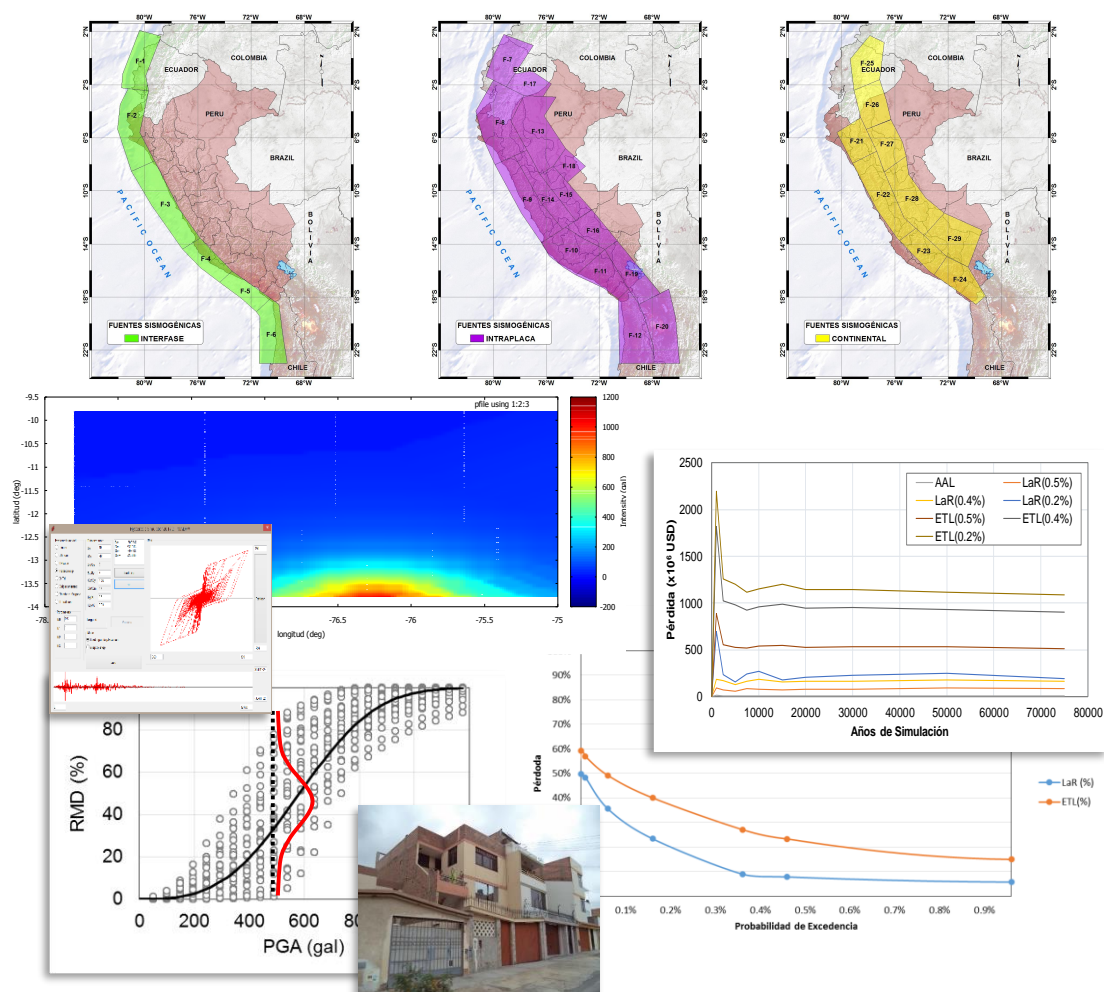


ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS CON FINES DE SEGUROS DE TERREMOTO Y TSUNAMI



BASES TÉCNICAS PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS CON FINES DE SEGURO PARA LAS CARTERAS POR RIESGO DE TERREMOTO Y TSUNAMI

Septiembre, 2017



CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	PELIGRO SÍSMICO	4
2.1.	Fundamentos del Análisis del Peligro Sísmico	5
2.2.	Evaluación y Caracterización de las Fuentes Sismogénicas	8
2.3.	Estimación de los Parámetros Sismológicos de las Fuentes Sismogénicas	13
2.4.	Consideración de efectos de sitio	15
2.4.1.	Microzonificación	15
2.4.2.	Aceleraciones en superficie considerando condiciones de sitio	16
3.	PELIGRO POR TSUNAMI	18
3.1.	Obtención de la batimetría y topografía	18
3.2.	Leyes de Escalamiento	19
3.3.	Fuentes sísmicas para la generación de tsunamis	19
3.4.	Determinación de la amenaza por tsunami	20
3.4.1.	Selección de escenarios sísmicos para el cálculo de amenaza por tsunami	20
3.4.2.	Cálculo de la deformación inicial del fondo marino	20
3.4.3.	Cálculo de la fase de propagación	20
3.4.4.	Cálculo de la fase de inundación	21
3.4.5.	Distancia a la línea de costa para la cartera asegurada	21
4.	VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL POR SISMOS Y TSUNAMI	22
4.1.	Evaluación de la vulnerabilidad por sismo	22
4.2.	Evaluación de la vulnerabilidad por tsunami	25
4.3.	Procedimiento de la determinación de vulnerabilidad por sismo y tsunami, RMD, valor de exposición y severidad asociado a un escenario	27
5.	MODELACIÓN DE PÉRDIDAS POR SISMO Y TSUNAMI	30
5.1.	Definiciones Generales	30
5.1.1.	Periodo de Retorno	30
5.1.2.	Probabilidad de Excedencia de Pérdida	30
5.1.3.	Relación Media de Daño (RMD)	30
5.1.4.	Pérdida Máxima Probable (PML)	¡Error! Marcador no definido.
5.1.5.	Curva de PML	31
5.1.6.	Pérdida Esperada Anual (AAL)	30



5.1.7. Pérdida en Riesgo (LaR)	30
5.1.8. Pérdida Estimada de la Cola (ETL)	30
5.2. Definiciones de tipos de pólizas	31
5.2.1. Pólizas de seguros a primer riesgo	31
5.2.2. Pólizas de seguros individuales	31
5.2.3. Pólizas de seguros grupales	31
5.3. Simulación de las Pérdidas Acumuladas por Sismo y Tsunami	32
5.4. Métricas de Riesgo	33
REFERENCIAS	36
BIBLIOGRAFÍA COMPLEMENTARIA	37
ANEXO	40
DESCRIPCIÓN DE TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES PERUANAS	41
MATRIZ DE DAÑOS EN ESTRUCTURALES	44

BASES TÉCNICAS PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS CON FINES DE SEGURO PARA LAS CARTERAS POR RIESGO DE TERREMOTO Y TSUNAMI

1. INTRODUCCIÓN

La Superintendencia de Banca, Seguros y AFP (de aquí en adelante SBS), organismo encargado de la regulación y supervisión de los Sistemas Financiero, de Seguros y del Sistema Privado de Pensiones, ha contratado los servicios de consultoría del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (de aquí en adelante CISMID), de la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de Ingeniería, para realizar la actualización de las Bases Técnicas para la Estimación de Pérdidas con fines de Seguros de Terremotos, incluyendo el Riesgo de Tsunamis, mediante un contrato firmado con la Universidad Nacional de Ingeniería en fecha 27 de diciembre del 2016. Para el cálculo del peligro sísmico, se ha usado datos de microzonificación o zonificación sísmica, tomando consideraciones del radio de afectación de cada escenario sísmico, considerando los sismos tsunamigénicos, la vulnerabilidad estructural y la incertidumbre de los mismos, aplicados a una cartera, con cierta exposición y escenario dado para el cálculo de las pérdidas probables. El procedimiento para la modelación catastrófica utilizado se muestra de manera esquemática en la Figura 1.

