

ANEXO 34

RIESGO SÍSMICO

Cía. Minera Lumina Copper Chile S.A.

PROYECTO CASERONES

Informe Técnico N° 3339-0000-GE-INF-004

ESTUDIO DE RIESGO SISMICO

AKER KVAERNER	
<input type="checkbox"/>	APROBADO
<input type="checkbox"/>	APROBADO EXCEPTO NOTAS
<input type="checkbox"/>	CORREGIR Y REEMITIR EN NUEVA VERSIÓN
_____	_____
<small>Firma Revisor</small>	<small>Fecha</small>

ARCADIS Geotécnica
 Eliodoro Yáñez 1893
 Providencia, Santiago

APROB. CLIENTE: _____
 FECHA: _____

Preparado para LUMINA

REV.	FECHA	POR	REV.	APROB.	DESCRIPCION
A		RR - TF	JCZ	CRL	Coordinación Interna

PROYECTO CASERONES

ESTUDIO DE RIESGO SISMICO

CONTENIDO

1.	Introducción	2
2.	Evaluación de la Amenaza Sísmica	4
2.1	Ambiente Sismotectónico.....	4
2.2	Ambiente Geológico-Geotécnico	5
2.3	Sismicidad Histórica	6
2.4	Caracterización de las Fuentes Sísmicas.....	7
2.5	Ley de Atenuación.....	8
2.6	Análisis Probabilístico	8
2.6.1	Modelo de la fuente	9
2.6.2	Relaciones de recurrencia, distribución de magnitudes, y tasas de ocurrencia promedio.....	10
2.6.3	Construcción de la Curva de Amenaza Sísmica	12
2.6.4	Resultados.....	14
2.7	Análisis Determinístico	14
3.	Caracterización de la Excitación	16
3.1	Espectro Elástico de Diseño para Aceleración Horizontal	16
4.	Conclusiones	20
5.	Referencias	21
6.	Anexo	45

1. Introducción

El presente estudio se refiere a la evaluación de la amenaza sísmica para el proyecto Caserones. El estudio fue desarrollado por los ingenieros civiles Thomas Fischer (M.Sc., P.U.C) y Rafael Riddell (M.Sc., Ph.D. U.Illinois).

El proyecto Caserones está ubicado en la III Región, Provincia de Copiapó, aproximadamente a 130 km al sureste de la ciudad de Copiapó (Figura 1a y b). Dada la extensión geográfica de las instalaciones que considera el proyecto en estudio, se consideraron dos locaciones geográficas para la evaluación de la amenaza sísmica: i) Sitio I de emplazamiento de la planta, depósito de arenas, Dump Leach y botaderos (parte media a alta de la quebrada Caserones), de coordenadas 28°10'38" S y 69°32'5" W (UTM 6.883.000N - 447.500E) y elevación aproximada de 3750 m.s.n.m.; ii) Sitio II de emplazamiento de depósito de lamas, campamentos construcción y operaciones, 28°6'32" S y 69°41'14" W (UTM 6.890.500N - 432.500E) y elevación aproximada de 3750 m.s.n.m. Una vista panorámica del área se muestra en la Figura 2.

Como información geológica para este estudio se dispuso del informe geológico 3339-0000-GE-INF-001 Rev.B de ARCADIS Geotécnica, 21-04-08. Un bosquejo geológico y la topografía del área del proyecto se muestra en la Figura 3 (se muestra el emplazamiento del Sitio I; el Sitio II aparece parcialmente dentro de la figura). Notar que la superficie donde se ubicará el proyecto se encuentra aproximadamente delimitada entre las coordenadas UTM 6.880.000N a 6.890.000N, y 430.000E a 450.000E, indicada con un rectángulo en dicha figura.

Para el estudio se ha utilizado el catálogo de actividad sísmica compilado por el National Earthquake Information Center (NEIC) dependiente del United States Geological Survey (USGS). El catálogo comprende alrededor de 850 sismos de magnitud M_s mayor o igual a 5.0 y profundidad focal reportada, para el período 1471-2008, cuyos epicentros están en el área geográfica circundante al sitio del proyecto delimitada por los paralelos 24° y 32° de latitud Sur y longitudes 65° a 75° Oeste. No se

consideran eventos de magnitud menor a la indicada por no ser relevantes desde el punto de vista de amenaza y diseño sísmico.

2. Evaluación de la Amenaza Sísmica

2.1 Ambiente Sismotectónico

La sismicidad principal de la zona, como en todo Chile entre los 18° y 46° de latitud Sur, está relacionada al mecanismo de subducción de la placa oceánica de Nazca bajo el continente Sud-Americano, convergencia que se desarrolla a una velocidad promedio del orden de 10 cm/año. Esta interacción, que se muestra esquemáticamente en la Figura 4, genera sismos interplaca en el plano de Benioff (zona A), el que puede reconocerse por la ubicación de los hipocentros de eventos ocurridos en un período de tiempo. El perfil de aproximadamente 850 eventos sísmicos que contiene el catálogo con hipocentros entre las latitudes 24° y 32° se muestra en la Figura 5. La distribución de focos caracteriza una actividad que se profundiza hacia el interior del continente, alcanzando desde aproximadamente 10 kilómetros de profundidad en la costa, hasta alrededor de 295 kilómetros de profundidad en la longitud 66.2°W. La Figura 6 muestra la ubicación de los epicentros de los sismos más importantes ocurridos a partir de 1471 en la zona de mayor influencia en la amenaza para el sitio en estudio.

La actividad más profunda está típicamente relacionada a rupturas asociadas al estado tensional de la placa subducente que se sumerge en el magma en la parte superior del manto, generando eventos intraplaca (zona B en Figura 4). Las sollicitaciones sobre esta placa son complejas, por una parte existe un potencial estado de tracción por el peso de la porción frontal de la placa y por su eventual arrastre hacia el interior del magma, además, un eventual estado compresional debido a la oposición a sumergirse en un posible encuentro con material de mayor densidad, y finalmente, un estado flexural debido a la curvatura que debe adoptar la placa de Nazca al subductar bajo la placa sudamericana y al adoptar una condición de voladizo al introducirse al magma.

Un evento interplaca particularmente relevante, con epicentro 28.5°S - 70°W a 59 kilómetros al surponiente del sitio en estudio, es el evento ocurrido en el año 1922, de magnitud $M_s=8.4$ y profundidad focal reportada de 25 kilómetros (*).

Nota (*) dato de acuerdo a base de datos NEIC-USGS. Dada la fecha de ocurrencia, para efectos de este estudio se considerará una profundidad de 70 km para este evento, la cual corresponde con la profundidad del plano de Beniof en dicha coordenada para a un evento interplaca como ha sido reconocido este terremoto.

Un segundo evento de importancia ocurrido en la zona corresponde a un sismo de magnitud $M_S = 8.3$ ocurrido en 1813 aproximadamente 120 kilómetros al norponiente del sitio de emplazamiento del proyecto. Para efectos de este estudio se consideró este evento como de interplaca para la determinación de la profundidad focal.

Cabe por otra parte destacar, que numerosos hipocentros de poca profundidad reportados en el catálogo no necesariamente corresponden a la realidad ya que la práctica de los institutos sismológicos mundiales es asignar una profundidad de 33 km a cualquier evento cuyo foco no se ha podido calcular en forma confiable.

2.2 Ambiente Geológico-Geotécnico

El marco geológico se describe en detalle en el informe 3339-0000-GE-INF-001 Rev. B antes señalado. El estudio indica que los sistemas de fracturamiento y/o fallas existentes corresponden a estructuras que no han experimentado desplazamiento durante el Cuaternario (0-1.000.000 años) y gran parte del Mioceno superior (12.000.000 años). En consecuencia no existen evidencias de movimiento de las fallas en épocas recientes (últimos 20000 años) que permitan clasificarlas como sísmicamente activas.

En cuanto a las condiciones geotécnicas para las fundaciones de las principales obras, conforme a la información disponible (J.E. Campaña, 2008) son las siguientes:

- Planta: 100% roca
- Depósito de arena: 95% roca, 5% en suelos aluviales de espesor inferior a 5m
- Depósito de finos: 90% roca, 10% en suelos aluviales de espesor inferior a 10m
- Depósito ROM: 90% roca, 10% en suelos aluviales de espesor inferior a 10m.

En base a lo anterior, para efectos sísmicos, el suelo se considera Tipo I (NCh433, Of.96).

2.3 Sismicidad Histórica

La historia sísmica de Chile, que se inicia en el siglo XVI con la llegada de los españoles, muestra que eventos de gran magnitud han ocurrido virtualmente a todo el largo de la zona entre 18 y 46° de latitud Sur en los últimos cuatro siglos. El estudio sistemático de la documentación histórica permitió a Lomnitz (1970) estimar y asignar magnitudes equivalentes (M_s) a cada evento de significación ocurrido con anterioridad al Siglo XX como se muestra en la Tabla 1. Como puede observarse, numerosos eventos de magnitudes mayores que 8 han ocurrido en los últimos 130 años: Arica (1868), Iquique (1877), Antofagasta (1995), Taltal (1966), Valparaíso (1906), Vallenar (1922), Talca (1928), Chillán (1939), Illapel (1943), y Valdivia (1960); la mayoría de estos eventos corresponden a terremotos interplaca que se producen en el segmento más superficial de la zona de Benioff, a profundidades de hasta 50-60 Km. Todos aquellos con epicentros costa afuera han generado maremotos.

La gran magnitud que pueden alcanzar los terremotos costeros se explica por la mayor intensidad de la fricción interplaca, lo que permite la acumulación de gran cantidad de energía de deformación. Magnitudes importantes a profundidades mayores, por ejemplo el terremoto de 1950 ubicado a 286 Km al este de Antofagasta, son menos frecuentes debido a las diferentes condiciones de presión y temperatura, y a las condiciones para la generación de mecanismos diferentes, predominantemente tensionales. Ello indica la necesidad de individualizar fuentes sismogénicas diferentes en las zonas costera y cordillerana.

Eventos de magnitud importante han ocurrido en la zona en estudio como es el caso del terremoto de Vallenar de 1922 de magnitud $M_s=8.4$. El epicentro de éste evento se estimó en 28.5°S – 70.0°W que corresponde a aproximadamente 59 km al sur-poniente

del sitio en estudio. Este evento se ha reconocido como causante de un tsunami destructivo (Lomnitz, 1970) o tsunami moderado o marejada importante (DGUCH) .

2.4 Caracterización de las Fuentes Sísmicas

Se reconoce como fuente sísmica a una región dentro de la cual los sismos se generan en condiciones que permiten distinguirlos de aquellos que ocurren en otras regiones. Estas condiciones se refieren a la similitud de los mecanismos de generación y a los parámetros que gobiernan las relaciones entre frecuencias de ocurrencia y magnitud de los eventos. Esto último se expresa habitualmente mediante la conocida expresión de Gutenberg-Richter.

En general, el modelo de recurrencia establece el número relativo de terremotos de diferentes niveles de magnitud. En la mayoría de los casos esta relación se especifica a través de la relación de Gutenberg-Richter, $\log N = a - bM$, donde N es el número promedio de sismos de magnitud mayor o igual a M , y a y b son constantes propias de la fuente considerada.

Como se mencionó anteriormente, las condiciones sismogénicas en la zona más superficial del plano de Benioff son tales que pueden producir, en general, eventos mayores que aquellos generados en la porción que se profundiza hacia el interior del continente y bajo la Cordillera de Los Andes. Este hecho fue primeramente reconocido por Barrientos (1980) que hizo una diferenciación de zonas sísmicas en longitud, denominándolas regiones “costera” y “cordillerana”, respectivamente. Posteriormente, Martín (1990) hizo una reevaluación de la sismicidad del país.

Ambos estudios antes mencionados identifican una serie de regiones sísmicas en Chile, variando de Norte a Sur y de Oeste a Este. El modelo de generación de ondas sísmicas utilizado en este estudio, considera 39 zonas o fuentes (Figura 7) cuyos parámetros fueron calibrados según las regiones definidas en el estudio de Martín (1990) y que caracterizan la sismicidad de todo el país. Las características geométricas

de las zonas utilizadas en este estudio se resumen en la Tabla 2. Naturalmente, sólo las zonas próximas al sitio son las que contribuyen significativamente al nivel de amenaza sísmica. Además, se adoptaron valores de la magnitud de Richter máxima y mínima que puede desarrollarse en cada zona, $M_s = 8.5$ y $M_s = 5.0$, respectivamente. El límite inferior de este rango se adopta porque sismos de menor magnitud no son de interés para el cálculo de la amenaza sísmica ni en la respuesta de la estructura.

