Vulnerabilidad sísmica de los puentes de la red vial del Gran Área Metropolitana de San José, Costa Rica.

Guillermo Santana, Oscar Marenco, Silvia Campos
LANAMME, Escuela de Ingeniería Civil
2060 Universidad de Costa Rica, Costa Rica:
gsantana@lanamme.ucr.ac.cr, tel +506 207-4012, FAX +506 207-4440
Congreso Internacional de Transporte y Desarrollo Urbano
Eje temático: TRANSPORTES

RESUMEN

La ocurrencia de un evento sísmico de gran intensidad conlleva grandes pérdidas humanas y materiales en una región. Este impacto se podría reducir mediante el reforzamiento de las estructuras más vulnerables a la acción de un sismo. En este trabajo se estima la intensidad de los daños que la ocurrencia de cuatro eventos sísmicos causaría sobre los puentes de la red vial. Se incluyen en la estimación los efectos que tres terremotos históricos: Fraijanes (M_w=5.8, 1888), Cartago (M_w=6.4, 1910) y Orotina (M_w=7.0, 1924) y un terremoto hipotético denominado sismo de Tablazo, que supone la ruptura de la falla del mismo nombre (M_w=6.3) tendrían sobre la actual infraestructura construida de acuerdo con su estado actual. El área de estudio comprende la Gran Área Metropolitana, según la definición vigente.

Para realizar el análisis de daños se utilizó el Sistema de Información Geográfico *ArcView*, que permite combinar información gráfica de mapas con bases de datos. Por medio de *Arcview*, se generaron simulaciones del impacto de los terremotos, utilizando relaciones de atenuación para derivar las aceleraciones máximas del terreno para distintos mecanismos focales. Los daños en los puentes fueron estimados a partir de curvas de fragilidad que relacionan la aceleración del terreno y las características geológicas y topográficas de la zona, con los daños estructurales en puentes, tanto en su superestructura como en su subestructura.

El método utilizado en este trabajo representa una herramienta válida para el establecimiento de un programa de mejoramiento de la capacidad sísmica de los puentes del área de estudio. La necesidad de refuerzo estructural, de acuerdo a los lineamientos modernos, puede entonces ser establecida después de un análisis estructural riguroso aplicado únicamente a un grupo mucho menor de puentes identificados como de alta prioridad. La contribución del trabajo presentado radica en la inclusión de todos los parámetros pertinentes en la determinación de la vulnerabilidad de una red vial según criterios de importancia sistémica y no solo puntual mediante el análisis espacial de un inventario grande de puentes. Sin embargo, el presente estudio no pretende predecir la repetición de los eventos analizados, sino demostrar la utilización de una metodología de análisis de riesgo sísmico, en una zona de estudio y su aplicación como una herramienta en la toma de decisiones para la prevención y mitigación de desastres de esta índole.

Introducción

Por experiencias pasadas, se conoce que debido a movimientos sísmicos considerables, se dan grandes pérdidas tanto humanas como económicas las cuales desgastan seriamente la economía de un país, especialmente cuando se trata de países en vías de desarrollo. De aquí la importancia de la planificación y organización de medidas de prevención y mitigación. Por esto tratándose en el presente estudio de la Gran Área Metropolitana de San José, con la mayor densidad de población del territorio costarricense y siendo el centro financiero, social y político del país, es inminente la importancia de analizar dicha zona y conocer la vulnerabilidad sísmica de sus principales componentes, en este caso de la red vial.

Las líneas vitales, más específicamente las de transportes, conforman una parte esencial en la capacidad de una sociedad para responder a las amenazas naturales tales como los terremotos. Por esto el análisis de riesgo sísmico, es muy importante ya que nos permite tener cierto conocimiento del posible impacto de los eventos telúricos. En este sentido, se hace evidente la necesidad de analizar componentes importantes dentro de la red de transporte vial. Tomando en cuenta la importancia de los componentes dentro del sistema, se pueden establecer prioridades en cuanto a programas de reforzamiento estructural.

El presente estudio llevará a cabo un Análisis de Riesgo Sísmico sistemático, donde se utilizarán tanto la metodología HAZUS como Sistemas de Información Geográfica, que permitirán dar como resultado instrumentos de apoyo en la toma de decisiones para la planificación de políticas de mejora en la infraestructura vial existente.

En el presente trabajo, se presenta información sobre las condiciones del suelo en el área de estudio, así como de las características estructurales y constructivas de las obras a analizar. Adicionalmente, se presenta la caracterización de la demanda sísmica en la forma de aceleración pico y deformación máxima del terreno con el objetivo de confeccionar mapas de estimación probabilística de daños esperables en los principales puentes y carreteras de la GAM.

Estudios de esta índole, permiten a los gobiernos locales y al gobierno central (municipalidades, MOPT y Comisión Nacional de Emergencias) contar con bases de datos que les permitan desarrollar medidas preventivas y de mitigación para reducir el riesgo sísmico de una zona geográfica.

Proteger la red vial debe ser una de las prioridades de todo gobierno (central y local) ya que el funcionamiento y la capacidad de respuesta de una sociedad, después de un desastre natural, depende en gran medida de la utilización de este sistema tan importante.

En el presente trabajo se analizará el efecto de sismos históricos, Fraijanes 1888, Cartago 1910, Orotina 1924 y un evento hipotético, denominado sismo de Tablazo, para conocer de esta forma como está preparada la Gran Área Metropolitana para hacerle frente a eventos de esta índole.

Objetivos y alcances

El objetivo de este trabajo es estimar la vulnerabilidad de la red vial del Gran Área Metropolitana ante cuatro escenarios sísmicos específicos, cuyo resultado pueda ser utilizado como instrumento de apoyo en la toma de decisiones para la prevención y mitigación de los efectos generados por terremotos.

Este objetivo se ha alcanzado gracias a la utilización de la base de datos de puentes y carreteras nacionales del Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT). Este banco de datos fue validado mediante trabajo de campo como paso previo a la implementación de la metodología utilizada. También se ha compilado información bibliográfica de los eventos sísmicos seleccionados para la determinación de parámetros focales que serán utilizados en el estudio, es decir, magnitudes y mecanismos focales.

Posteriormente se determinó la distribución espacial de la aceleración horizontal pico del terreno, generada por cada evento y utilizada como parámetro de demanda sísmica de manera que se pudo obtener una

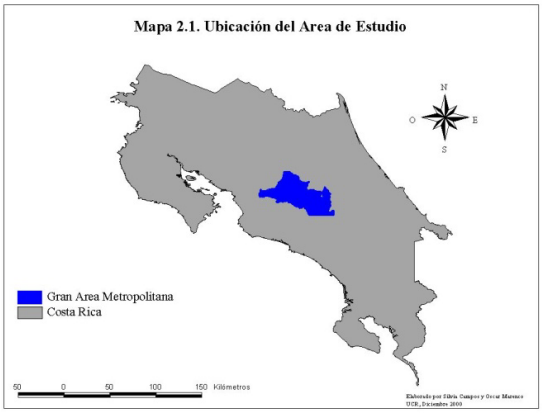
estimación del nivel de daño esperable ante la ocurrencia de sismos similares a los que han ocurrido en el pasado.

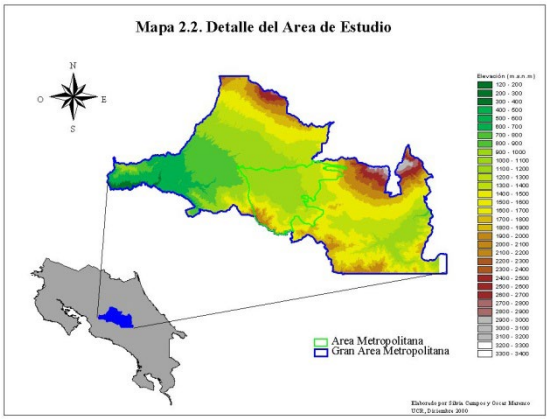
Zona de Estudio

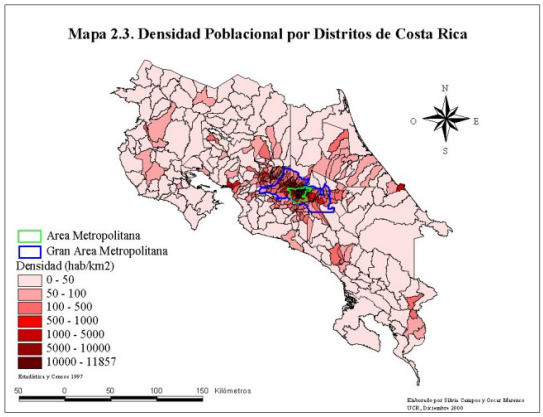
Para realizar un estudio de tipo determinístico es necesario demarcar el área en la cual se realizará el análisis. La zona de estudio abarca la Gran Área Metropolitana (GAM). Dicha área ha sido elegida por la gran importancia que tiene para Costa Rica. Como se muestra en el mapa 2.1 la GAM se localiza en la parte central del territorio costarricense, es la depresión que se ubica entre la Cordillera Volcánica Central al norte y la Cordillera de Talamanca al sur (ver mapa 2.2).

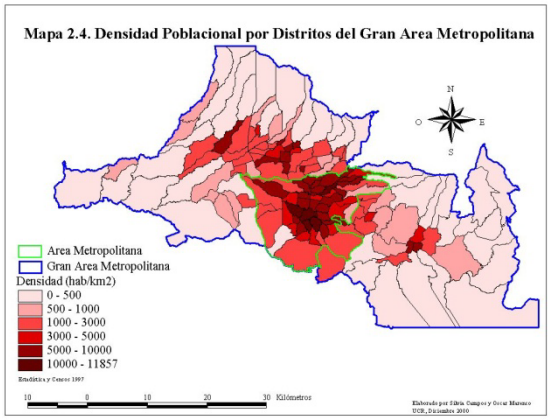
La GAM tiene como cantones límites Paraíso de Cartago (al este), Aserrí y Mora (al sur), Moravia y Vásquez de Coronado (al Norte) y Atenas y Sabanilla de Alajuela (al oeste). Comprende un área de 1725 Km.^{2}, dentro de ésta se ubica el Área Metropolitana (AM) la cual consta de 242 km.^{2}. Como se puede apreciar en el mapa 2.3, el AM encierra una zona muy reducida y a la vez no incluye áreas de gran crecimiento demográfico del resto del Valle Central dejando de lado sectores densamente poblados.

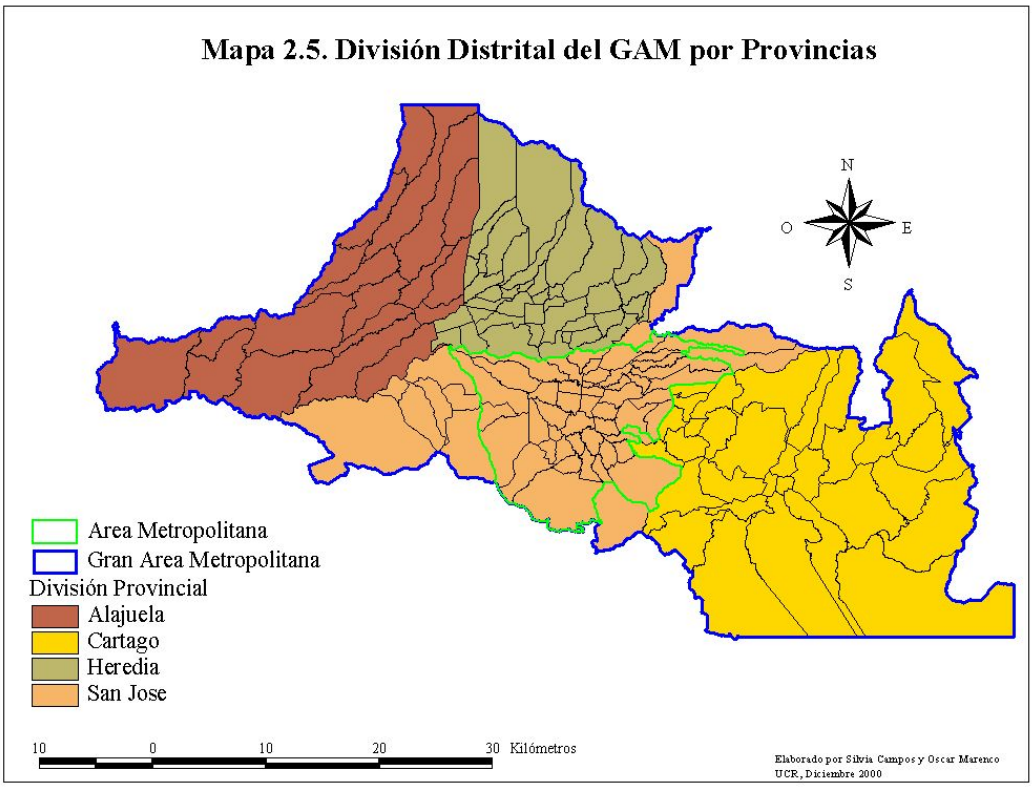
Según datos proporcionados por el Ministerio de Economía, Industria y Comercio en septiembre de 1997, la GAM incluía casi la totalidad de los distritos más densamente poblados de Costa Rica como se muestra en el mapa 2.3. Además, para al año 2000 tenía una población de 2 027 366 habitantes, lo que representaba mas del 53% de la población total del país (3 810 179 habitantes). En el mapa 2.4 se aprecia la densidad poblacional por distritos del GAM. En el mapa 2.5 se observan las cuatro provincias que componen el GAM.











En el mapa 2.8 se señalan las carreteras nacionales que forman parte de la GAM, la cual contiene un total de 1009 km de carretera nacional, es decir un 14.1% de la totalidad del país.

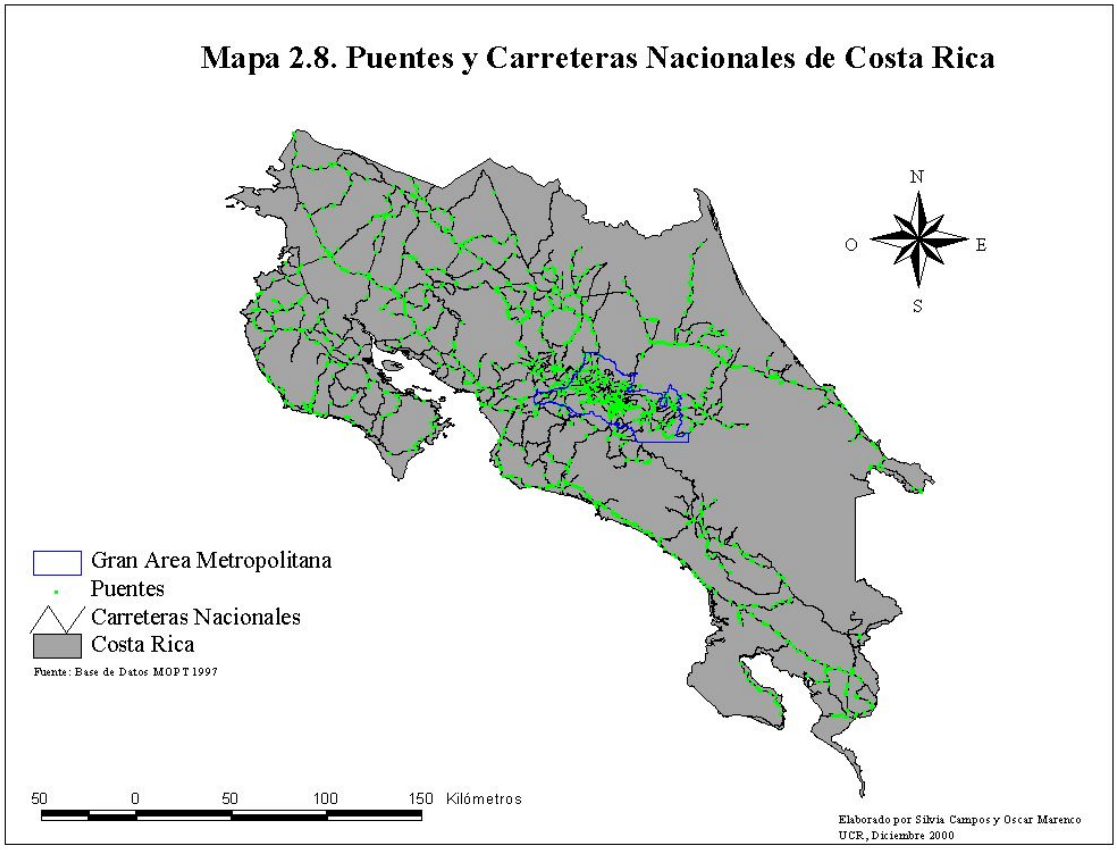
Sumado a lo anterior, la presencia de líneas de transmisión eléctrica, el oleoducto, el acueducto metropolitano, la carretera Interamericana, obras hidroeléctricas, un aeropuerto Internacional y tanques de almacenamiento de petróleo evidencia como la GAM constituye el eje de la vida política, social y económica de Costa Rica.

Sin embargo, la presencia de fenómenos geológicos adversos como terremotos, fallas activas, deslizamientos y erupciones volcánicas, junto con el crecimiento poblacional y de infraestructura de la zona, aumentan el grado de vulnerabilidad y por lo tanto las posibles pérdidas económicas y humanas.

En la tabla 2.1 se muestra un resumen de datos estadísticos importantes que permiten destacar la importancia de la GAM mediante una comparación con respecto a la totalidad del territorio costarricense.

Tabla 2.1. Comparación de datos estadísticos de la GAM vs. Costa Rica.

	Costa Rica	*GAM*	*% respecto al total*
Área	51100 km^2	1725.48 km^2	3.38%
km de carreteras	7159 km	1009 km	14.10%
Número de puentes	1247	232	18.60%
Población (censo año 2000)	3810179 hab	2027366 hab	53.21%
Densidad de población	74.6 hab/km^2	1175 hab/km^2	-
Número de viviendas (censo año 2000)	936243	514489	54.95%
Número de abonados telefónicos *	331527	213916	64.52%



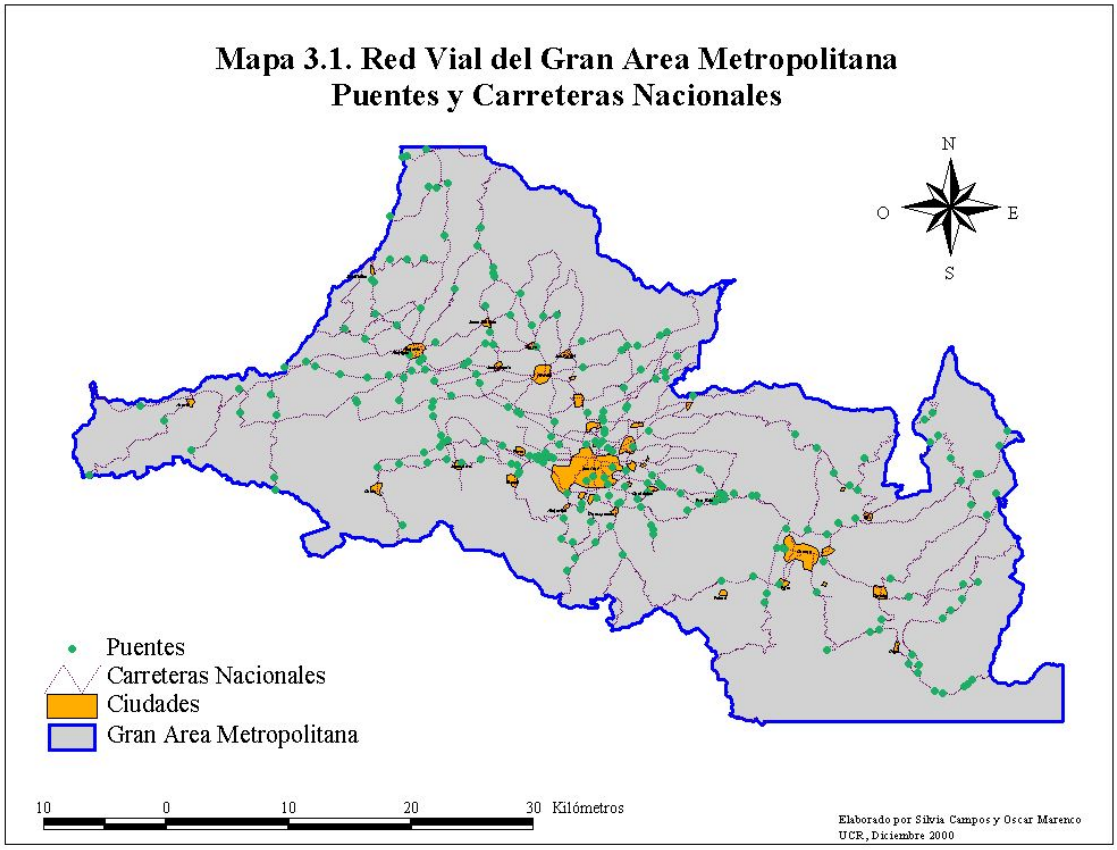
El hecho de contar con más del 14% de las carreteras y con casi el 19% del total de puentes en el 3.4% del territorio indica la gran pertinencia de un estudio como el presente sobre la vulnerabilidad sísmica de puentes y carreteras.

Infraestructura incluida en el estudio

La base de datos del MOPT, sirvió como punto de partida para el presente estudio. Se pudo comprobar que la localización y la información sobre las características constructivas de algunos de estos componentes presentaban imprecisiones. Con visitas de campo se corroboró la información de la base de datos y se amplió para los puentes analizados. Esto se realizó por medio de encuestas de campo

Por otro lado el Ministerio cuenta con planos de la mayoría de los puentes de Costa Rica, sin embargo éstos no son accesibles para el público ya que se encuentran archivados sin ningún orden lógico, lo que imposibilita la localización de cualquiera de ellos por parte de los contribuyentes. Algunos de los juegos de planos se encuentran incompletos y otros del todo no se encuentran. Estos planos son una herramienta muy útil para conocer aspectos estructurales de puentes específicos que permitan modelar su comportamiento y determinar las necesidades de reforzamiento para disminuir la vulnerabilidad de las estructuras ante desastres naturales de todo tipo, incluyendo terremotos.

Para realizar un estudio más detallado de los diferentes puentes es indispensable analizar detalles tales como, estratigrafía del suelo, profundidad de las cimentaciones, tipos de apoyos, características de los bastiones, de las pilas, de las vigas longitudinales, de la continuidad o discontinuidad de la estructura, y estos aspectos sólo pueden ser estudiados en los planos específicos de cada componente. De aquí la importancia de mantener un debido control y organización de esta base de datos.



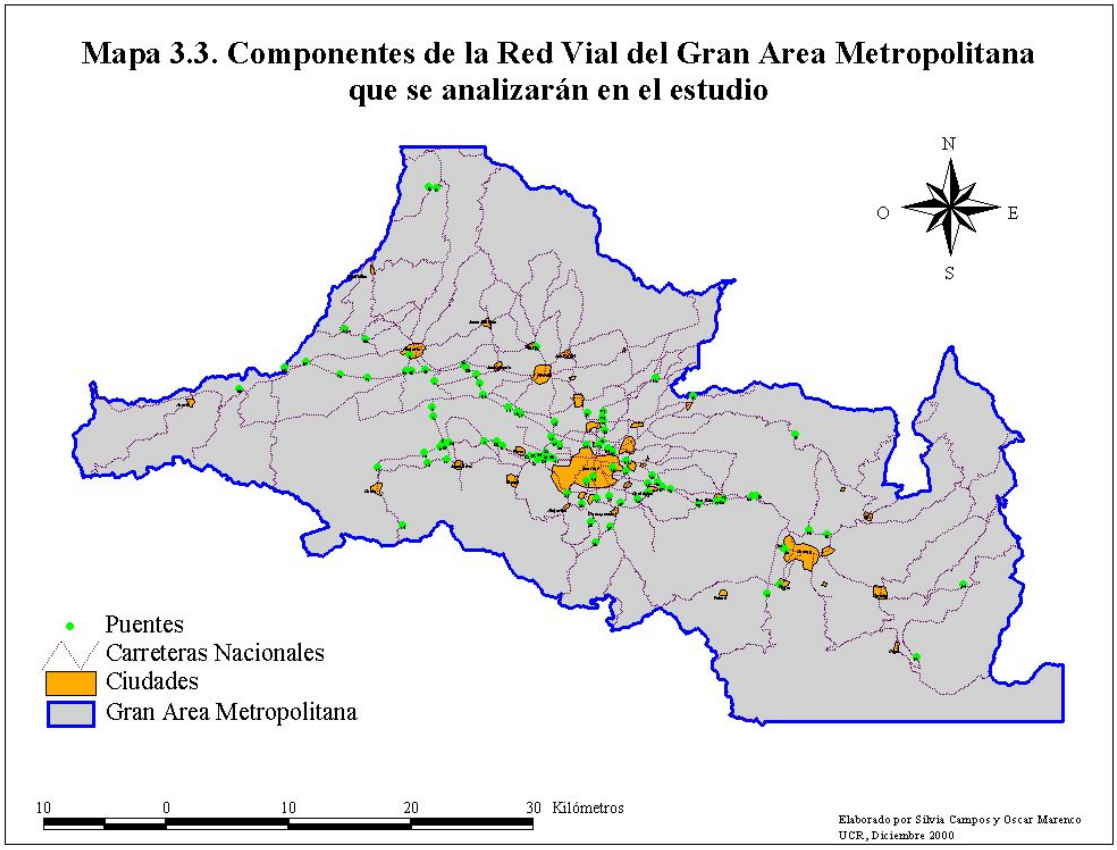
Puentes escogidos

En el área en estudio se cuenta con un total de 233 puentes, de los que se seleccionaron 98 para realizar visitas de campo e implementar la metodología.

