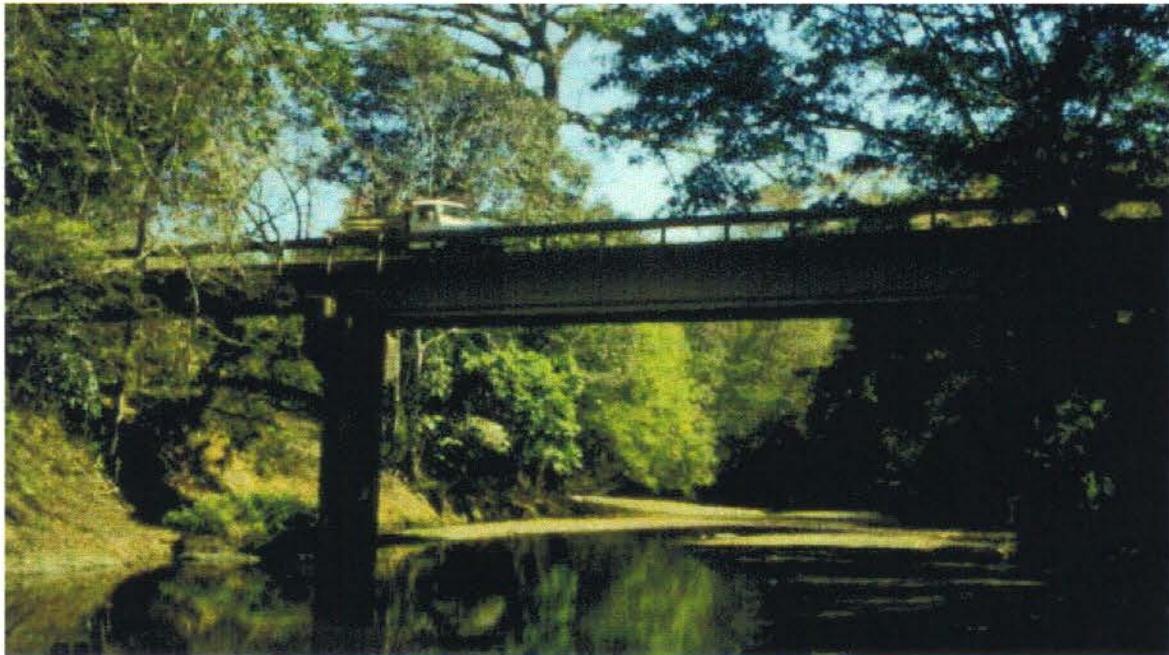


Fig F-55: Puente sobre el río Juan de León.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 54 |
| RUTA | 163 |
| NOMBRE | RÍO GUAJINIQUIL |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1969 |
| T.P.D.¹ | 75 |
| LONGITUD (m) | 35.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |



Fig F-56: Puente sobre el río Guajiniquil

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 55 |
| ruta | 163 |
| NOMBRE | QUEBRADA TIGRA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | -- |
| T.P.D.¹ | 75 |
| LONGITUD (m) | 35.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas simplemente apoyadas. Se encuentre colapsado por inundación. |

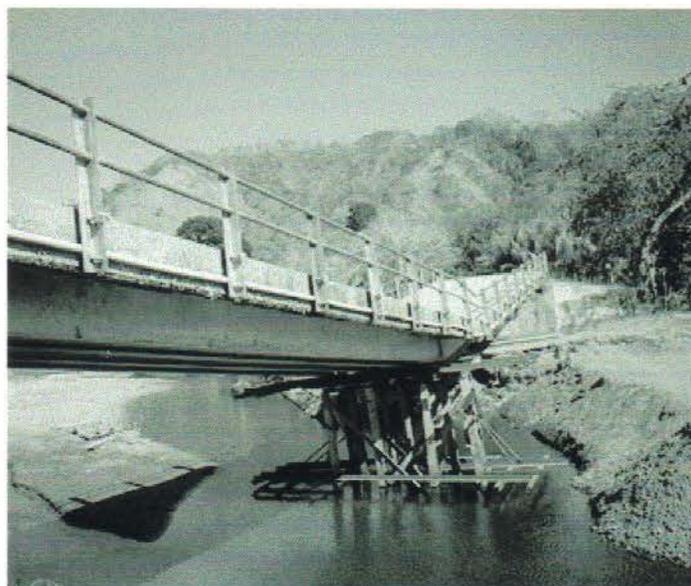


Fig. F-57: Puente sobre la Quebrada Tigra

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 56 |
| RUTA | 157 |
| NOMBRE | RÍO POTRERO |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1949 |
| T.P.D.¹ | 170 |
| LONGITUD (m) | 26.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Cercha |