Adicionalmente, para una modelación realista de la fuente se consideró la inclinación de la zona de Benioff, la que varía según la latitud (Tabla 2). Conforme a las estimaciones de Villablanca y Riddell (1985), se utilizaron inclinaciones promedio para cada una de las fuentes. Estas estimaciones se basan en el estudio de perfiles este-oeste con ubicaciones hipocentrales a lo largo del país.

2.5 Ley de Atenuación

Para este estudio se escogió la relación para aceleración horizontal derivada por Martin (1990) ya que ella considera la muestra más completa de datos de terremotos chilenos a la fecha. La ley de atenuación para aceleración horizontal es

$$A = 71.3 e^{0.83M} (R + 60)^{-1.03} \quad (\sigma_{\ln A} = 0.70) \quad (1)$$

en que A es el valor medio de la aceleración máxima en el sitio, en cm/seg^2 , a distancia hipocentral R , en km, durante un evento de magnitud $M=M_s$; y σ es la desviación estándar asociada a la regresión que es importante en la evaluación de las probabilidades de excedencia de la aceleración del suelo en un sitio específico.

2.6 Análisis Probabilístico

La evaluación probabilística de la amenaza sísmica asume una discretización de todas las fuentes potenciales de generación de eventos sísmicos que producen un efecto

significativo sobre la respuesta del suelo en un sitio específico. En el análisis se consideran todas las magnitudes posibles de terremotos que excedan una magnitud mínima, para cada una de las fuentes significativas identificadas, y a todas las posibles distancias del sitio en estudio. El objetivo es determinar la probabilidad de ocurrencia de cada combinación incluyendo efectos tales como la incertidumbre en las relaciones de atenuación.

Por lo tanto, usando un análisis probabilístico de amenaza sísmica se puede diseñar una obra específica sometida a distintos niveles del movimiento del suelo asociados a una determinada probabilidad de excedencia. Como en cualquier modelo, la precisión y utilidad de un análisis de este tipo depende de la calidad de la información; para este caso en particular, factores tales como una selección apropiada y completa de las fuentes potenciales, el uso de relaciones apropiadas de atenuación, y el uso criterioso de información histórica sobre mediciones reales del movimiento del terreno (registros).

A continuación se describe en forma resumida la metodología utilizada para la determinación de las curvas de aceleración máxima del terreno para el sitio en estudio. Este análisis involucra las siguientes etapas: (1) modelación de las fuentes, (2) establecimiento de las relaciones de recurrencia, (3) distribución de magnitudes y razón media de ocurrencia para cada fuente, (4) selección de una relación de atenuación, y (5) cálculo de las curvas de amenaza. La incertidumbre que acompaña a cada una de estas etapas debe ser incluida en el análisis, de modo de estimar la variabilidad de las sollicitaciones generadas y su impacto en la verificación de la obra.

2.6.1 Modelo de la fuente

Cada una de las 39 fuentes (Tabla 2), que modelan el plano inclinado de Benioff, fue subdividida en elementos discretos de área con dimensiones 15x15 kilómetros aproximadamente. La sensibilidad de las curvas de amenaza debido a esta discretización ha sido considerada en el análisis y los resultados finales que se

presentan a continuación corresponden a una solución para la que existe convergencia; es decir, una discretización más fina de la fuente no produce cambios significativos sobre las curvas de amenaza presentadas.

Para realizar este análisis, las distancias entre cada uno de estos elementos de área en el plano de Benioff y el sitio, se calculan considerando la geometría tridimensional real del problema. Esto es posible gracias a que en el modelo utilizado el país se encuentra geo-referenciado y se conoce en forma aproximada la geometría de las fuentes. Por último, las distancias R corresponden a la distancia entre el lugar de emplazamiento de la obra y el centro de gravedad de cada elemento de la discretización del plano de ruptura.

Es importante aclarar que para este estudio se ha considerado la discretización de todas las fuentes del país. A pesar de que esto significa una carga computacional importante, presenta la ventaja de que se evitan discontinuidades en la solución de las curvas de amenaza sísmica como resultado de las condiciones de borde de las placas. Consecuentemente, las curvas de amenaza incluyen el posible efecto tanto de eventos cercanos como lejanos.

2.6.2 Relaciones de recurrencia, distribución de magnitudes, y tasas de ocurrencia promedio

El modelo de recurrencia utilizado se especifica a través de la relación de Gutenberg-Richter, cuyo uso implica que las magnitudes están distribuidas exponencialmente (Cornell, 1968). La densidad de probabilidad puede ser expresada como

$$f(M) = c\beta e^{-\beta(M-M_{min})} \quad \text{donde} \quad c = \frac{1}{1 - e^{-\beta(M_{max} - M_{min})}} \quad (2)$$

Dada la ocurrencia de un sismo, se debe calcular la probabilidad de que su magnitud y distancia caigan en los intervalos identificados. Si las áreas de los elementos utilizados en la discretización de una fuente son iguales, existe entonces igual probabilidad de que el sismo ocurra en cualquiera de los segmentos escogidos. En base a esto es posible determinar la función de densidad de probabilidad de las distancias entre la fuente y el sitio. Por otra parte, dada la ocurrencia de un sismo, la probabilidad de que su magnitud caiga dentro del i -ésimo intervalo de magnitud es

$$P(M_i - \frac{\Delta M}{2} \leq M \leq M_i + \frac{\Delta M}{2}) \approx f(M_i)\Delta M \quad (3)$$

Como se dijo anteriormente, se utiliza una magnitud mínima, $M_{\min}=5.0$, y una magnitud máxima para las fuentes consideradas $M_{\max}=8.5$, de acuerdo con la información histórica disponible para las fuentes consideradas (Tabla 2). La evaluación de la amenaza resulta especialmente sensible a la magnitud M_{\max} , y por tanto debe ser evaluada con precaución.

Para efectos del modelo, la tasa de ocurrencia promedio de sismos en la fuente se define como el número promedio de eventos entre M_{\min} y M_{\max} , por unidad de tiempo. La tasa de ocurrencia promedio anual de sismos ν se relaciona con la expresión de recurrencia y el tamaño de la fuente a través de la siguiente expresión

$$\nu = [N(M_{\min}) - N(M_{\max})] A_0 / A_{ref} \quad (4)$$

dónde A_0 corresponde a la superficie del elemento escogido y A_{ref} es el área sobre la que se miden las estadísticas de número de sismos.

Una vez conocidas e identificadas las fuentes y las relaciones de recurrencia con los respectivos valores de M_{\min} y M_{\max} , se deben establecer las relaciones de atenuación. Para tal efecto existen numerosos modelos obtenidos a partir de regresiones no lineales de registros chilenos. La incertidumbre en la relación de atenuación es un

punto relevante en la estimación de amenaza sísmica. Su efecto se considera dentro del modelo de amenaza sísmica a través de la desviación estándar σ_{lnA} . Varios modelos de atenuación debieron ser eliminados del estudio debido a que carecen de expresiones para evaluar su variabilidad.

Dada la ocurrencia de un sismo, la probabilidad de que la aceleración en el sitio, PGA, exceda la aceleración de interés A debe ser determinada para cada combinación de magnitud y distancia en cada uno de los elementos y fuentes identificadas. Esta probabilidad se define como $P(PGA > A \mid \text{sismo} : R_j, M_i)$.

2.6.3 Construcción de la Curva de Amenaza Sísmica

La curva de amenaza sísmica combina la información indicada arriba en un gráfico que típicamente muestra el valor de la probabilidad de excedencia para una cierta aceleración A. La probabilidad de excedencia de esta aceleración para la ocurrencia de un sismo en la fuente k se determina como sigue:

$$P_k(PGA > A \mid \text{sismo}_k) = \iint P(PGA > A \mid \text{sismo}_k : M, R) f(M) f(R) dM dR \quad (5)$$

,donde la función de densidad de la magnitud sísmica $f(M)$ corresponde a la distribución exponencial señalada en la sección 2.6.2, mientras que la función de densidad sobre la distancia focal $f(R)$ corresponde a una distribución uniforme sobre la fuente sísmica correspondiente.

Para evaluar la ocurrencia de eventos en el tiempo, se propone un modelo Poisson (incrementos independientes). Para este estudio se asume un modelo homogéneo de Poisson con tasa anual de ocurrencia promedio de sismos, ν , esto es

$$P(n, t) = \frac{(\nu t)^n e^{-\nu t}}{n!} \quad (6)$$

donde $P(n,t)$ es la probabilidad de tener exactamente "n" eventos en una ventana de tiempo t . Por lo tanto la probabilidad anual de que la aceleración en el sitio escogido exceda A debido a la ocurrencia de un sismo en la fuente "k" es

$$P_k(PGA > A) = 1 - e^{(-\nu p)_k} \quad (7)$$

donde "p" es $P_k(PGA > A | \text{sismo}_k)$. Para combinar las distintas fuentes en la curva de amenaza se utiliza la siguiente relación, que asume independencia entre las distintas fuentes

$$P(PGA > A) = 1 - \prod_k \{1 - P_k(PGA > A)\} \quad (8)$$

Por otra parte, la longitud de la ventana de tiempo, junto con la probabilidad de excedencia de la aceleración, se relacionan con el período de retorno promedio del fenómeno mediante la expresión

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P_e)^{1/N}} \quad (9)$$

donde T es el período de retorno en años; N es la ventana de tiempo medida en años y que se asocia con la vida útil de la estructura; y P_e es la probabilidad de excedencia de la aceleración durante la ventana de tiempo t considerada que se calcula para cada fuente de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_e(PGA > A)_t = \nu_k t \cdot P_k(PGA > A / \text{sismo}_k) \quad (10)$$

2.6.4 Resultados

Las curvas de probabilidad de excedencia de un cierto nivel de aceleración horizontal para los Sitios I y II del proyecto Caserones (ver Introducción) se presentan en la Figura 8a y Figura 8b. Cada curva corresponde a un horizonte de tiempo distinto $T = 50, 75, 100, 150$ y 200 años. De esta figura se desprende que para efectos de diseño basados en una probabilidad de excedencia de un 50% en 50 años (sismo de servicio con período de retorno de 72 años), 10% en 50 años (sismo de diseño con período de retorno de 475 años) y 10% en 100 años (sismo máximo creíble con período de retorno de 949 años), las aceleraciones máximas del suelo son de 0.26g, 0.40g y 0.46g, respectivamente para el Sitio I (emplazamiento de la Planta), y de 0.27g, 0.42g y 0.48g, respectivamente para el Sitio II (emplazamiento de campamentos y depósito de Lamas). Estos resultados se resumen en la Tabla 3.

A partir de las curvas de probabilidad de excedencia del PGA, y utilizando la Ecuación (9), es posible derivar la curva de período de retorno versus aceleración máxima del suelo (roca base) que se muestra en la Figura 9.

2.7 Análisis Determinístico

En esta sección del estudio se busca determinar aceleraciones del suelo mediante la recreación de escenarios sísmicos posibles, y/o la selección de sismos históricos, que por su cercanía al sitio en estudio, generan movimientos significativos del suelo. Aunque no todos estos eventos han sido necesariamente registrados en la zona, las características sismogénicas del lugar permiten hipotéticamente considerarlos en el análisis.

Como escenario I se ha considerado el evento de la mayor magnitud experimentada en las inmediaciones del sitio en estudio (Vallenar 1922, $M_s=8.4$) y ubicado a una distancia hipocentral del sitio de 93.5 km (considerando coordenadas de latitud y longitud de acuerdo a base de datos NEIC-USGS, y foco ubicado a 70km de profundidad b.n.m).

El escenario II corresponde a la recreación de otro evento de gran magnitud ocurrido en las inmediaciones (1819, $M_s=8.3$), pero desplazando su ubicación original hacia el sur hasta la misma latitud del sitio en estudio.

Finalmente, en el escenario III se ha considerado un evento de magnitud $M_s=7.0$ ocurrido en 1980 al sur del sitio en estudio, pero cuya ubicación se modificó de modo de considerar la menor distancia hipocentral del sitio medida perpendicularmente al plano de Benioff (83.6 km).

La Tabla 4 resume las características de los 3 escenarios sísmicos señalados. En la Figura 10 y Figura 11 se muestran en planta y elevación respectivamente las ubicaciones esquemáticas de los escenarios sísmicos escogidos para el análisis determinístico. El análisis de estos escenarios entrega los valores medios de las aceleraciones máximas del suelo que se señalan en la Tabla 5.

Como se observa en la Tabla 5, la aceleración horizontal del suelo para los escenarios I, II y III es de 0.43g, 0.38g y 0.15g, respectivamente.

El valor obtenido para el escenario I y II son consistentes con el valor del análisis probabilístico para el caso del sismo máximo capaz y de diseño, respectivamente.