El criterio de selección se realizó tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Puentes con un tránsito promedio diario (TPD) mayor a 5000 vehículos por día y luz entre bastiones mayor o igual a 10 m.
- Puentes con un TPD mayor a 30 000 vehículos por día.
- Puentes con más de una luz.

El criterio de selección se realizó basado en la importancia del puente según el tránsito asociado a un puente en específico, ya que un colapso de la estructura conllevaría problemas considerables en la red vial si esta es vista como sistema de transporte y de comunicación. Por otro lado se consideró importante la longitud del puente y las luces de este ya que la reparación de una estructura mayor es mucho más compleja y por ende requiere de un tiempo mayor, por lo que los problemas asociados a la interrupción del paso serían más perjudiciales. En el mapa 3.3, se ubican los puentes que serán analizados.



En la tabla 3.1 se muestran dichos puentes en donde también se indica el número de ruta a la que pertenecen.

Tabla 3.1. Puentes seleccionados

#	Ruta	Sitio	#	Ruta	Sitio	#	Ruta	Sitio
1	111	R. Segundo	34	213	R. María Aguilar	67	3	P.S.S.R. 1
2	147	R. Bermúdez	35	214	R. María Aguilar	68	1	R. Poás
3	147	R. Virilla	36	204	R. María Aguilar	69	1	P.S.S.R. 153
4	1	P.S.S.R. 129	37	204	P.S.S.R.204	70	1	P.I. Coyol
5	1	Q. Seca	38	215	R. María Aguilar	71	1	P.I. Ferrocarril
6	27	R. Agres	39	2	R. PURRUSES	72	32	R. Torres
7	27	R. Yeguas	40	2	R. María Aguilar	73	32	P. SUPERIOR
8	147	R. Corrogres	41	100	P.S.S.R.32	74	32	P.S.S.R. 102
9	27	R. Uruca	42	101	P.S.S.R.32	75	32	R. Virilla
10	27	R. Oro	43	216	R. Virilla	76	2	P.N.I.
11	121	R. Uruca	44	27	P. Superior Pavas	77	2	R. Tiribí
12	121	R. Oro	45	27	P. Superior R.27	78	2	P.I.S.R 2
13	22	R. Pacacua	46	27	P. Ferrocarril	79	2	R. Chiquito
14	239	Q. Honda	47	207	R. Tiribí	80	2	R. Chiquito A
15	1	R. Bermúdez	48	1	R. Ciruelas	81	167	R. Tiribí
16	1	P.I. Castella	49	1	P.I. Aeropuerto	82	27	P.S.S.R. 105
17	1	R. Virilla	50	1	R. Segundo	83	27	R. Tiribí
18	3	R. Virilla	51	124	P.S. Ferrocarril	84	0	P.S.S.R. 167
19	1	P.S. Juan Pablo II	52	146	R. Mastate	85	111	P.S.S.R. 1
20	1	R. Torres	53	146	R. Poasito	86	1	P.I. INTEL
21	167	P.S.S.R.39	54	126	Q. Seca	87	2	P.N. SUPERIOR 252
22	104	P.S.S.R.39	55	2	R. Purires	88	27	P. SUPERIOR
23	5	R. Virilla	56	2	Q. Fierro	89	27	P.S.S.R. 147
24	166	R. Torres	57	228	R. Reventado	90	27	P. NIVEL
25	110	R. Tiribí	58	219	R. Toyogres	91	124	P.S.S.R. 1
26	209	R. Cajas	59	218	R. Tiribí	92	220	R. Para
27	209	R. Jorco	60	10	R.Reventado	93	224	R. Reventazón
28	217	R. Cajas	61	10	R. Reventado A	94	224	R. Reventazón

29	214	R. Tiribí	62	2	Q. Fierro	95	2	P.I. Hispanidad
30	211	R. Tiribí	63	218	R. Torres	96	219	R. Reventado
31	210	R. Tiribí	64	108	P.S. Ferrocarril	98	1	P.S.S.R. 39
32	209	R. Tiribí	65	118	R. Poás			
33	213	R. Tiribí	66	118	R. Itiquís			

Caracterización de la Demanda Sísmica

Relaciones de Atenuación de Boore et al *(D.M. Boore, W.B. Joyner y T.E. Fumal, 1997)*
Estas ecuaciones estiman la aceleración pico horizontal de terremotos someros[1] en el oeste de Norteamérica. Las ecuaciones dan el movimiento del terreno en término de la magnitud momento M_w, la distancia y las condiciones de sitio para fallas con los siguientes mecanismos: falla de corrimiento lateral, falla inversa o bien mecanismos de falla no especificados. Las condiciones del terreno son representadas por la velocidad de la onda cortante promediada en los últimos 30 m.

$$PGA = f(Mw, r, S, M.F.)$$

donde:
M_w: Magnitud Momento
R: distancia a la ruptura de la falla
R_{jb}: distancia horizontal más cercana de la estación al punto sobre la superficie del terreno que se encuentra directamente arriba de la ruptura.
S: efecto de sitio
M.F.: mecanismo de falla

Los valores recomendados para la velocidad de la onda cortante promedio provienen del Programa Nacional de Reducción de la Amenaza Sísmica de los Estados Unidos (NEHRP). A continuación se muestran los valores en los que se basaron Boore et al. para la determinación de la velocidad promedio de la onda cortante:

Tabla 4.1. Valores de la velocidad promedio de la onda cortante

Definición de clases de sitio según Boore et al.		
Clase	**Velocidad de Onda Cortante, $Vs_{30\,m}$(m/s)**	
	Mínimo	**Máximo**
A	750	Ó más
B	360	750
C	180	360
D	Ó menos	180

Esta clasificación fue incorporada en la edición 1994 de la normativa NEHRP (BSSC, 1994) sin embargo la designación fue cambiada como se muestra en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Definición de clases de sitio NEHRP

Definición de clases de sitio NEHRP 1994		
Clase	**Velocidad de Onda Cortante, $Vs_{30\,m}$(m/s)**	
	Mínimo	**Máximo**
A	1500	
B	760	1500
C	360	760
D	180	360
E		180

[1] Se define como terremotos someros a aquellos que la ruptura de la falla ocurre por encima de los 20 km.

Boore et al. recomiendan la utilización de los siguientes valores:

Tabla 4.3. Valores de onda cortante según Boore et al.

Valores Recomendados	
Clase	**Velocidad de Onda Cortante, $Vs_{30\ m}$(m/s)**
NEHRP clase B	1070
Roca	620
NEHRP clase C	520
Suelo	310
NEHRP clase D	250

La ecuación para estimar la aceleración pico del terreno es:

$$\ln Y = b_1 + b_2(M-6) + b_3(M-6)^2 + b_5 \ln r + b_v \ln \frac{V_S}{V_A}$$

donde

$$r = \sqrt{r_{jb}^{\ 2} + h^2} \qquad \text{y} \qquad b_1 = \begin{cases} b_{1SS} & \text{para falla transcurrente} \\ b_{1RS} & \text{para falla inversa} \\ b_{1ALL} & \text{si el mecanismo de falla no es especificado} \end{cases}$$

En esta ecuación Y es la aceleración pico del terreno, en g, las variables que deben predecirse son: magnitud momento (M_w), distancia (r_{jb}, en km.) y la velocidad promedio de la onda cortante a 30 m. b_i son los coeficientes determinados por el análisis de regresión. Debe notarse que *h* es una profundidad ficticia que se determina también de la regresión. En la tabla siguiente se muestran los parámetros de la regresión para distintos periodos. El periodo cero corresponde al PGA.

Relaciones de atenuación de Campbell *(Campbell & Bozorgnia 1994)*
Estas ecuaciones son consideradas apropiadas para estimar las amplitudes de la componente horizontal y vertical del movimiento fuerte del terreno para terremotos en cualquier parte del mundo con magnitud momento (M_W)$\langle$5 y sitios con distancias a la ruptura (R_{SEIS}) [60 km en regiones tectónicamente activas.

Parámetros del modelo
Magnitud Momento (M_w)
La magnitud momento fue utilizada para definir la magnitud del terremoto. El uso de magnitud momento evita la saturación de las tradicionales medidas de magnitud limitadas por la banda en momentos sísmicos grandes, de esta manera es considerada como la mejor medida del verdadero tamaño de un terremoto.

Realizando una comparación entre las escalas se puede decir que M_L es aproximadamente igual a M_w para M_L<6.5 y que M_S es aproximadamente igual a M_W para M_w entre 6.0 y 8.0. De esta manera M_w es la medida de magnitud recomendada por el autor para ser utilizada.

Tipo de Fallamiento
El tipo de fallamiento o tipo de falla, es definido por el índice variable F, donde F=0 para fallas de corrimiento lateral y F=1 para fallamiento inverso y oblicuo. A pesar de que no existe base estadística en este estudio para estimar los parámetros en fallamiento normal, se recomienda utilizar un valor de F=0.5 hasta que no se realicen más estudios.

Condiciones de Sitio (S_{SR} y S_{HR})
Las condiciones locales del sitio esta definidas por las variables S_{SR} y S_{HR}; donde S_{SR}=S_{HR}=0 para suelo firme; S_{SR}=1 y S_{HR}=0 para roca blanda y S_{SR}=0 y S_{HR}=1 para roca dura. Para ser consistente con el mapa de geología superficial utilizado en el presente estudio se tomara la relación aproximada entre las clasificaciones de sitio propuestas por el autor definidas en término de la velocidad de la onda cortante.

Tabla 4.4. Comparación de clasificación de sitio

Comparación de clasificaciones de sitio	
Boore et al. (1993)	Campbell (1997)
A	Roca Dura
B	Roca Blanda
C	Suelo Firme
D	Suelo Blando

La relación de atenuación esta dada por la expresión:

$$\ln A_H = -3.512 + 0.904 M_w - 1.328 \ln \sqrt{R_{SEIS}{}^2 + \left[0.149 \cdot e^{0.647 M_w}\right]^2}$$
$$+ \left(1.125 - 0.112 \ln R_{SEIS} - 0.0957 M_w\right) F + \left(0.440 - 0.171 \ln R_{SEIS}\right) S_{SR}$$
$$+ \left(0.405 - 0.222 \ln R_{SEIS}\right) S_{HR} + \varepsilon$$

donde:

A_H: aceleración horizontal pico, en g

M_w: magnitud momento.

R_{SEIS}: menor distancia a la ruptura, km. ([60 km.)

S_{SR} y S_{HR}: variables que toman en consideración las condiciones locales del sitio, según se explicó con anterioridad.

F: variable de tipo de fallamiento, explicada anteriormente.

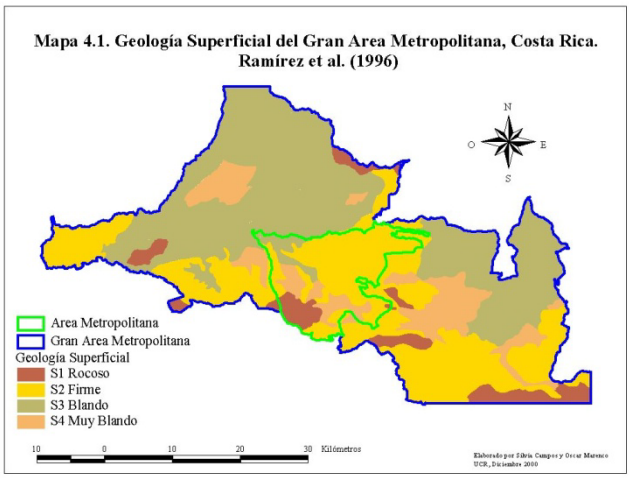
ε: término de error aleatorio, con un promedio igual a cero y una desviación estándar. igual al error estándar del estimado de ln A_H.

Determinación del efecto de sitio

El tipo de suelo en la región de estudio puede afectar la amplitud del movimiento del terreno. Los suelos blandos tienden a amplificar ciertas frecuencias de la sacudida del terreno, originando mayores daños. Para incluir los efectos de suelos se utilizó un mapa de geología superficial del GAM, el cual clasifica los suelos en cuatro grupos utilizando criterios de la ATC (Applied Technology Council, 1985) e incorporando propiedades geofísicas y geotécnicas (Ramírez et. al. 1994). Esta clasificación se muestra en la tabla 4.5 y en el mapa 4.1

Tabla 4.5. Clasificación de suelos según Ramírez et al

Clase	Descripción	Velocidad de Onda Cortante, $Vs_{30\ m}$(m/s)	
		Mínimo	Máximo
S_1	**ROCA** Rocas volcánicas efusivas (basaltos y andesitas), intrusivas (granodioritas, monzonitas, gabros y sienitas), metamórficas (cornubianitas), poco fisuradas.	760	1200
S_2	**FIRME** Rocas sedimentarias (areniscas, lutitas, calizas, brechas y conglomerados), rocas volcánicas (flujos piroclásticos, lavas y lahares), con espesores de arcilla inferiores a 20 m.	460	520
S_3	**BLANDO** Rocas volcánicas (lavas y depósitos piroclastos), fuertemente alteradas, donde los niveles freáticos son altos, los espesores de arcilla de hasta 10 m sobre suelo tipo S_2	240	360
S_4	**MUY BLANDO** Rocas volcánicas (lahares, cenizas y tobas), rocas sedimentarias (diatomitas, lacustres y lutitas), depósitos recientes (aluviones y coluvios), de baja calidad mecánica, con niveles freáticos someros, son rocas fuertemente alteradas, espesores de arcilla mayores a 50 m sobre suelo tipo S_1, S_2 y S_3.	70	100



Con el propósito de homogeneizar la clasificación de los tipos de geología superficial se clasificarán los tipos de suelos de acuerdo con la clasificación utilizada en el SEAOC (1999), que coincide con la clasificación de NEHRP (1997), dando de esta manera un clasificación más estándar.

Tabla 4.6. Clasificación de Sitio Según NEHRP 1997

Clase	Descripción	Velocidad de Onda Cortante, $Vs_{30\ m}$(m/s)	
		Mínimo	**Máximo**
A	Roca Dura	1500	
B	Roca	760	1500
C	Suelo muy denso y Roca Blanda Resistencia cortante no drenada u_s⟨100 kPa ó N⟨160 golpes/m	360	760
D	Suelo Firme Resistencia cortante no drenada 50kPa≤u_s≤100 kPa ó 50≤N≤160 golpes/m	180	360
E	Suelo Blando Perfil con más de 3 metros de arcilla blanda definida como suelo con un índice de plasticidad IP>20, contenido de humedad w>40% y resistencia cortante no drenada u_s<50 kPa ó N<50 golpes/m.		180
F	Suelo que requiere evaluaciones de sitio específicas 1. Suelos vulnerables a la falla o colapso bajo cargas sísmicas. 2. Turbas y/o alto arcilla altamente orgánicas 3. Arcillas de alta plasticidad: capas de 8 metros ó más con índice de plasticidad IP>75 4. Arcillas de suave y mediana firmeza de muy espeso: capas 36 metros ó más		

De esta manera la equivalencia entre clasificaciones sería:

Tabla 4.7. Equivalencia entre las diferentes clasificaciones

NEHRP (1997)	Ramírez et al. (1996)	Boore et al. (1993)	Campbell (1997)
A **Roca Dura**			
B **Roca**	S1 **Roca**	A	Roca Dura
C **Suelo muy denso y roca blanda**	S2 **Suelo Firme**	B	Roca Blanda
D **Suelo Firme**	S3 **Suelo Blando**	C	Suelo Firme
E	S4	D	Suelo Blando

Suelo Blando	Suelo Muy Blando		
F **Suelos especiales**			

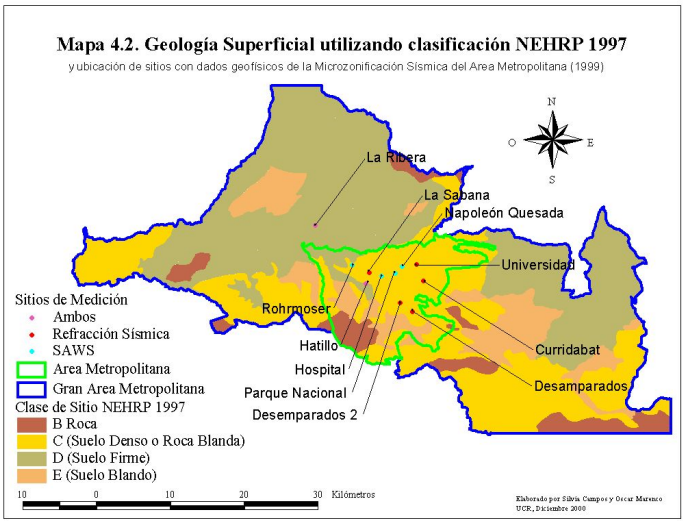
Dado que para este estudio no se cuenta con estudios geofísicos de los sitios estudiados se deberán utilizar valores medios de la velocidad de onda cortante según los rangos establecidos por NEHRP. Sin embargo, en el estudio de Microzonificación Sísmica del Área Metropolitana de San José (Schmidt, 1999) se realizaron pruebas geofísicas en diferentes lugares para caracterizar los suelos según su estratigrafía, módulo de rigidez, amortiguamiento y velocidad de onda cortante. Los valores obtenidos para la velocidad de onda cortante se muestran en el siguiente cuadro y su ubicación geográfica se muestra en el mapa 4.2. Como se puede apreciar debido a los rangos de velocidad cortante los suelos pertenecería a la Clase de Sitio D de NEHRP, clasificándolos como suelos firmes. Las pruebas realizadas fueron de tipo directo e indirecto, las primeras fueron un análisis espectral de las ondas de superficie (SASW) y las últimas de refracción sísmicas (RS). Es importante resaltar aquí, que la clasificación de los suelos, como se pudo observar anteriormente, no sólo depende de la velocidad de la onda cortante en los 30 metros superiores, sino también de las capas de suelo cohesivo o no cohesivo que se encuentren en este segmento. A pesar de las diferencia en la clasificación de los suelos a partir de los valores $\overline{v}_{s,30m}$, se utilizará un promedio de las condiciones obtenidas en La Sabana y Curridabat para representar las condiciones de la Clase de Sitio E (Suelo Blando).

Tabla 4.8. Valores para la velocidad de onda cortante

Nº	SITIO DE MEDICIÓN	LOCALIZACIÓN		Vs_{30m}(m/s) Prueba Geofísica	
		Lambert Norte		SAWS	R.S.
1	Napoleón Quesada	214.100	529.600	255	-
2	Parque Nacional	213.200	528.700	275	-
3	Hospital	212.800	526.800	277	-
4	Rohrmoser	214.300	522.800	233	-
5	La Ribera	219.700	517.800	241	294
6	Hatillo	211.800	524.700	293	237
7	Curridabat	212.200	532.500	-	168
8	Sabana	213.300	525.100	-	146
9	Universidad	214.400	531.500	-	269
10	Desamparados	208.000	531.000	-	232
11		209.200	529.300	314	-

R.S.: Refracción Sísmica
SAWS: Análisis espectral de las ondas superficiales.

Antes de proceder a la utilización de la clasificación de la geología superficial en la estimación de los parámetros de movimiento del terreno, se realiza un análisis de la sensibilidad de estas ecuaciones a este parámetro. Es importante observar que la clasificación de sitio ofrece un rango de velocidades de onda cortante para cada sitio.



En el siguiente cuadro se muestra una comparación de los parámetros:

Tabla 4.9. Comparación de los parámetros de sitio

SITIO DE MEDICIÓN	Boore et al.1997 (V_{s30m}(m/s))						Campbell et al. (1994)			
	NEHRP (1997)		Ramírez et al.		Geofísica		Geol. Superficial		Geofísica	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	SAWS	R.S.	S_{SR}	S_{HR}	S_{SR}	S_{HR}
Napoleón Quesada	360	760	460	520	255	-	1	0	0	0
Parque Nacional	360	760	460	520	275	-	1	0	0	0
Hospital	360	760	460	520	277	-	1	0	0	0
Rohrmoser	360	760	460	520	233	-	1	0	0	0
La Ribera	180	360	240	360	241	294	0	0	0	0
Hatillo	180	360	240	360	293	237	0	0	0	0
Curridabat	360	760	460	520	-	168	1	0	0	0
Sabana	360	760	460	520	-	146	1	0	0	0
Universidad	360	760	460	520	-	269	1	0	0	0
Desamparados	360	760	460	520	-	232	1	0	0	0
	360	760	460	520	314	-	1	0	0	0

Al analizar los valores de la velocidad de la onda cortante se puede ver como las clasificaciones varían al utilizar los valores de las pruebas de geofísica. En 9 de los casos $\overline{v}_{s,30m}$ de las pruebas de geofísica resultaron ser menores que los esperados, de aquí que los valores obtenidos por la relación de estimación produciría subestimaciones de la aceleración pico esperada. Sin embargo, al contar con datos limitados de geofísica del área de estudio, la utilización de la geología superficial de Ramírez et al. representa una primera aproximación aceptable de las condiciones del terreno. En dos de los casos La Ribera y Hatillo, la geología superficial sí describe las condiciones de sitio de estos lugares de ensayo.

Analizando los valores de aceleración obtenidos mediante la ecuación de atenuación de Boore et al. (1997) utilizando los valores límites de NEHRP y Ramírez et al. Se puede apreciar como esta es muy sensible a variaciones en la velocidad de la onda cortante, inclusive, en un mismo rango de clasificación, donde para suelo muy denso y roca blanda se obtiene variaciones de un 32% entre el límite superior e inferior de NEHRP y de un 15% entre los límites de Ramírez et al. Sin embargo, estos últimos no ofrecen un rango continuo de velocidades entre una clase y otra, por lo que para la elaboración del escenario sísmico se utilizará el valor medio del rango de cada clase de acuerdo con la Clasificación de NEHRP 1997.

En el caso de las ecuaciones de Campbell et. al. La variación debido a la clasificación de sitio no es constante como en el caso de Boore et al., en esta pueden obtenerse variaciones máximas de un 30% a una distancia de 60 km (límite de esta relación), de lo anterior se podría decir que ambas relaciones presentan

una sensibilidad similar a la clasificación de sitio; sin embargo Boore et al. ofrece la posibilidad de afinar el modelo mediante la realización de pruebas de campo como las discutidas con anterioridad.

De esta manera para tomar en consideración las condiciones de sitio en este estudio se utilizaran los parámetros de estimación mostrados en la tabla 4.10.

Tabla 4.10. Parámetros de sitio utilizados

Clasificación NEHRP (1997)	Boore et al. (1997)	Campbell et al. (1994)	
	Vs (m/s)*	SSR	SHR
B-**Roca**	**1130**	0	1
C-**Suelo muy denso y roca blanda**	560	1	0
D-**Suelo Firme**	**270**	0	0
E-**Suelo Blando**	**160*** **	0**	0**

* Los valores de velocidad de la onda cortante corresponde al valor medio de los intervalos propuestos por NEHRP.
** Los registro para suelo blando fueron excluidos de la base de datos utilizada para la regresión del modelo, por lo tanto se considerará igual a suelo firme.
*** El procedimiento utilizado para determinar este valor de velocidad de la onda cortante corresponde a un valor promedio entre la Sabana y Curridabat..