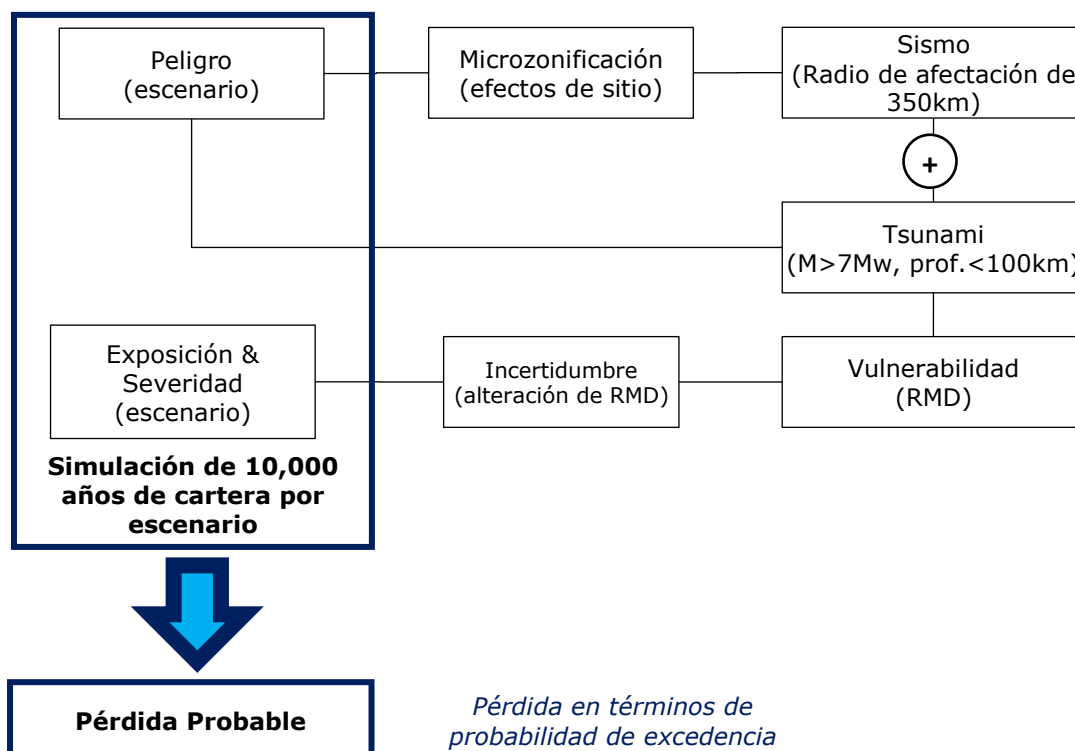


Figura 1. Esquema de modelación catastrófica acumulada

2. PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico es una medida de la probabilidad que el sismo más fuerte que puede ocurrir en una zona, en un cierto número de años, exceda (o no exceda) un determinado nivel de intensidad sísmica (intensidad, aceleración, velocidad, etc.).

La concepción básica del método consiste en la determinación y caracterización de las fuentes sismogénicas que definen la sismicidad de la región en estudio; para esto es necesario revisar la actividad sísmica del pasado y analizar las características tectónicas de la región. Seguidamente se determinan los parámetros de sismicidad local de cada una de las fuentes o zonas sismogénicas y con la ayuda de modelos de predicción de movimiento del suelo definidos para cada tipo de fuentes, se determinan los valores probables de intensidades del movimiento sísmico que pueden esperarse en un determinado lugar.

Se conoce que el movimiento sísmico del terreno en un lugar determinado está directamente influenciado por factores como el mecanismo de la fuente, el camino de propagación de las ondas y las condiciones locales del suelo en el sitio de interés. Dado que los modelos de predicción de movimiento del suelo son generalmente desarrollados considerando información obtenida en roca base o suelo rígido de la actividad sísmica de diversas partes del mundo, los valores de aceleración estimados generalmente no reflejan la amplificación de las ondas producto de las condiciones locales del suelo en un punto de interés determinado.

En el análisis del peligro sísmico se emplea modelos de predicción de movimiento del suelo para cuantificar la aceleración horizontal máxima del suelo en la base, así como también para estimar los niveles de demanda sísmica para diferentes periodos de vibración del suelo, utilizando para ello modelos de predicción de movimiento del suelo para ordenadas espectrales publicados en la literatura técnica. Dada esta tendencia mundial, para la evaluación de peligro sísmico, se emplean modelos de predicción de movimiento del suelo para ordenadas espectrales, como por ejemplo las propuestas por Youngs *et al.* (1997), Zhao *et al.* (2006), McVerry *et al.* (2006), y BC HYDRO (Abrahamson 2016) que diferencian los mecanismos focales para sismos de subducción de interfase e intraplaca en la estimación de la máxima aceleración espectral para diferentes periodos estructurales. Por otro lado, se puede emplear el modelo de atenuación para aceleraciones espectrales propuestas por Sadigh, *et al.*, (1997) y las leyes de la “New Generation Attenuation Model” (NGA2) para sismos continentales.

2.1. Fundamentos del Análisis del Peligro Sísmico

En un análisis probabilístico del peligro sísmico, la ocurrencia temporal de sismos es comúnmente descrita por el modelo de Poisson, el cual provee una manera sencilla de evaluar las probabilidades de eventos durante un intervalo de tiempo determinado; para el empleo de este modelo se deberá considerar que la ocurrencia de los eventos sísmicos responde a una distribución de Poisson, lo que implica suponer lo siguiente:

- Los eventos sísmicos analizados son independientes en el tiempo, es decir, que el número de ocurrencias de eventos sísmicos en un intervalo de tiempo es independiente del número de eventos que ocurre en cualquier otro intervalo de tiempo.
- La probabilidad de ocurrencia durante un intervalo de tiempo muy corto es proporcional a la longitud del intervalo de tiempo.
- La probabilidad de que ocurra más de un evento sísmico durante un intervalo de tiempo muy corto es nula.