3. Caracterización de la Excitación

3.1 Espectro Elástico de Diseño para Aceleración Horizontal

Para el análisis de estructuras que se emplacen en torno al proyecto Caserones se propone utilizar un espectro elástico de diseño basado en un ajuste estadístico de los registros medidos para el sismo del 3 de Marzo de 1985. Considerando las condiciones geotécnicas en el área del proyecto, se presentarán espectros para suelo Tipo I.

Para ajustar los espectros de diseño (ED) propuestos para el proyecto Caserones se utilizó una familia constituida por 20 registros en suelo Tipo I obtenidos en su gran mayoría en el terremoto del 3 de marzo de 1985. La forma del espectro de diseño a ajustar se basa en la metodología de Newmark y Hall (1982) adaptada específicamente a las condiciones chilenas en base al estudio estadístico de los espectros asociados a la familia de registros sísmicos chilenos (Ref.: Riddell 1995).

El espectro de diseño generado para este proyecto considera la respuesta de estructuras elásticas con razón de amortiguamiento interno de un $\xi = 5\%$.

La forma general de los espectros de diseño se muestra en la Figura 12, la cual es utilizada por numerosas normas, entre ellas el International Building Code en Norteamérica (ICC, 2000). La línea NM del espectro representa la transición hasta el “plateau” ML, que corresponde a la banda de amplificación constante de aceleración, definida por el factor ψ_a de amplificación promedio en la banda. Para este proyecto se decidió utilizar $\psi_a=2.5$, que corresponde al valor de aceptación general ampliamente utilizado para la amplificación máxima del “plateau” ML y que es consistente con los resultados para registros chilenos.

En el estudio de Riddell (1995) se determinaron espectros elásticos e inelásticos de diseño para los distintos tipos de suelo Chilenos mediante un análisis estadístico de todos los registros disponibles a la fecha. En dicho estudio, se encontró apropiado

definir período de corte T_M igual a 0.1, 0.125 y 0.167 para los suelos Tipo I, II y III respectivamente. El período T_L de transición entre las zonas de amplificación constante de aceleración y velocidad, se determina mediante la relación

$$T_L = (2\pi \psi_v V) / (\psi_a A) \quad (11)$$

en que ψ_v es el factor de amplificación promedio de velocidad en la banda correspondiente, el cual resultó ser de 1.89, 2.24 y 3.05 para suelos Tipo I, II y III respectivamente, y V es la velocidad máxima del suelo de diseño.

En la zona de desplazamiento constante se optó por utilizar los valores del trabajo de Riddell (1995). La curva KJ de la Figura 12 corresponde entonces a $S_d = \psi_d D$, es decir

$$S_a = \omega^2 S_d = 4\pi^2 \psi_d D / T^2 \quad (12)$$

en que ψ_d es el factor de amplificación promedio de desplazamiento en la banda correspondiente, el cual resultó ser de 1.92, 1.84 y 2.3 para suelos Tipo I, II y III respectivamente, y D es el desplazamiento máximo del suelo de diseño. El período T_K de transición entre las zonas de amplificación constante de velocidad y desplazamiento, se determina mediante la relación

$$T_K = (2\pi \psi_d D) / (\psi_v V) \quad (13)$$

En la Figura 13 se muestra con línea continua el espectro de diseño propuesto (ED) para suelos Tipo I existente en el lugar del proyecto, y con línea punteada el espectro de diseño definido por la norma NCh.433 - Of.1996. Para objeto de esta comparación de formas, en cada caso el espectro de diseño se encuentra normalizado a 1.0 g de aceleración máxima del suelo.

El espectro definido por la norma sísmica NCh.433-1996 es de la siguiente forma

$$S_a(T) = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_0} \right)^3} \quad (14)$$

donde los valores correspondientes para T_0 y p son 0.15 y 2.0 para suelo Tipo I, 0.30 y 1.5 para suelo Tipo II, 0.75 y 1.0 para suelo Tipo III respectivamente.

3.3 Registros Artificiales

En este estudio se consideran registros compatibles con el espectro de diseño (ED) para suelo Tipo I. La técnica de construir registros compatibles con un espectro fue presentada inicialmente por Clough & Penzien (1993). Es una técnica muy atractiva debido a su interpretación en el caso de la respuesta lineal de estructuras. El registro compatible es tal que si se calcula su espectro de respuesta, éste coincide aproximadamente con el espectro de diseño considerado. Por lo tanto, teóricamente bastaría analizar la estructura bajo la acción de un solo registro para evaluar su respuesta lineal, la que resulta equivalente a la obtenida por análisis modal. Más aún, si se considera como punto de partida para la construcción del registro compatible un registro real, obtenido en un suelo similar al de emplazamiento de la obra, el proceso de calibración de este registro compatible considerará adecuadamente las características propias del movimiento, esto es, las distintas fases del registro. Esto es considerablemente más difícil de lograr con registros completamente sintéticos.

Utilizando el procedimiento descrito (Clough & Penzien, 1993) se construyeron: cuatro registros compatibles con el espectro de diseño de la Figura 13 (Suelo Tipo I). Los registros generatrices para realizar la compatibilidad fueron sacados de la base de datos de registros del terremoto del 3 de Marzo de 1985. Los registros seleccionados se identifican en la Tabla 6, y corresponden en general a los que reportaron una mayor aceleración máxima del suelo (PGA).

A modo de ejemplo, la Figura 14 muestra el registro ajustado a partir del registro real de Quintero 270 y su correspondiente espectro comparado con el espectro de diseño ED para suelo Tipo I. Es interesante observar la buena correlación entre el espectro de respuesta del registro y el espectro de diseño seleccionado.

4. Conclusiones

El presente estudio de amenaza sísmica para el lugar de emplazamiento del proyecto Caserones arroja las siguientes conclusiones:

- 1) El valor medio de las aceleraciones máximas correspondientes a la condición de sismo de servicio (excedencia 50% en 50 años) con período de retorno de 72 años, es de 0.26g y 0.27g para la aceleración horizontal en el Sitio I (Planta, depósito de arenas, botadero y Dump Leach) y Sitio II (Campamentos y depósito de Lamas). Por otra parte, el valor medio de las aceleraciones máximas correspondientes a la condición de sismo de diseño (excedencia 10% en 50 años) con período de retorno de 475 años, es de 0.40g y 0.42g para la aceleración horizontal en el Sitio I y Sitio II, respectivamente. Finalmente, el valor medio de las aceleraciones máximas correspondientes a la condición de sismo máximo creíble o máximo capaz (10% en 100 años) con período de retorno de aproximadamente 949 años, es de 0.46g y 0.48g para la aceleración horizontal en el Sitio I y Sitio II, respectivamente.
- 2) El análisis determinístico se basó en 3 escenarios posibles que condujeron a aceleración horizontales máximas (en ambos Sitios de análisis) de 0.43g para el escenario I, 0.38g para el escenario II, y 0.15g para el escenario III.
- 3) Este estudio propone un espectro de diseño elástico correspondiente a una razón de amortiguamiento de 5% para suelo Tipo I. Este espectro de diseño fue derivado de valores promedio de los espectros de respuesta obtenidos para suelo Tipo I durante el sismo del 3 de Marzo de 1985. Se recomienda utilizar este espectro en el análisis dinámico de las estructuras del proyecto.
- 4) La familia de registros compatibles con el espectro de diseño propuesto para el suelo Tipo I, están corregidos por línea base y se entregan escalados a $PGA = 1g$. Para ser utilizados en los distintos niveles sísmicos a considerar, deben escalarse por la aceleración correspondiente (servicio, diseño, máximo capaz).

5. Referencias

Alvarez M., "Evaluación y Predicción de Daños Sísmicos en Estructuras Convencionales y con SRV: Implementación Numérica" Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, 2001.

Barrientos, S., "Regionalización Sísmica de Chile", Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias con Mención en Geofísica, Universidad de Chile, 1980.

Boore, D., Joyner, W., and Fumal T., Estimation of Response Spectra and Peak Accelerations from Western North American Earthquakes: An Interim Report, USGS Open-File Report 93-509, 1993.

Campaña, J.E., Información geotécnica para proyecto Caserones, correo electrónico, 12 Junio, 2008

Campos, J., Kausel, E., "The Large 1939 Intraplate Earthquake of Southern Chile", *Seismological Research Letters*, 61:43, 1990.

Clough R.W. and Penzien J., "Dynamics of Structures.", *McGraw-Hill*, New York, Second Edition, 1993.

Cornell, C.A., "Engineering Seismic Risk Analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, N° 5, pp.1583-1606, 1968.

Davenport, A. G., "Note on the Distribution of the Largest Value of a Random Function with Application to Gust Loading." *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, Vol. 28, pp. 187-196, 1964.

Fischer, T., Alvarez, M., De la Llera, J.C., Riddell, R., "An Integrated Model for Earthquake Risk Assessment of Buildings". *Journal of Engineering Structures* 2002; 24:979-998.

Fischer T., "Evaluación y Predicción de Daños Sísmicos en Estructuras Convencionales y con SRV: Marco Teórico" Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, 2001.

International Code Council Inc., International Building Code, Virginia, 2000.

Instituto Nacional de Normalización (INN), Norma Chilena Nch433-1996 Diseño Sísmico de Edificios, 1996.

Kelleher, J., Sykes, L., Oliver, J., "Possible Criteria for Predicting Earthquake Locations and Their Application to Major Plate Boundaries of the Pacific and the Caribbean", Journal of Geophysical Research, Vol. 78, N° 14, 1973.

Lomnitz, C., "Major Earthquakes and Tsunamis in Chile during the Period 1535 to 1955", Geologische Rundschau, Band 59, 1970.

Martin, A., "Hacia una Nueva Regionalización y Cálculo del Peligro Sísmico en Chile", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1990.

Newmark, N.M., Hall, W.J., "Earthquake Spectra and Design", Monograph series, Earthquake Engineering Research Institute, 1982.

Riddell, R., Van Sint Jan, M., Midorikawa, S., Gajardo, J.F., "Clasificación Geotécnica de los Sitios de Estaciones Acelerográficas en Chile", Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural, Informe DIE 92-2, 1992.

Riddell, R., "Inelastic Design Spectra Accounting for Soil Conditions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, N° 11, November 1995.

Villablanca, R., Riddell, R., "Evaluación del Riesgo Sísmico en Chile", Informe DIE 85-4, Escuela de Ingeniería, Universidad Católica de Chile, Agosto 1985.

Tabla 1 Grandes Terremotos Chilenos 1535-2002. Según Lomnitz (1969), con revisiones menores y datos instrumentales recientes agregados.

FECHA	MAGNITUD	OBSERVACIONES	
1570	Feb.8	8 a 8 ½	Concepción. Gran maremoto
1575	Mar. 17	7 ½	Aprox. 100 Km. de Santiago
1575	Dic. 16	8 ½	Valdivia. Gran maremoto
1604	Nov. 24	8 ½	Norte de Arica. Gran maremoto
1615	Sept. 16	7 ½	Arica
1647	May. 13	8 ½	Valparaíso
1657	Mar. 15	8	Concepción, Maremoto
1730	Jul. 8	8 ¾	Gran terremoto de Valparaíso. Gran maremoto
1737	Dic. 24	7 ½ a 8	Valdivia
1751	May. 25	8 ½	Gran terremoto de Concepción. Gran maremoto
1796	Mar. 30	7 ½ a 8	Copiapó
1819	Abr. 3-11	8 a 8 ½	Copiapó (3 terremotos). Maremoto
1822	Nov. 19	8 ½	Valparaíso. Gran maremoto
1835	Feb. 20	8 a 8 ½	Concepción. Grandes movimientos geodésicos. Gran maremoto
1837	Nov. 7	8	Valdivia. Gran maremoto
1859	Oct. 5	7 ½ a 7 ¾	Copiapó. Maremoto
1868	Ago. 13	8 ½	Gran terremoto en Arica. Gran maremoto
1877	May. 9	8	Iquique. Gran maremoto
1880	Ago. 15	7 ½ a 8	Illapel
1906	Ago. 16	8.6	Valparaíso. Maremoto
1918	Dic. 18	7 ½	Copiapó. Maremoto
1922	Nov. 10	8.4	Gran terremoto en Vallenar. Gran maremoto
1928	Dic. 1	8.4	Talca
1939	Ene. 24	8.3	Gran terremoto en Chillán
1943	Abr. 6	8.3	Illapel
1949	Dic. 17	7.5	Punta Arenas. Según Lomnitz (1970)
1950	Dic. 9	8.0	300 Km. al este de Antofagasta. Según Campos (1989)
1953	May. 6	7 ½	Chillán
1960	May. 21	7 ½	Concepción
1960	May. 22	8 ½	Valdivia. Grandes desplazamientos geodésicos. Gran maremoto
1965	Mar. 28	7 ½	La Ligua
1966	Dic. 28	8.1	Taltal
1971	Jul. 8	8.1	Valparaíso - La Ligua
1975	May. 10	7.7	Nahuelbuta
1985	Mar. 3	7.8	Valparaíso - San Antonio. Maremoto menor
1995	Jul. 30	8.0	Antofagasta
1997	Nov. 3	7.2	Punitaqui
2001	Mar. 15	7.0	Papudo
2001	Jun. 23	7.0	Perú-Chile (Arica)