Como último paso para la determinación de la distribución espacial de la aceleración para cada uno de los escenarios del estudio es necesario definir el último parámetro de estimación, la distancia.

Determinación de la distancia

En el caso de la relación de atenuación de Campbell et al 1994, la definición de la distancia se reduce a la distancia entre un punto de interés y el hipocentro del sismo, es decir, la distancia hipocentral. Para la relación de Boore et al (1997), se requiere conocer la distancia más cercana entre el sitio de interés y la ruptura superficial de la falla que originó el sismo. A partir de datos históricos es posible determinar las fallas que originaron los sismos, quedaría entonces determinar la longitud de ruptura superficial que se pudiera presentar. Para poder establecer esta longitud se utilizaron las relaciones empíricas de Wells y Coppersmith (1994), cuyas regresiones entre magnitud de momento y longitud de ruptura superficial se muestra a continuación.

Tabla 4.11. Relaciones de Wells y Coppersmith

Ecuación*	Tipo de Falla**	Número de Evento	Coeficientes y errores estándar		Desviación Estándar	Coeficiente de Correlación	Rango de Magnitud	Rango de Longitud
			a(sa)	b(sb)	s	r		
$M = a + b * \log(LRS)$	CL	43	5,16(0,13)	1,12(0,08)	0,28	0,91	5,6 a 8,1	1,3 a 432
	I	19	5,00(0,22)	1,22(0,16)	0,28	0,88	5,4 a 7,4	3,3 a 85
	N	15	4,86(0,34)	1,32(0,26)	0,34	0,81	5,2 a 7,3	2,5 a 41
	Todas	77	5,08(0,10)	1,16(0,07)	0,28	0,89	5,2 a 8,1	1,3 a 432
$\log(LRS) = a + b * M$	CL	43	-3,55(0,37)	0,74(0,05)	0,23	0,91	5,6 a 8,1	1,3 a 432
	I	19	-2,86(0,55)	0,63(0,08)	0,2	0,88	5,4 a 7,4	3,3 a 85
	N	15	-2,01(0,65)	0,50(0,10)	0,22	0,81	5,2 a 7,3	2,5 a 41
	Todas	77	-3,22(0,27)	0,69(0,04)	0,22	0,89	5,2 a 8,1	1,3 a 432

*M- magnitud momento; LRS- longitu de ruptura superficial
**CL - Corrimiento Lateral; I - Inversa ; N - Normal

La ruptura de la falla se asume, de ser posible, de igual longitud a cada lado del epicentro. Si el epicentro se encuentra cerca del final de la falla, la longitud de ruptura de la falla será acortada de tal manera que no se extienda más allá del final del segmento de falla. Si la longitud de ruptura calculada excede la longitud del segmento de falla, se considerará que el segmento se rompe en su totalidad entre sus extremos.

Aplicación de la metodología

En el presente estudio se analizarán métodos para estimar el movimiento del terreno (aceleración pico horizontal) y el fallamiento de este (licuefacción y deslizamiento). Las estimaciones de los parámetros de

movimiento del terreno son generadas en forma de mapas mediante la utilización de la herramienta SIG. En este estudio el movimiento del terreno será caracterizado por la aceleración pico del terreno y su distribución espacial será determinada con base en un análisis de tipo determinístico. Las demandas de movimiento sísmico del terreno son calculadas utilizando los escenarios de terremotos históricos presentados anteriormente, a saber, Fraijanes (1888), Orotina (1924) y Cartago (1910); y el evento hipotético denominado sismo de Tablazo. Dada la magnitud, parámetros focales y las condiciones locales de sitio, se utilizan las relaciones de atenuación de Boore et al. (1997) y Campbell & Bozorgnia (1994), según corresponda.

Para los sismos históricos de Fraijanes (1888), Orotina (1924) y Cartago (1910) se conoce su magnitud, mientras que para el sismo de Tablazo, se estimará su magnitud suponiendo que se rompe la totalidad del segmento de falla Tablazo utilizando la segunda ecuación de Wells y Coppersmith (1994). A pesar de conocerse la magnitud del sismo de Fraijanes, el mecanismo focal que originó este evento no esta claro, por lo que se optó por utilizar para este escenario la relación de Campbell. En la siguiente tabla se muestra los valores de longitud de ruptura y magnitud obtenidos a través del uso de estas ecuaciones.

Tabla 4.12. Parámetros de los sismos analizados

Sismo	Fecha	Mw	Tipo de Falla**	Longitud de Ruptura Superficial (km)
Paraiso	1910	6,4	CL	15,4
Orotina	1924	7,0	CL	42,6
Fraijanes	1888	5,8	I	6,2
Tablazo	-	6,3	CL	11,0

Para tomar en consideración las condiciones de sitio se utilizó como mapa base la clasificación de geología superficial elaborada por Ramírez et al. (1994) (mapa 4.1) y utilizando su correspondiente equivalencia con la clasificación NEHRP 1997 (mapa 4.2). Los parámetros de sitio utilizados según la relación de atenuación se muestran en la tabla 4.10.

En la tabla 4.13 se presenta la relación de atenuación que se utilizó para cada evento, esta decisión se fundamento principalmente en el conocimiento de los parámetros focales que originaron los eventos. La ecuación de Boore al utilizar la longitud de ruptura toma en consideración factores que algunas relaciones, como la de Campbell, no consideran.

Tabla 4.13. Relaciones de atenuación utilizadas en cada escenario sísmico

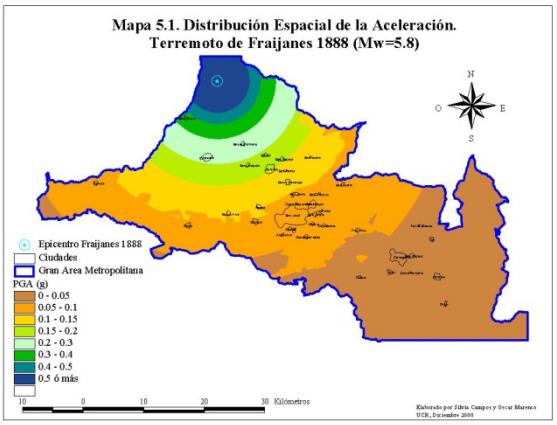
Escenario Sísmico	Relación de Atenuación
Fraijanes 1888 (M_w=5.8)	Campbell et al. (1994)
Tablazo (M_w=6.3)	Boore et al. (1997)
Cartago 1910 (M_w=6.4)	Boore et al. (1997)
Orotina 1924 (M_w=7.0)	Boore et al. (1997)

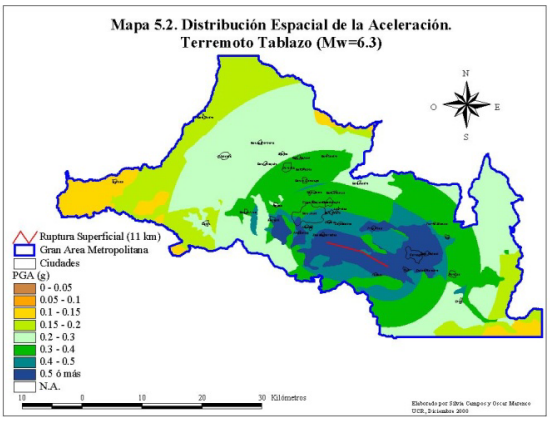
Una vez determinadas las condiciones del sitio es posible proceder al análisis de la amenaza sísmica, que podría presentarse, este es el tema del siguiente capítulo.

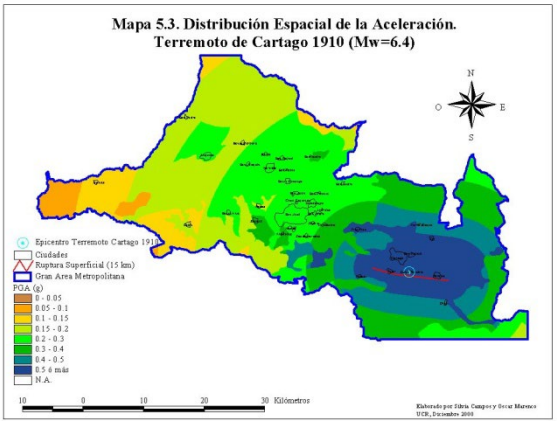
Determinación de la distribución espacial de la aceleración para cada evento

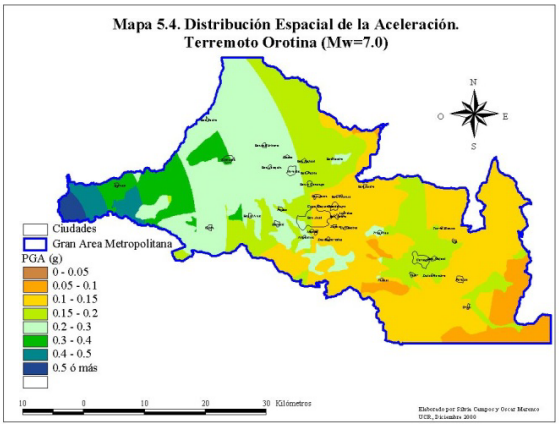
Para cada sismo analizado, a partir de la información señalada anteriormente, se generó la distribución espacial de la aceleración horizontal pico en la región en estudio, tomando en cuenta las relaciones de atenuación señaladas y la geología de la zona, entre otros.

En los mapas 5.1, 5.2, 5.4 se muestra la distribución espacial de la aceleración para los sismos de Fraijanes, de Tablazo y de Orotina respectivamente.









Evaluación de amenazas por licuación de suelos

La licuación de un suelo es la pérdida de su resistencia al esfuerzo cortante temporal o definitiva, para comportarse como un líquido viscoso en lugar de un sólido. Las arcillas saturadas muy sensibles, las arenas secas sueltas y las arenas saturadas (de baja compacidad), son los materiales en que ocurre el fenómeno.

La licuación producida por una solicitación brusca sobre el suelo, como un sismo, ocurre cuando el esfuerzo estático de cortante es menor que la resistencia a cortante del suelo licuado. Las deformaciones producidas por este fenómeno se desarrollan incrementalmente durante la sacudida del sismo. La licuación puede ocasionar desplazamiento lateral, oscilación amplificada del terreno, pérdida de la capacidad de soporte, ruptura, flujo, asentamientos verticales excesivos y desarrollo de volcanes de arena.

Algunos de los más espectaculares ejemplos de daños causados por un terremoto han ocurrido cuando los depósitos de suelo han perdido su resistencia y se comportan como un líquido, es decir daños debidos a la licuación del terreno. Un ejemplo de este comportamiento se apreció en el terremoto de Limón del 22 de abril de 1991, en las siguientes figuras se observan algunos casos de licuación y el daño que este causó sobre diferentes estructuras.

Corrimiento lateral producto de la licuación

Volcanes de arena

Daños producidos en las carreteras de Limón debido a licuación

El primer paso para la evaluación de amenaza por licuación es evaluar la susceptibilidad al fenómeno. Los suelos susceptibles de licuarse son aquellos en los que los contactos entre los granos son comparativamente escasos. El fenómeno afecta a los suelos sedimentarios naturales o a los depósitos artificiales. 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.

A la hora de realizar una evaluación de amenaza de licuación, de una región, se debe iniciar por conocer las condiciones geológicas del sitio en estudio. Esta caracterización se efectúa por medio de mapas geológicos y con el sistema de clasificación propuesto por Youd y Perkins (1978), el cual se muestra en la tabla 5.1. Con los rasgos presentados en los mapas geológicos, en la tabla se señala para cada tipo de suelo un rango de susceptibilidad de licuación.

Tabla 5.1. Susceptibilidad de licuación de depósitos sedimentarios (Youd y Perkins, 1978).

Tipo de depósito	Distribución general de sedimentos no cohesivos en depósitos	Probabilidad de que sedimentos no cohesivos sean susceptibles a la licuación cuando se saturan (de acuerdo a la edad del depósito).			
		<500 años moderno	Holeoceno <11 ka	Pleistoceno 11ka-2 Ma	Pre-Pleistoceno >2 Ma
a) Depósitos continentales					
Canal de río	variable localmente	Muy alta	alta	baja	muy baja
Planicie de inundación	variable localmente	alta	moderada	baja	muy baja
Abanico aluvial y planicie	general	moderada	baja	baja	muy baja
Terrazas marinas y planicies	general	---	baja	muy baja	muy baja
Deltas y abanicos	general	alta	moderada	baja	muy baja
Lacustre y playa	variable	alta	moderada	baja	muy baja
Coluvio	variable	alta	moderada	baja	muy baja
Talud	general	baja	baja	muy baja	muy baja
Dunas	general	alta	moderada	baja	muy baja
Loess	variable	alta	alta	alta	muy baja
Morrena glacial	variable	baja	baja	muy baja	muy baja
Toba	raro	baja	baja	muy baja	muy baja
Tundra	general	alta	alta		
Suelo residual	raro	baja	baja	muy baja	muy baja
Sabana	variable localmente	alta	moderada	baja	muy baja
b) Zona costera					
Delta	general	Muy alta	alta	baja	muy baja
Estuario	variable localmente	alta	moderada	baja	muy baja
Playa					
Ola de alta energía	general	moderada	baja	muy baja	muy baja
Ola de baja energía	general	alta	moderada	baja	muy baja
Laguna	variable localmente	alta	moderada	baja	muy baja
Costa	variable localmente	alta	moderada	baja	muy baja
c) Artificial					
Relleno no compactado	variable	Muy alta	---	---	---
Relleno compactado	variable	baja	---	---	---

Probabilidad de licuación

La probabilidad de que una zona experimente licuación se ve influenciada por la susceptibilidad del suelo, la amplitud y duración del movimiento del terreno y de la profundidad del nivel freático. Existen sitios geológicos que no son susceptibles a la licuación, por lo que deben ser considerados en la evaluación de la probabilidad licuación por medio de un factor que determina la susceptibilidad relativa de la zona. Conociendo la porción del mapa susceptible a la licuación se conoce la susceptibilidad relativa por medio de la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Porción del mapa susceptible a la licuación. (HAZUS 97)

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

Los valores presentados en la tabla 5.2 reflejan resultados basados en investigaciones preliminares de propiedades de suelos tomados de estudios de regiones con licuación.

Como se señaló anteriormente, la probabilidad de licuación está influenciada significativamente por la amplitud del movimiento del terreno (aceleración pico del terreno, PGA), la duración del movimiento reflejada por la magnitud del sismo (M) y la profundidad del nivel freático. Por lo tanto dicha probabilidad se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$P\left[\text{licuacion}\right] = \frac{P\left[\text{licuacion} \mid \text{PGA} = a\right]}{K_m K_w} 100\%$$

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. 5-4 y tabla 5.3).
- K_m factor de corrección para la magnitud del sismo
- K_w factor de corrección para el nivel freático

Las relaciones existentes entre la probabilidad de licuación y la aceleración pico horizontal del terreno varían según la categoría de la susceptibilidad y se muestran en la tabla 5.3 así como en la figura 5-4 que representa la relación gráfica. Estas relaciones se definieron basadas 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.

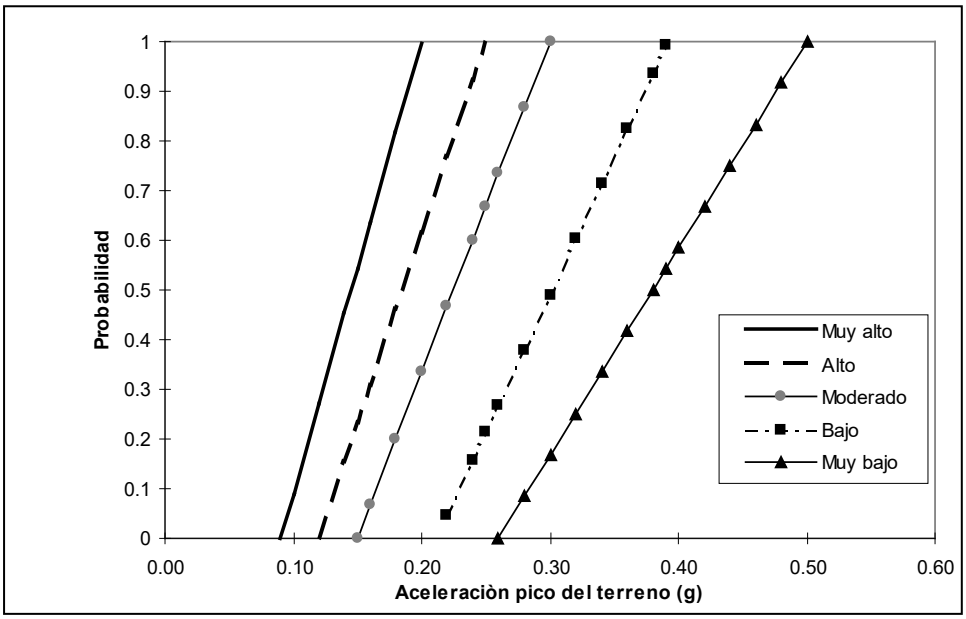


Figura 5-4. Relaciones entre probabilidad de licuación y categoría de susceptibilidad (Liao, et. Al., 1988) (HAZUS 97)

Tabla 5.3. Relaciones de probabilidad de licuación por categoría de susceptibilidad. (HAZUS 97)

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 como % g, y P[licuación | PGA=a] expresada como fracción de 1.

Las relaciones de probabilidad de licuación fueron desarrolladas para una magnitud de momento de M=7.5 y asumiendo una profundidad del nivel freático de 1.5 m, por lo que para otros valores de magnitud momento y profundidad del nivel freático se deben de aplicar 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 de momento del evento sísmico
d_w = profundidad del nivel freático (en pies).

Deformación permanente del terreno 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:

$$E[PGD_{SC}] = K_\Delta * E[PGD|(PGA/PL_{SC}) = a]$$

donde
$E[PGD|(PGA/PL_{SC}) = a]$ es el posible desplazamiento permanente del terreno, en cm, para cierta categoría de susceptibilidad bajo un nivel especificado de sacudida normalizada del terreno (PGA/PGA(t))
PGA(t) es la aceleración necesaria para inducir la licuación (tabla 5.4)
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 (1978) con las relaciones de atenuación del movimiento del terreno desarrolladas por Sadigh y otros (1986). El nivel de movimiento del terreno ha sido normalizado, en la figura 5-5, con la aceleración pico del terreno límite, correspondiente a cero probabilidad de licuación para cada categoría de susceptibilidad mostrada en la figura 5-4.

Conociendo la relación existente entre la aceleración pico del terreno y la aceleración necesaria para inducir la licuación (PGA/PGA(t)), se entra al gráfico de la figura 5-5 y se obtiene el desplazamiento, el cual debe de ser corregido por el factor K_Δ.

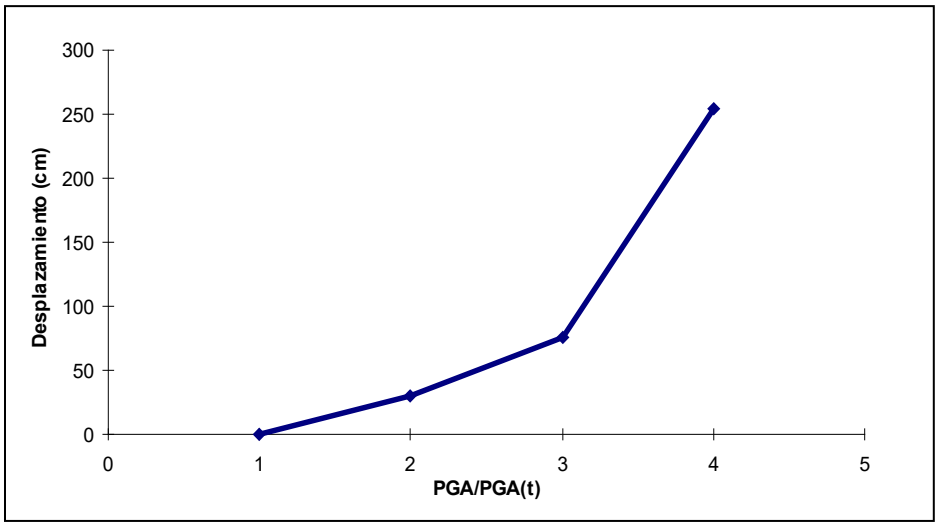


Figura 5-5. Relaciones para desplazamientos por corrimiento lateral (después de Youd y Perkins, 1978; Sadigh, et. a.,1986). (HAZUS 97)

Las ecuaciones del gráfico anterior, se señalan a continuación:

$12x - 12$ para 1<PGA/PGA(t)<2

$18x - 24$ para 2<PGA/PGA(t)<3

$70x - 180$ para 3<PGA/PGA(t)<4

Tabla 5.4. Aceleración del terreno (PGA(t)) correspondiente a cero probabilidad de licuación . (HAZUS 97)

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

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

Para el caso en estudio, se considera que la información es escasa por lo que no se puede señalar con certeza zonas que presente susceptibilidad a licuación. Para conocer dicha susceptibilidad es necesario tener datos acerca de la granulometría del suelo, estratigrafía del depósito, compacidad relativa, plasticidad, permeabilidad, estructura interna del suelo y grado de saturación.

En la GAM, se presentan depósitos coluviales que tienen una susceptibilidad muy baja a la licuación por la edad geológica a la que se relacionan, por lo anterior y por conocer solamente que la susceptibilidad es muy baja y no conocer acerca de los demás parámetros se ha determinado que los efectos relacionados a la licuación en la zona son muy pequeños comparados con otros como deslizamientos y aceleración del terreno.

Evaluación de amenazas por deslizamiento del terreno

Un sismo induce un deslizamiento cuando las fuerzas (estática e inercia) que actúan sobre la masa de tierra hacen que el factor de seguridad caiga temporalmente por debajo de 1,0. La aceleración pico horizontal para la cual la masa de suelo se desliza es llamada *aceleración crítica o aceleración de fluencia*. Este valor de aceleración es determinado con base en análisis de estabilidad seudo-estáticos o por medio de relaciones empíricas basadas en el comportamiento de las masas de terreno durante sismos pasados.

Las deformaciones son calculadas utilizando los resultados obtenidos por Newmark (1965). La masa que se desliza se asume como un bloque rígido. Las deformaciones por deslizamiento ocurren durante los períodos en los cuales la aceleración inducida a la masa de suelo por el sismo sobrepasa la aceleración crítica. El movimiento de estas masas depende de la duración y número de ciclos de la sacudida del terreno. Como la duración y número de ciclos se incrementan con la magnitud del evento, las deformaciones tienden a incrementarse a magnitudes mayores para valores dados de la aceleración crítica e inducida.

Al igual que para el caso de licuación, la evaluación de la amenaza de deslizamiento requiere la caracterización de la susceptibilidad del suelo y de la geología de una región. La susceptibilidad está caracterizada por el grupo geológico, el ángulo de la pendiente y la aceleración crítica. La aceleración requerida para que se inicie un deslizamiento es una función compleja de la geología, inclinación, condiciones de humedad, tipo de deslizamiento e historia de comportamiento previo de las pendientes. Sin embargo, actualmente no existe ninguna metodología simplificada para determinar la aceleración crítica que tome en cuenta todos estos factores.

La metodología empleada en este estudio, utiliza la relación propuesta por Wilson y Keefer (1985), en donde la susceptibilidad al deslizamiento se mide en una escala que va desde I hasta X, en números romanos, con I como la categoría que posee la menor susceptibilidad. La susceptibilidad se obtiene

utilizando tres grupos geológicos y tomando en cuenta la profundidad del nivel freático, como se presenta en la tabla 5.5. Las condiciones de humedad se dividen 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 del nivel de deslizamiento.

En la tabla 5.6 se define la aceleración crítica en función de la susceptibilidad del terreno a deslizamiento.