Estas suposiciones correspondientes a la distribución de Poisson no se ajustan a la ocurrencia de eventos de baja magnitud, sin embargo, representan adecuadamente la ocurrencia de los movimientos grandes, que son los de mayor interés para fines ingenieriles. En consecuencia, el modelo de distribución de Poisson es apropiado para evaluar el peligro sísmico probabilísticamente.

En su forma más general, la probabilidad de ocurrencia de n eventos de acuerdo Poisson es expresada de la siguiente manera:

$$P_n(t) = \frac{e^{-\lambda t} (\lambda t)^n}{n!}$$

Donde:

- $P_n(t)$ es la probabilidad de que haya n eventos en un período de tiempo t ;
- n es el número de eventos; y
- λ es la razón de ocurrencia por unidad de tiempo.
- λt es el número esperado de eventos ocurridos en un periodo de tiempo t .

Luego, la forma funcional de la integral de peligro sísmico debido a la generación de eventos sísmicos en un conjunto de N fuentes sísmicas es la siguiente:

$$\lambda(y > Y) = \sum_{i=1}^N \lambda_i(y > Y) = \sum_{i=1}^N v_i \iiint P_i [y > Y | m, r, \varepsilon] f_{Mi}(m) f_{Ri}(r) f_{\varepsilon i}(\varepsilon) dm dr d\varepsilon$$

Donde la triple integral tiene como límites las magnitudes y distancias máximas-mínimas de la fuente y los valores en los que se trunca la Ley de Atenuación (GMPE por sus siglas en inglés Ground Motion Prediction Equation), el cual es proporcional al número de desviaciones estándar de la GMPE.

En la forma funcional, $\lambda(y > Y)$ representa la tasa anual de excedencia del nivel de movimiento Y debido a la ocurrencia de sismos en las N fuentes, que es suma de las tasas anuales de excedencia $\lambda_i(y > Y)$ en cada una de las fuentes (las cuales representan una tasa anual de ocurrencia de sismos v_i).

El término $P_i [y > Y | m, r, \varepsilon]$ brinda la probabilidad de excedencia de Y condicionada a las variables m, r, ε . Por último, las funciones $f_{Mi}(m)$, $f_{Ri}(r)$ y $f_{\varepsilon i}(\varepsilon)$ son las funciones de densidad de probabilidad (o PDF's) de magnitud, distancia y epsilon, respectivamente.

Con fines de mostrar la sismicidad se ha realizado una sección transversal de la sismicidad tomando un área de 350 km de ancho por 1000 km de largo (véase Figura 2 y Figura 3).

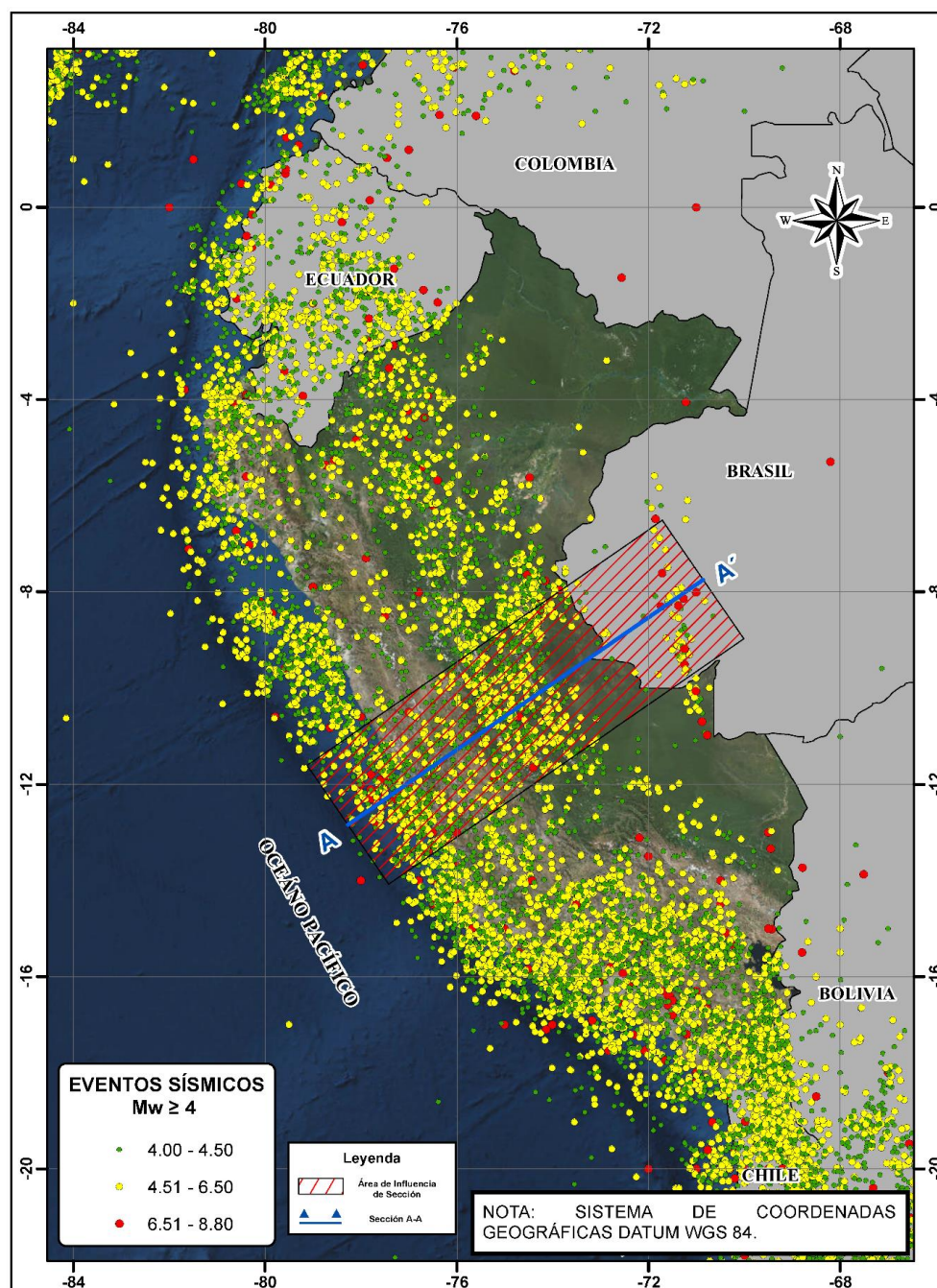


Figura 2. Sismicidad para un área de estudio, Mw > 4.

En el perfil (Figura 3) se observa que la distribución de focos de los sismos aumenta de oeste a este, se observa una concentración de sismos de mecanismo focal de interfase e intraplaca, siendo estos los de mayor magnitud a lo largo de toda la sección, aumentando progresivamente la profundidad hasta 150 km. La distribución de focos sigue una línea con pendiente de 20° inicialmente. Posterior a ello, a una distancia aproximada de 300 km desde la fosa la subducción se torna prácticamente horizontal. Estas características ya fueron descritas por otros autores (Stauder, 1975; Rodríguez y Tavera, 1991).