Tabla 2 Propiedades geométricas de las zonas definidas en el estudio

Zona	Ubicación Origen ⁽¹⁾		Ancho (° Long. O)	Largo (° Lat. S)	Angulo de Inclinación (°)
	(° Long. O)	(° Lat. S)			
1	75	16.5	2	0.5	22.00
2	74	17	1.5	0.5	22.00
3	73	18	1.5	1	22.00
4	72.00	19	1.5	1	22.00
5	71.50	20	1.75	1	22.00
6	71.25	25	1.75	5	22.00
7	71.50	27	1.75	2	20.90
8	71.75	27.5	1.75	0.5	19.65
9	72.00	28	1.75	0.5	19.30
10	72.25	29	1.75	1	18.73
11	72.50	32	1.5	3	19.21
12	72.75	34	1.75	2	21.82
13	73.00	34.5	1.75	0.5	23.20
14	73.50	35.5	2.25	1	23.83
15	74.00	36.5	2.5	1	24.00
16	74.50	37.5	2.5	1	24.00
17	74.75	38.5	3.5	1	24.00
18	75.00	40.5	3.5	2	24.00
19	75.25	41.5	3.5	1	24.00
20	75.50	42.5	3.5	1	24.00
21	75.75	43.5	3.5	1	24.00
22	76.00	47	3.5	3.5	24.00
23	73	16.5	3	0.5	22.00
24	72.5	17	3.5	0.5	22.00
25	71.5	18	3.5	1	22.00
26	70.5	19	3.5	1	22.00
27	69.75	20	3.25	1	22.00
28	69.5	25	3.25	5	22.00
29	69.75	27	3.25	2	20.90
30	70	27.5	3.25	0.5	19.65
31	70.25	28	3.25	0.5	19.30
32	70.5	29	3.25	1	18.73
33	71	31	3.5	2	19.21
34	71	32	3.5	1	19.21
35	71	34	2.75	2	21.82
36	71.25	34.5	2.5	0.5	23.20
37	71.25	35.5	1.75	1	23.83
38	71.5	36.5	1.25	1	24.00
39	72	37.5	1	1	24.00

⁽¹⁾: El origen de cada placa esta ubicado en la esquina sur-poniente de ellas.

Tabla 3 Aceleraciones máximas del suelo según nivel sísmico (análisis probabilístico)

Nivel Sísmico	Probabilidad de Excedencia	Período de Retorno (Años)	Aceleración Máxima del Suelo PGA (g) Sitio I	Aceleración Máxima del Suelo PGA (g) Sitio II
Servicio	50% en 50 años	72	0.26	0.27
Diseño	10% en 50 años	475	0.40	0.42
Máximo Capaz	10% en 100 años	949	0.46	0.48

Tabla 4 Parámetros para los escenarios sísmicos considerados en el análisis determinístico

Escenario	Tipo	Latitud (°) S	Longitud (°) W	Profundidad (km)	M _s	Distancia Hipocentral (km)
I) Vallenar 1922	Interplaca	28.50	70.00	72.5 (*)	8.4	93.5
II) Copiapó 1819 ubicación modificada	Interplaca	28.18	70.35	63.7	8.3	102.5
III) 1980 ubicación modificada	Interplaca	28.18	69.68	79.0	7.0	83.6

Nota (*) profundidad de catálogo fue modificada de acuerdo a profundidad de plano de Benioff. Se utilizó un ángulo $\alpha=19.02^\circ$ el plano de subducción como promedio para sector de emplazamiento del proyecto en estudio.

Tabla 5 Valores medios de la aceleración máxima estimada según el análisis determinístico

Escenario	Ley de Atenuación	Aceleración Basal (g)
I	Martin (1990) Acel. Horiz.	0.43
II	Martin (1990) Acel. Horiz.	0.38
III	Martin (1990) Acel. Horiz.	0.15

Tabla 6 Registros reales en Suelo Tipo II considerados en el estudio

Estación	Fecha	PGA (cm/s ²)	Componente	Tipo de Suelo	Denominación
Papudo	03/03/1985	226.4	S140E	I	PAPU_140
Santa María	03/03/1985	175.5	N70E	I	STMA_070
Pichilemu	03/03/1985	254.1	North	I	PICH_000
Quintay	03/03/1985	255.0	Trans	I	QUIN_270



Figura 1a Mapa general de la zona de emplazamiento del proyecto.



Figura 1b Mapa acercamiento zona de emplazamiento del proyecto.



Figura 2 Panorámica de la zona de emplazamiento del Proyecto Caserones vista hacia el Norponiente.

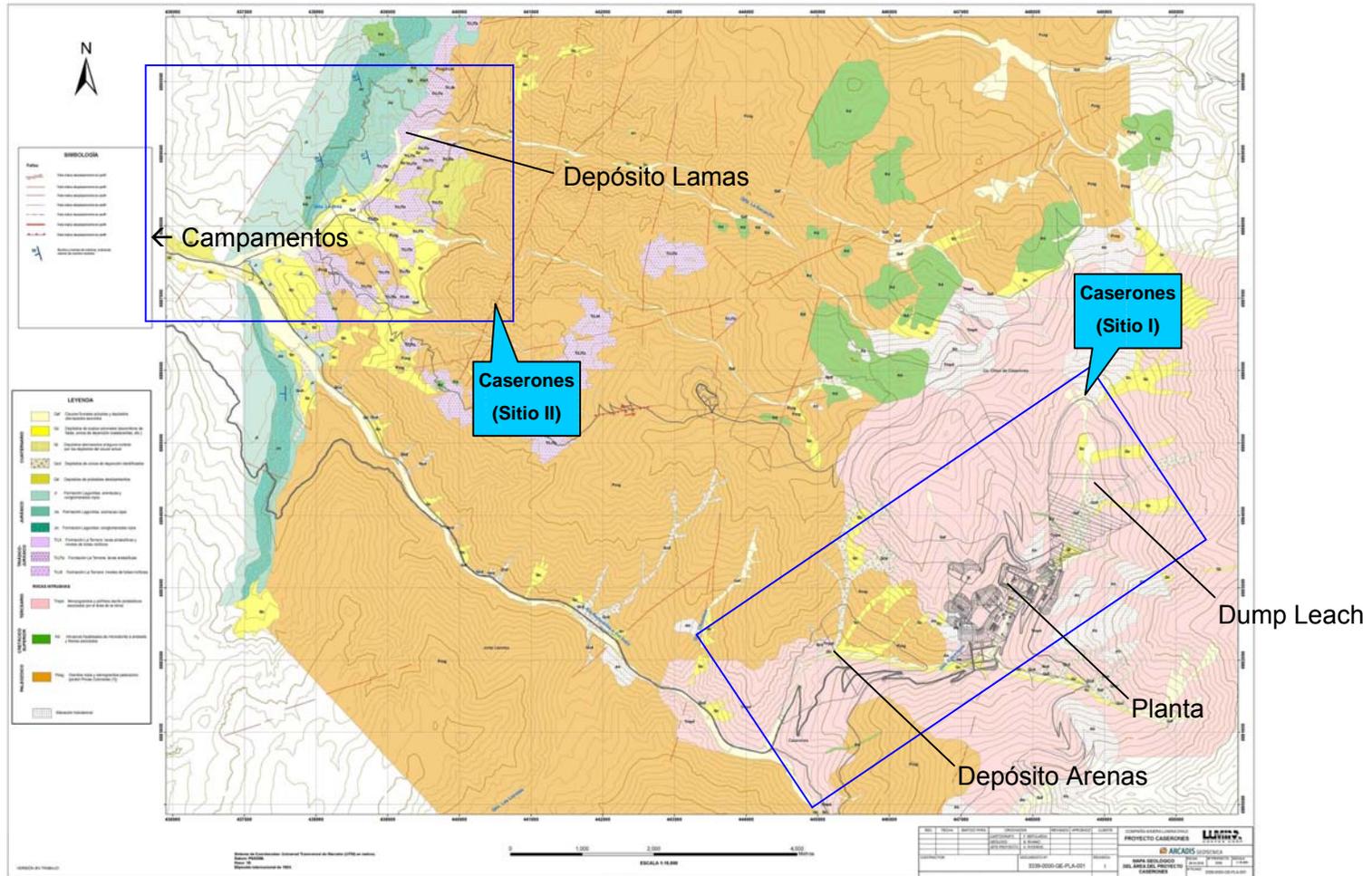


Figura 3 Geología y Topografía del sector de emplazamiento del Proyecto Caserones (*)

Nota (*): Imagen extraída de informe 3339-0000-GE-INF-001 Rev.B de ARCADIS Geotécnica.

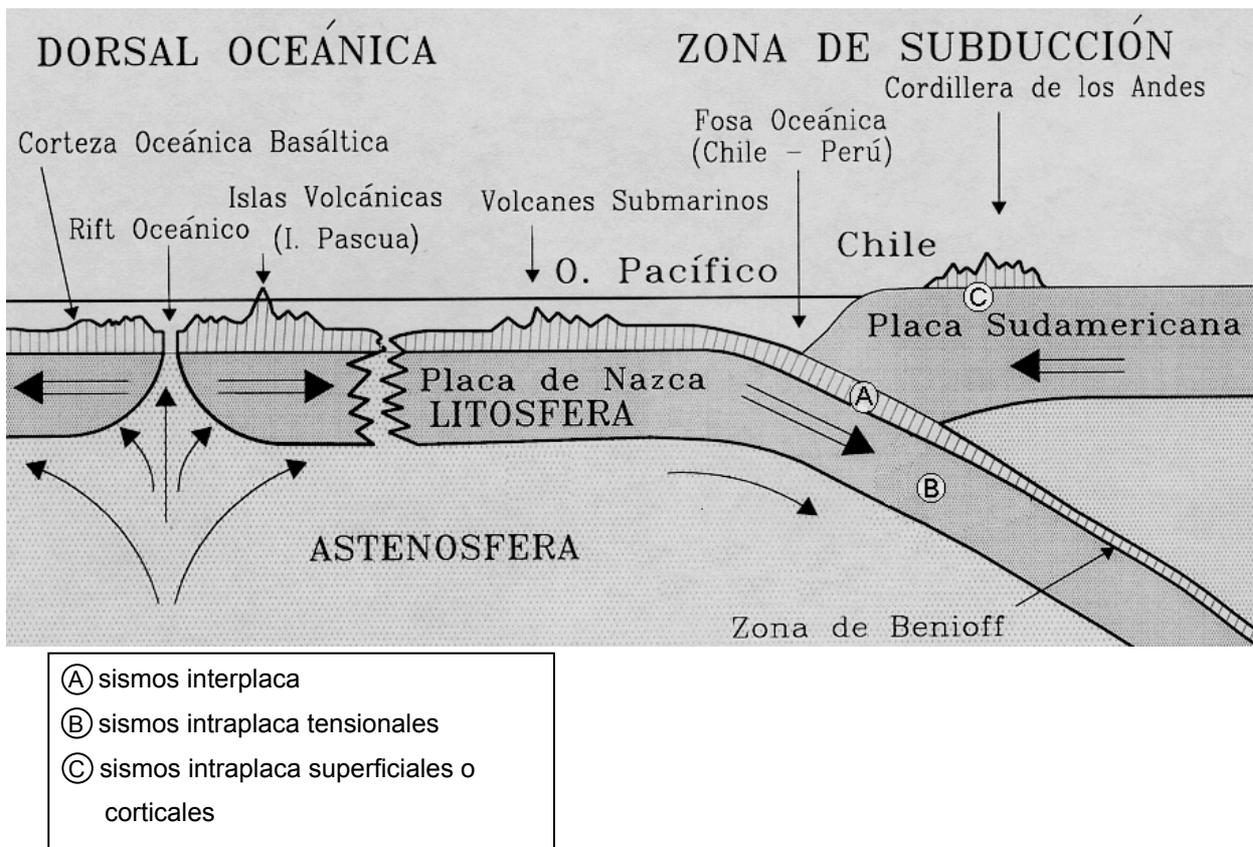


Figura 4 Ambiente tectónico.