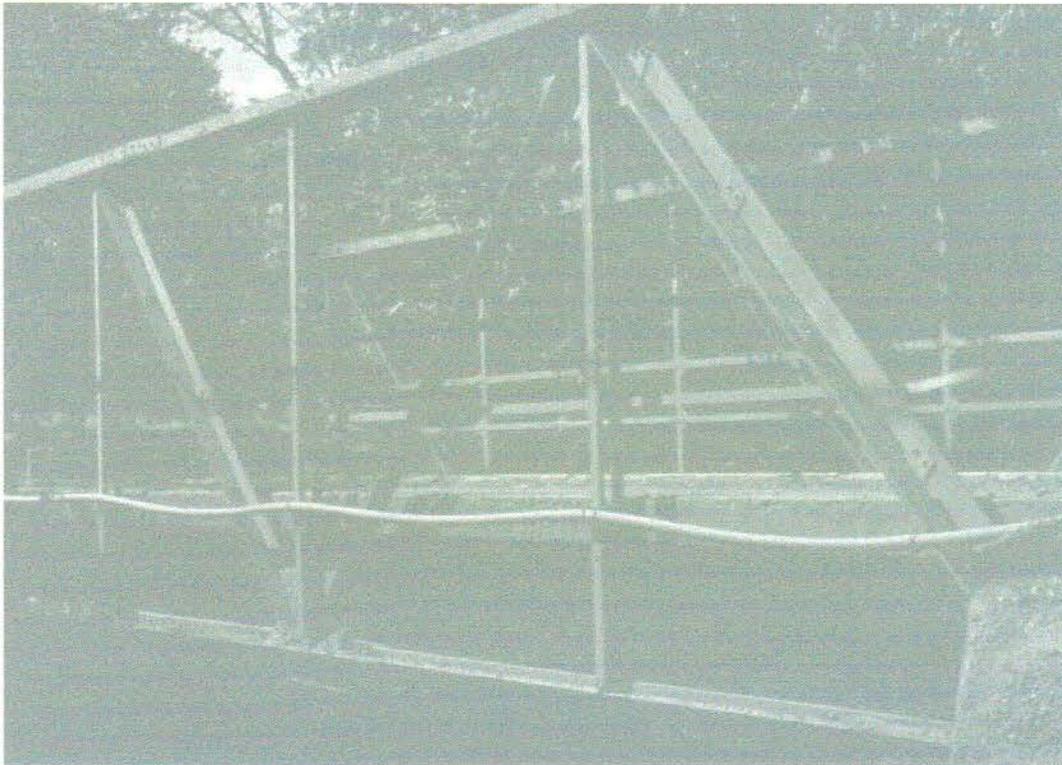


Fig F-58: Puente sobre el río Potrero.

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 57 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | RÍO PÁNICA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1969 |
| T.P.D.¹ | 430 |
| LONGITUD (m) | 36.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR10 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds3: moderado |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas continuas |

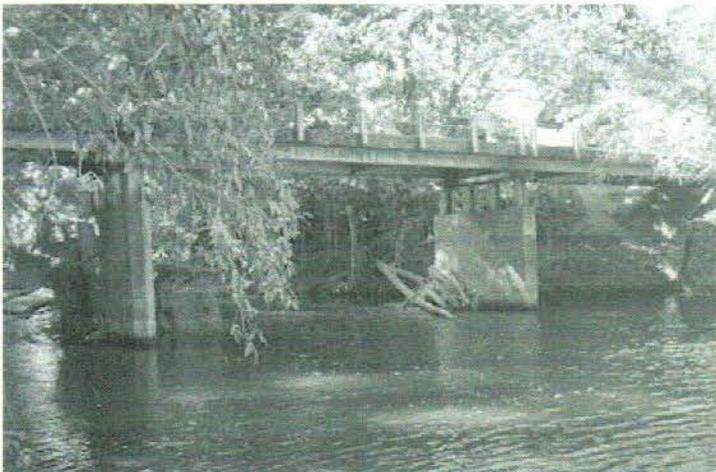


Fig. F-59: Puente sobre el Río Pánica

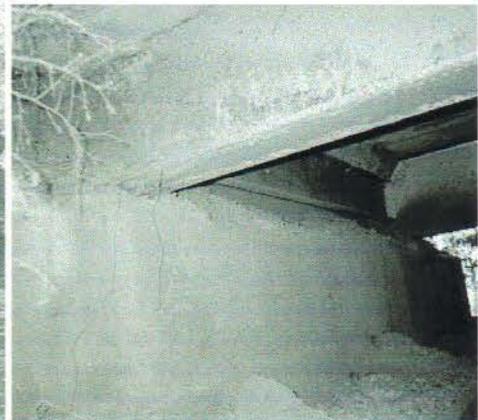


Fig. F-60: Detalle de apoyo

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 58 |
| RUTA | 160 |
| NOMBRE | RÍO CECILIA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | -- |
| T.P.D.¹ | 430 |
| LONGITUD (m) | 23.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño convencional: sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR12 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds5: total |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Acero |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas simplemente apoyadas |

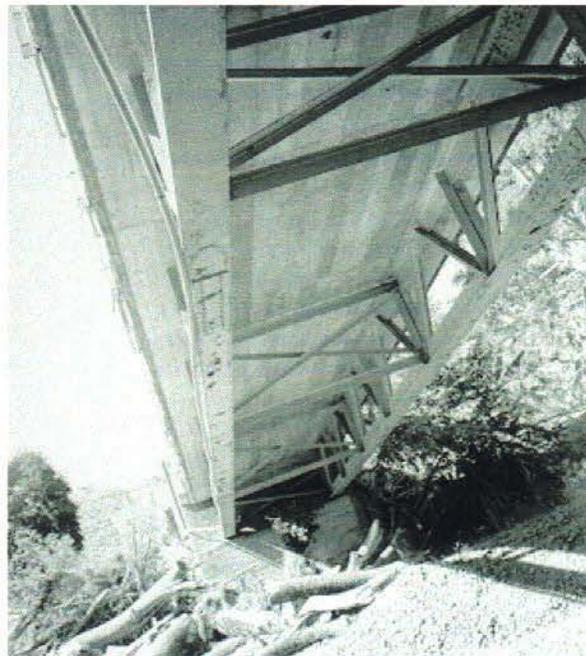


Fig. F-61: Puente sobre el Río Cecilia

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 59 |
| RUTA | 18 |
| NOMBRE | QUEBRADA HONDA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1973 |
| T.P.D.¹ | 1090 |
| LONGITUD (m) | 24.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Bajo |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds2: leve |
| TRAMOS | 1 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |