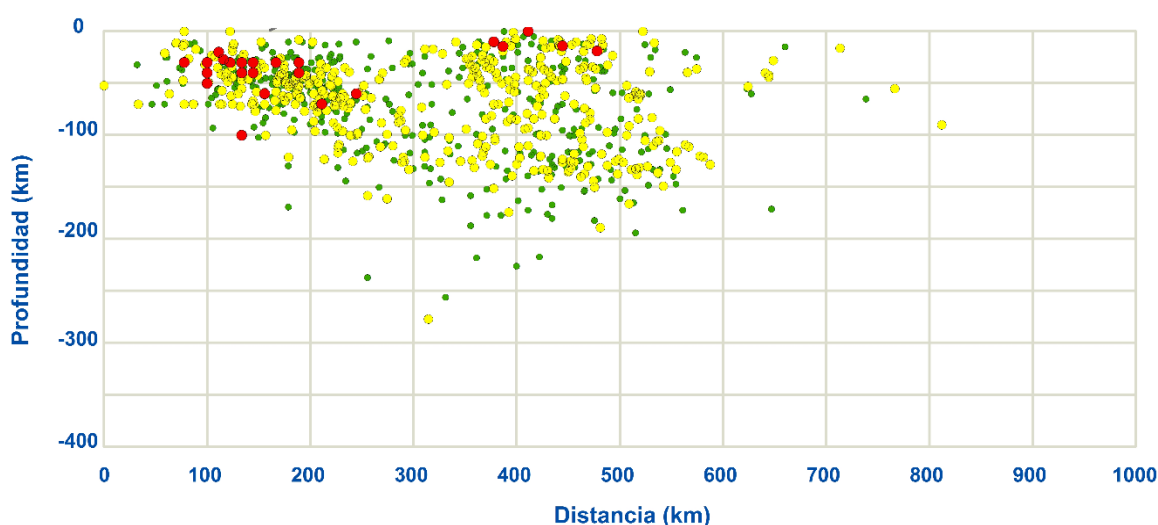


Figura 3. Perfiles vertical de sismicidad para el período 1555-2016 ($M_w > 4$)

2.2. Evaluación y Caracterización de las Fuentes Sismogénicas

Se han tomado las fuentes sismogénicas de subducción y de corteza para el Perú propuestas por Aguilar et al. (2017), en los cuales se han diferenciado los mecanismos de interfase y de intraplaca superficial e intermedias, considerando el patrón de comportamiento de cada una de ellas mediante el procesamiento estadístico de la información sísmica actualizada al año 2016. En dicho trabajo se establecieron fuentes sismogénicas de subducción, en las cuales se han diferenciado los mecanismos de interfase (F1, F2, F3, F4, F5 y F6) y de intraplaca superficial (F7, F8, F9, F10, F11, F12, F13, F14, F15 y F16) e intermedias (F17, F18, F19 y F20). Para la fuente de interfase F3, se ha considerado relaciones de recurrencia para dos rangos de magnitudes de momento (M_w): de 4.7 a 7.0 (F3) y de 7.0 a 8.4 (F3.1). Así mismo se han utilizado nueve fuentes sísmicas continentales (F21, F22, F23, F24, F25, F26,

F27, F28 y F29). La geometría de estas fuentes es concordante con el modelo de subducción propuesto por Cahill e Isacks (1992).

No todas las fuentes sismogénicas tienen efectos sobre un área en estudio, pues éstas tienen un rango de afectación no mayor que 350km, la cual es una distancia apropiada para estimar las aceleraciones del terreno con los modelos de predicción del movimiento del suelo. Para garantizar la afectación de la fuente sismogénica, se seleccionaron aquellas fuentes que estén dentro de un radio de 400 km del punto en estudio.

Para un área en estudio, por ejemplo, Lima y Callao, las fuentes de subducción interfase (F2, F3 y F4); las fuentes de subducción de intraplaca (F8, F9, F10, F11, F13, F14, F15, F16 y F18) y las fuentes sísmicas continentales (F21, F22, F23, F27, F28 y F29) se deben considerar para el análisis de recurrencia y posterior cálculo de peligro sísmico.

A continuación, se muestra una vista en 3D de la distribución espacial de los focos y de las fuentes sismogénicas de subducción seleccionadas para el cálculo de peligro sísmico, Donde las fuentes tipo área de color azul y rojo corresponden a las fuentes sismogénicas de interfase e intraplaca respectivamente.

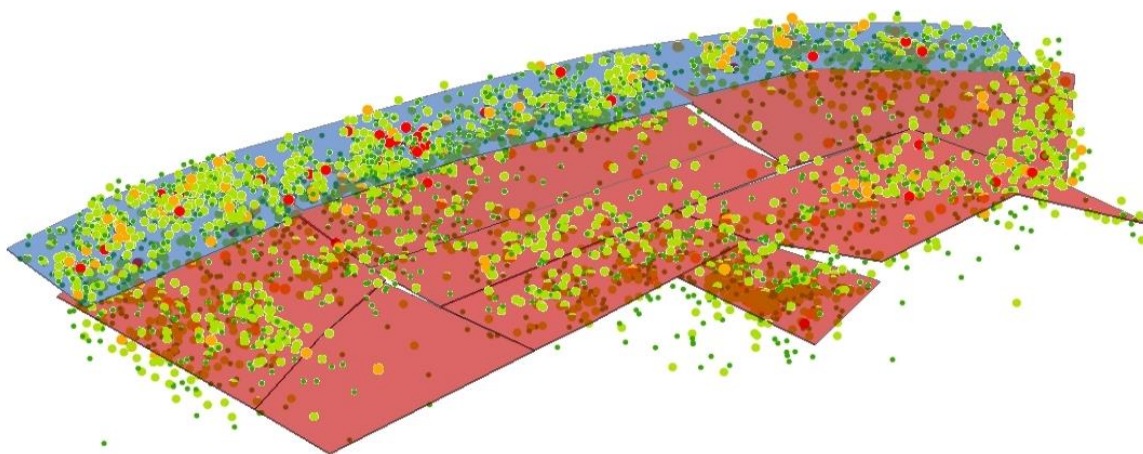


Figura 4. Comparación de la distribución espacial sísmica y las fuentes sismogénicas propuestas

Las coordenadas geográficas de las fuentes sismogénicas que han sido aplicadas para la evaluación del peligro sísmico sobre el área en estudio se indican en la Figura 5, Figura 6 y Figura 7.