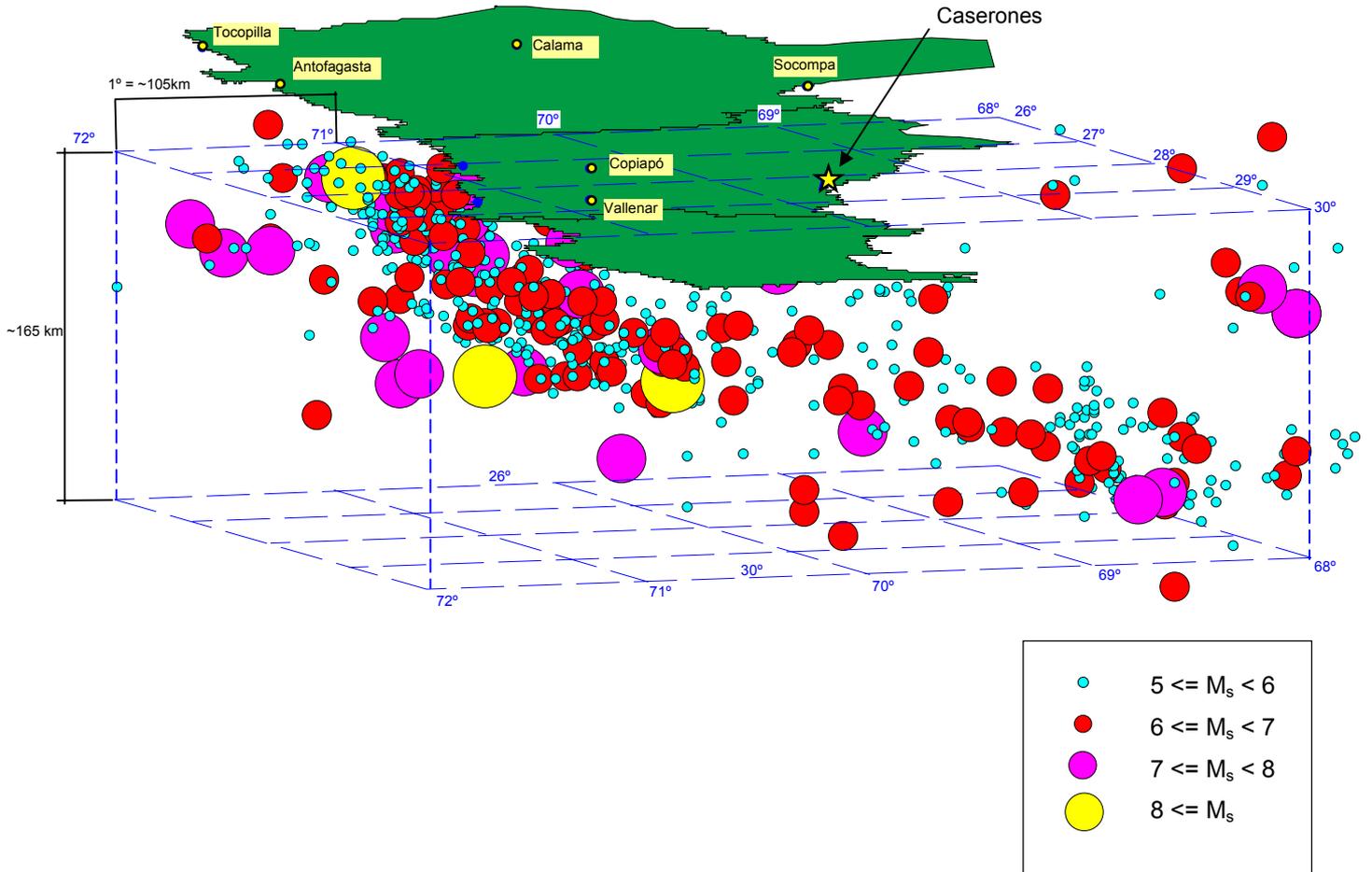


Figura 5 Focos de eventos sísmicos en el período 1471 – 2008 (*) entre latitudes 24° y 32° S, longitudes 65° y 75° W.

Nota (*): los focos de los sismos que no poseen profundidad registrada no fueron graficados en esta figura.

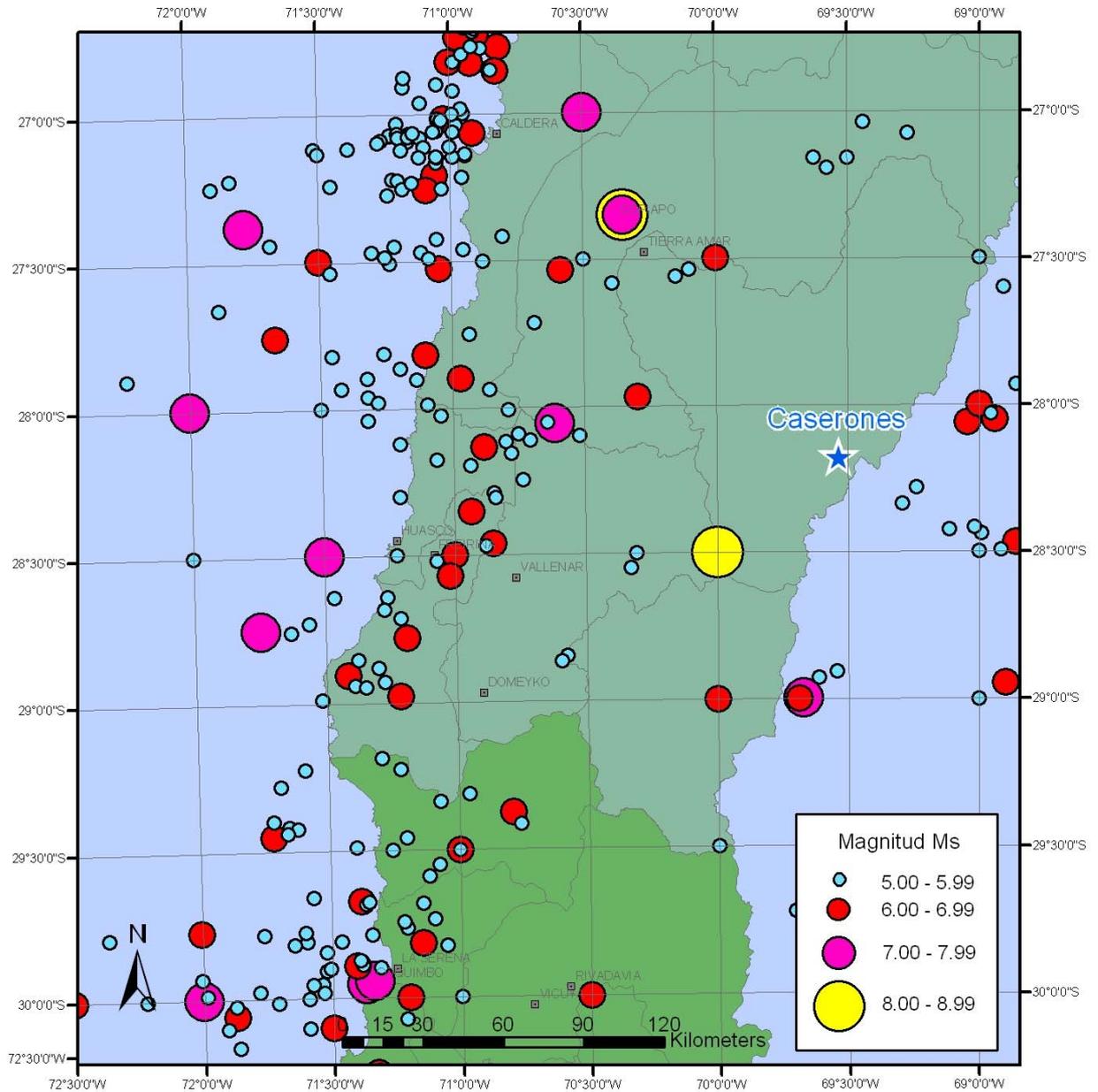


Figura 6 Epicentros de eventos sísmicos de magnitud $M_s \geq 5$ en el período 1471-2008 entre latitudes 27° y 30° S, y longitudes 69° y 72° O.



Figura 7 Definición de las zonas sísmicas consideradas.

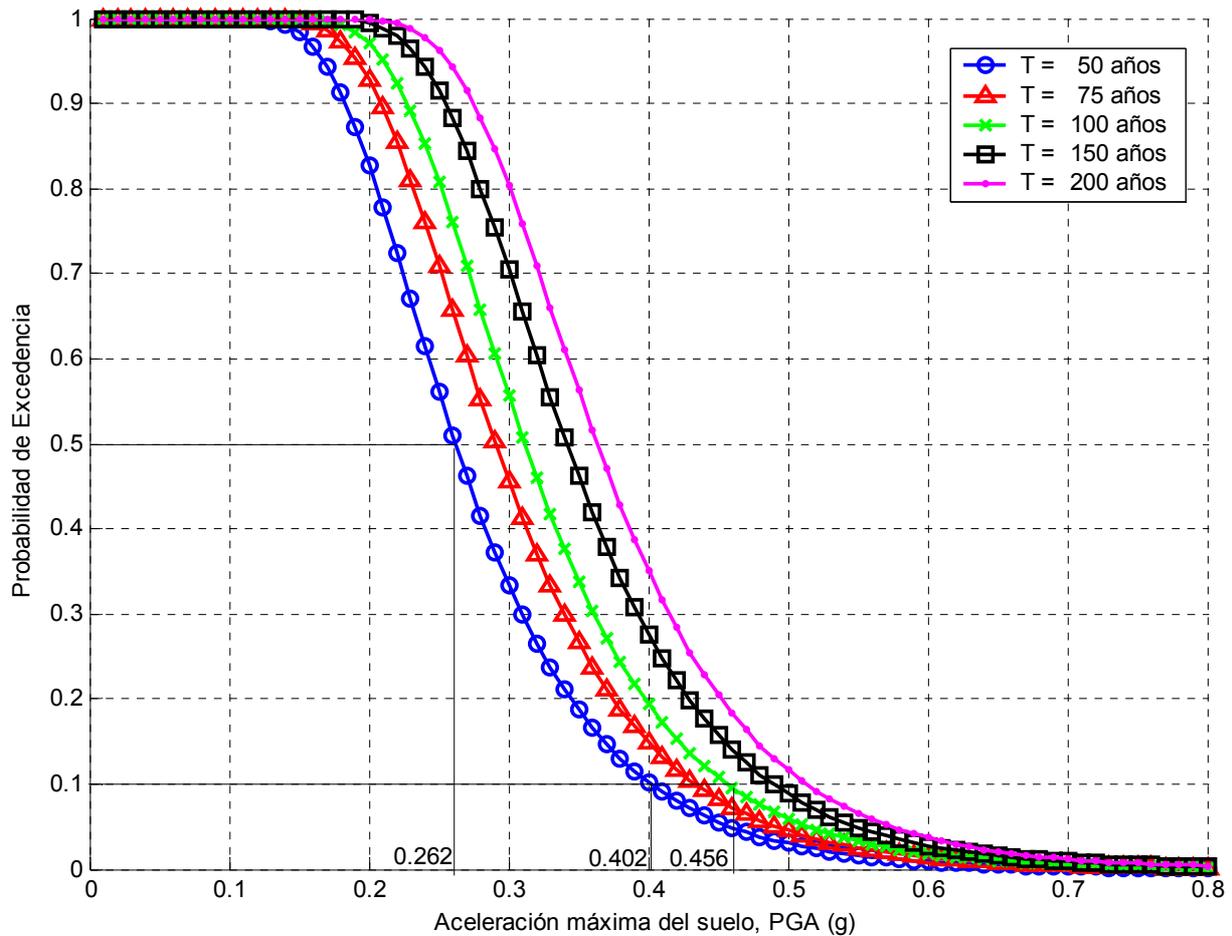


Figura 8a Curvas de probabilidad de excedencia del PGA horizontal para el Sitio I (emplazamiento de la Planta).