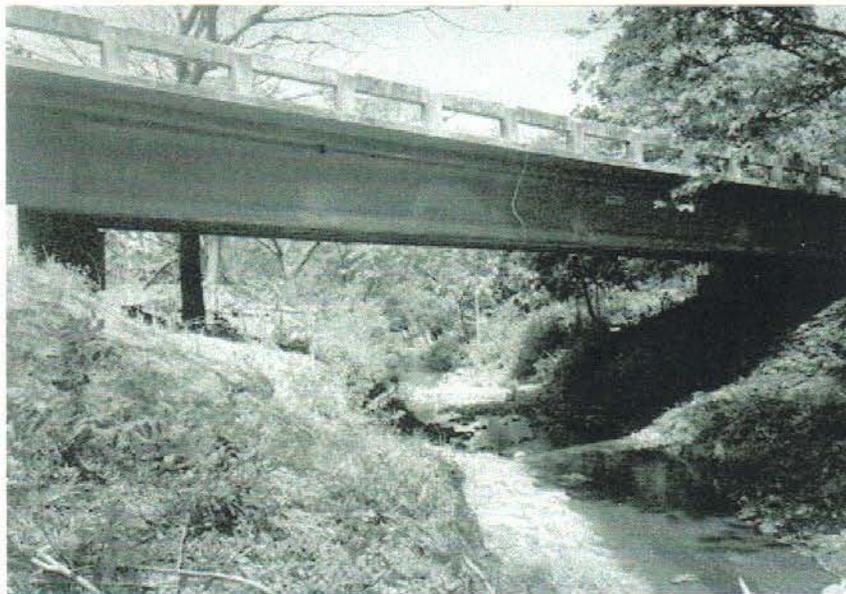


Fig. F-62: Puente sobre la Quebrada Honda

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|--------------------------------------|
| CÓDIGO | 60 |
| RUTA | 18 |
| NOMBRE | QUEBRADA PIÑUELA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | AASHTO 1973 |
| T.P.D.¹ | 1425 |
| LONGITUD (m) | 34.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, continuo. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR9 |
| SOPORTE | Suelo |
| DAÑO | ds4: general |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas continuas con sección variable |



Fig. F-63: Puente sobre la Quebrada Piñuela

¹ Tránsito Promedio Diario

| | |
|---------------------------|---|
| CÓDIGO | 61 |
| RUTA | 142 |
| NOMBRE | RÍO SANTA ROSA |
| CÓDIGO DE DISEÑO | -- |
| T.P.D.¹ | 1095 |
| LONGITUD (m) | 48.00 |
| TIPO | Puente menor de 150 m, puente simplemente apoyado con una o varias luces. |
| DISEÑO | Puente con diseño sismo-resistente. |
| RIESGO | Alto |
| CLASIFICACIÓN | HBR11 |
| SOPORTE | Roca |
| DAÑO | ds1: sin daño |
| TRAMOS | 3 |
| MATERIAL | Concreto |
| TIPO DE ESTRUCTURA | Vigas I postensadas |