Tabla 5.5. Grupos geológicos para la determinación de probabilidad de deslizamiento. (HAZUS 97)

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 (rellenos 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 (rellenos pobremente compactados, deslizamientos existentes, suelos arcillosos)	VII	IX	X	X	X	X

Tabla 5.6. Aceleración crítica (a_c) para cada categoría de susceptibilidad. (HAZUS 97)

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

Desplazamientos permanentes del terreno por deslizamiento

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

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

en donde

E[PDG]	deformación permanente del terreno, en cm.
$E[d/ a_{is}]$	factor de desplazamiento esperado, en cm (Fig. 5-6)
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. Para deslizamientos más grandes y profundos a_{is} es menor que a_i. Para muchas aplicaciones, a_{is} puede asumirse igual a la aceleración predicha por las relaciones de atenuación utilizadas en el estudio de estimación de daños. Considerando también amplificación debido a la topografía del terreno, asumir que a_{is} es igual que a_i puede ser prudente. Es posible especificar una razón a_{is}/a_i menor de 1.0.

Relaciones derivadas por Makdisi y Seed (1978), son utilizadas para determinar el desplazamiento que sufrirá el terreno. Se determina el valor del 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. 5-6. Para la relación mostrada en la figura 5-6, el rango en el factor estimado de desplazamiento es mostrado y se asume que hay una distribución uniforme de probabilidad de factores de desplazamientos entre el límite superior e inferior.

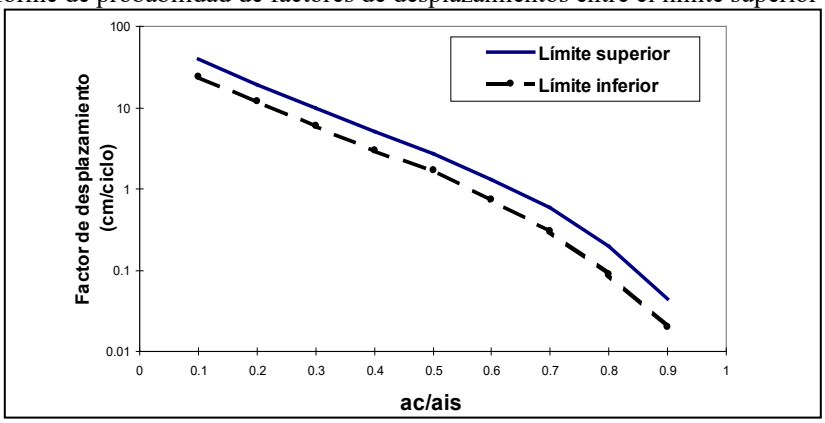


Figura 5-6. Relación entre el factor de desplazamiento y la razón entre aceleración crítica y la aceleración inducida. (HASUZ 97)

La ecuación de la curva mostrada en la figura 5-6, se aproxima mediante el siguiente polinomio de grado 3:

$$d/a_{is} = -134.21 * \left(a_c/a_{is}\right)^3 + 267.92 * \left(a_c/a_{is}\right)^2 - 175.95 * \left(a_c/a_{is}\right) + 38.73$$

Determinación de la deformación en la GAM

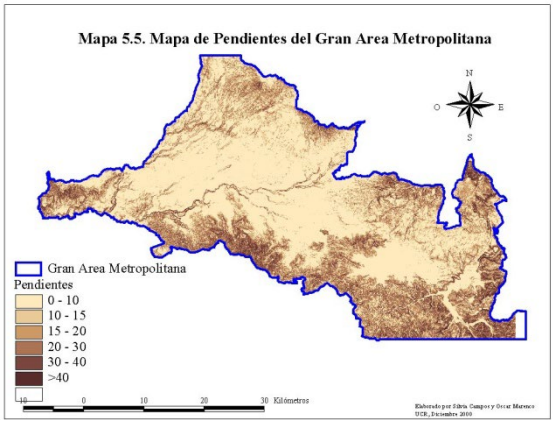
Basados en lo señalado en la tabla 5.5, junto con el mapa geológico y el mapa de pendientes de la zona (mapa 5.5), se determina la susceptibilidad de deslizamiento. En la tabla 5.5 se supuso la condición húmeda por ser el caso más crítico.

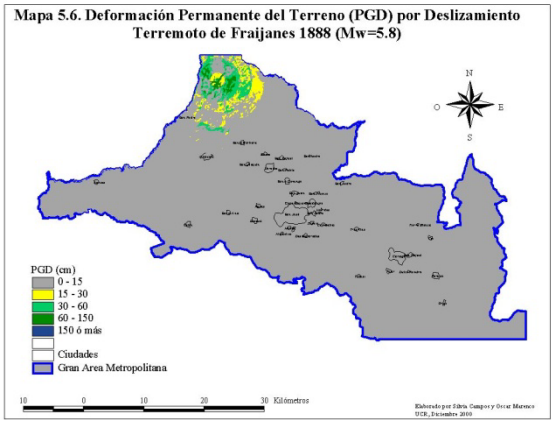
Una vez conocida dicha susceptibilidad entrando en la tabla 5.6, se conoce la aceleración crítica para cada zona. A partir de la aceleración crítica y la aceleración inducida por cada evento se obtiene el factor de desplazamiento esperado ($E(d/a_{is})$).

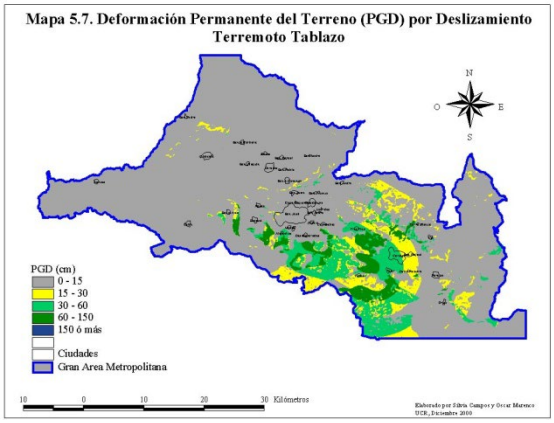
Por último conociendo el factor de desplazamiento, la aceleración inducida y el número de ciclos (n, para cada sismo), obtenemos la deformación permanente del terreno en cm. (PGD)

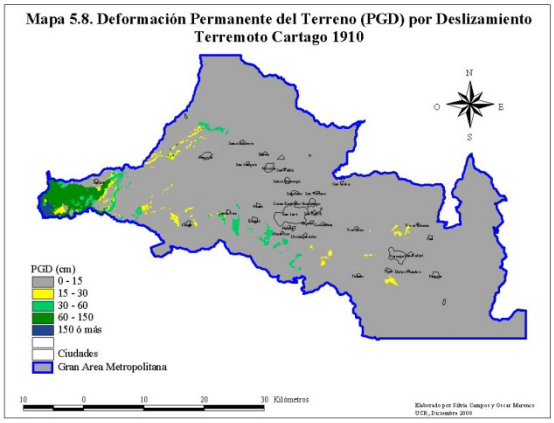
Es importante recalcar, que el deslizamiento no se produce solamente si se alcanza la aceleración crítica sino que esta debe ser alcanzada un número significativo de veces (n), para producir deformaciones del terreno importantes. En este sentido la metodología utiliza como parámetro la magnitud del evento para tomar en cuenta esta consideración.

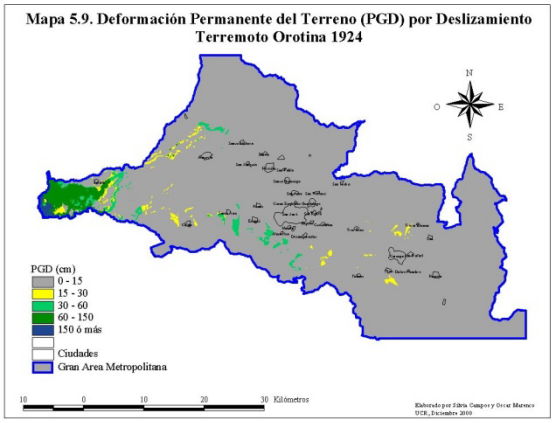
Siguiendo el procedimiento anterior, con base en los mapas de la distribución espacial de la aceleración (mapas 5.1, 5.2, 5.3, 5.4), el mapa de pendientes (mapa 5.5) y el mapa geológico (ver anexo E) se obtiene los mapas de deformación permanente del terreno debido a deslizamientos para cada evento. (Ver mapas 5.6, 5.7, 5.8, 5.9)











Estimación de daños en la infraestructura vial

En el presente estudio se tratará solamente con el sistema de carreteras. Este sistema consiste en caminos, puentes y túneles. Los caminos situados en suelo blando o relleno o aquellos que crucen una ruptura de falla superficial podrían colapsar resultando en una pérdida de funcionalidad. Los puentes que fallan usualmente significan una interrupción de la red vial, en especial puentes que cruzan cursos de agua. Del mismo modo, los túneles no son muy frecuentemente redundantes y un colapso de éstos, implica una interrupción grande en el sistema de transportes. Los daños de terremotos pasados demuestran que los puentes y los túneles son vulnerables tanto a la sacudida del terreno, como al fallamiento del mismo, mientras que los caminos son afectados significativamente solo por el fallamiento del terreno.

Para la evaluación de los daños que provocaría un terremoto en los distintos componentes del sistema de carreteras, se utilizan 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 de las diferentes obras de ingeniería.

Estas curvas de fragilidad se basan en estudios estadísticos del comportamiento de las estructuras ante sismos ocurridos en el pasado, y es una práctica muy utilizada en la actualidad debido al desarrollo de un gran número de curvas para distintos tipos de estructuras. En nuestro país por no contar con este tipo de estudios nos vemos en la necesidad de utilizar curvas de fragilidad generadas en California, Estados Unidos, por ejemplo. Para analizar la GAM se utilizarán las curvas de fragilidad desarrolladas por *Risk Management Solutions, Inc. (RMS,* HAZUS 97).

El método empleado para obtener el nivel de daño de las diferentes estructuras, consiste en la utilización de curvas de fragilidad, de acuerdo con las características estructurales, las cuales permiten conocer el estado de daños de la estructura conociendo el valor del movimiento del terreno, ya sea PGA o PGD.

Para realizar el análisis, las estructuras deben ser *agrupadas* de acuerdo con sus características estructurales. Posteriormente estos grupos se relacionan con la aceleración o la deformación pico del terreno por medio de funciones de daño, que analizan el efecto de la solicitación sísmica.

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

Datos de entrada requeridos:

- Localización geográfica del puente y la carretera (longitud y latitud)
- Aceleración pico del terreno (PGA) y deformación pico del terreno (PGD)
- Clasificación del puente y de la carretera

Daños en carreteras

Clasificación de carreteras

Los caminos se clasifican en:

- *Carreteras mayores:* son aquellas que poseen cuatro o más carriles. Esta categoría corresponde a carreteras nacionales, 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.

Determinación del daño

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

- ***Ningún daño (ds_1):*** no se presenta daño.
- ***Daño menor (ds_2):***

Asentamiento leve (pocos centímetros) o formación de una grada en el terreno

- ***Daño moderado (ds_3):***

Asentamiento moderado (varios centímetros) o formación de una grada en el terreno

- ***Daño general (ds_4):***

Asentamiento grande del terreno (varios pies)

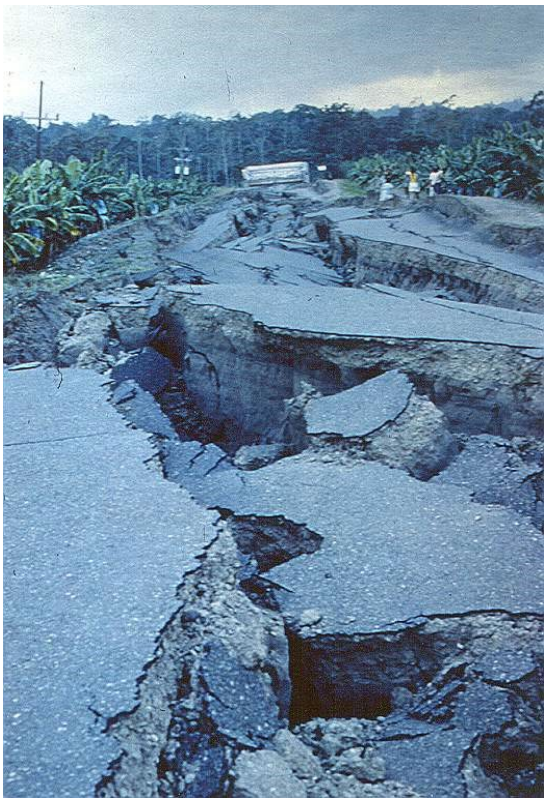
- ***Daño total (ds_5):***

Asentamiento grande del terreno (varios pies)

Las siguientes figuras muestran algunos de los niveles de daños en las carreteras, estos daños se dieron en el terremoto de Limón. (1991)

Daño menor ds_2, Limón, 22/4/91

Daño moderado ds_3, Limón, 22/4/91



Daño general ds_4, Limón, 22/4/91

Desarrollo de las funciones de daño

Las curvas de fragilidad para los componentes del sistema de carreteras esta definido con respecto a clasificación y parámetros del movimiento del terreno.

Funciones de daños de carreteras

A continuación se muestran las curvas de fragilidad para carreteras mayores y rurales (Figura 6-4 y 6-5). La tabla 6.1 permite conocer al igual que las curvas el estado de daño de la carretera en función de la deformación permanente del terreno.

Tabla 6.1. Categorías de daño como función de la deformación permanente del terreno. (HAZUS 97)

Componente	Estado de daño	Deformación permanente del terreno
Carreteras mayores (HRD1)	Menor	30 cm

	Moderado Completo	60 cm 150 cm
Carreteras urbanas (HRD2)	Menor Moderado Completo	15 cm 30 cm 60 cm

Curvas de fragilidad para carreteras por deformaciones permanentes del terreno

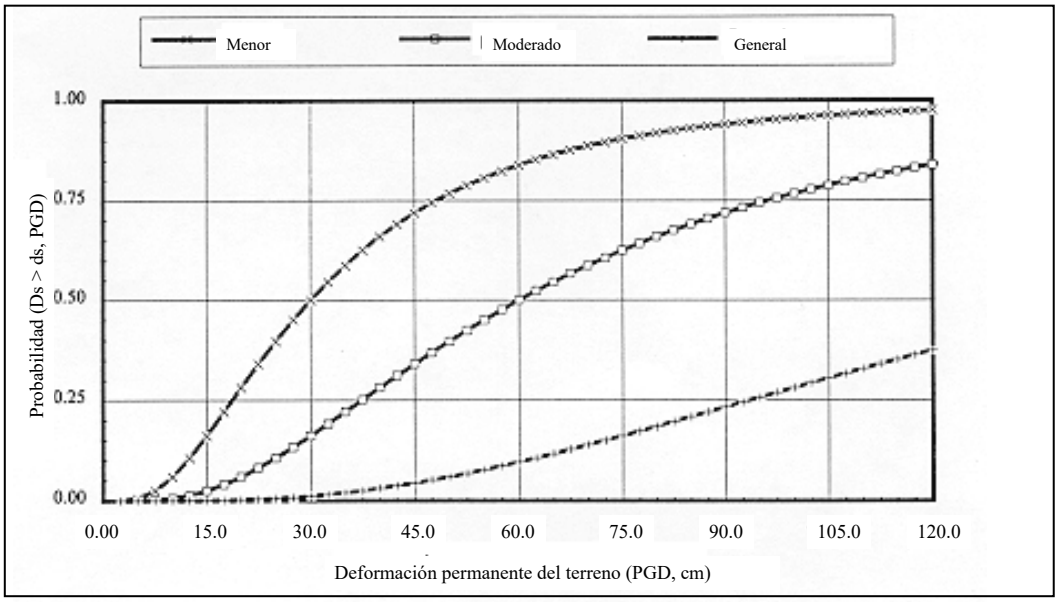


Figura 6-4. Curvas de fragilidad para varios tipos de daño en carreteras mayores (HAZUS 97)

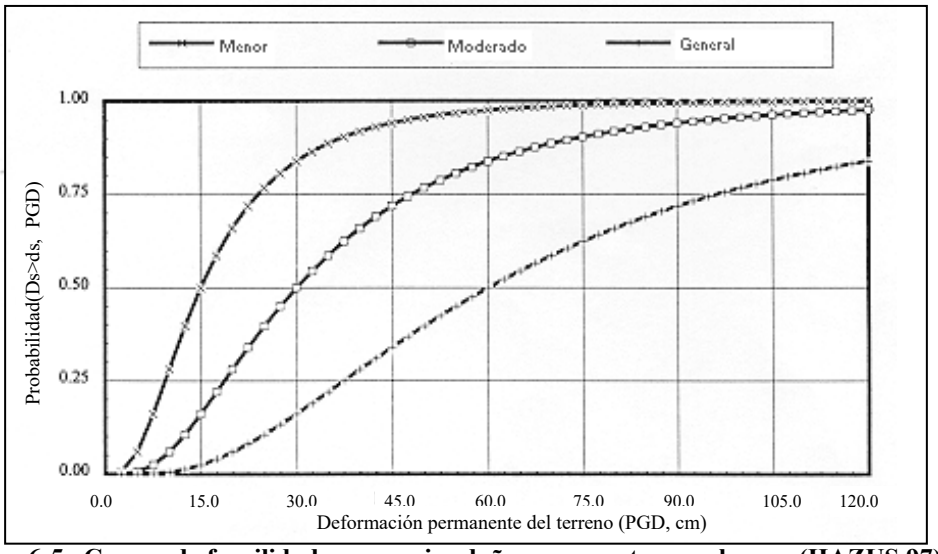


Figura 6-5. Curvas de fragilidad para varios daños en carreteras urbanas. (HAZUS 97)

Daños esperados en las carreteras de la GAM

Conociendo la deformación permanente del terreno para cada uno de los eventos simulados (mapas 5.6, 5.7, 5.8, 5.9) y la ubicación de las distintas carreteras de la GAM (mapa 3.2) así como la clasificación de éstas se obtienen los daños esperados para las carreteras de la zona en estudio.

En lo que se refiere a la clasificación de las carreteras, como se señaló en el capítulo 3, la mayoría de ellas se clasifican como carreteras urbanas, mientras que algunas como la ruta 1, 2, 39, etc. son carreteras mayores.

Con la información señalada anteriormente y basándose en la tabla 6.1, así como las figuras 6-4 y 6-5 se llegan a conocer los daños esperados, los cuales se presentan en los mapas 6.1, 6.2, 6.3, 6.4.

De lo anterior se aprecia como el sismo de Fraijanes prácticamente no ocasiona ningún daño en las carreteras de la zona. En el área norte de Alajuela sin embrago si se presentan daños de menor a moderados para las rutas 120, 125, 126, 130, 176 y 712. Estas rutas son las que comunican al Volcán Poás con el GAM.

Por lo tanto el sismo de Fraijanes no traerá consecuencias de peso en lo que se refiere a las carreteras, aunque los daños esperados en la zona norte de Alajuela podrían generar problemas a las exportaciones del país ya que en la zona afectada se localizan gran número de plantaciones las cuales están destinadas en su mayoría a la exportación.

Con respecto al sismo de Tablazo, el mapa 6.2, muestra como vías muy importantes para el país se ven seriamente afectadas, tal es el caso de la ruta 2 (Carretera Interamericana), la ruta 219 hacia el Volcán Irazú. La ruta 2, presenta un tramo con daño general lo cual interrumpiría la circulación de vehículos por la vía más importante de nuestro territorio.

Con respecto al daño que sufriría la ruta 219, esto traería consecuencias considerables en la agricultura debido a que en la zona del Volcán Irazú se localizan gran cantidad de fincas destinadas a la producción de hortalizas, tubérculos y verduras, los cuales forman parte de los productos de consumo nacional.

Se aprecia también que la ciudad de Cartago se ve seriamente afectada ya que todas las rutas que comunican a dicha ciudad con el resto del territorio nacional presentan daño moderado, el cual está caracterizado por asentamientos y gradas en el terreno llegando incluso a impedir el tránsito.

De igual forma, el sector sur de San José se ve muy afectado ya que rutas que lo comunican con la capital presentarían daño de moderado a general, imposibilitando de esta manera la circulación de vehículos.

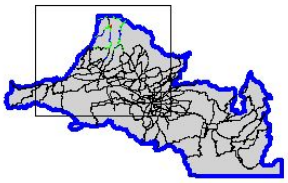
Se observa como el sismo de Tablazo en general sería muy perjudicial para la zona sureste de la GAM.

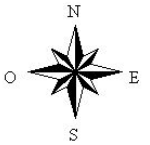
El sismo de Cartago, sería completamente desastroso para la provincia de Cartago, ya que como se aprecia en el mapa 6.3, las rutas 2, 10, 219, 224, 225, 230, 404 y 405 sufrirían daño general. De nuevo se observa como la carretera Interamericana quedaría inhabilitada, aunque esta vez en una medida mayor. De la misma forma que para el sismo de Tablazo, los accesos a la ciudad de Cartago se verían dañados, así como carreteras tan importantes como la que comunica la represa de Cachí con la GAM.

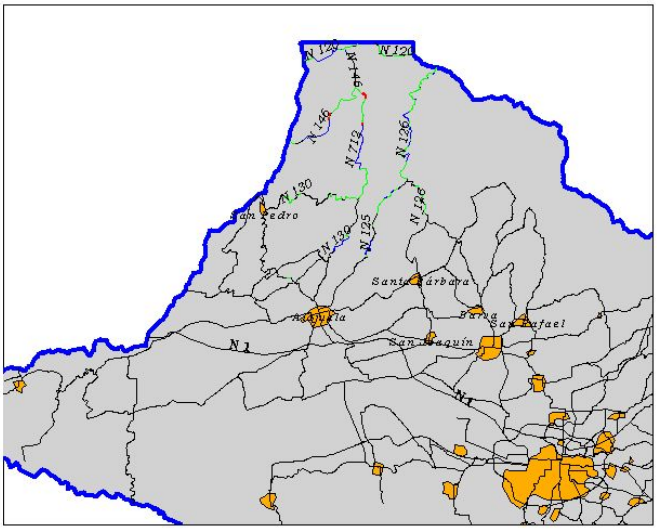
Para este sismo el país sufriría grandes quebrantos económicos, la reconstrucción de las vías debería ser inmediata para poder suministrar ayuda a las zonas afectadas y minimizar las consecuencias a la población y a la economía del territorio nacional.

Por último el sismo de Orotina causaría daños mínimos a las carreteras de la zona, como se muestra en el mapa 6.4, solamente se verían afectadas las rutas 3, 707, 713 y 720. Sin embargo, el daño sufrido a estas vías es general por lo que la respuesta a la emergencia se vería seriamente dificultada. Y es en este sentido de principal importancia considerar un plan de emergencias que tome en consideración este hecho.