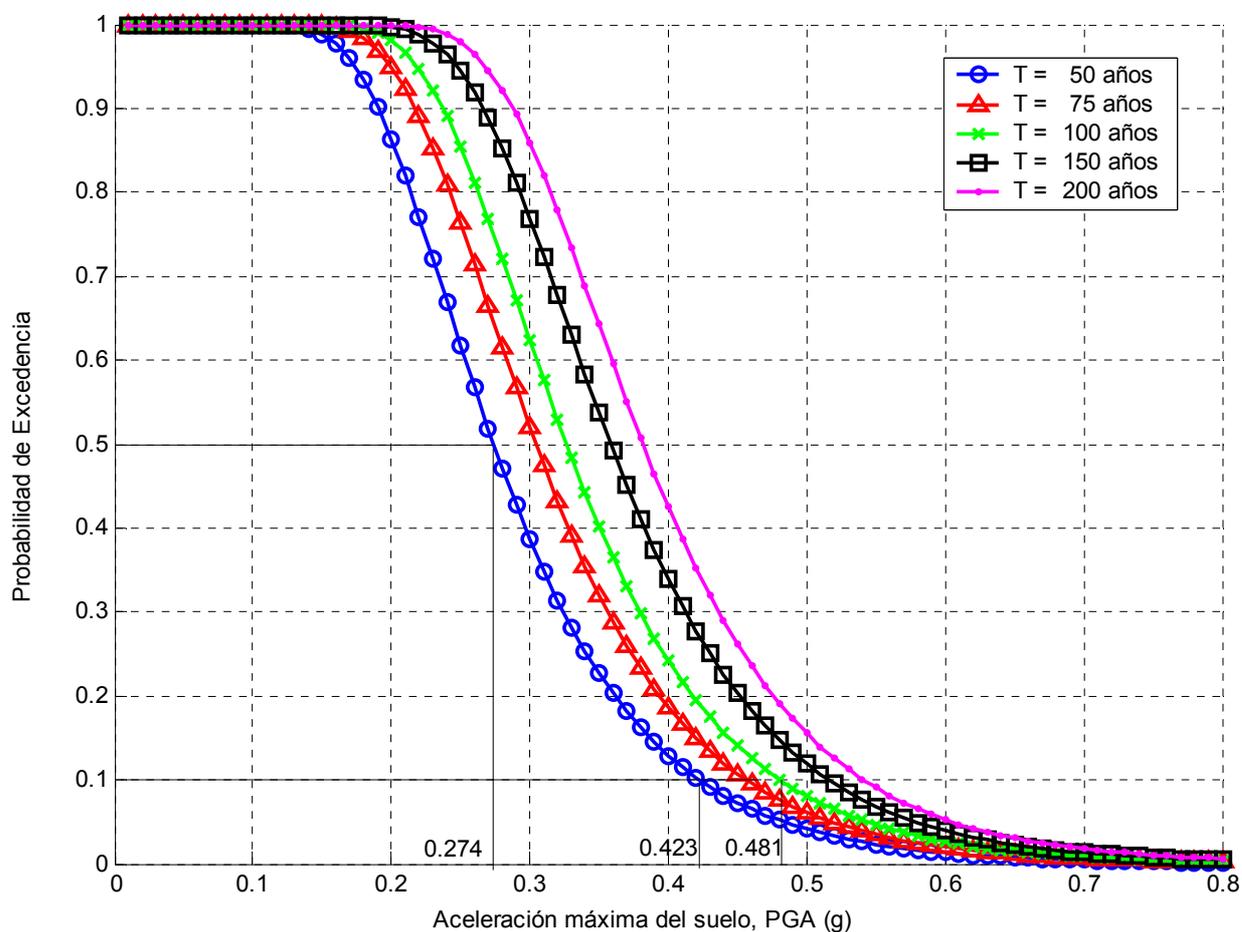


Figura 8b Curvas de probabilidad de excedencia del PGA horizontal para el Sitio II (Campamentos construcción y operaciones).

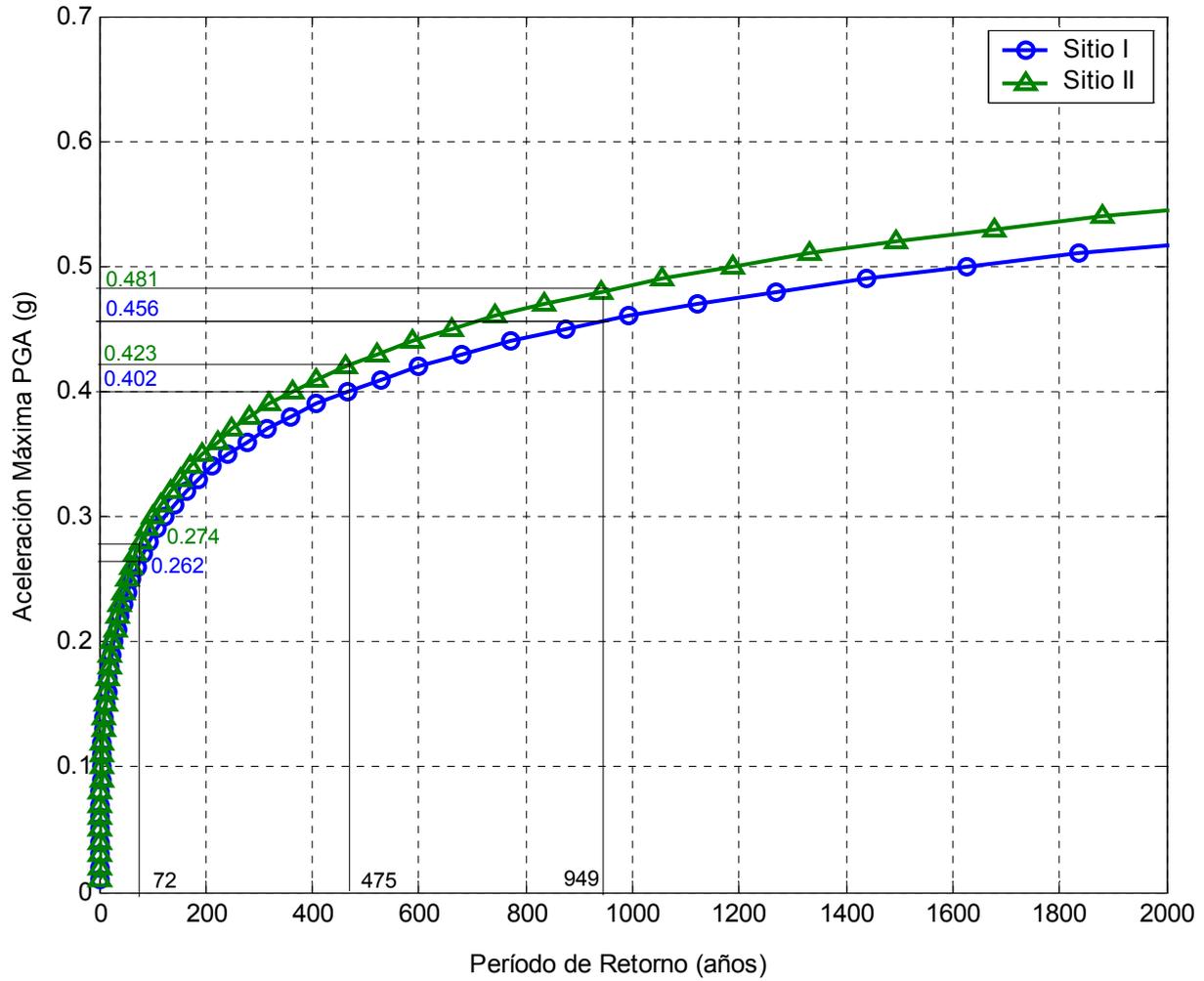


Figura 9 Curvas de período de retorno para el PGA horizontal.

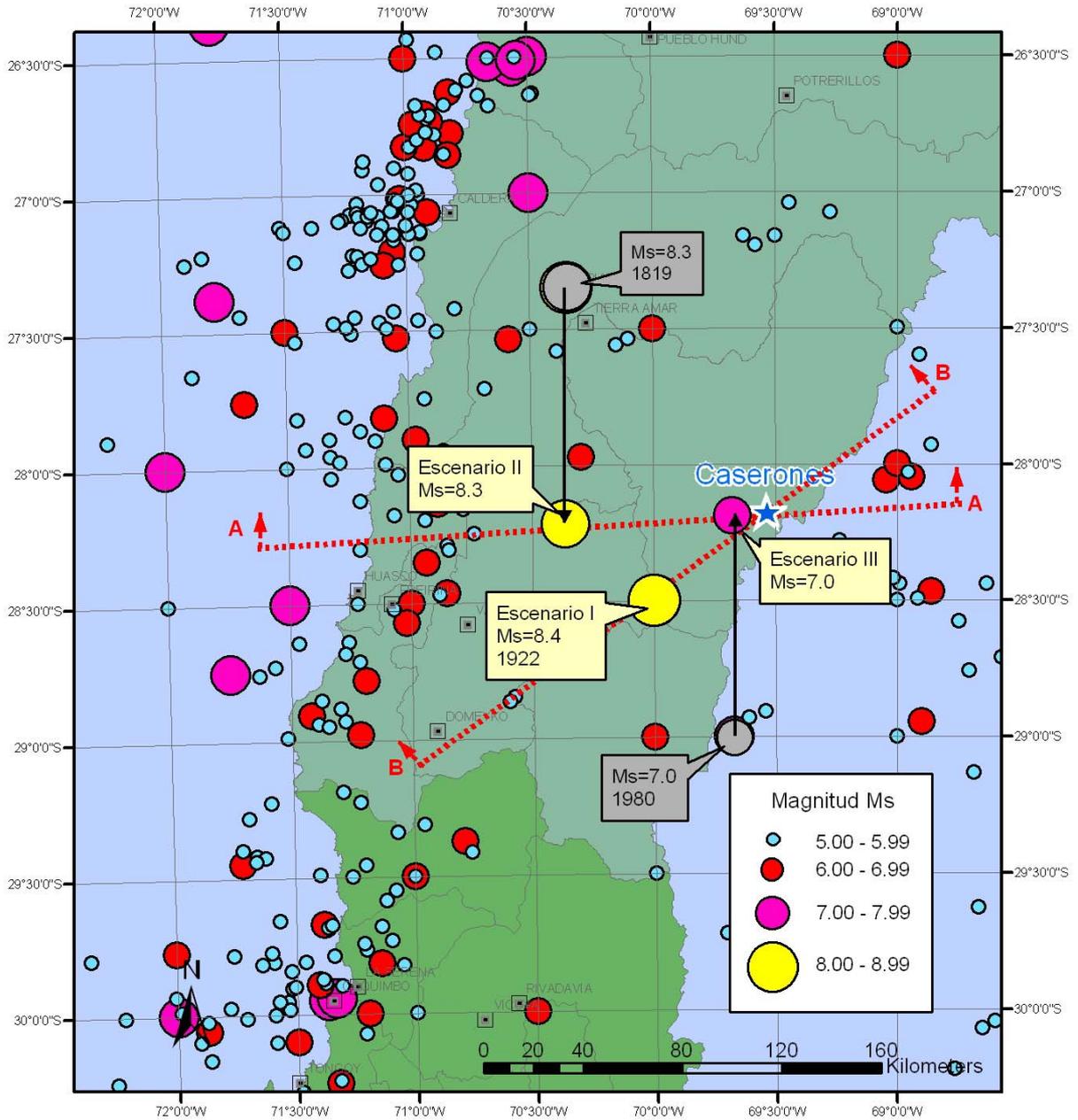
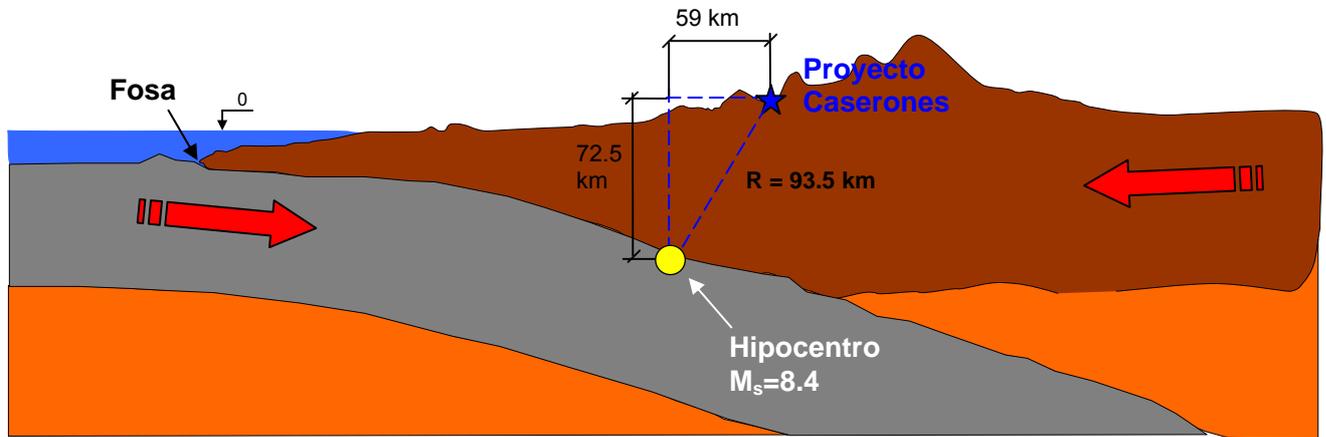
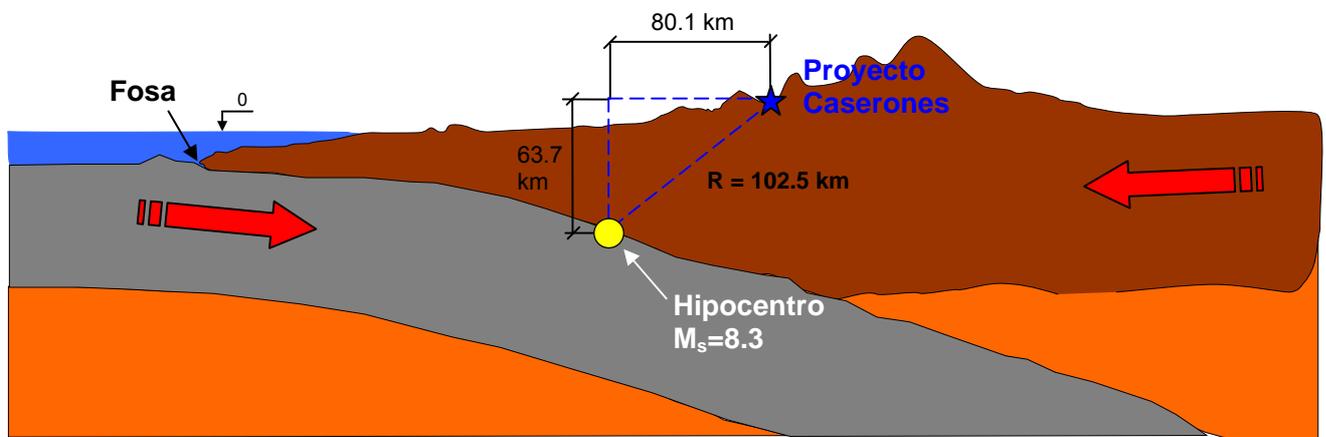