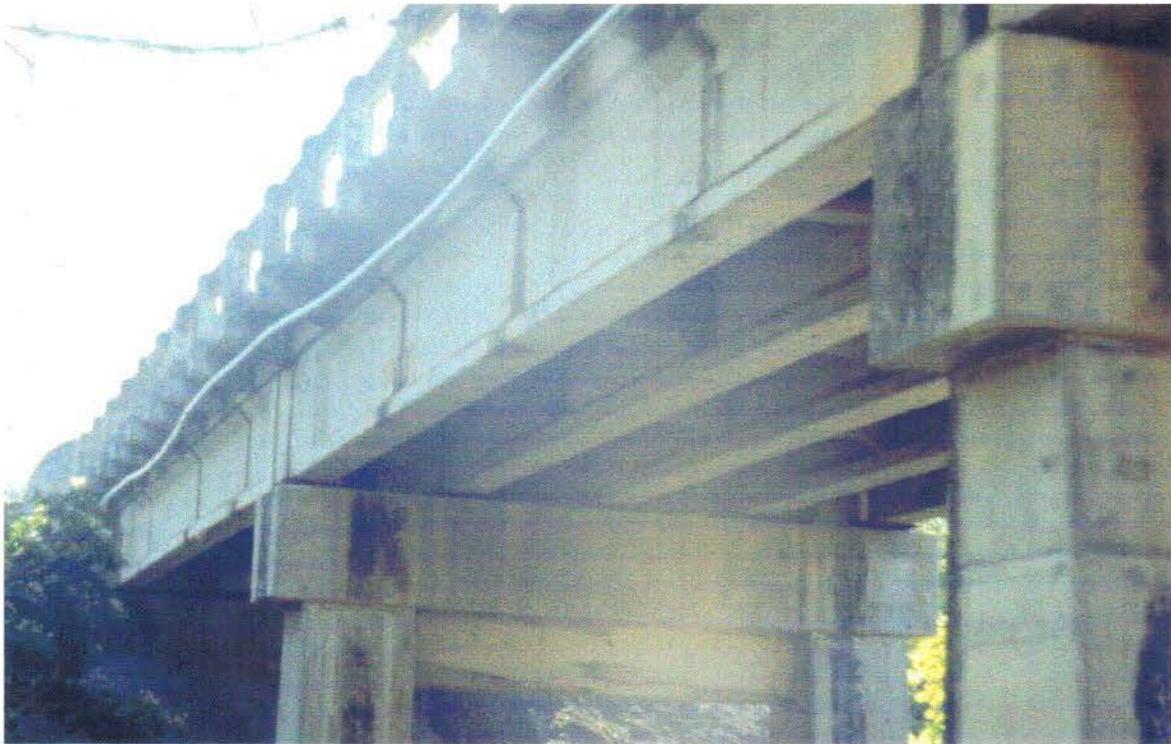


Fig F-64: Puente sobre el río Santa Rosa.

¹ Tránsito Promedio Diario

ANEXO G : DEFINICIÓN Y COMPONENTES DE LOS PUENTES¹

Definición de puentes

Toda estructura construida sobre una obstrucción o depresión que sea útil para el paso de vehículos automotores (u otras cargas móviles) y cuya luz medida a lo largo del centro de la vía sea igual o mayor de 6 metros entre la parte interna de sus bastiones o arcos.

Componentes principales de los puentes

Bastión:

Parte de la *subestructura* que sirve de apoyo al extremo de todo un tramo en un puente. Sirve además de muro de retención al relleno que se encuentra en la parte trasera (ver Fig. G-1).

Ménsula:

Su función es absorber las cargas aplicadas por los vehículos para que estas no vayan directamente a los bastiones.

Relleno:

Material colocado contiguo a un bastión, pila, muro de retención u otra estructura para sustituir el material removido en la excavación.

Asiento:

Parte superior de un bastión sobre el cual se apoya el extremo de un tramo de la superestructura. En pilas, el asiento sirve de apoyo a los extremos de dos tramos diferentes.

Losa de Acceso:

Funciona como parte de la superficie de rodamiento del acceso y se encuentra apoyada en una parte del cabezal del bastión llamada ménsula.

Luz de entre bastiones:

Distancia media entre las paredes internas de los bastiones o arcos, medida a lo largo de la línea centro de la carretera. En caso de puentes de varios tramos la luz total es la suma de las distancias entre las paredes internas de las bastiones o pilas.

Tramo:

Sección de un puente apoyada entre dos bastiones, dos pilas o un bastión y una pila.

¹ Gamboa, F. Manual de inspección de puentes. Dirección General de Planificación. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. San José, 1972.

Luz de centro a centro de asientos:

Longitud total del piso tomada a lo largo de la línea centro de la carretera. En el caso de puentes de varios tramos esta dimensión ha sido tomada entre los extremos de los tramos exteriores.

Distancia libre bajo la estructura hasta el nivel del agua:

Distancia entre la parte más baja de la superestructura y el nivel actual de agua.

Cuerda:

Conjunto de miembros superiores (cuerda superior) e inferior (cuerda inferior) que se extiende a lo largo de la longitud total del puente y que soportan las fuerzas de tensión y compresión además la parte interna resistente a momentos.

Contraventeo:

Sistema compuesto por miembros a tracción o compresión, o a una combinación de estos cuya finalidad es la de dar rigidez a la estructura.

Viga Transversal:

Término aplicado a miembros largos, ya sea de madera, acero o concreto colocados generalmente perpendicular a los largueros y conectados a las vigas principales o armadura de un tramo de un puente. Incluye vigas intermedias y vigas de piso de los extremos del puente.

Tablero de puente:

Aquella porción de un puente cuya función es la de soportar directamente el tráfico de vehículos y peatones. El tablero puede ser una losa de concreto reforzado, un piso de madera o una plancha de acero. Además es el distribuidor de la carga al sistema de vigas y largueros.

Superficie de rodamiento:

Capa superior que forma parte del pavimento y que soporta directamente la circulación.

Apoyo fijo:

Las placas pedestales u otros aparatos diseñados para recibir y transmitir a la subestructura o a otro miembro soportante el esfuerzo de la reacción de una viga, losa, larguero, armadura, arco u otro tipo de pieza de la superestructura.

Apoyo de expansión:

Dispositivo o ensamblaje diseñado para transmitir reacciones de un miembro de la estructura a otro y permitir el movimiento longitudinal, como resultado de cargas de temperatura y cargas superimpuestas sin transmitir fuerzas horizontales a la subestructura. Ejemplos de este tipo de apoyos son: rodines y balancines.

Gozne:

Unión construida con un pin, segmento de cilindro, segmento esférico u otro aparato que permite movimiento por rotación.

Viga de piso:

Es aquella viga localizada transversalmente a la lineamiento general del puente y que tiene sus extremos colocados bajo las armaduras de la superestructura. También se llaman vigas finales de puente cuando se encuentran en el extremo de este.