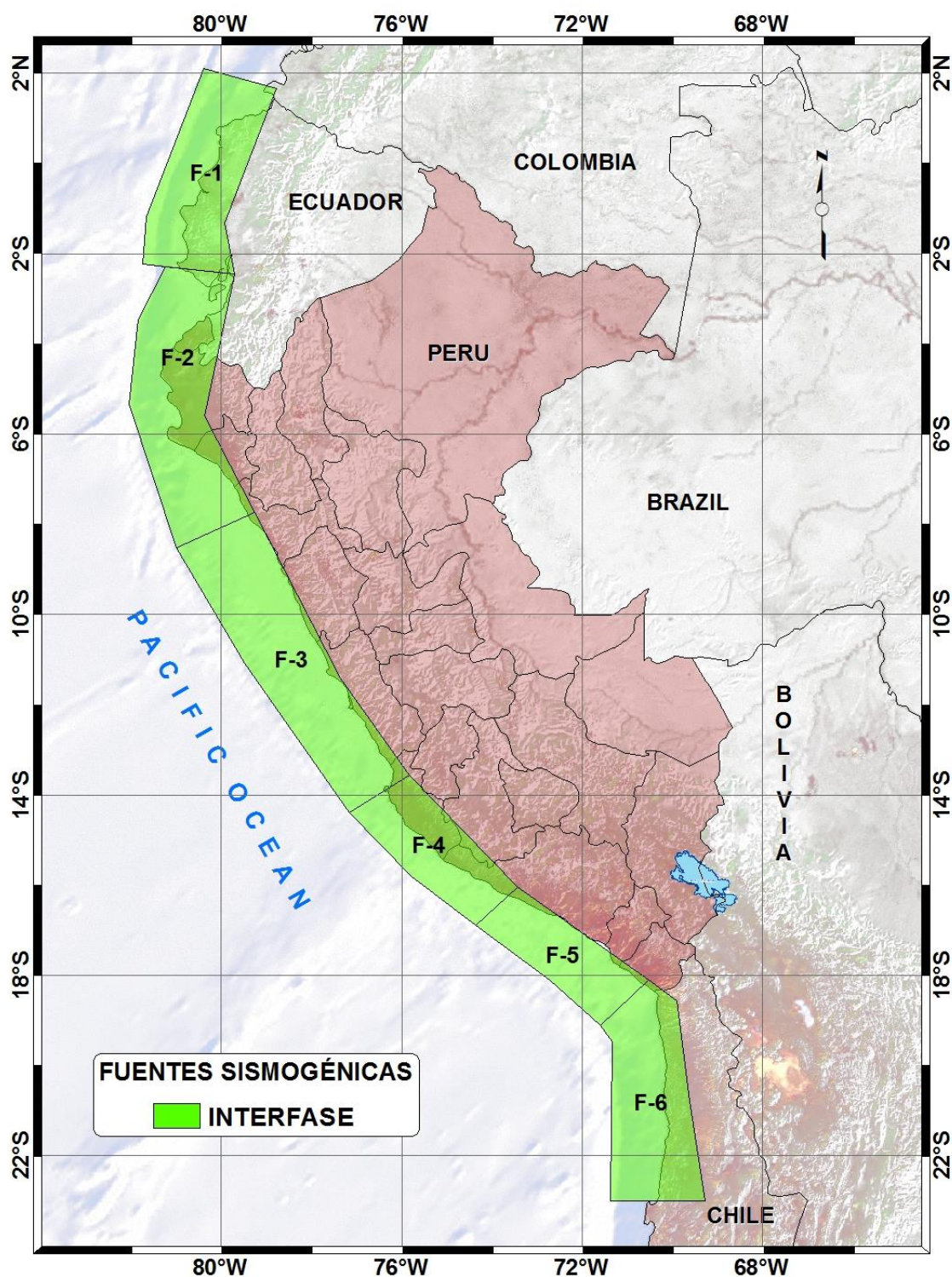


Figura 5. Fuentes Sísmicas de Subducción de Interfase

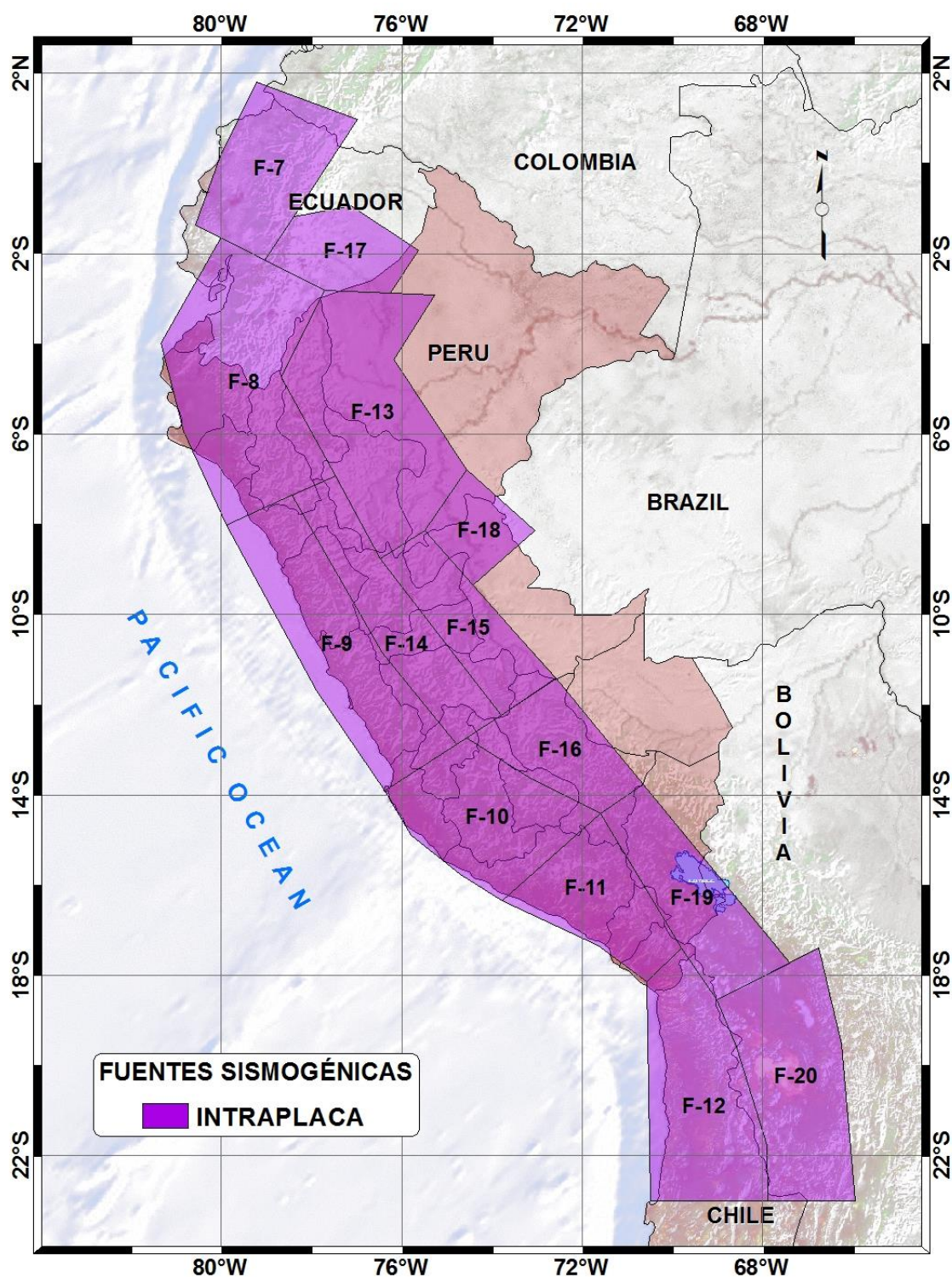


Figura 6. Fuentes Sismogénicas de Subducción de Intraplaca

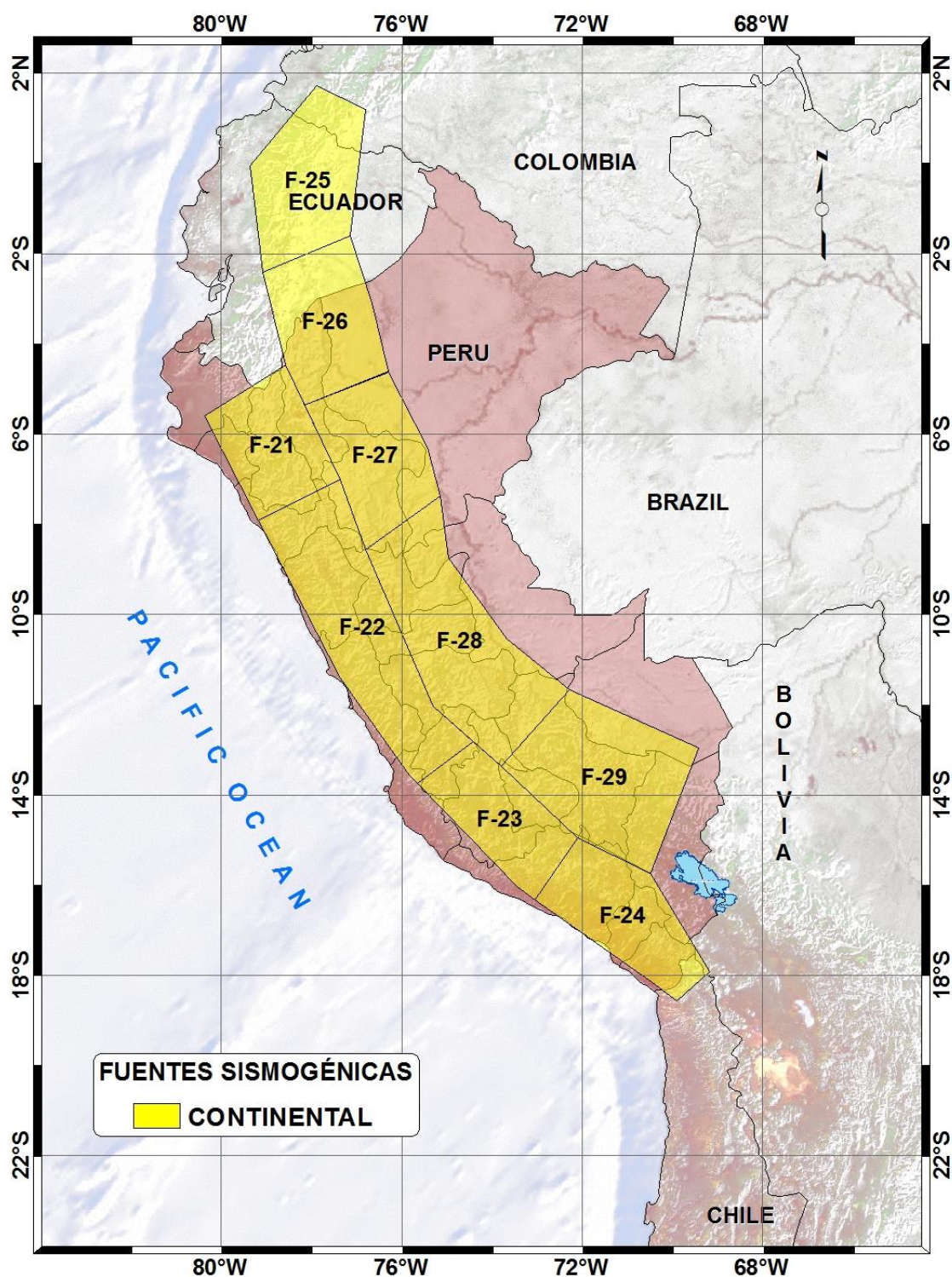


Figura 7. Fuentes Sismogénicas de Corteza Superficial o Continentales

2.3. Estimación de los Parámetros Sismológicos de las Fuentes Sismogénicas

Definidas las fuentes sismogénicas, se distribuyó espacialmente los sismos del catálogo sísmico sobre los volúmenes de influencia de las fuentes sismogénicas, determinándose de esta manera los eventos delimitados en cada fuente.

La caracterización de las fuentes sismogénicas fue realizada a través del cálculo de sus parámetros sismológicos, considerando el modelo exponencial doblemente truncado de Gutenberg y Richter.

$$\log \lambda_m = a - bm$$

Donde:

- a Representa la tasa de actividad de la fuente entendida como la tasa absoluta de recurrencia de terremotos con magnitudes mayores a cero.
- b Está relacionado a la probabilidad relativa de sismos con diferentes magnitudes.
- λ_m Tasa o relación anual de excedencia, entendida como el número acumulativo de sismos de magnitudes mayores a la magnitud “m”.

El modelo exponencial truncado a menudo se escribe de la siguiente manera:

$$\lambda m = v_0 \cdot \exp(-\beta_m)$$

Donde:

- $v_0 = 10^a$
- $\beta_m = b \cdot \ln(10) \cong 2.3 b$