Mapa 6.1. Distribución de Daños en Carreteras Terremoto de Fraijanes 1888





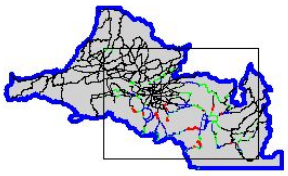


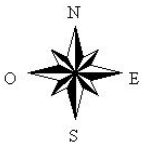
Daño Estimado
- Ningún Daño
- Daño Menor
- Daño Moderado
- Daño General
- Gran Area Metropolitana

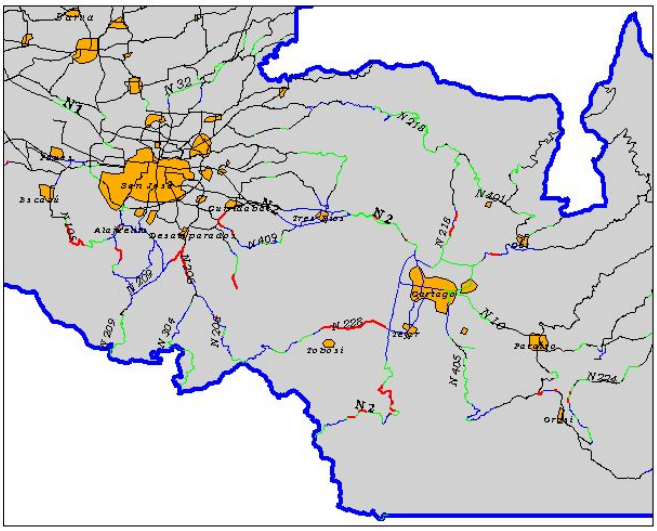
5 0 5 10 15 Kilómetros

Elaborado por Silvia Campos y Oscar Marenco
UCR, Diciembre 2000

Mapa 6.2. Distribución de Daños en Carreteras Terremoto de Tablazo





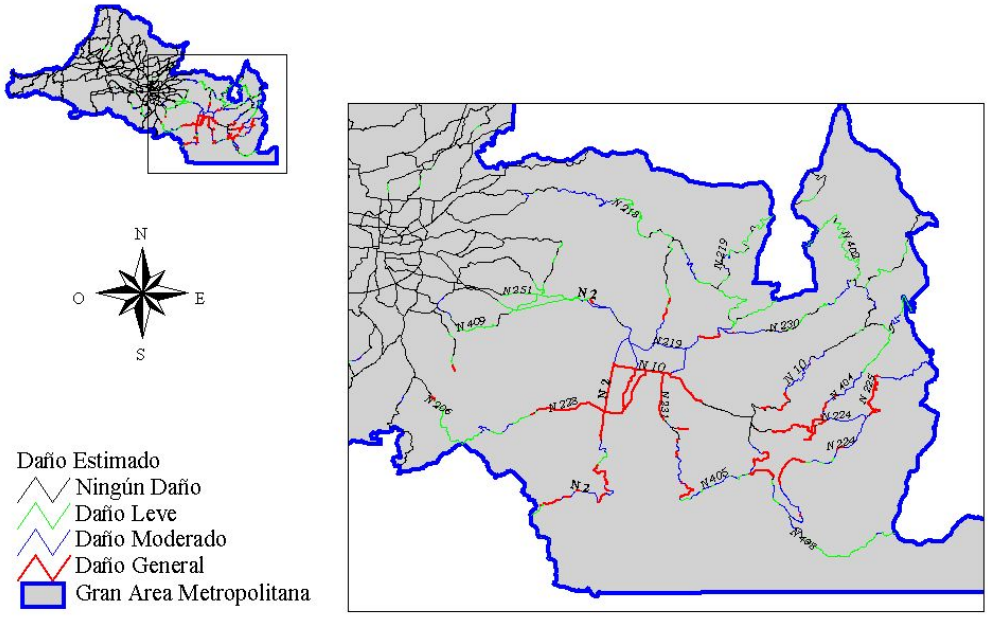


Daño Estimado
- Ningún Daño
- Daño Menor
- Daño Moderado
- Daño General
- Gran Area Metropolitana

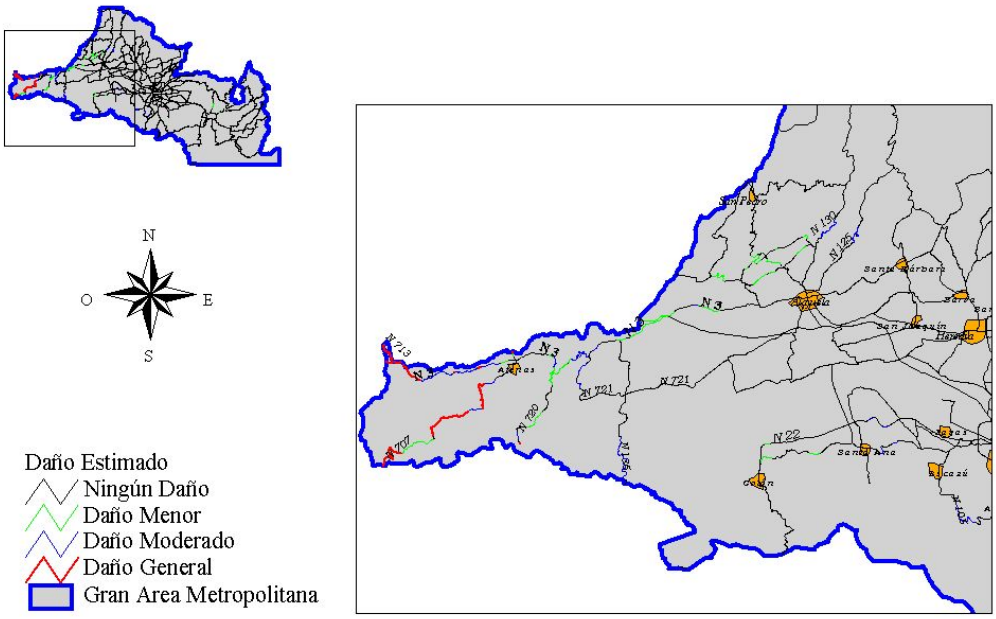
5 0 5 10 15 Kilómetros

Elaborado por Silvia Campos y Oscar Marenco
UCR, Diciembre 2000

Mapa 6.3. Distribución de Daños en Carreteras Terremoto de Cartago 1910



Mapa 6.4. Distribución de Daños en Carreteras Terremoto de Orotina 1924



Daños en puentes
Clasificación de puentes

El daño causado a un puente por las solicitaciones 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:

a. Tipo:
- Puentes de gran tamaño: aquellos con al menos una luz de 150 m (500 ft). Estos puentes son usualmente puentes de acero.
- Puentes continuos: aquellos con luces menores de 150 m (500 ft), continuos y monolíticos.
- Puentes simplemente apoyados: aquellos con una o varias luces menores de 150 m y apoyos simples.

b. 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.

c. 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 parámetros:
- Superestructura con forma irregular, ya sea forma *curveada* o sesgado respecto al eje del río (se consideran de alto riesgo sólo aquellos sesgos mayores de 45º y las curvas mayores de 90º)
- 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 6.2.

Tabla 6.2. Clasificación de puentes (RMS, HAZUS 97)

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 *alto riesgo*
HBR8	Puente de gran tamaño -- diseño convencional -- de *alto riesgo*
HBR9	Puente continuo -- diseño sismo-resistente -- de *alto riesgo*
HBR10	Puente continuo -- diseño convencional -- de *alto riesgo*
HBR11	Puente simplemente apoyado -- diseño sismo-resistente -- de *alto riesgo*
HBR12	Puente simplemente apoyado -- diseño convencional - de *alto riesgo*

Determinación del daño

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

- ***Ningún daño (ds$_1$):*** no se 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 soportaste, y se da un asentamiento mayor en los accesos.
- ***Daño total (ds$_5$):***

  Cualquier columna se colapsa y las conexiones pierden toda su capacidad soportante, lo que implica un inminente colapso de la losa de piso.

Puente P.S.S.R 10. Daño menor ds$_2$. Limón, 1991

Puente Río Chirripó. Daño moderado ds$_3$. Limón, 1991.

Puente Río Banano. Daño general ds4. Limón, 1991.

Puente Río Bananito. Daño total, ds5. Limón, 1991.

Funciones de daño en puentes

Las curvas de daño dan la probabilidad de alcanzar o exceder diferentes estados de daño para un nivel dado de movimiento del terreno o fallamiento del mismo. El movimiento del terreno es cuantificado en términos de la aceleración pico del terreno (PGA) y el fallamiento del terreno es cuantificado en términos de desplazamiento permanente del terreno (PGD).

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.

Los puentes están formados por elementos estructurales, tales como: columnas, bastiones, losa de piso, accesos y conexiones. De esta manera, una combinación probabilística de las funciones de daños de los

subcomponentes usando expresiones Booleana es utilizada para determinar un estado particular de daño. Por ejemplo, daño generalizado para puentes se define por columnas que se degradan sin colapsar (columna estructuralmente insegura), cualquier conexión que pierde su capacidad soportante o grandes asentamientos en los accesos. Estas funciones de daños para los subcomponentes fueron desarrolladas empíricamente basándose en el desempeño de los puentes ante terremotos.

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. Este ajuste corresponde a una disminución del 20% en el factor de demanda sísmica.

La tabla 6.3 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 6.3.

Tabla 6.3a.
Algoritmos de daño en Puentes con diseño sismo-resistente

Aceleración Pico del Terreno (PGA)			
Clasificación	**Daño**	**Mediana (g)**	**β**
Simplemente apoyado (HBR5)	Menor	0.22	0.45
	Moderado	0.34	0.45
	Generalizado	0.39	0.50
	Total	0.85	0.60
Continuo (HBR3)	Menor	0.28	0.45
	Moderado	0.42	0.45
	Generalizado	0.55	0.50
	Total	1.2	0.60
Gran tamaño (HBR1)	Menor	0.38	0.45
	Moderado	0.46	0.50
	Generalizado	0.62	0.55
	Total	1.5	0.70

Deformación Pico del Terreno (PGA)			
Clasificación	**Daño**	**Mediana (cm)**	**β**
Todos los tipos	Menor	12.5	0.60
	Moderado	20	0.60
	Generalizado	40	0.60
	Total	60	0.70

Tabla 6.3b.
Algoritmos de daño en Puentes con diseño convencional

Aceleración Pico del Terreno (PGA)			
Clasificación	**Daño**	**Mediana (g)**	**β**
Simplemente apoyado (HBR5)	Menor	0.11	0.45
	Moderado	0.22	0.50
	Generalizado	0.26	0.50
	Total	0.6	0.70
Continuo (HBR3)	Menor	0.18	0.40
	Moderado	0.37	0.45
	Generalizado	0.48	0.55
	Total	0.9	0.70
Gran tamaño (HBR1)	Menor	0.32	0.45
	Moderado	0.43	0.50
	Generalizado	0.55	0.55
	Total	1.25	0.70

Deformación Pico del Terreno (PGA)			
Clasificación	**Daño**	**Mediana (cm)**	**β**
Todos los tipos	Menor	12.5	0.60
	Moderado	17.5	0.60
	Generalizado	30	0.60
	Total	45	0.70

Curvas de fragilidad para puentes por aceleración pico horizontal

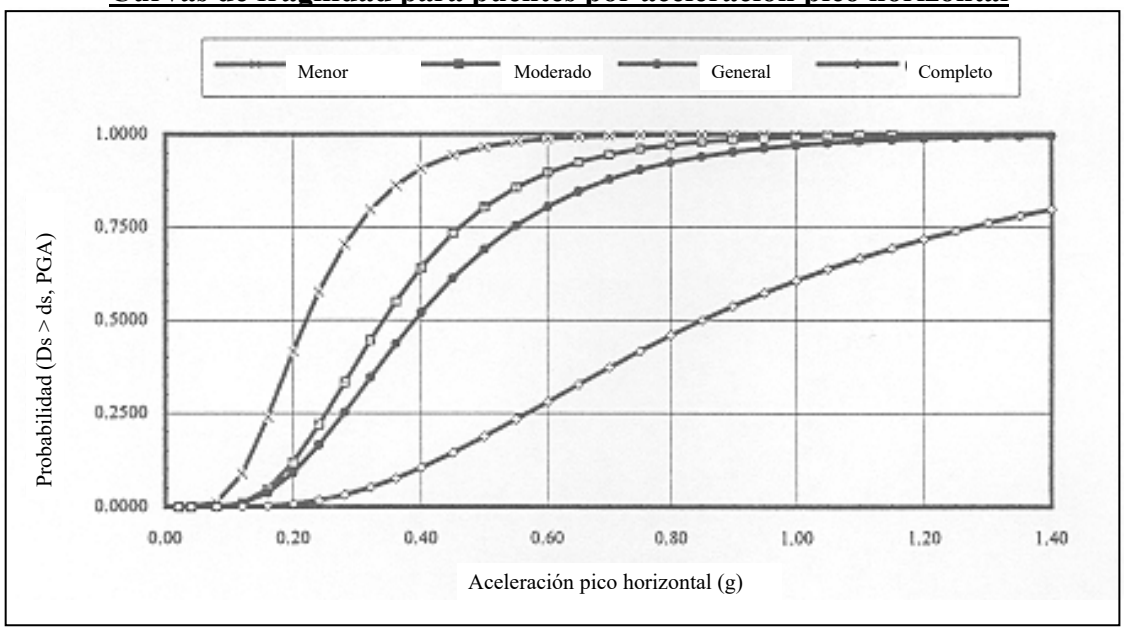


Figura 6-10. Curvas de fragilidad para puentes simplemente apoyados con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal.

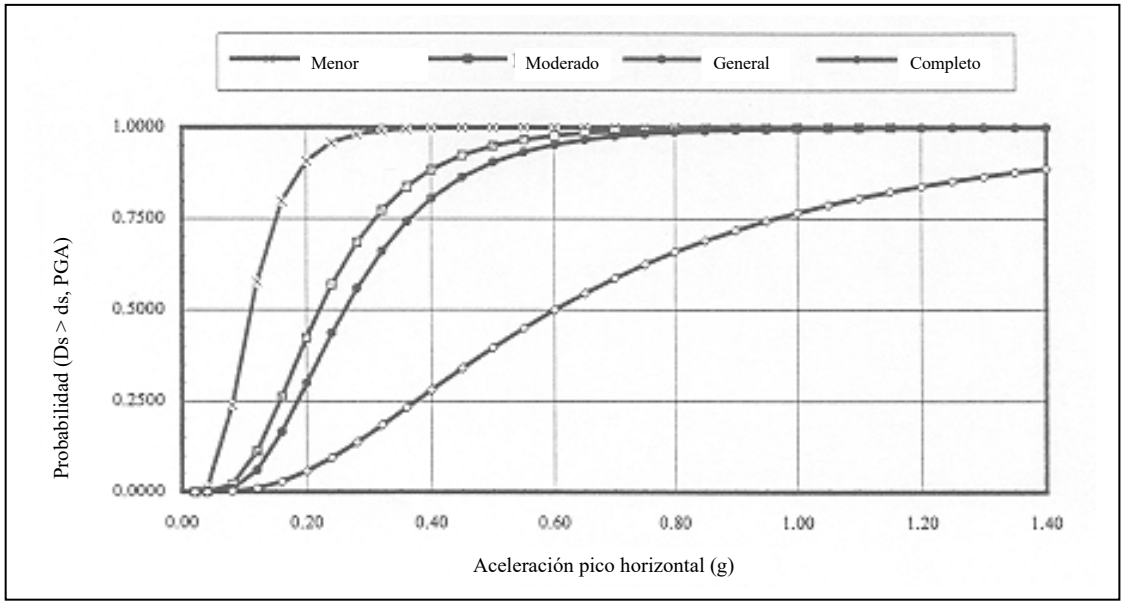


Figura 6-11. Curvas de fragilidad para puentes simplemente apoyados con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal.

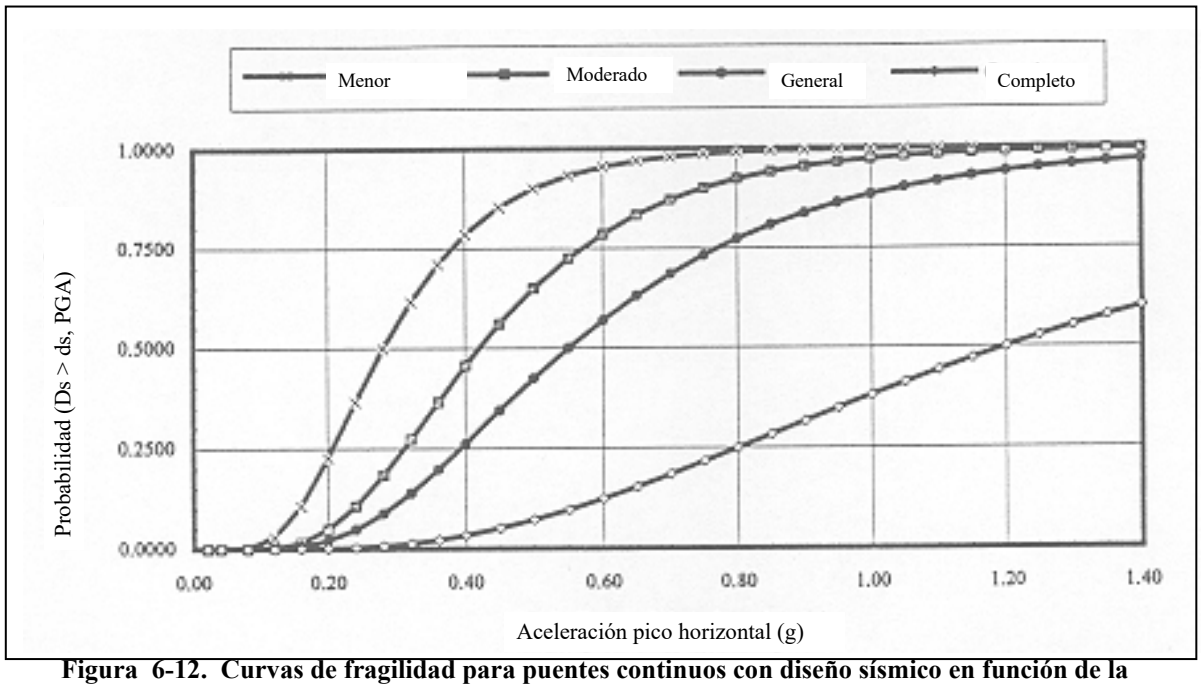


Figura 6-12. Curvas de fragilidad para puentes continuos con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal.

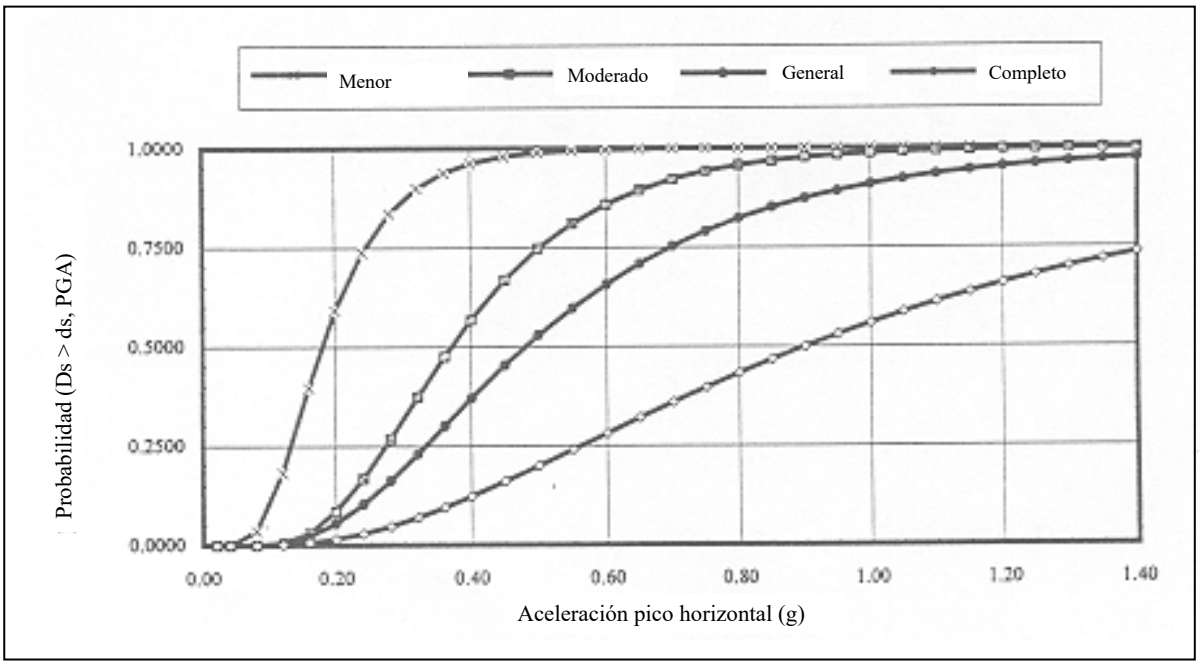


Figura 6-13. Curvas de fragilidad para puentes continuos con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal.

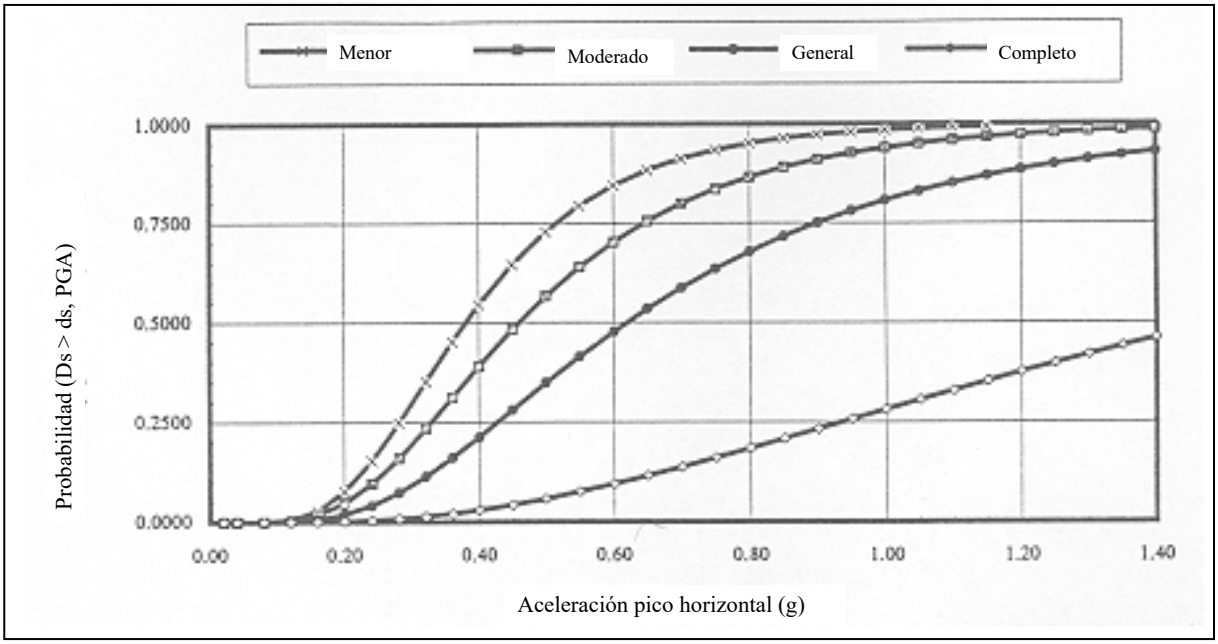


Figura 6-14. Curvas de fragilidad para puentes de gran tamaño con diseño sísmico en función de la aceleración pico horizontal.

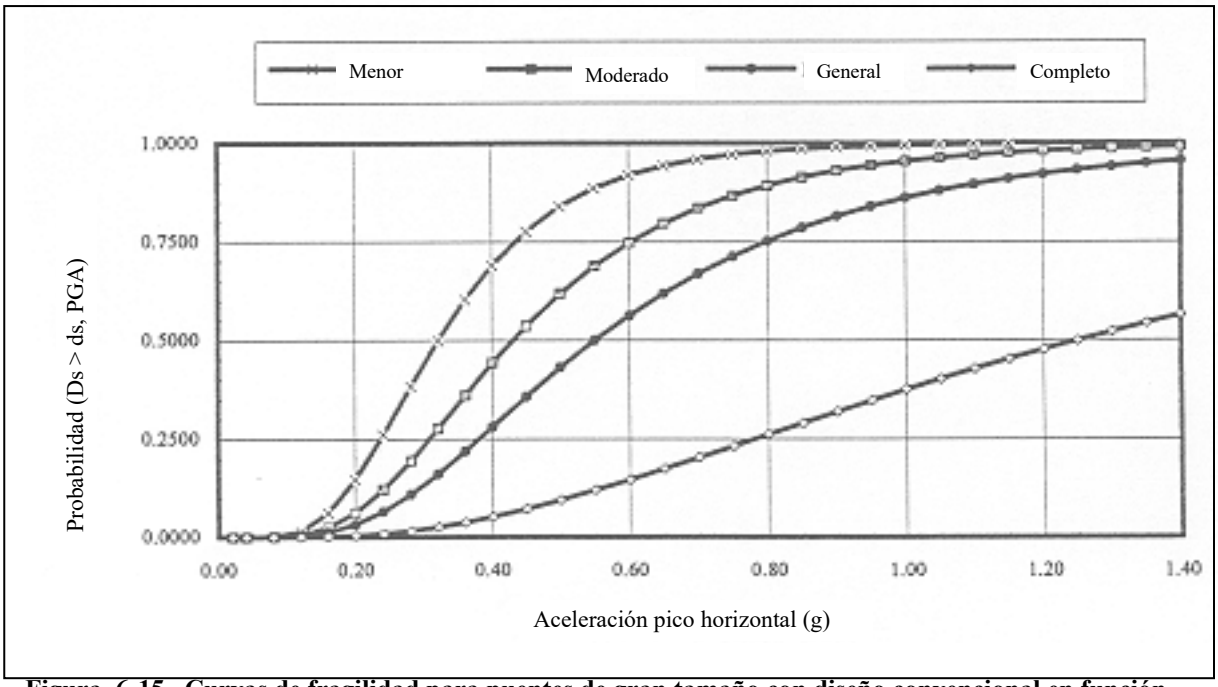


Figura 6-15. Curvas de fragilidad para puentes de gran tamaño con diseño convencional en función de la aceleración pico horizontal.