Viga principal:

Miembro a flexión. Se le considera como pieza principal de soporte de la estructura que usualmente recibe las cargas de las vigas de piso o largueros.

Placa de unión

Placa utilizada para empalmar vigas. Se usan tanto en el alma como en las alas.

Juntas de Expansión

Consisten en cierto tipo de dispositivos que permiten pequeños movimientos de la superestructura (cambio de temperatura, paso de vehículos) sin que se produzcan daños en el puente.

Marcos rígidos

Un marco rígido es aquella estructura en la que la superestructura trabaja en forma integral con la subestructura, y la estructura de soporte es lo suficientemente rígida para disminuir apreciablemente los momentos flectores en el centro de la luz.

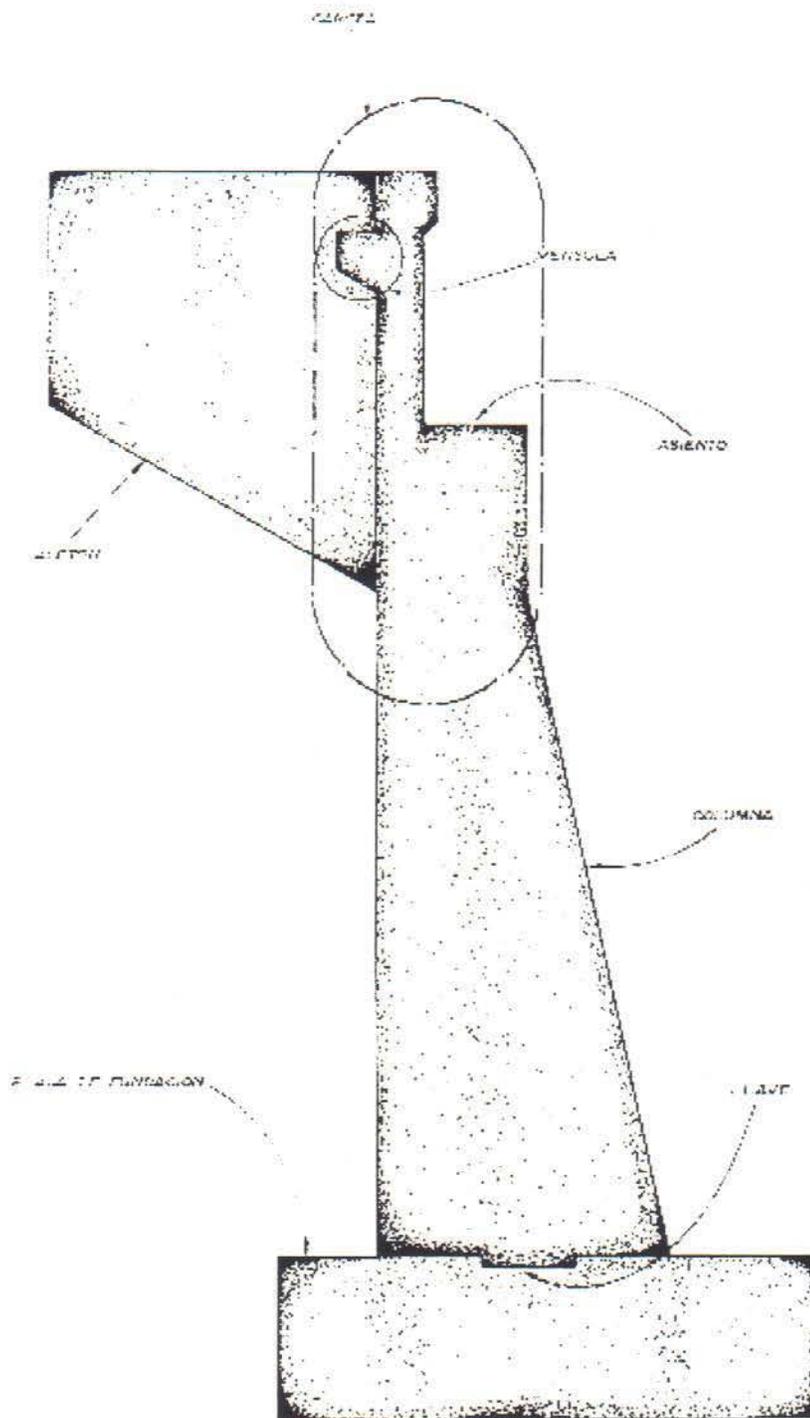


Fig. G-1: Partes principales de un bastión

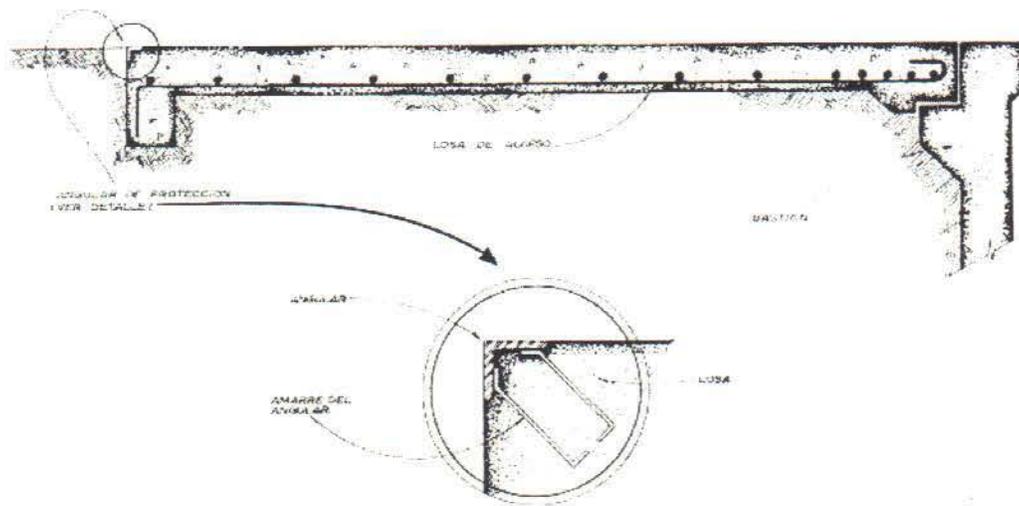


Fig. G-2: Losa de acceso

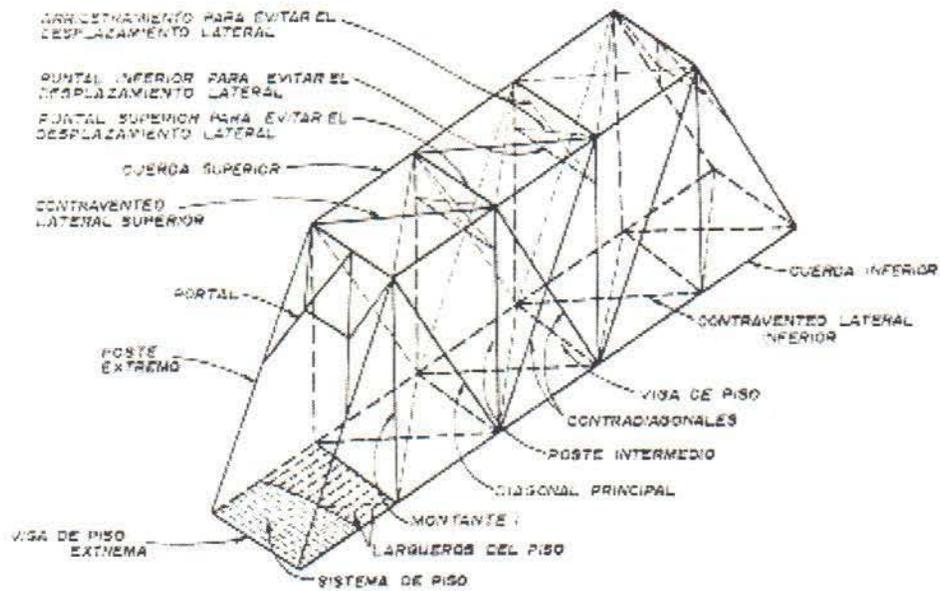


Fig. G-3: Armazón de un puente de paso inferior

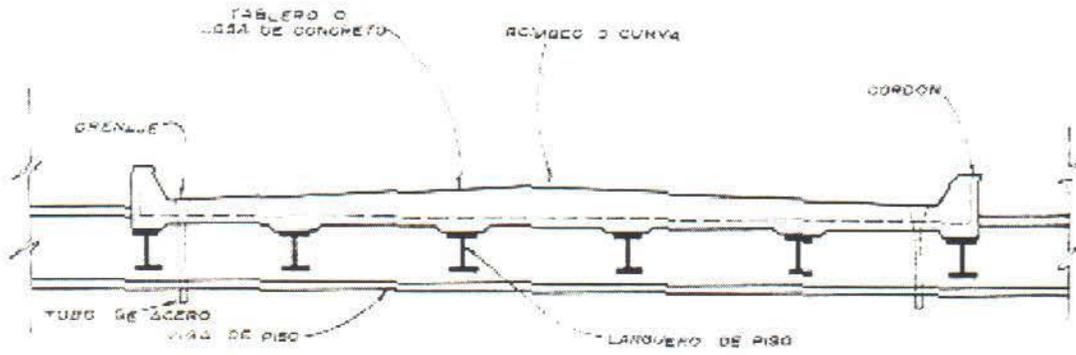


Fig. G-4: Detalle de piso