Como se menciona anteriormente, la fuente de subducción F-3, considera dos rangos de magnitudes de momento (M_w): de 4.7 a 7.0 (F-3) y de 7.0 a 8.4 (F-3.1) con el objetivo de representar de una manera más adecuada los patrones de sismicidad de la región en estudio. En la Tabla 1 se presentan los parámetros de sismicidad local de las fuentes sismogénicas.

Tabla 1. Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas

Fuente	Parámetros Sismológicos			
	M_{\min}	M_{\max}	β	Tasa
F-2	4.5	8.0	1.302	4.20
F-3	4.7	7.0	1.945	5.75
F-3.1	7	8.4	0.953	0.10
F-4	4.1	8.4	1.393	10.30
F-8	4.4	6.5	1.990	3.38
F-9	4.2	7.2	1.538	5.39
F-10	4.5	7.1	1.424	1.27
F-13	4.3	7.4	1.491	3.71
F-14	4.2	6.5	1.280	2.07
F-15	4.6	6.0	2.334	2.52
F-18	4.8	7.0	2.413	3.13
F-16	4.3	6.8	1.366	0.64
F-21	4	7.1	0.580	0.46
F-22	4.5	7.0	1.371	0.81
F-23	4.5	7.1	1.384	0.68
F-27	4.8	6.7	2.162	1.27
F-28	4.5	6.9	1.667	2.85
F-29	4.4	6.9	1.310	1.39

2.4. Consideración de efectos de sitio

El peligro sísmico probabilístico ha sido calculado a nivel de suelo Tipo B o Roca según la ASCE 07-10; sin embargo, los estratos de suelo superficiales sobre la cual se emplazan las estructuras modifican la intensidad de las ondas sísmicas que se propagan a través de ellas desde las fuentes hasta el ámbito de estudio. Es por ello que los resultados obtenidos del análisis de peligro sísmico se verán afectados por las condiciones de sitio. En el caso de la ciudad de Lima Metropolitana y algunas ciudades del interior del Perú, se vienen estudiando con más detalle desde el año 2005 en los estudios de microzonificación realizados por CISMID.