Curvas de fragilidad por deformación permanente del terreno para puentes

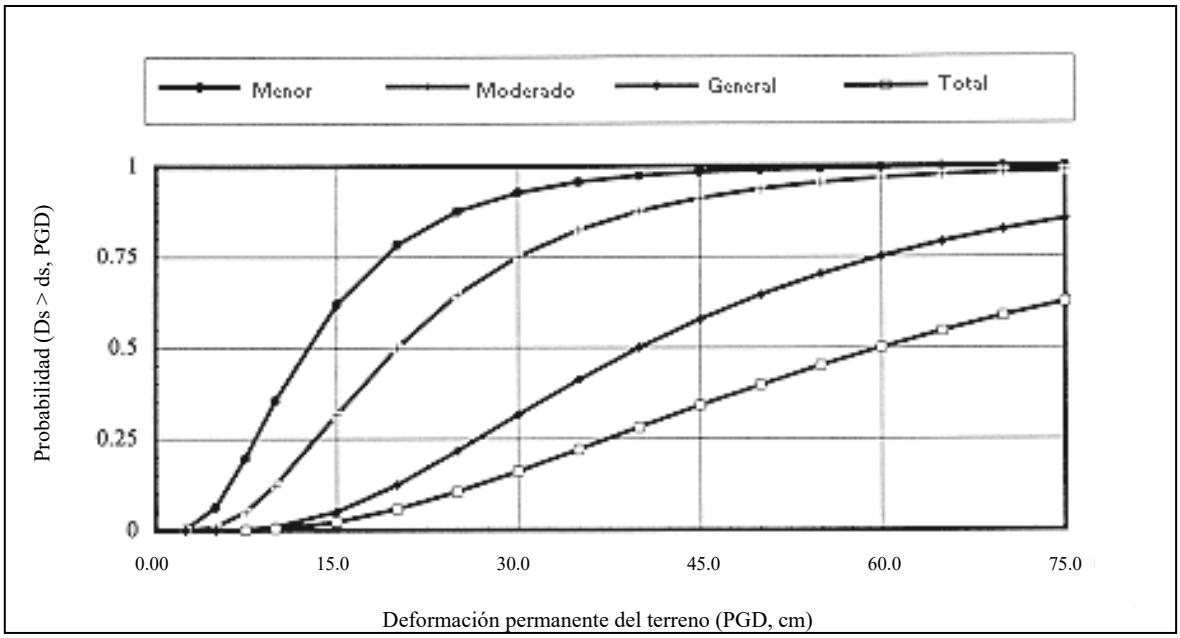


Figura 6-16. Curvas de fragilidad para puentes con diseño sísmico en función de la deformación permanente del terreno.

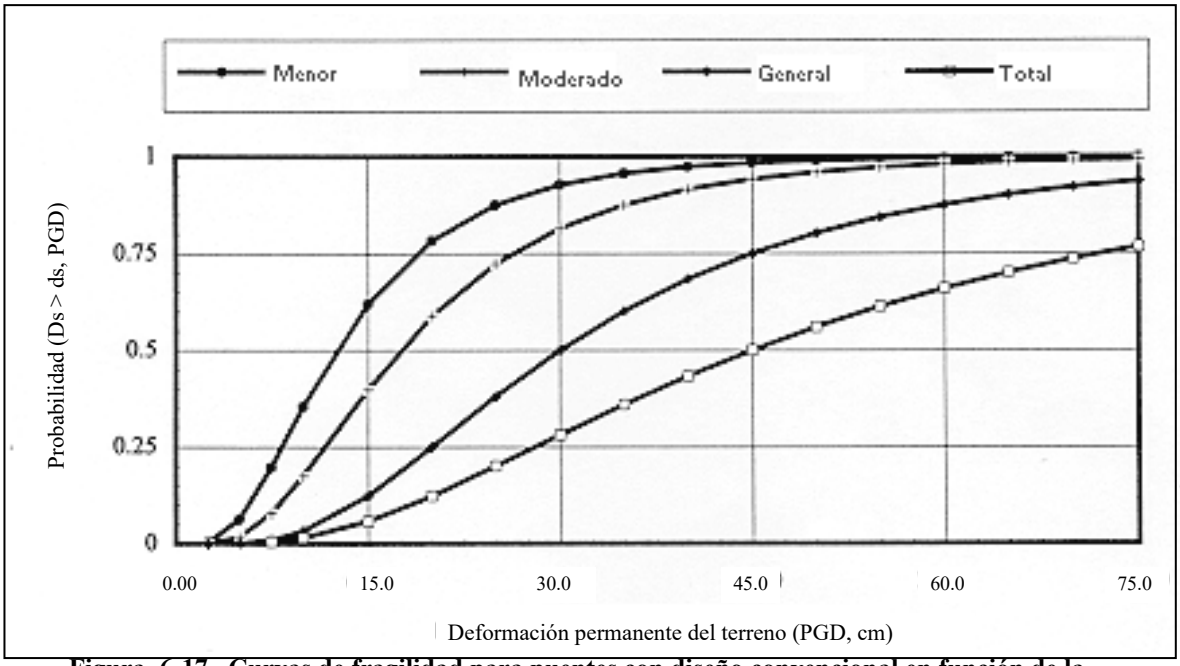


Figura 6-17. Curvas de fragilidad para puentes con diseño convencional en función de la deformación permanente del terreno.

Daños esperados en los puentes de la GAM

Según se señaló anteriormente, se obtuvieron los daños esperados en los puentes en análisis para los 4 eventos tanto para la aceleración como para la deformación del terreno. Es importante considerar la acción conjunta de estos dos mecanismos, por lo que se considera que el daño presente en un puente es el mayor del causado por la aceleración y el deslizamiento.
A continuación se presentan los mapas que señalan los distintos daños tanto para aceleración como para deslizamiento así como las tablas donde se resumen los daños sufridos por las estructuras en análisis, según el evento sísmico.

Sismo de Fraijanes de 1888
Este evento al igual que en las carreteras nacionales ocasiona daños muy leves en los puentes de la zona. Debido a la aceleración máxima del terreno solo cuatro estructuras sufren daños entre general y total. La mayoría de ellas experimentan daño menor o ningún daño.
Con relación a deformación pico del terreno tan solo dos puentes experimentarán daño. Por lo tanto se aprecia que la repetición del sismo de Fraijanes, no presenta una amenaza considerable para la GAM. Ver mapa 6.5, 6.6, 6.7 y tablas 6.4, 6.5, 6.6.

Tabla 6.4. Daños esperados en los puentes de la GAM debido a PGA del terremoto de Fraijanes

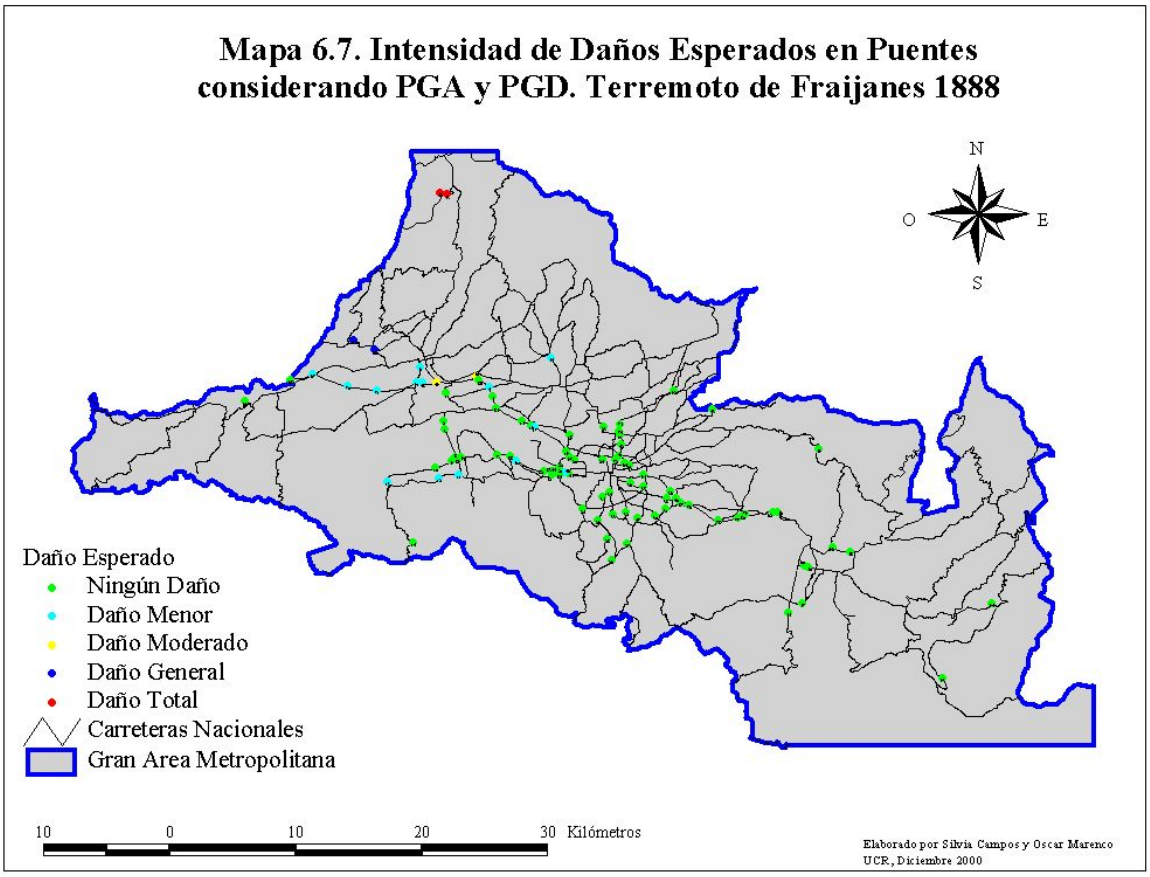
Código	Ruta	Río	Daño	Código	Ruta	Río	Daño
1	111	R. SEGUNDO	1	50	1	R. SEGUNDO	3
2	147	R. BERMUDEZ	1	51	124	P. INF DE FERRO	2
3	147	R. VIRILLA	1	52	146	R. MASTATE	5
4	1	P.S.S.R. 129	2	53	146	R. POASITO	5
5	1	Q. SECA	1	54	126	Q. SECA	2
6	27	R. AGRES	2	55	2	R. PURIRES	1
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	1
8	147	R. CORROGRES	1	57	228	R. REVENTADO	1
9	27	R. URUCA	1	58	219	R. TOYOGRES	1
10	27	R. ORO	1	59	218	R. TIRIBI	1
11	121	R. URUCA	2	60	10	R. ARRIAZ	1
12	121	R. ORO	2	61	10	R. REVENTADO A	1
13	22	R. PACACUA	2	62	2	Q. FIERRO	1
14	239	Q. HONDA	1	63	218	R. TORRES	1
15	1	R. BERMUDEZ	1	64	108	P. SOBRE FERROC	1
16	1	P. INF CASTELLA	1	65	118	R. POAS	4
17	1	R. VIRILLA	2	66	118	R. ITIQUIS	4
18	3	R. VIRILLA	1	67	3	P. S.S.R.1	2
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	1
20	1	R. TORRES	1	69	1	P. SOBRE R.153	1
21	167	P.S.S.R.39	1	70	1	P. INFERIOR COYOL	2
22	104	P.S.S.R.39	1	71	1	P. INF FERROC	2
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	1
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	1
25	110	R. TIRIBI	1	74	32	P. S. RUTA 102	1
26	209	R. CA|AS	1	75	32	R. VIRILLA	1
27	209	R. JORCO	1	76	2	P.N.I.	1
28	217	R. CA|AS	1	77	2	R. TIRIBI	1
29	214	R. TIRIBI	1	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	1
30	211	R. TIRIBI	1	79	2	R. CHIQUITO	1
31	210	R. TIRIBI	1	80	2	R. CHIQUITO A	1
32	209	R. TIRIBI	1	81	167	R. TIRIBI	1
33	213	R. TIRIBI	1	82	27	P.S.S. RUTA105	1
34	213	R. MARIA AGUILAR	1	83	27	R. TIRIBI	1
35	214	R. MARIA AGUILAR	1	84	0	P.S.S. RUTA 167	1
36	204	R. MARIA AGUILAR	1	85	111	P.S.S. RUTA1	1
37	204	P.S.S.R.204	1	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	1	87	2	P.N. SUPERIOR 252	1
39	2	R. PURRUSES	1	88	27	P. SUPERIOR	1
40	2	R. MARIA AGUILAR	1	89	27	P.S.S. RUTA 147	1
41	100	P.S.S.R.32	1	90	27	P. NIVEL	1
42	101	P.S.S.R.32	1	91	1242	P. RUTA1	2
43	216	R. VIRILLA	1	92	220	R. PARA	1
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	1
45	27	P. S. R.27	1	94	224	R. REVENTAZON	1
46	27	P. FERROC	2	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	1	96	219	R. REVENTADO	1
48	1	R. CIRUELAS	2	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	3				

Tabla 6.5. Daños esperados en los puentes de la GAM debido a PGD del terremoto de Fraijanes

Código	Ruta	Río	Daño	Código	Ruta	Río	Daño
1	111	R. SEGUNDO	1	50	1	R. SEGUNDO	1
2	147	R. BERMUDEZ	1	51	124	P. INF DE FERRO	1
3	147	R. VIRILLA	1	52	146	R. MASTATE	3
4	1	P.S.S.R. 129	1	53	146	R. POASITO	3
5	1	Q. SECA	1	54	126	Q. SECA	1
6	27	R. AGRES	1	55	2	R. PURIRES	1
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	1
8	147	R. CORROGRES	1	57	228	R. REVENTADO	1
9	27	R. URUCA	1	58	219	R. TOYOGRES	1
10	27	R. ORO	1	59	218	R. TIRIBI	1
11	121	R. URUCA	1	60	10	R. ARRIAZ	1
12	121	R. ORO	1	61	10	R. REVENTADO A	1
13	22	R. PACACUA	1	62	2	Q. FIERRO	1
14	239	Q. HONDA	1	63	218	R. TORRES	1
15	1	R. BERMUDEZ	1	64	108	P. SOBRE FERROC	1
16	1	P. INF CASTELLA	1	65	118	R. POAS	1
17	1	R. VIRILLA	1	66	118	R. ITIQUIS	1
18	3	R. VIRILLA	1	67	3	P. S.S.R.1	1
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	1
20	1	R. TORRES	1	69	1	P. SOBRE R.153	1
21	167	P.S.S.R.39	1	70	1	P. INFERIOR COYOL	1
22	104	P.S.S.R.39	1	71	1	P. INF FERROC	1
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	1
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	1
25	110	R. TIRIBI	1	74	32	P. S. RUTA 102	1
26	209	R. CA|AS	1	75	32	R. VIRILLA	1
27	209	R. JORCO	1	76	2	P.N.I.	1
28	217	R. CA|AS	1	77	2	R. TIRIBI	1
29	214	R. TIRIBI	1	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	1
30	211	R. TIRIBI	1	79	2	R. CHIQUITO	1
31	210	R. TIRIBI	1	80	2	R. CHIQUITO A	1
32	209	R. TIRIBI	1	81	167	R. TIRIBI	1
33	213	R. TIRIBI	1	82	27	P.S.S. RUTA105	1
34	213	R. MARIA AGUILAR	1	83	27	R. TIRIBI	1
35	214	R. MARIA AGUILAR	1	84	0	P.S.S. RUTA 167	1
36	204	R. MARIA AGUILAR	1	85	111	P.S.S. RUTA1	1
37	204	P.S.S.R.204	1	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	1	87	2	P.N. SUPERIOR 252	1
39	2	R. PURRUSES	1	88	27	P. SUPERIOR	1
40	2	R. MARIA AGUILAR	1	89	27	P.S.S. RUTA 147	1
41	100	P.S.S.R.32	1	90	27	P. NIVEL	1
42	101	P.S.S.R.32	1	91	1242	P. RUTA1	1
43	216	R. VIRILLA	1	92	220	R. PARA	1
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	1
45	27	P. S. R.27	1	94	224	R. REVENTAZON	1
46	27	P. FERROC	1	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	1	96	219	R. REVENTADO	1
48	1	R. CIRUELAS	1	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	1				

Tabla 6.6. Daños máximos esperados en los puentes de la GAM debido al terremoto de Fraijanes

Código	Ruta	Río	Daño Máx.	Código	Ruta	Río	Daño Máx.
1	111	R. SEGUNDO	1	50	1	R. SEGUNDO	3
2	147	R. BERMUDEZ	1	51	124	P. INF DE FERRO	2
3	147	R. VIRILLA	1	52	146	R. MASTATE	5
4	1	P.S.S.R. 129	2	53	146	R. POASITO	5
5	1	Q. SECA	1	54	126	Q. SECA	2
6	27	R. AGRES	2	55	2	R. PURIRES	1
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	1
8	147	R. CORROGRES	1	57	228	R. REVENTADO	1
9	27	R. URUCA	1	58	219	R. TOYOGRES	1
10	27	R. ORO	1	59	218	R. TIRIBI	1
11	121	R. URUCA	2	60	10	R. ARRIAZ	1
12	121	R. ORO	2	61	10	R. REVENTADO A	1
13	22	R. PACACUA	2	62	2	Q. FIERRO	1
14	239	Q. HONDA	1	63	218	R. TORRES	1
15	1	R. BERMUDEZ	1	64	108	P. SOBRE FERROC	1
16	1	P. INF CASTELLA	1	65	118	R. POAS	4
17	1	R. VIRILLA	2	66	118	R. ITIQUIS	4
18	3	R. VIRILLA	1	67	3	P. S.S.R.1	2
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	1
20	1	R. TORRES	1	69	1	P. SOBRE R.153	1
21	167	P.S.S.R.39	1	70	1	P. INFERIOR COYOL	2
22	104	P.S.S.R.39	1	71	1	P. INF FERROC	2
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	1
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	1
25	110	R. TIRIBI	1	74	32	P. S. RUTA 102	1
26	209	R. CA|AS	1	75	32	R. VIRILLA	1
27	209	R. JORCO	1	76	2	P.N.I.	1
28	217	R. CA|AS	1	77	2	R. TIRIBI	1
29	214	R. TIRIBI	1	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	1
30	211	R. TIRIBI	1	79	2	R. CHIQUITO	1
31	210	R. TIRIBI	1	80	2	R. CHIQUITO A	1
32	209	R. TIRIBI	1	81	167	R. TIRIBI	1
33	213	R. TIRIBI	1	82	27	P.S.S. RUTA105	1
34	213	R. MARIA AGUILAR	1	83	27	R. TIRIBI	1
35	214	R. MARIA AGUILAR	1	84	0	P.S.S. RUTA 167	1
36	204	R. MARIA AGUILAR	1	85	111	P.S.S. RUTA1	1
37	204	P.S.S.R.204	1	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	1	87	2	P.N. SUPERIOR 252	1
39	2	R. PURRUSES	1	88	27	P. SUPERIOR	1
40	2	R. MARIA AGUILAR	1	89	27	P.S.S. RUTA 147	1
41	100	P.S.S.R.32	1	90	27	P. NIVEL	1
42	101	P.S.S.R.32	1	91	1242	P. RUTA1	2
43	216	R. VIRILLA	1	92	220	R. PARA	1
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	1
45	27	P. S. R.27	1	94	224	R. REVENTAZON	1
46	27	P. FERROC	2	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	1	96	219	R. REVENTADO	1
48	1	R. CIRUELAS	2	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	3				


Mapa 6.7. Intensidad de Daños Esperados en Puentes considerando PGA y PGD. Terremoto de Fraijanes 1888
N
O
E
S
Daño Esperado
Ningún Daño
Daño Menor
Daño Moderado
Daño General
Daño Total
Carreteras Nacionales
Gran Area Metropolitana
10
0
10
20
30 Kilómetros
Elaborado por Silvia Campos y Oscar Marenco
UCR, Diciembre 2000

Sismo de Tablazo

Los mapas 6.8, 6.9 y 6.10 muestran el efecto tan devastador que tendría un sismo con estas características. En relación al efecto de la aceleración del terreno casi la totalidad de los puentes presentan daños, mientras que la mayoría de estos tienen un daño general.

La ubicación de los puentes que presentan daño generalizado, señala como la capital y la ciudad de Cartago quedarían incomunicadas. Esto hace evidente que la infraestructura vial de la Gran Área Metropolitana no está preparada para hacerle frente ha un sismo de estas características. La recuperación de las zonas afectadas sería muy difícil de llevarla a cabo y el país podría sufrir un colapso similar al que experimentó Managua, Nicaragua en 1972

Puentes de gran importancia para nuestro país presentan condiciones inseguras, las columnas se degradan y las conexiones pierden su capacidad soportante. Tal es el caso de el puente sobre el río Virilla en la ruta 32 y en la ruta 1.

El efecto debido a deslizamiento es leve en este caso, aunque puentes importantes localizados sobre la ruta 2, tal como el puente del río Tiribí, el puente del río Chiquito, el de Q. Fierro, el del río Purires, así como el del Río Reventado sobre la ruta 10, sufren daño de general a total, por lo que se vería interrumpido el paso por dicha vía. La cual es como se señaló indispensable para el país en lo que respecta a las exportaciones e importaciones.