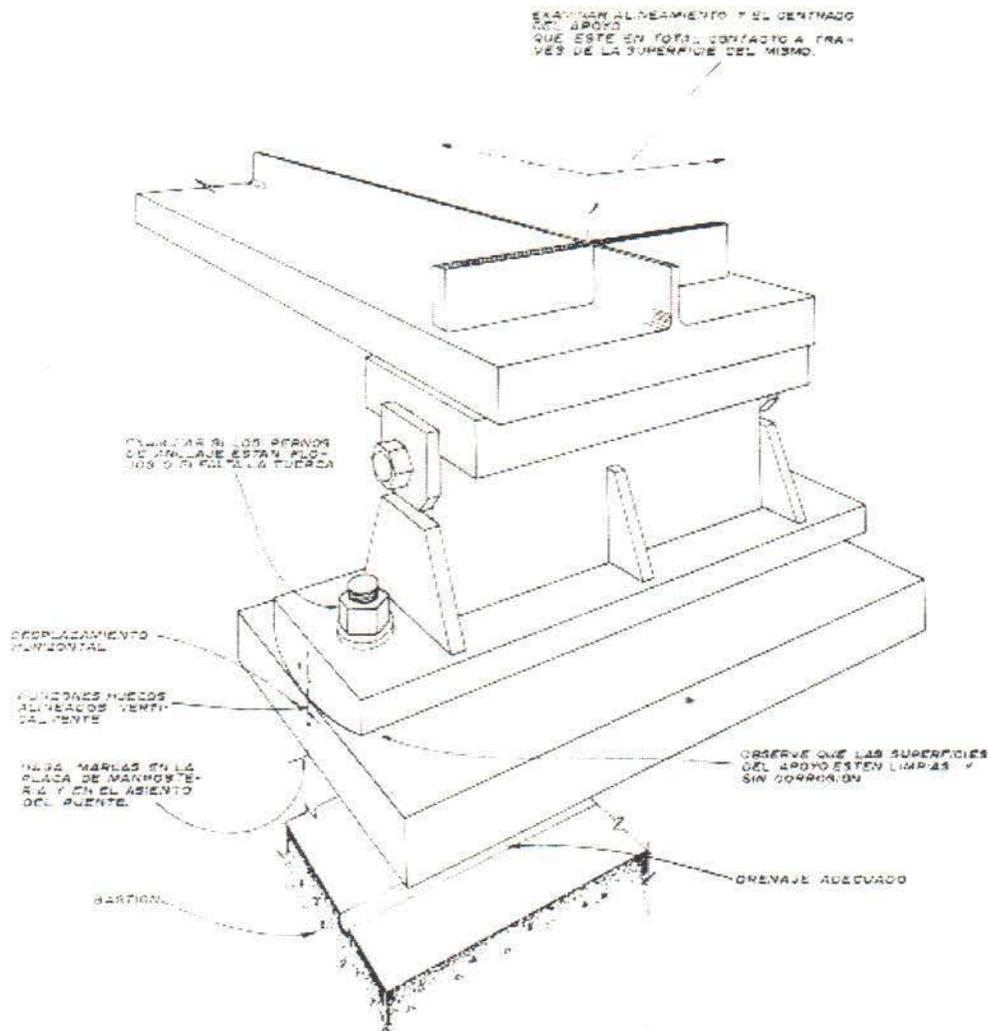


Fig. G-5: Detalle de apoyo simple

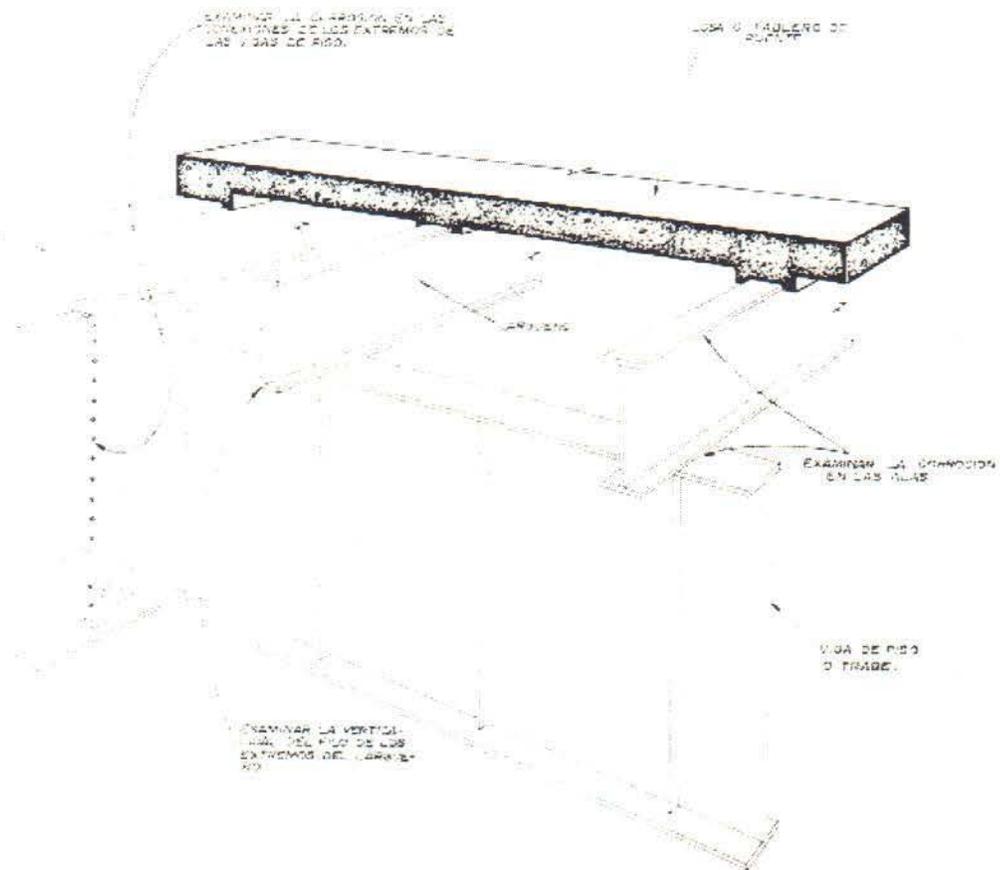


Fig. G-6: Larguero y viga de piso

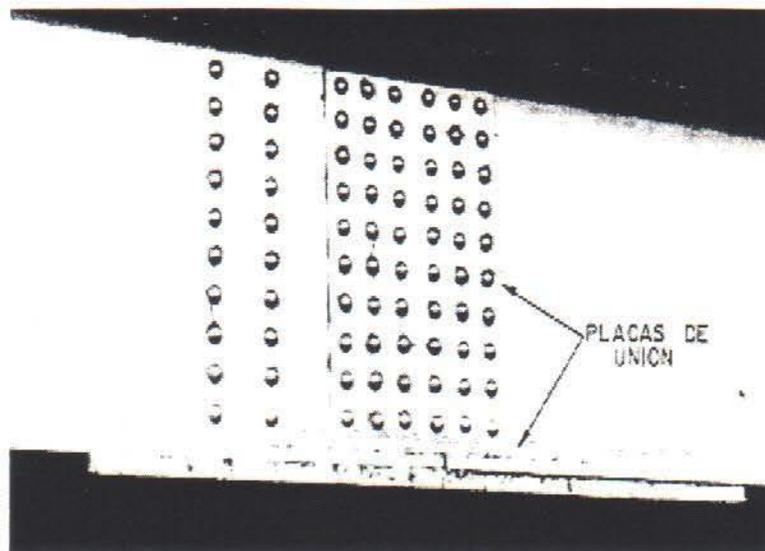


Fig. G-7: Placa de unión

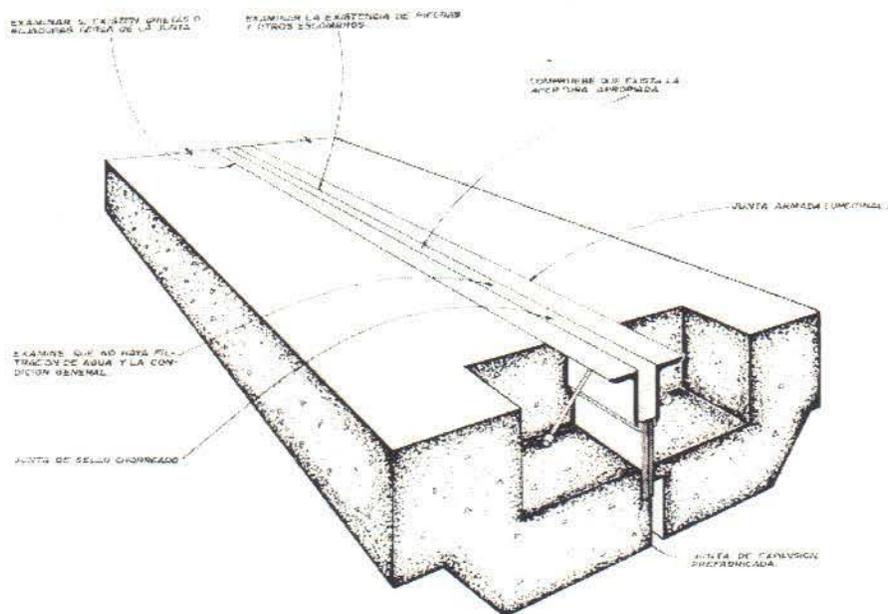


Fig. G-8: Junta de expansión

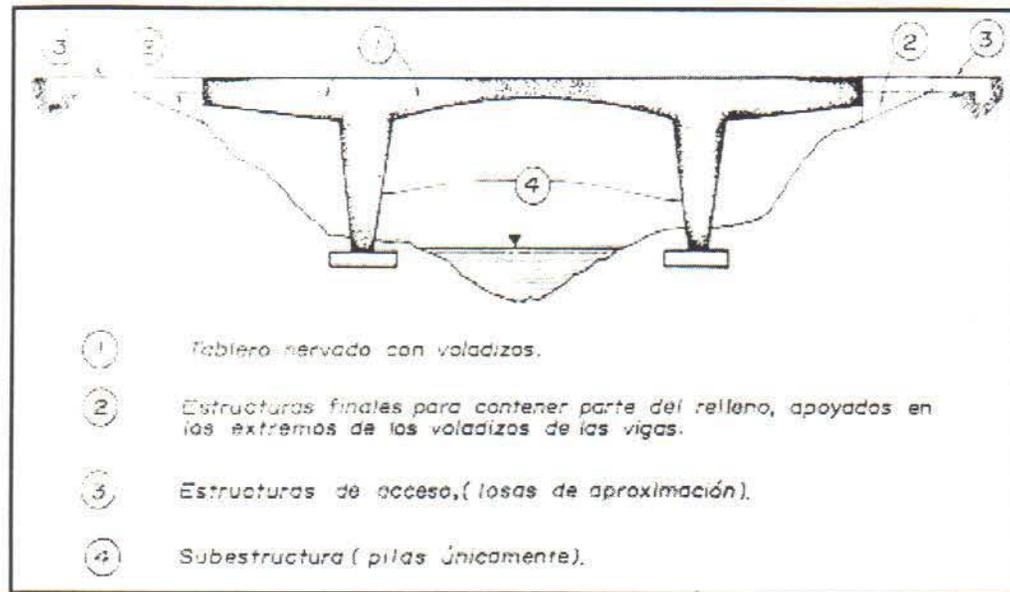


Fig. G-9: Partes de un marco rígido