Figura 10 Ubicación en planta de los escenarios sísmicos para análisis determinístico.

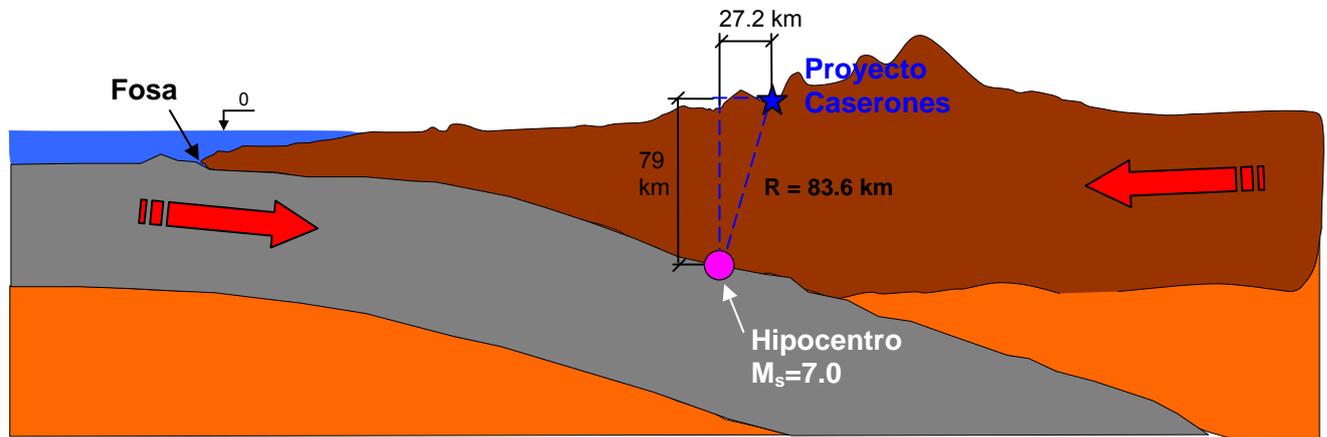


(a) Escenario I (Corte B-B)



(b) Escenario II (Corte A-A)

Figura 11 Vista esquemática en corte de los escenarios sísmicos I y II para análisis determinístico.



(c) Escenario III (Corte A-A)

Figura 11 (Cont.) Vista esquemática en corte del escenario sísmico III para análisis determinístico.

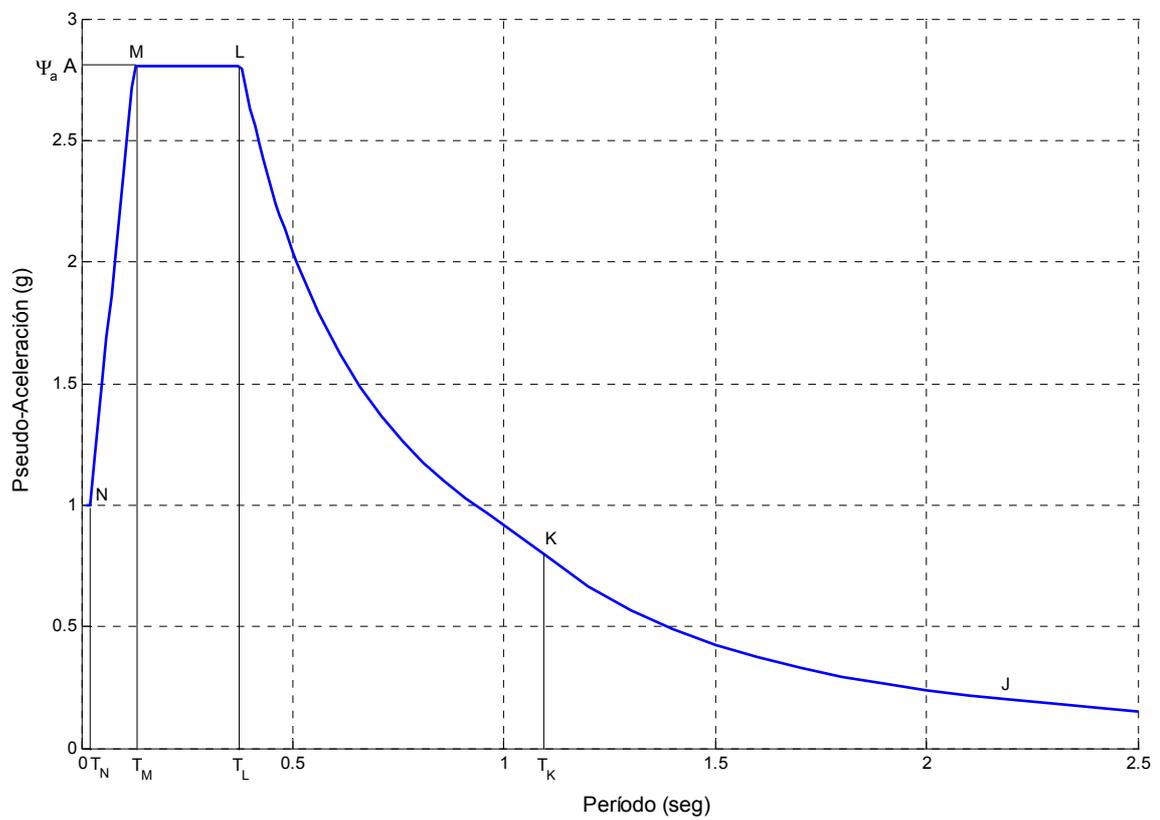


Figura 12 Forma general espectro tipo Newmark y Hall

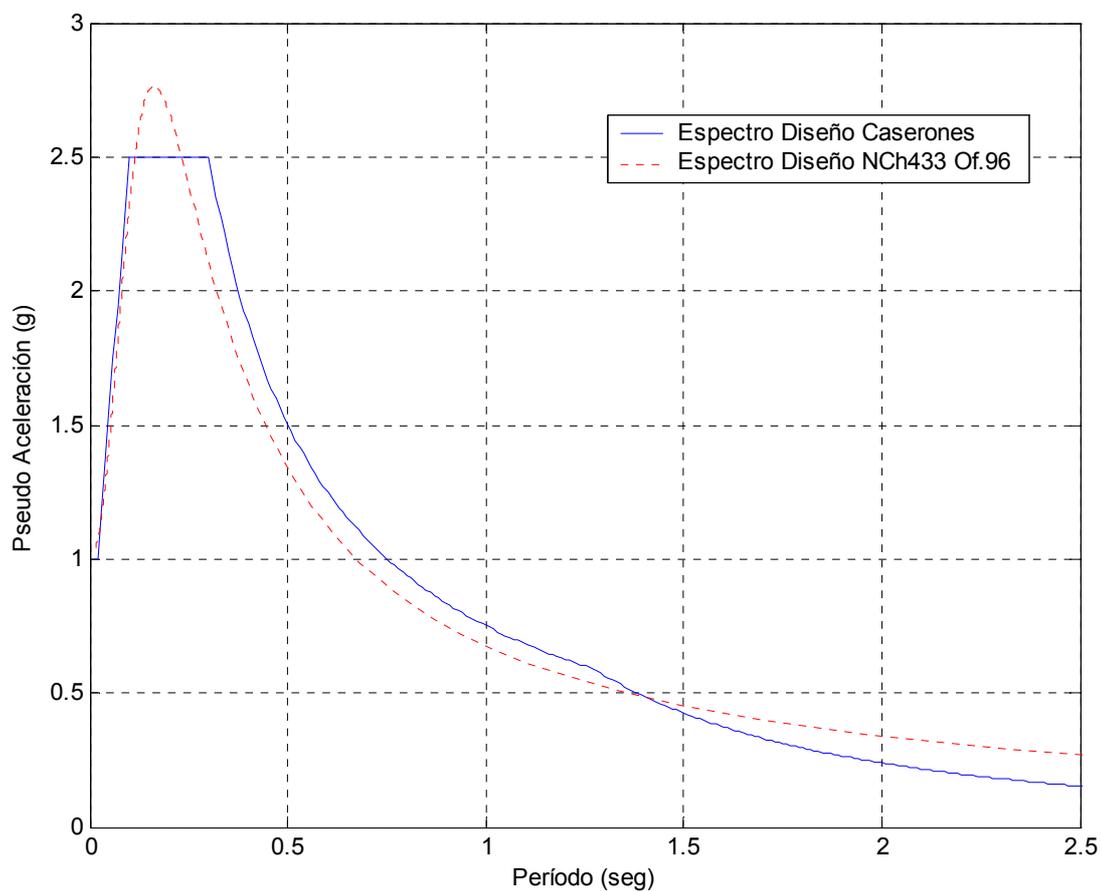


Figura 13 Comparación entre espectro de diseño (aceleración horizontal) propuesto para Proyecto Caserones y el espectro según norma NCh433 Of.96 correspondientes a un Suelo Tipo I.