En las tablas 6.7, 6.8 y 6.9 se señalan los daños asociados a cada puente, para el caso de aceleración , desplazamiento y el caso conjunto

Tabla 6.7. Daños esperados en los puentes de la GAM debido a PGA del sismo de Tablazo

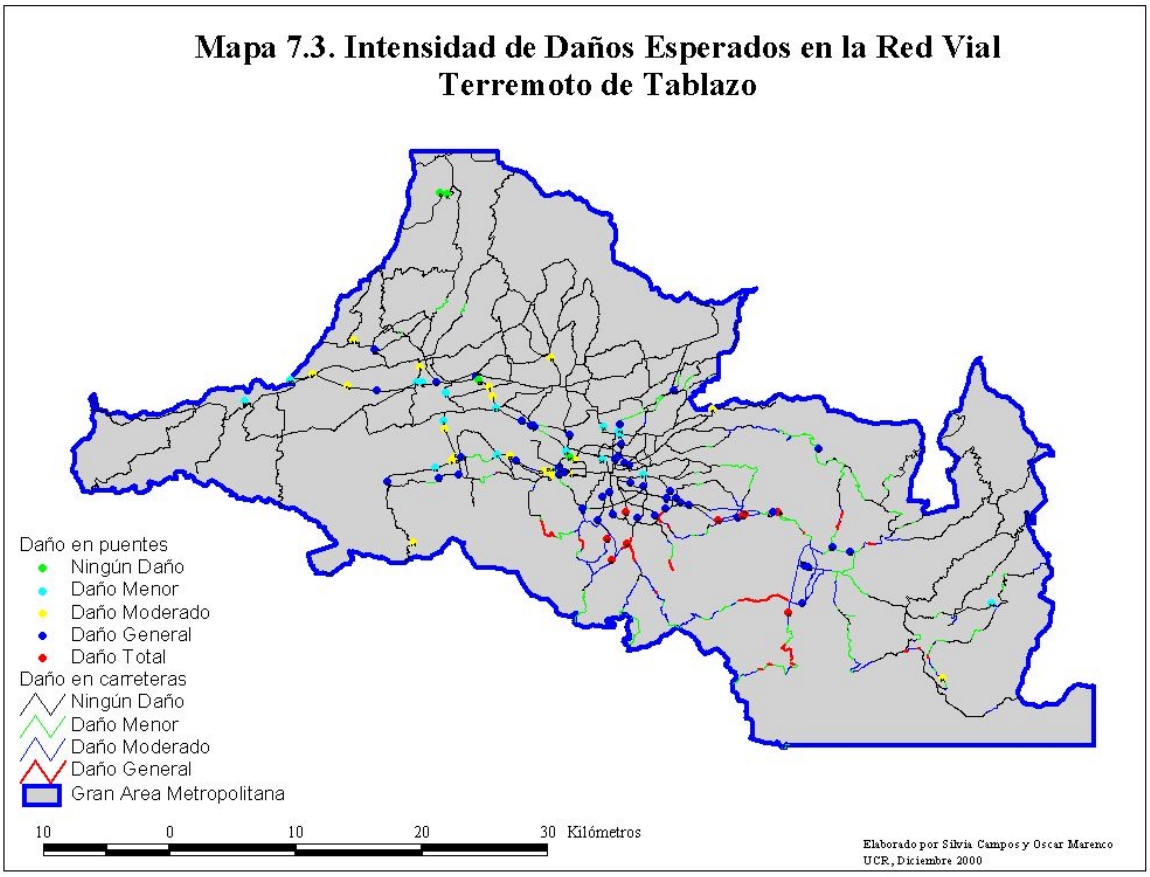
Código	Ruta	Río	Daño	Código	Ruta	Río	Daño
1	111	R. SEGUNDO	2	50	1	R. SEGUNDO	4
2	147	R. BERMUDEZ	2	51	124	P. INF DE FERRO	3
3	147	R. VIRILLA	3	52	146	R. MASTATE	1
4	1	P.S.S.R. 129	3	53	146	R. POASITO	1
5	1	Q. SECA	3	54	126	Q. SECA	3
6	27	R. AGRES	4	55	2	R. PURIRES	5
7	27	R. YEGUAS	2	56	2	Q. FIERRO	4
8	147	R. CORROGRES	3	57	228	R. REVENTADO	4
9	27	R. URUCA	3	58	219	R. TOYOGRES	4
10	27	R. ORO	2	59	218	R. TIRIBI	4
11	121	R. URUCA	4	60	10	R. ARRIAZ	4
12	121	R. ORO	4	61	10	R. REVENTADO A	4
13	22	R. PACACUA	4	62	2	Q. FIERRO	4
14	239	Q. HONDA	3	63	218	R. TORRES	4
15	1	R. BERMUDEZ	4	64	108	P. SOBRE FERROC	4
16	1	P. INF CASTELLA	4	65	118	R. POAS	3
17	1	R. VIRILLA	4	66	118	R. ITIQUIS	4
18	3	R. VIRILLA	4	67	3	P. S.S.R.1	3
19	1	P.JUAN PABLO II	2	68	1	R. POAS	2
20	1	R. TORRES	3	69	1	P. SOBRE R.153	2
21	167	P.S.S.R.39	4	70	1	P. INFERIOR COYOL	3
22	104	P.S.S.R.39	4	71	1	P. INF FERROC	4
23	5	R. VIRILLA	2	72	32	R. TORRES	4
24	166	R. TORRES	2	73	32	P. SUPERIOR	2
25	110	R. TIRIBI	4	74	32	P. S. RUTA 102	2
26	209	R. CA|AS	5	75	32	R. VIRILLA	4
27	209	R. JORCO	5	76	2	P.N.I.	4
28	217	R. CA|AS	5	77	2	R. TIRIBI	4
29	214	R. TIRIBI	4	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	5
30	211	R. TIRIBI	4	79	2	R. CHIQUITO	5
31	210	R. TIRIBI	4	80	2	R. CHIQUITO A	5
32	209	R. TIRIBI	5	81	167	R. TIRIBI	3
33	213	R. TIRIBI	4	82	27	P.S.S. RUTA105	3
34	213	R. MARIA AGUILAR	4	83	27	R. TIRIBI	3
35	214	R. MARIA AGUILAR	4	84	0	P.S.S. RUTA 167	4
36	204	R. MARIA AGUILAR	4	85	111	P.S.S. RUTA1	2
37	204	P.S.S.R.204	4	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	4	87	2	P.N. SUPERIOR 252	4
39	2	R. PURRUSES	4	88	27	P. SUPERIOR	3
40	2	R. MARIA AGUILAR	4	89	27	P.S.S. RUTA 147	3
41	100	P.S.S.R.32	4	90	27	P. NIVEL	4
42	101	P.S.S.R.32	4	91	1242	P. RUTA1	2
43	216	R. VIRILLA	3	92	220	R. PARA	4
44	27	P. S. A PAVAS	2	93	224	R. REVENTAZON	3
45	27	P. S. R.27	3	94	224	R. REVENTAZON	2
46	27	P. FERROC	4	95	0	Hispanidad	2
47	207	R. TIRIBI	4	96	219	R. REVENTADO	4
48	1	R. CIRUELAS	2	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	4				

Tabla 6.8. Daños esperados en los puentes de la GAM debido a PGD del sismo de Tablazo

Código	Ruta	Río	Daño	Código	Ruta	Río	Daño
1	111	R. SEGUNDO	1	50	1	R. SEGUNDO	1
2	147	R. BERMUDEZ	1	51	124	P. INF DE FERRO	1
3	147	R. VIRILLA	1	52	146	R. MASTATE	1
4	1	P.S.S.R. 129	1	53	146	R. POASITO	1
5	1	Q. SECA	1	54	126	Q. SECA	1
6	27	R. AGRES	1	55	2	R. PURIRES	5
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	5
8	147	R. CORROGRES	1	57	228	R. REVENTADO	4
9	27	R. URUCA	1	58	219	R. TOYOGRES	2
10	27	R. ORO	1	59	218	R. TIRIBI	1
11	121	R. URUCA	1	60	10	R. ARRIAZ	4
12	121	R. ORO	1	61	10	R. REVENTADO A	4
13	22	R. PACACUA	1	62	2	Q. FIERRO	4
14	239	Q. HONDA	1	63	218	R. TORRES	1
15	1	R. BERMUDEZ	1	64	108	P. SOBRE FERROC	1
16	1	P. INF CASTELLA	1	65	118	R. POAS	1
17	1	R. VIRILLA	3	66	118	R. ITIQUIS	1
18	3	R. VIRILLA	1	67	3	P. S.S.R.1	1
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	1
20	1	R. TORRES	1	69	1	P. SOBRE R.153	1
21	167	P.S.S.R.39	1	70	1	P. INFERIOR COYOL	1
22	104	P.S.S.R.39	1	71	1	P. INF FERROC	1
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	1
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	1
25	110	R. TIRIBI	1	74	32	P. S. RUTA 102	1
26	209	R. CA|AS	5	75	32	R. VIRILLA	4
27	209	R. JORCO	5	76	2	P.N.I.	1
28	217	R. CA|AS	5	77	2	R. TIRIBI	3
29	214	R. TIRIBI	1	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	4
30	211	R. TIRIBI	1	79	2	R. CHIQUITO	4
31	210	R. TIRIBI	1	80	2	R. CHIQUITO A	4
32	209	R. TIRIBI	1	81	167	R. TIRIBI	3
33	213	R. TIRIBI	1	82	27	P.S.S. RUTA105	1
34	213	R. MARIA AGUILAR	1	83	27	R. TIRIBI	3
35	214	R. MARIA AGUILAR	1	84	0	P.S.S. RUTA 167	1
36	204	R. MARIA AGUILAR	1	85	111	P.S.S. RUTA1	1
37	204	P.S.S.R.204	1	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	1	87	2	P.N. SUPERIOR 252	1
39	2	R. PURRUSES	1	88	27	P. SUPERIOR	1
40	2	R. MARIA AGUILAR	1	89	27	P.S.S. RUTA 147	1
41	100	P.S.S.R.32	1	90	27	P. NIVEL	1
42	101	P.S.S.R.32	1	91	1242	P. RUTA1	1
43	216	R. VIRILLA	1	92	220	R. PARA	1
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	1
45	27	P. S. R.27	1	94	224	R. REVENTAZON	1
46	27	P. FERROC	1	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	1	96	219	R. REVENTADO	3
48	1	R. CIRUELAS	1	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	1				

Tabla 6.9. Daños máximos esperados en los puentes de la GAM debido al sismo de Tablazo

Código	Ruta	Río	Daño Máx.	Código	Ruta	Río	Daño Máx.
1	111	R. SEGUNDO	2	50	1	R. SEGUNDO	4
2	147	R. BERMUDEZ	2	51	124	P. INF DE FERRO	3
3	147	R. VIRILLA	3	52	146	R. MASTATE	1
4	1	P.S.S.R. 129	3	53	146	R. POASITO	1
5	1	Q. SECA	3	54	126	Q. SECA	3
6	27	R. AGRES	4	55	2	R. PURIRES	5
7	27	R. YEGUAS	2	56	2	Q. FIERRO	5
8	147	R. CORROGRES	3	57	228	R. REVENTADO	4
9	27	R. URUCA	3	58	219	R. TOYOGRES	4
10	27	R. ORO	2	59	218	R. TIRIBI	4
11	121	R. URUCA	4	60	10	R. ARRIAZ	4
12	121	R. ORO	4	61	10	R. REVENTADO A	4
13	22	R. PACACUA	4	62	2	Q. FIERRO	4
14	239	Q. HONDA	3	63	218	R. TORRES	4
15	1	R. BERMUDEZ	4	64	108	P. SOBRE FERROC	4
16	1	P. INF CASTELLA	4	65	118	R. POAS	3
17	1	R. VIRILLA	4	66	118	R. ITIQUIS	4
18	3	R. VIRILLA	4	67	3	P. S.S.R.1	3
19	1	P.JUAN PABLO II	2	68	1	R. POAS	2
20	1	R. TORRES	3	69	1	P. SOBRE R.153	2
21	167	P.S.S.R.39	4	70	1	P. INFERIOR COYOL	3
22	104	P.S.S.R.39	4	71	1	P. INF FERROC	4
23	5	R. VIRILLA	2	72	32	R. TORRES	4
24	166	R. TORRES	2	73	32	P. SUPERIOR	2
25	110	R. TIRIBI	4	74	32	P. S. RUTA 102	2
26	209	R. CA|AS	5	75	32	R. VIRILLA	4
27	209	R. JORCO	5	76	2	P.N.I.	4
28	217	R. CA|AS	5	77	2	R. TIRIBI	4
29	214	R. TIRIBI	4	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	5
30	211	R. TIRIBI	4	79	2	R. CHIQUITO	5
31	210	R. TIRIBI	4	80	2	R. CHIQUITO A	5
32	209	R. TIRIBI	5	81	167	R. TIRIBI	3
33	213	R. TIRIBI	4	82	27	P.S.S. RUTA105	3
34	213	R. MARIA AGUILAR	4	83	27	R. TIRIBI	3
35	214	R. MARIA AGUILAR	4	84	0	P.S.S. RUTA 167	4
36	204	R. MARIA AGUILAR	4	85	111	P.S.S. RUTA1	2
37	204	P.S.S.R.204	4	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	4	87	2	P.N. SUPERIOR 252	4
39	2	R. PURRUSES	4	88	27	P. SUPERIOR	3
40	2	R. MARIA AGUILAR	4	89	27	P.S.S. RUTA 147	3
41	100	P.S.S.R.32	4	90	27	P. NIVEL	4
42	101	P.S.S.R.32	4	91	1242	P. RUTA1	2
43	216	R. VIRILLA	3	92	220	R. PARA	4
44	27	P. S. A PAVAS	2	93	224	R. REVENTAZON	3
45	27	P. S. R.27	3	94	224	R. REVENTAZON	2
46	27	P. FERROC	4	95	0	Hispanidad	2
47	207	R. TIRIBI	4	96	219	R. REVENTADO	4
48	1	R. CIRUELAS	2	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	4				


Mapa 7.3. Intensidad de Daños Esperados en la Red Vial
Terremoto de Tablazo
Daño en puentes
Ningún Daño
Daño Menor
Daño Moderado
Daño General
Daño Total
Daño en carreteras
Ningún Daño
Daño Menor
Daño Moderado
Daño General
Gran Area Metropolitana
10 0 10 20 30 Kilómetros
Elaborado por Silvia Campos y Oscar Marenco
UCR, Diciembre 2000

Terremoto de Cartago 1910

Para este evento sísmico los daños producto de la aceleración del terreno son relativamente débiles para el sector oeste de la GAM, sin embargo el sector este presenta daños generalizados en la ruta 2 y en el sector sur de San José, por lo que al igual que para el sismo de Tablazo el evento de Cartago conllevaría consecuencias considerables para la zona afectada y el país en general, por la importancia de las vías afectadas.

En los mapas 6.11, 6.12 y 6.13 se presentan los daños asociados a este evento y en las tablas 6.10, 6.11 y 6.12 se enumeran dichos resultados.

De la misma forma en que la ciudad de Cartago quedaría incomunicada con San José para el sismo de Tablazo, para este movimiento sucede lo mismo sumando el hecho que las carreteras también presentarían daños severos. Es importante recalcar este punto para que las autoridades competentes tengan en consideración la magnitud de un desastre así y traten de buscar medidas de prevención y mitigación.

Tabla 6.10. Daños esperados en los puentes de la GAM debido a PGA del terremoto de Cartago

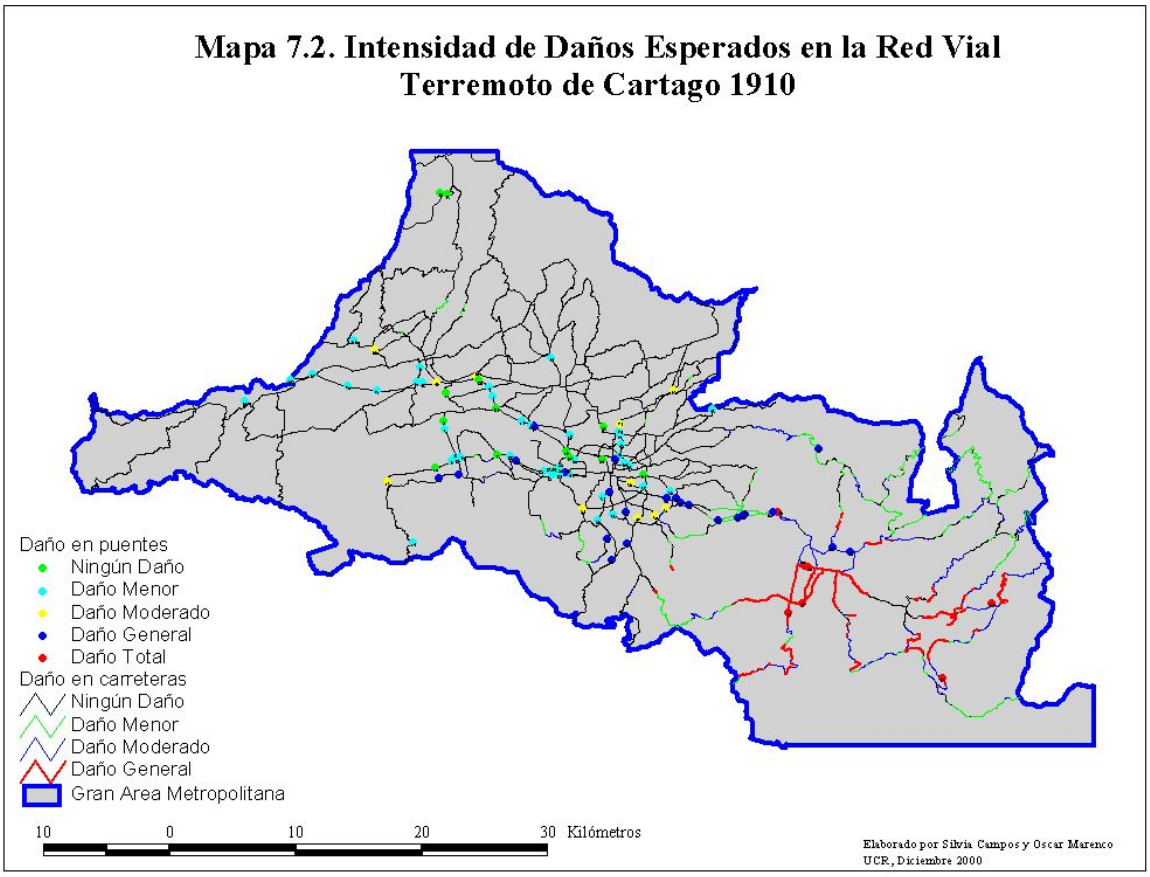
Código	Ruta	Río	Daño	Código	Ruta	Río	Daño
1	111	R. SEGUNDO	1	50	1	R. SEGUNDO	3
2	147	R. BERMUDEZ	1	51	124	P. INF DE FERRO	2
3	147	R. VIRILLA	2	52	146	R. MASTATE	1
4	1	P.S.S.R. 129	2	53	146	R. POASITO	1
5	1	Q. SECA	2	54	126	Q. SECA	2
6	27	R. AGRES	4	55	2	R. PURIRES	5
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	4
8	147	R. CORROGRES	2	57	228	R. REVENTADO	5
9	27	R. URUCA	2	58	219	R. TOYOGRES	4
10	27	R. ORO	1	59	218	R. TIRIBI	4
11	121	R. URUCA	4	60	10	R. ARRIAZ	4
12	121	R. ORO	4	61	10	R. REVENTADO A	4
13	22	R. PACACUA	3	62	2	Q. FIERRO	4
14	239	Q. HONDA	2	63	218	R. TORRES	2
15	1	R. BERMUDEZ	2	64	108	P. SOBRE FERROC	2
16	1	P. INF CASTELLA	2	65	118	R. POAS	2
17	1	R. VIRILLA	4	66	118	R. ITIQUIS	3
18	3	R. VIRILLA	2	67	3	P. S.S.R.1	2
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	2
20	1	R. TORRES	2	69	1	P. SOBRE R.153	2
21	167	P.S.S.R.39	2	70	1	P. INFERIOR COYOL	2
22	104	P.S.S.R.39	2	71	1	P. INF FERROC	2
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	4
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	2
25	110	R. TIRIBI	3	74	32	P. S. RUTA 102	2
26	209	R. CA|AS	4	75	32	R. VIRILLA	2
27	209	R. JORCO	4	76	2	P.N.I.	4
28	217	R. CA|AS	4	77	2	R. TIRIBI	4
29	214	R. TIRIBI	2	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	4
30	211	R. TIRIBI	3	79	2	R. CHIQUITO	4
31	210	R. TIRIBI	3	80	2	R. CHIQUITO A	4
32	209	R. TIRIBI	4	81	167	R. TIRIBI	2
33	213	R. TIRIBI	2	82	27	P.S.S. RUTA105	2
34	213	R. MARIA AGUILAR	4	83	27	R. TIRIBI	2
35	214	R. MARIA AGUILAR	2	84	0	P.S.S. RUTA 167	2
36	204	R. MARIA AGUILAR	3	85	111	P.S.S. RUTA1	1
37	204	P.S.S.R.204	2	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	4	87	2	P.N. SUPERIOR 252	4
39	2	R. PURRUSES	2	88	27	P. SUPERIOR	2
40	2	R. MARIA AGUILAR	4	89	27	P.S.S. RUTA 147	2
41	100	P.S.S.R.32	2	90	27	P. NIVEL	2
42	101	P.S.S.R.32	2	91	1242	P. RUTA1	2
43	216	R. VIRILLA	2	92	220	R. PARA	3
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	5
45	27	P. S. R.27	2	94	224	R. REVENTAZON	4
46	27	P. FERROC	4	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	3	96	219	R. REVENTADO	4
48	1	R. CIRUELAS	2	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	3				

Tabla 6.11. Daños esperados en los puentes de la GAM debido a PGD del terremoto de Cartago

Código	Ruta	Río	Daño	Código	Ruta	Río	Daño
1	111	R. SEGUNDO	1	50	1	R. SEGUNDO	1
2	147	R. BERMUDEZ	1	51	124	P. INF DE FERRO	1
3	147	R. VIRILLA	1	52	146	R. MASTATE	1
4	1	P.S.S.R. 129	1	53	146	R. POASITO	1
5	1	Q. SECA	1	54	126	Q. SECA	1
6	27	R. AGRES	1	55	2	R. PURIRES	5
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	5
8	147	R. CORROGRES	1	57	228	R. REVENTADO	5
9	27	R. URUCA	1	58	219	R. TOYOGRES	4
10	27	R. ORO	1	59	218	R. TIRIBI	1
11	121	R. URUCA	1	60	10	R. ARRIAZ	5
12	121	R. ORO	1	61	10	R. REVENTADO A	5
13	22	R. PACACUA	1	62	2	Q. FIERRO	4
14	239	Q. HONDA	1	63	218	R. TORRES	1
15	1	R. BERMUDEZ	1	64	108	P. SOBRE FERROC	1
16	1	P. INF CASTELLA	1	65	118	R. POAS	1
17	1	R. VIRILLA	1	66	118	R. ITIQUIS	1
18	3	R. VIRILLA	1	67	3	P. S.S.R.1	1
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	1
20	1	R. TORRES	1	69	1	P. SOBRE R.153	1
21	167	P.S.S.R.39	1	70	1	P. INFERIOR COYOL	1
22	104	P.S.S.R.39	1	71	1	P. INF FERROC	1
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	1
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	1
25	110	R. TIRIBI	1	74	32	P. S. RUTA 102	1
26	209	R. CA|AS	1	75	32	R. VIRILLA	3
27	209	R. JORCO	1	76	2	P.N.I.	1
28	217	R. CA|AS	1	77	2	R. TIRIBI	3
29	214	R. TIRIBI	1	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	3
30	211	R. TIRIBI	1	79	2	R. CHIQUITO	3
31	210	R. TIRIBI	1	80	2	R. CHIQUITO A	3
32	209	R. TIRIBI	1	81	167	R. TIRIBI	1
33	213	R. TIRIBI	1	82	27	P.S.S. RUTA105	1
34	213	R. MARIA AGUILAR	1	83	27	R. TIRIBI	1
35	214	R. MARIA AGUILAR	1	84	0	P.S.S. RUTA 167	1
36	204	R. MARIA AGUILAR	1	85	111	P.S.S. RUTA1	1
37	204	P.S.S.R.204	1	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	1	87	2	P.N. SUPERIOR 252	1
39	2	R. PURRUSES	1	88	27	P. SUPERIOR	1
40	2	R. MARIA AGUILAR	1	89	27	P.S.S. RUTA 147	1
41	100	P.S.S.R.32	1	90	27	P. NIVEL	1
42	101	P.S.S.R.32	1	91	1242	P. RUTA1	1
43	216	R. VIRILLA	1	92	220	R. PARA	1
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	5
45	27	P. S. R.27	1	94	224	R. REVENTAZON	5
46	27	P. FERROC	1	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	1	96	219	R. REVENTADO	4
48	1	R. CIRUELAS	1	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	1				

Tabla 6.12. Daños máximos esperados en los puentes de la GAM debido al terremoto de Cartago

Código	Ruta	Río	Daño Máx.	Código	Ruta	Río	Daño Máx.
1	111	R. SEGUNDO	1	50	1	R. SEGUNDO	3
2	147	R. BERMUDEZ	1	51	124	P. INF DE FERRO	2
3	147	R. VIRILLA	2	52	146	R. MASTATE	1
4	1	P.S.S.R. 129	2	53	146	R. POASITO	1
5	1	Q. SECA	2	54	126	Q. SECA	2
6	27	R. AGRES	4	55	2	R. PURIRES	5
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	5
8	147	R. CORROGRES	2	57	228	R. REVENTADO	5
9	27	R. URUCA	2	58	219	R. TOYOGRES	4
10	27	R. ORO	1	59	218	R. TIRIBI	4
11	121	R. URUCA	4	60	10	R. ARRIAZ	5
12	121	R. ORO	4	61	10	R. REVENTADO A	5
13	22	R. PACACUA	3	62	2	Q. FIERRO	4
14	239	Q. HONDA	2	63	218	R. TORRES	2
15	1	R. BERMUDEZ	2	64	108	P. SOBRE FERROC	2
16	1	P. INF CASTELLA	2	65	118	R. POAS	2
17	1	R. VIRILLA	4	66	118	R. ITIQUIS	3
18	3	R. VIRILLA	2	67	3	P. S.S.R.1	2
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	2
20	1	R. TORRES	2	69	1	P. SOBRE R.153	2
21	167	P.S.S.R.39	2	70	1	P. INFERIOR COYOL	2
22	104	P.S.S.R.39	2	71	1	P. INF FERROC	2
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	4
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	2
25	110	R. TIRIBI	3	74	32	P. S. RUTA 102	2
26	209	R. CA|AS	4	75	32	R. VIRILLA	3
27	209	R. JORCO	4	76	2	P.N.I.	4
28	217	R. CA|AS	4	77	2	R. TIRIBI	4
29	214	R. TIRIBI	2	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	4
30	211	R. TIRIBI	3	79	2	R. CHIQUITO	4
31	210	R. TIRIBI	3	80	2	R. CHIQUITO A	4
32	209	R. TIRIBI	4	81	167	R. TIRIBI	2
33	213	R. TIRIBI	2	82	27	P.S.S. RUTA105	2
34	213	R. MARIA AGUILAR	4	83	27	R. TIRIBI	2
35	214	R. MARIA AGUILAR	2	84	0	P.S.S. RUTA 167	2
36	204	R. MARIA AGUILAR	3	85	111	P.S.S. RUTA1	1
37	204	P.S.S.R.204	2	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	4	87	2	P.N. SUPERIOR 252	4
39	2	R. PURRUSES	2	88	27	P. SUPERIOR	2
40	2	R. MARIA AGUILAR	4	89	27	P.S.S. RUTA 147	2
41	100	P.S.S.R.32	2	90	27	P. NIVEL	2
42	101	P.S.S.R.32	2	91	1242	P. RUTA1	2
43	216	R. VIRILLA	2	92	220	R. PARA	3
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	5
45	27	P. S. R.27	2	94	224	R. REVENTAZON	5
46	27	P. FERROC	4	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	3	96	219	R. REVENTADO	4
48	1	R. CIRUELAS	2	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	3				


Mapa 7.2. Intensidad de Daños Esperados en la Red Vial
Terremoto de Cartago 1910
Daño en puentes
Ningún Daño
Daño Menor
Daño Moderado
Daño General
Daño Total
Daño en carreteras
Ningún Daño
Daño Menor
Daño Moderado
Daño General
Gran Area Metropolitana
10 0 10 20 30 Kilómetros
Elaborado por Silvia Campos y Oscar Marenco
UCR, Diciembre 2000

Terremoto de Orotina de 1924

Para este sismo los daños que se presentan son en su mayoría menores o moderados. Aunque la ruta 1 la cual es de gran importancia para el país por formar parte de la carretera interamericana, presenta puentes con daño general, como el caso del puente sobre el río Virilla y el puente del cruce de Manolos.