Para las ciudades del interior del país que no cuentan con información de microzonificación sísmica, se ha considerado un suelo intermedio clasificado en la Norma de Diseño Sismorresistente NTE-E.030-2016, como un suelo tipo S2.

2.4.1. Microzonificación

Los mapas de microzonificación sísmica se elaboran en función de la superposición de los resultados obtenidos de los mapas de microzonificación geotécnica, los mapas de curvas de isoperiodos y los factores de amplificación determinados. Para el caso de la ciudad de Lima, producto de esta superposición se ha subdividido la clasificación de sitio en 5 zonas, las cuales se describen a continuación. Se recalca que en el mapa de microzonificación de la ciudad de Lima tiene incorporado las áreas de peligro de talud.

Zona I: Zonas de afloramiento de roca con diferentes grados de fracturación, depósitos de grava y arena de compacidad densa a muy densa, depósitos de limos y arcillas de consistencia rígida a muy rígida de poco espesor. Se han excluido de esta zona las áreas de taludes rocosos identificadas como de peligro moderado o alto.

El comportamiento dinámico del terreno en esta zona es adecuado, por lo que se espera que no incremente el nivel de peligro sísmico, excepto en las áreas de fuerte pendiente y en las partes altas de los cerros, que pueden presentar amplificaciones por efectos topográficos. Los periodos dominantes del suelo Períodos de vibración ambiental son menores a 0.30 s.

Zona II: Abarca la zona relativamente plana, que se extiende desde el pie de las laderas hacia la zona del valle, conformada predominantemente por suelos gravosos coluviales y estratos de arena mal graduada de moderado espesor.

En esta zona se espera un moderado incremento del nivel de peligro sísmico por efecto del comportamiento dinámico del terreno. Los periodos dominantes del suelo varían de 0.30 s a 0.40 s.

Zona III: Depósitos de arenas de compacidad suelta a media, depósitos de limos y arcillas de consistencia blanda a media.

El comportamiento dinámico del terreno en esta zona es desfavorable por lo que se espera un fuerte incremento del nivel de peligro sísmico. Los periodos dominantes del suelo son mayores a los 0.40 s.

Zona IV: Taludes inestables con fuerte pendiente, canteras informales, depósitos de suelos pantanosos, depósitos de arenas eólicas de compacidad suelta potencialmente licuables. Zonas con alta amplificación sísmica.

El comportamiento dinámico del terreno es el más desfavorable, y donde se han registrado los mayores daños en sismos pasados. Los periodos dominantes del suelo toman valores iguales o mayores a 0.40 s.

Zona V: Depósitos de escombros y/o desechos, rellenos antrópicos en el interior de antiguas excavaciones mineras. La construcción sobre este tipo de terreno no está permitida según norma.

En la Figura 8 se presenta el “Mapa de Microzonificación Sísmica de Lima Metropolitana”, las zonas son representadas mediante colores correspondiéndole a la Zona I el color verde, a la Zona II el color amarillo, para la Zona III color naranja, para la Zona IV el color rojo y el color fucsia para la Zona V.

2.4.2. Aceleraciones en superficie considerando condiciones de sitio

Para poder incluir los efectos de sitio dentro del cálculo de peligro sísmico se pueden seguir diversas metodologías que permiten obtener desde aproximaciones robustas hasta precisas, realizadas en un estudio específico para estructuras con elevado nivel de importancia. Es por ello que para el presente estudio se incluirán los efectos de sitio representado como el factor de suelo S para poder realizar la amplificación acorde a lo descrito en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-E.030 – 2016, el cual se muestra en la Tabla 2. Se debe considerar para el análisis únicamente las áreas que cuentan con el mapa de microzonificación, puesto que no se puede evaluar otras zonas que no cuenten con la información necesaria. A manera de ejemplo, la Figura 8 muestra los resultados finales considerando las aceleraciones afectadas por los efectos de sitio para Lima Metropolitana.

Tabla 2. Factores de Amplificación Sísmica

Zonificación Sísmica	Clasificación de Sitio E.030-2016	Factor de Amplificación (S)
Zona I	S1	1.00
Zona II	S2	1.05
Zona III	S3	1.10
Zona IV	-	1.20
Zona V	-	1.30