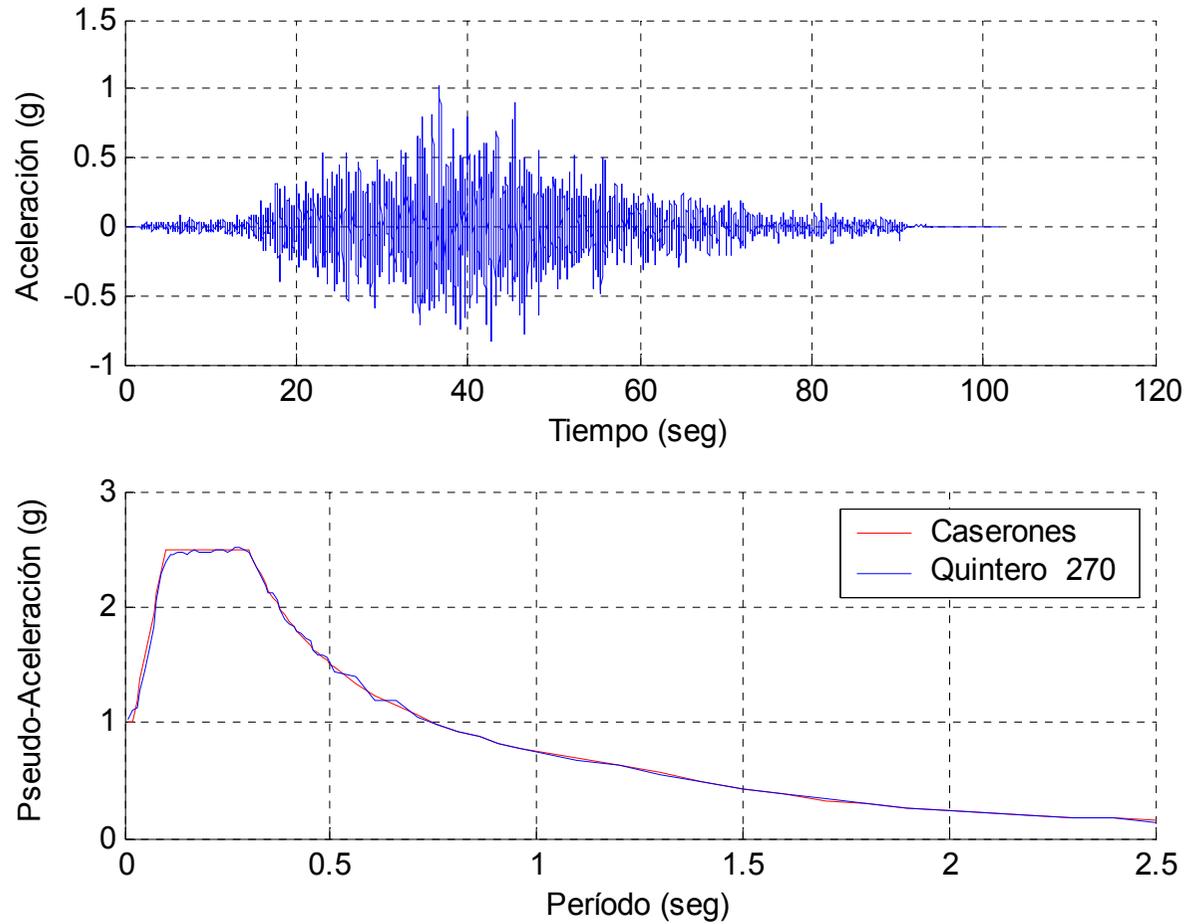
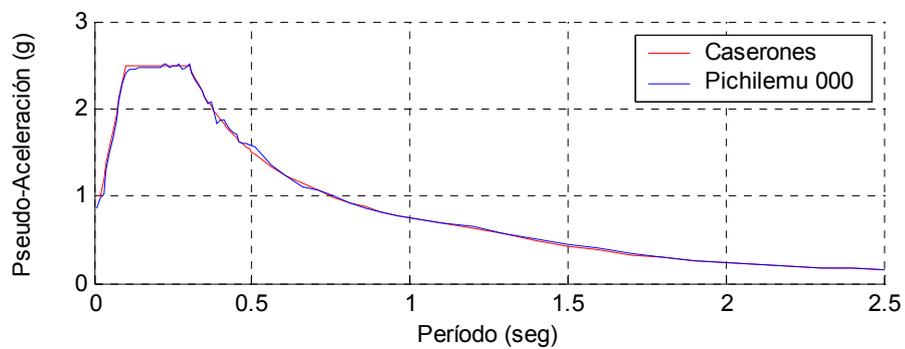
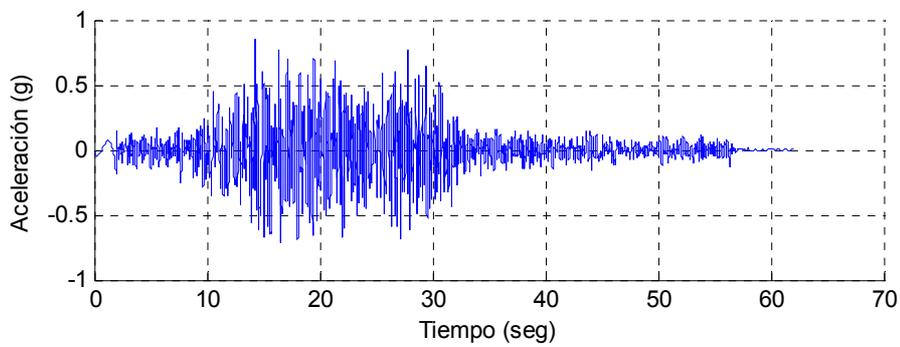
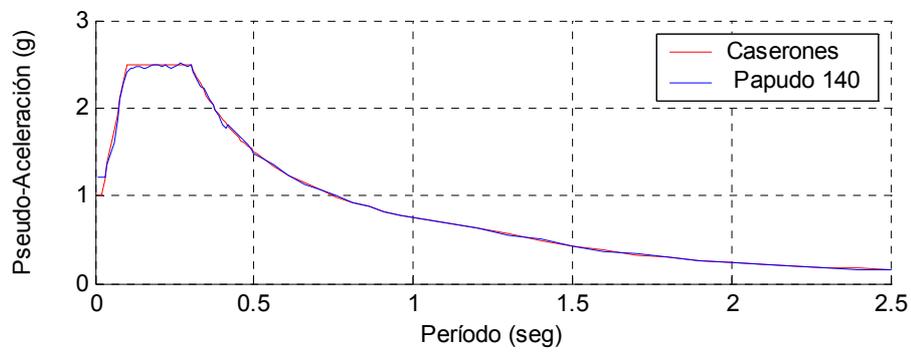
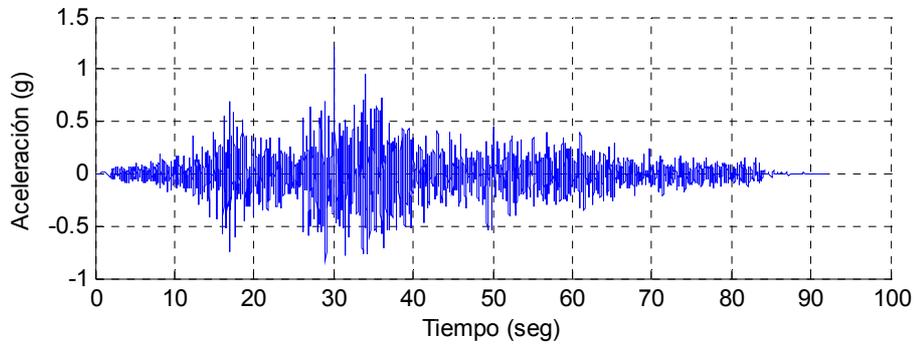
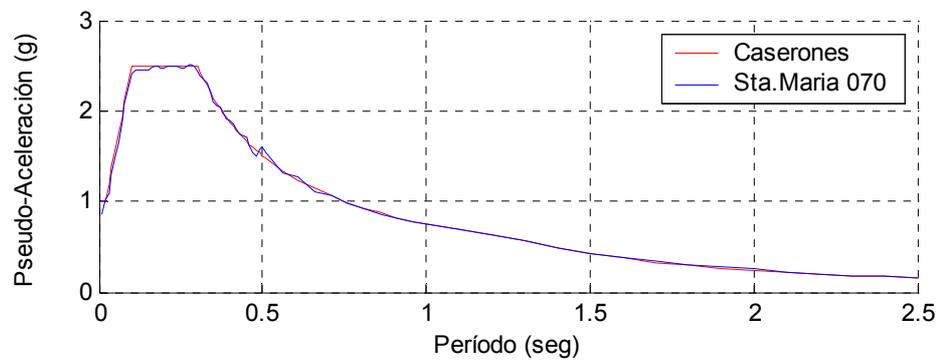
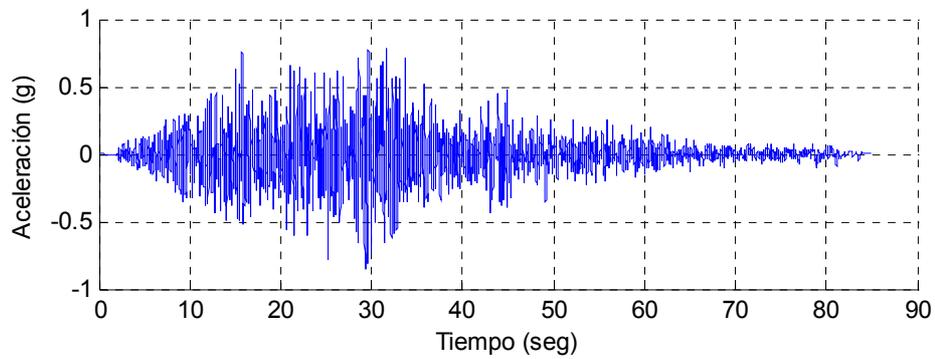
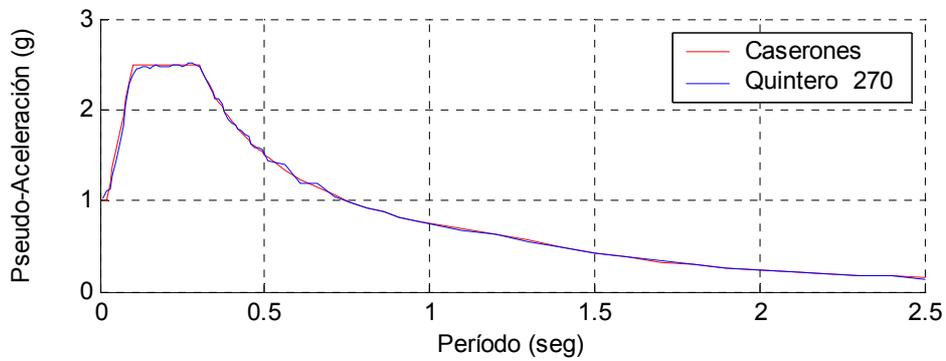
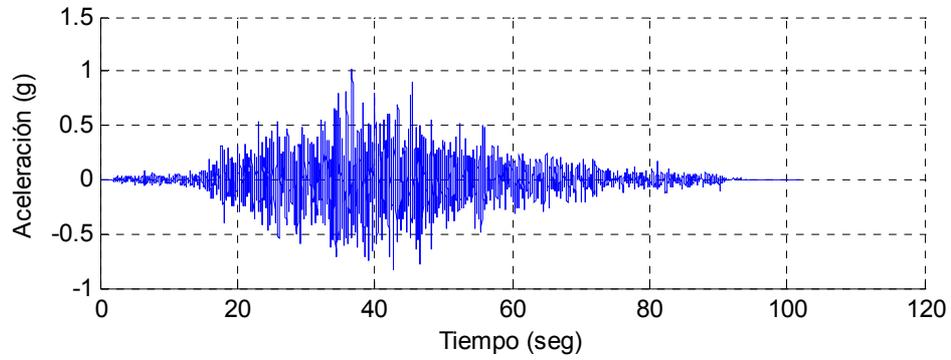


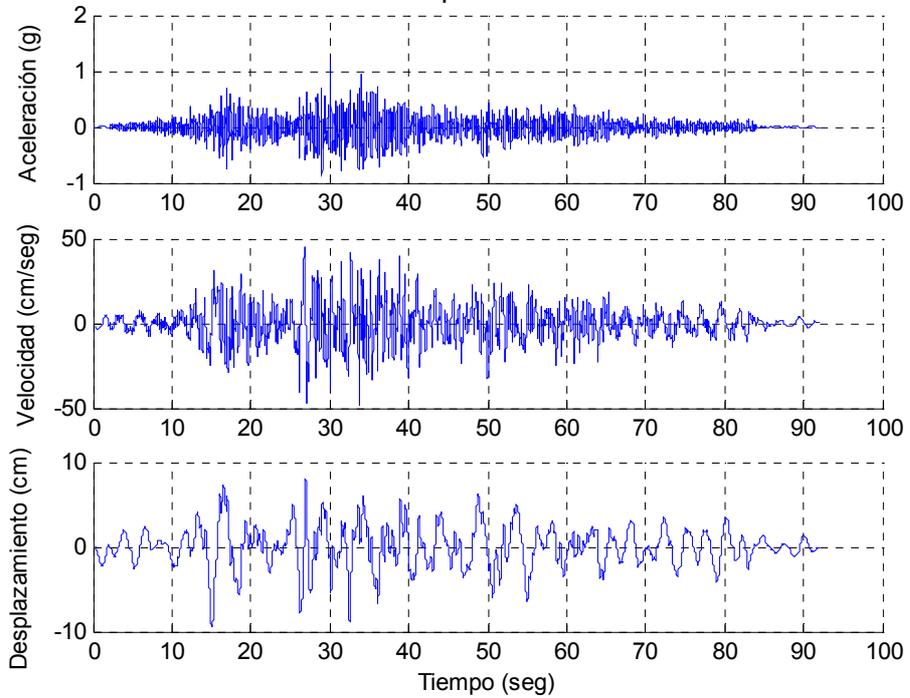
Figura 14 Registro compatible Quintero 270 y su espectro de respuesta comparado con el espectro de diseño propuesto para Proyecto Caserones, (Suelo Tipo I)

6. Anexo





Papudo 140



Quintero 270