El puente del río Virilla de la ruta 1 es importante de considerar más en detalle ya que en la mayoría de los sismos estudiados presenta daños considerables, además de ser de vital importancia para el sistema vial. Una restauración de este sería sumamente complicada y costosa para el país por el tipo de estructura y el cañón tan profundo que atraviesa.

Los mapas 6.14, 6.15 y 6.16 y las tablas 6.13, 6.14 y 6.15 muestran los daños asociados al evento.

Tabla 6.13. Daños esperados en los puentes de la GAM debido a PGA del terremoto de Orotina

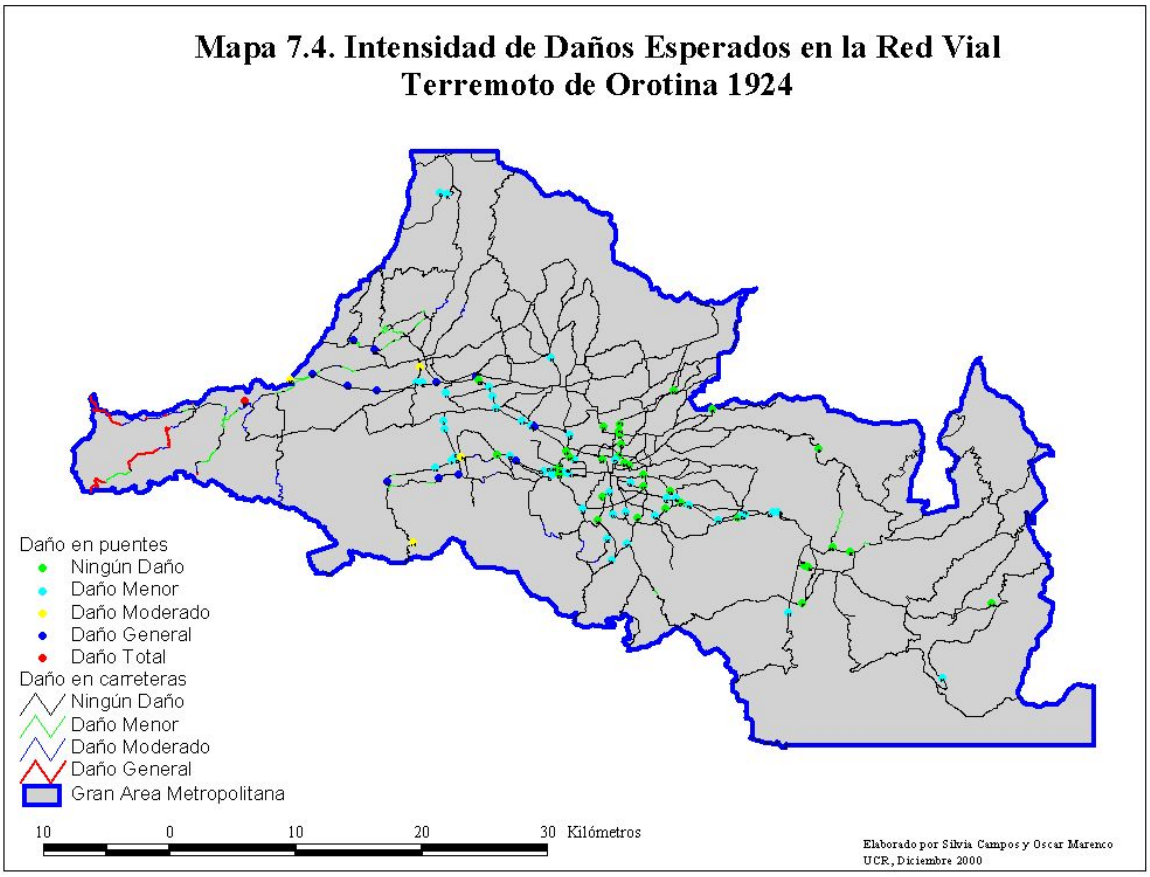
Código	Ruta	Río	Daño	Código	Ruta	Río	Daño
1	111	R. SEGUNDO	2	50	1	R. SEGUNDO	4
2	147	R. BERMUDEZ	2	51	124	P. INF DE FERRO	3
3	147	R. VIRILLA	2	52	146	R. MASTATE	2
4	1	P.S.S.R. 129	2	53	146	R. POASITO	2
5	1	Q. SECA	2	54	126	Q. SECA	2
6	27	R. AGRES	4	55	2	R. PURIRES	2
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	2
8	147	R. CORROGRES	2	57	228	R. REVENTADO	1
9	27	R. URUCA	2	58	219	R. TOYOGRES	1
10	27	R. ORO	2	59	218	R. TIRIBI	1
11	121	R. URUCA	4	60	10	R. ARRIAZ	1
12	121	R. ORO	4	61	10	R. REVENTADO A	1
13	22	R. PACACUA	4	62	2	Q. FIERRO	2
14	239	Q. HONDA	3	63	218	R. TORRES	1
15	1	R. BERMUDEZ	2	64	108	P. SOBRE FERROC	1
16	1	P. INF CASTELLA	2	65	118	R. POAS	4
17	1	R. VIRILLA	4	66	118	R. ITIQUIS	4
18	3	R. VIRILLA	2	67	3	P. S.S.R.1	4
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	3
20	1	R. TORRES	2	69	1	P. SOBRE R.153	4
21	167	P.S.S.R.39	1	70	1	P. INFERIOR COYOL	4
22	104	P.S.S.R.39	1	71	1	P. INF FERROC	4
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	2
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	1
25	110	R. TIRIBI	2	74	32	P. S. RUTA 102	1
26	209	R. CA|AS	2	75	32	R. VIRILLA	1
27	209	R. JORCO	2	76	2	P.N.I.	2
28	217	R. CA|AS	2	77	2	R. TIRIBI	1
29	214	R. TIRIBI	1	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	2
30	211	R. TIRIBI	2	79	2	R. CHIQUITO	2
31	210	R. TIRIBI	1	80	2	R. CHIQUITO A	2
32	209	R. TIRIBI	2	81	167	R. TIRIBI	2
33	213	R. TIRIBI	2	82	27	P.S.S. RUTA105	2
34	213	R. MARIA AGUILAR	2	83	27	R. TIRIBI	2
35	214	R. MARIA AGUILAR	1	84	0	P.S.S. RUTA 167	1
36	204	R. MARIA AGUILAR	2	85	111	P.S.S. RUTA1	2
37	204	P.S.S.R.204	1	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	2	87	2	P.N. SUPERIOR 252	1
39	2	R. PURRUSES	1	88	27	P. SUPERIOR	2
40	2	R. MARIA AGUILAR	2	89	27	P.S.S. RUTA 147	2
41	100	P.S.S.R.32	1	90	27	P. NIVEL	3
42	101	P.S.S.R.32	1	91	1242	P. RUTA1	2
43	216	R. VIRILLA	1	92	220	R. PARA	1
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	2
45	27	P. S. R.27	2	94	224	R. REVENTAZON	1
46	27	P. FERROC	2	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	1	96	219	R. REVENTADO	1
48	1	R. CIRUELAS	2	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	4				

Tabla 6.14. Daños esperados en los puentes de la GAM debido a PGD del terremoto de Orotina

Código	Ruta	Río	Daño	Código	Ruta	Río	Daño
1	111	R. SEGUNDO	1	50	1	R. SEGUNDO	1
2	147	R. BERMUDEZ	1	51	124	P. INF DE FERRO	1
3	147	R. VIRILLA	1	52	146	R. MASTATE	1
4	1	P.S.S.R. 129	1	53	146	R. POASITO	1
5	1	Q. SECA	1	54	126	Q. SECA	1
6	27	R. AGRES	1	55	2	R. PURIRES	1
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	1
8	147	R. CORROGRES	1	57	228	R. REVENTADO	1
9	27	R. URUCA	1	58	219	R. TOYOGRES	1
10	27	R. ORO	1	59	218	R. TIRIBI	1
11	121	R. URUCA	1	60	10	R. ARRIAZ	1
12	121	R. ORO	1	61	10	R. REVENTADO A	1
13	22	R. PACACUA	1	62	2	Q. FIERRO	1
14	239	Q. HONDA	1	63	218	R. TORRES	1
15	1	R. BERMUDEZ	1	64	108	P. SOBRE FERROC	1
16	1	P. INF CASTELLA	1	65	118	R. POAS	1
17	1	R. VIRILLA	1	66	118	R. ITIQUIS	1
18	3	R. VIRILLA	1	67	3	P. S.S.R.1	1
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	3
20	1	R. TORRES	1	69	1	P. SOBRE R.153	5
21	167	P.S.S.R.39	1	70	1	P. INFERIOR COYOL	1
22	104	P.S.S.R.39	1	71	1	P. INF FERROC	1
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	1
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	1
25	110	R. TIRIBI	1	74	32	P. S. RUTA 102	1
26	209	R. CA|AS	1	75	32	R. VIRILLA	1
27	209	R. JORCO	1	76	2	P.N.I.	1
28	217	R. CA|AS	1	77	2	R. TIRIBI	1
29	214	R. TIRIBI	1	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	1
30	211	R. TIRIBI	1	79	2	R. CHIQUITO	1
31	210	R. TIRIBI	1	80	2	R. CHIQUITO A	1
32	209	R. TIRIBI	1	81	167	R. TIRIBI	1
33	213	R. TIRIBI	1	82	27	P.S.S. RUTA105	1
34	213	R. MARIA AGUILAR	1	83	27	R. TIRIBI	1
35	214	R. MARIA AGUILAR	1	84	0	P.S.S. RUTA 167	1
36	204	R. MARIA AGUILAR	1	85	111	P.S.S. RUTA1	1
37	204	P.S.S.R.204	1	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	1	87	2	P.N. SUPERIOR 252	1
39	2	R. PURRUSES	1	88	27	P. SUPERIOR	1
40	2	R. MARIA AGUILAR	1	89	27	P.S.S. RUTA 147	1
41	100	P.S.S.R.32	1	90	27	P. NIVEL	1
42	101	P.S.S.R.32	1	91	1242	P. RUTA1	1
43	216	R. VIRILLA	1	92	220	R. PARA	1
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	1
45	27	P. S. R.27	1	94	224	R. REVENTAZON	1
46	27	P. FERROC	1	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	1	96	219	R. REVENTADO	1
48	1	R. CIRUELAS	1	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	1				

Tabla 6.15. Daños máximos esperados en los puentes de la GAM debido al terremoto de Orotina

Código	Ruta	Río	Daño Máx.	Código	Ruta	Río	Daño Máx.
1	111	R. SEGUNDO	2	50	1	R. SEGUNDO	4
2	147	R. BERMUDEZ	2	51	124	P. INF DE FERRO	3
3	147	R. VIRILLA	2	52	146	R. MASTATE	2
4	1	P.S.S.R. 129	2	53	146	R. POASITO	2
5	1	Q. SECA	2	54	126	Q. SECA	2
6	27	R. AGRES	4	55	2	R. PURIRES	2
7	27	R. YEGUAS	1	56	2	Q. FIERRO	2
8	147	R. CORROGRES	2	57	228	R. REVENTADO	1
9	27	R. URUCA	2	58	219	R. TOYOGRES	1
10	27	R. ORO	2	59	218	R. TIRIBI	1
11	121	R. URUCA	4	60	10	R. ARRIAZ	1
12	121	R. ORO	4	61	10	R. REVENTADO A	1
13	22	R. PACACUA	4	62	2	Q. FIERRO	2
14	239	Q. HONDA	3	63	218	R. TORRES	1
15	1	R. BERMUDEZ	2	64	108	P. SOBRE FERROC	1
16	1	P. INF CASTELLA	2	65	118	R. POAS	4
17	1	R. VIRILLA	4	66	118	R. ITIQUIS	4
18	3	R. VIRILLA	2	67	3	P. S.S.R.1	4
19	1	P.JUAN PABLO II	1	68	1	R. POAS	3
20	1	R. TORRES	2	69	1	P. SOBRE R.153	5
21	167	P.S.S.R.39	1	70	1	P. INFERIOR COYOL	4
22	104	P.S.S.R.39	1	71	1	P. INF FERROC	4
23	5	R. VIRILLA	1	72	32	R. TORRES	2
24	166	R. TORRES	1	73	32	P. SUPERIOR	1
25	110	R. TIRIBI	2	74	32	P. S. RUTA 102	1
26	209	R. CA|AS	2	75	32	R. VIRILLA	1
27	209	R. JORCO	2	76	2	P.N.I.	2
28	217	R. CA|AS	2	77	2	R. TIRIBI	1
29	214	R. TIRIBI	1	78	2	P.N.I.SOBRE R 2	2
30	211	R. TIRIBI	2	79	2	R. CHIQUITO	2
31	210	R. TIRIBI	1	80	2	R. CHIQUITO A	2
32	209	R. TIRIBI	2	81	167	R. TIRIBI	2
33	213	R. TIRIBI	2	82	27	P.S.S. RUTA105	2
34	213	R. MARIA AGUILAR	2	83	27	R. TIRIBI	2
35	214	R. MARIA AGUILAR	1	84	0	P.S.S. RUTA 167	1
36	204	R. MARIA AGUILAR	2	85	111	P.S.S. RUTA1	2
37	204	P.S.S.R.204	1	86	1	P. INFERIOR INTEL	1
38	215	R. MARIA AGUILAR	2	87	2	P.N. SUPERIOR 252	1
39	2	R. PURRUSES	1	88	27	P. SUPERIOR	2
40	2	R. MARIA AGUILAR	2	89	27	P.S.S. RUTA 147	2
41	100	P.S.S.R.32	1	90	27	P. NIVEL	3
42	101	P.S.S.R.32	1	91	1242	P. RUTA1	2
43	216	R. VIRILLA	1	92	220	R. PARA	1
44	27	P. S. A PAVAS	1	93	224	R. REVENTAZON	2
45	27	P. S. R.27	2	94	224	R. REVENTAZON	1
46	27	P. FERROC	2	95	0	Hispanidad	1
47	207	R. TIRIBI	1	96	219	R. REVENTADO	1
48	1	R. CIRUELAS	2	97	0	P.S.S. Ruta 1	1
49	1	P. SOBRE R.153	4				



Conclusiones y recomendaciones

Mediante la realización de este trabajo se logró modelar el impacto que cuatro distintos escenarios sísmicos determinísticos pudieran tener sobre la red vial del Gran Area Metropolitana; evaluando la intensidad de los daños que podrían sufrir los principales puentes y carreteras de esta tan importante zona del país. Esto permitió evidenciar la conveniencia de utilizar metodologías cuyo propósito es determinar pérdidas ante terremotos, obteniéndose información de una manera muy eficiente. Del mismo modo reafirma el gran valor de los Sistemas de Información Geográfica para el manejo de esta información para la síntesis de resultados.

Los resultados obtenidos están basados en la recopilación de información disponible y en la evaluación de la sensibilidad del modelo. Se presenta los siguiente resultados:

a) Nivel esperado de daños en puentes y carreteras ante la ocurrencia de los siguientes escenarios sísmicos históricos: Fraijanes 1888 (M_w=5.8), Cartago 1910 (M_w=6.4), Orotina 1924 (M_w=7.0) y la supuesta ruptura de la falla Tablazo originando un sismo de magnitud momento (M_w) 6.3.
b) La amenaza sísmica ha sido estimada en términos de la aceleración pico del terreno (PGA) y la amenaza colateral de deslizamiento midiéndose en término de la deformación pico del terreno (PGD)

En los mapas 7.1 a 7.4 se presentan los daños estimados para los componentes de la red vial analizados por evento, según el tipo de amenaza, y el estimado de daño mayor.

Debe tenerse claro que la recurrencia de los eventos históricos analizados no compete a este trabajo, ni se pretende insinuar su inminencia, pero si se pretende ilustrar el potencial destructivo que eventos de esta

magnitud pudieran tener sobre la Gran Área Metropolitana, razón por la cual, es importante tener aunque sea de forma aproximada una imagen de lo que ha ocurrido y podría volver a ocurrir.

Referencias

Alvarado, Guillermo et al (1988) *Aspectos sismológicos y morfotectónicos en el extremo occidental de la Cordillera Volcánica Central de Costa Rica.* Revista Geológica de América Central 9, pp. 75-98, San José, Costa Rica 1988

Bolt, Bruce. *Earthquakes*. W. H. Freeman and Company. New York. U. S. A. 1993

Bravo, Alfonso y Calvo, Mauricio. *reviewuación del impacto sobre la red vial de un terremoto en la Península de Nicoya*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica. Agosto 1997.

Denyer, Percy et al. (1989) *Notas Explicativas: mapa geo-estructural y sismos del valle central, Costa Rica*. Instituto Geográfico Nacional, Costa Rica 1989

Díaz, Alvaro. (1981) *Magnitud de un sismo generado por fallas ubicadas en el Valle Central: algunas implicaciones del terremoto del 4 de marzo de 1924.* Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica. 1981

Fernandez, Mario. *reviewuación del Hipotético Sistema de Fallas Transcurrentes Este-Oeste de Costa Rica. Revista Geológica de América Central*, 19/20, pp. 57-74. San José Costa Rica 1996

Fukushima, Yoshimitsu, et al. (2000) *Characteristics of Observed Peak Amplitud for Strong Ground Motion from the 1995 Hyogoken Nambu (Kobe) Earthquake*. Bulletin of the Seismological Society of America, 90. 3 pp. 545-565 Junio 2000.

González, Cleto. (1910) *Temblores, terremotos, inundaciones y erupciones volcánicas en Costa Rica, 1608-1910*. Tipografía de Avelino Alsina, San José, Costa Rica 1910.

Kramer, Steven. *Geothecnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc. USA 1996

Miyamura, Setumi (1976). *Aspectos importantes de la sismicidad en Costa Rica*. Editorial UCR, San José, Costa Rica. 1976

Miyamura, Setumi (1980). *Sismicidad Histórica de Costa Rica*. Editorial UCR. San José, Costa Rica, 1980

Montero, Walter. (1986) *Períodos de Recurrencia y Tipos de Secuencias Sísmicas de los Temblores Interplaca e Intraplaca en la Región de Costa Rica*. Revista Geológica de América Central 5, pp 35-72. San José, Costa Rica 1986.

Montero, Walter et al (1981) *Distribución de intensidades y estimación de los parámetros focales de los terremotos de Cartago de 1910, Costa Rica América Central.* Instituto Geográfico Nacional, 26 Informe Semestral julio-diciembre, pp. 9-34. San José, Costa Rica

Montero, Walter et al (1989) *Sismicidad histórica de Costa Rica, 1610-1910*. Revista Geofísica Internacional 28-3, pp. 531-559. 1989

Montero, Walter et al (1988) *Zonificación Sísmica del Valle Central*. IV Seminario de Ingeniería Estructural pp. 335-351. 1988

Morales, Luis Diego.(1985) *Las Zonas Sísmicas de Costa Rica y alrededores*. Revista Geológica de América Central 3, pp. 69-101. San José, Costa Rica 1985.

Morales, Luis Diego.(1992) *El terremoto de Fraijanes de 1988 y el sistema de fallas de Alajuela, implicaciones del peligro sísmico potencial para el Valle Central Occidental*. Revista Geográfica de América Central 25/26, pp. 227-240 Costa Rica 1992

Peraldo, Giovanni et al. *Sismología Histórica de América Central*. Instituto Panamericano de Geografía e Historia. Publicación Nº 513,pp 287-289 México 1999.

Pernudi, Luis Fernando. (1992) *Correlación de la Aceleración Máxima del Suelo con los Daños Producidos por los Terremotos en Costa Rica*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica, 1992

Percy, Denyer et al. (1994) *Atlas geológico de la Gran Area Metropolitana, Costa Rica*. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Instituto Tecnológico de Costa Rica. 1994

Ramírez, R. et al. *Mapa de Amplificación Sísmica del Valle Central Costa Rica.* Revista Geográfica de América Central. Costa Rica 1997

Risk Management Solutions, Inc. HAZUS 97. Technical manual. Earthquake Loss Estimation Methodology. Vol. II Washington, D.C. 1997

Rojas, Wilfredo (1993) *Catálogo de Sismicidad Histórica y Reciente en América Central: Desarrollo y Análisis*. Tesis de Licenciatura en Geología. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica, setiembre 1993.

Rojas, Wilfredo (1998) *Seismic hazard analysis for the metropolitan area of Central Valley, Costa Rica.* Technical report. Reduction of Natural Disasters in Central America. Earthquake Preparedness and Hazard mitigation. Phases II: 1996-2000, Part 2. Octubre 1998.

Sauter, Franz (1989). *Fundamentos de Ingenería Sísmica I Introducción a la Sismología.* Editorial tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica, 1989.

Sauter, Franz (1998). *El Entorno Tectónico y la Amenaza Sísmica en Costa Rica.* Memorias X Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica. San José, Costa Rica. Diciembre 1998.

Schmidt, Victor et al.(1998) *Relaciones de atenuación para América Central y para Costa Rica*. X Seminario latinoamericano de Ingeniería Sísmica. pp. 17-27 San José, Costa Rica. Dic 1998.

Schmidt, Victor et al.(1996) *Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Cartago*. Instituto de Investigaciones en Ingeniería, Laboratorio de Ingeniería Sísmica. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica. Julio 1996

Schmidt, Victor et al.(2000) *Microzonificación Sísmica*. Instituto de Investigaciones en Ingeniería, Laboratorio de Ingeniería Sísmica. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica. Marzo 2000.

Stuart, D. Werner.(1996) *Seismic Risk Analysis of Highway Systems. Proccedings of National Seismic Conference on Bridges and Highways*. San Diego CA. Diciembre 11-13, 1996.