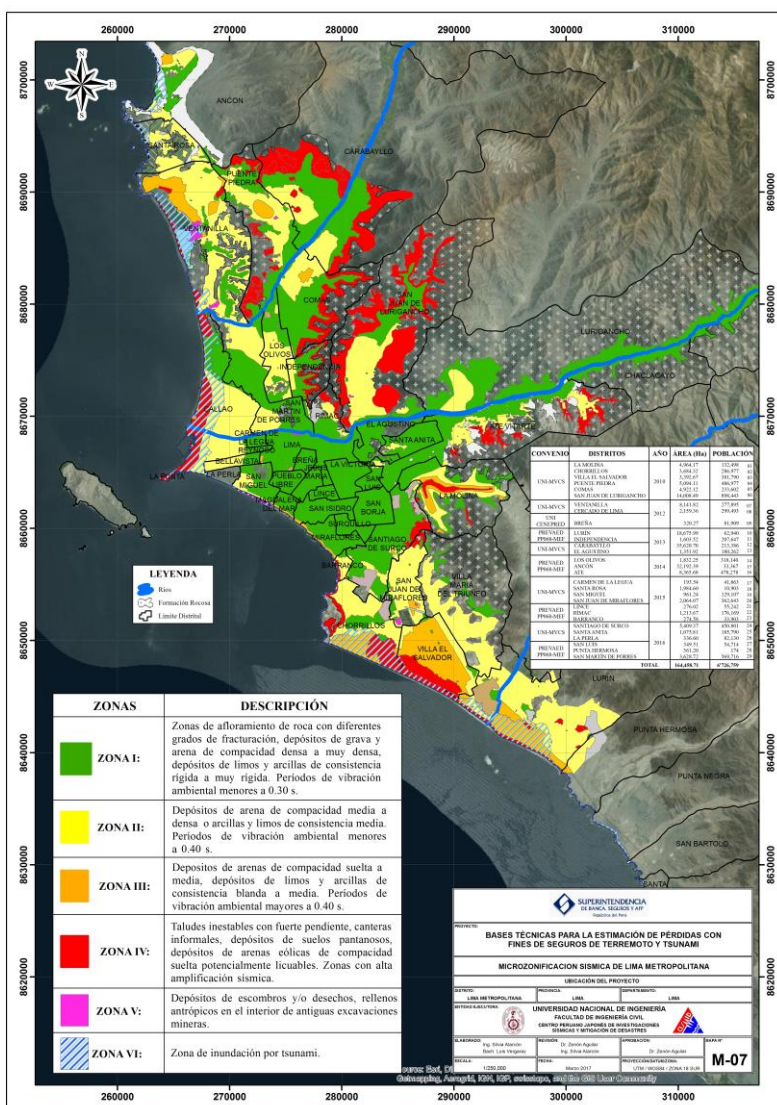


Figura 8. Mapa de microzonificación sísmica de la ciudad de Lima Metropolitana

3. PELIGRO POR TSUNAMI

3.1. Obtención de la batimetría y topografía

Los niveles de la superficie del fondo marino (batimetría), fueron interpolados a partir de la Tabla General de Batimetría del Océano (GEBCO). Para optimizar el proceso de cómputo se definieron tres dominios, de 27 segundos de arco de resolución (810 metros) para los dominios más grandes, y para el dominio más pequeño la batimetría fue generada a partir de la carta náutica de la Dirección de Hidrografía y Navegación, Datos interpolados hasta los 3 segundos de arco de resolución (90 metros).

Para los datos topográficos sólo el dominio más pequeño utiliza datos del Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), 3 segundos de arco (90 m) de resolución, en lugar de GEBCO. La extensión de los subdominios se muestra en la Figura 9.

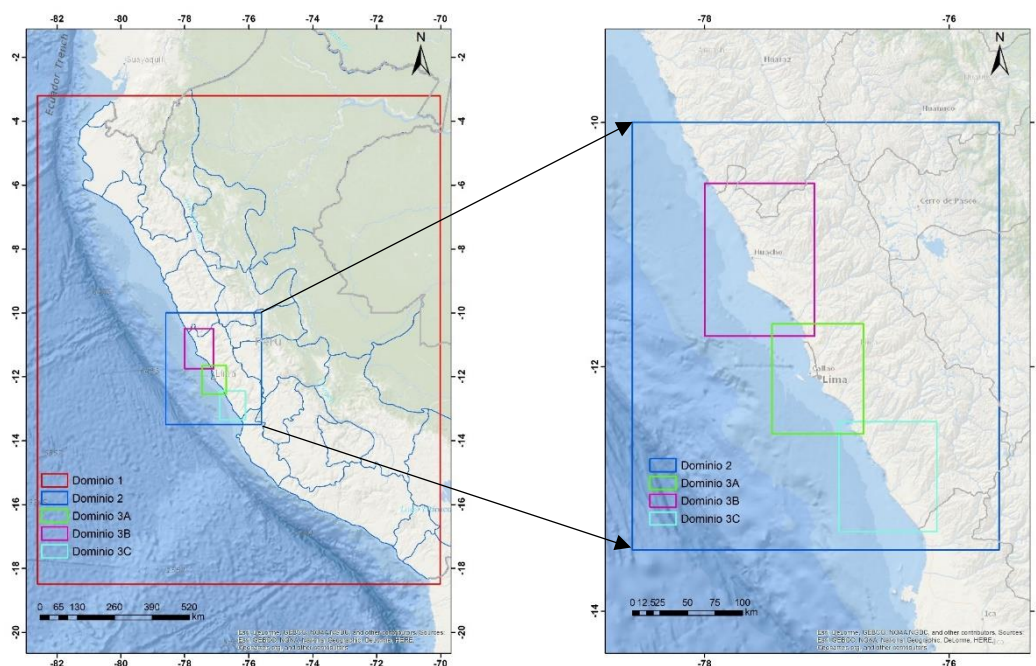


Figura 9. Localización y límites de cada dominio. Distribución Geográfica de los dominios usados (Izquierda), Acercamiento a la zona de estudio subdividido en sus subdominios

3.2. Leyes de Escalamiento

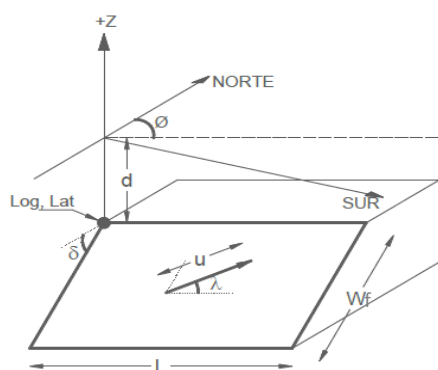
Existen relaciones empíricas entre los parámetros de la falla (longitud, ancho y deslizamiento; ver Figura 10) y la magnitud M_w del sismo correspondiente. Sin embargo, hay diferencias significativas entre dichas relaciones debido principalmente a la incertidumbre de los datos usados (Papazachos et al, 2004).

En el 2004 Papazachos propuso las siguientes relaciones empíricas para fallas de deslizamiento en zona de subducción, que han sido ampliamente usadas en todo el mundo:

$$\log(L) = 0.55M - 2.19 \quad ; \quad 6.7 \leq M \leq 9.2 \quad (1)$$

$$\log(W_f) = 0.31M - 0.63 \quad ; \quad 6.7 \leq M \leq 9.2 \quad (2)$$

$$\log(\mu) = 0.64M - 2.78 \quad ; \quad 6.7 \leq M \leq 9.2 \quad (3)$$



Donde:

L : Longitud de la falla (km)

W_f : Ancho de la falla (km)

μ : Deslizamiento o dislocación de la falla (m)

M : Magnitud de momento

Figura 10. Parámetros de la falla

3.3. Fuentes sísmicas para la generación de tsunamis

Se presenta la sismicidad frente a las costas del Perú con foco a profundidad superficial localizado en la zona oceánica en dirección paralela a la línea de costa (Stauder, 1975; Barazangi & Isacks, 1976), produciendo terremotos, los cuales podrían generar eventos tsunamigénicos. Para la determinación de las profundidades de inundación que afectarían a las costas del área en estudio se realiza una discretización a partir de las fuentes sismogénicas que podrían generar tsunamis (Figura 5); considerando los escenarios con magnitud mayor a 7.0 M_w y una profundidad menor a 100 km.

3.4. Determinación de la amenaza por tsunami

3.4.1. Selección de escenarios sísmicos para el cálculo de amenaza por tsunami

Para la determinación de las profundidades de inundación que afectarían a las costas del área en estudio, se ha realizado una discretización a partir de las fuentes sísmogénicas que podrían generar tsunamis, las cuales corresponden a las fuentes de subducción mencionadas en el capítulo de peligro sísmico y que tengan una magnitud mayor a 6.9Mw.

Por ejemplo, para una zona de estudio en el Departamento de Lima los escenarios a utilizar corresponderían a la fuente F-3. Adicionalmente se completan los parámetros necesarios para la simulación por tsunami utilizando herramientas SIG y las Leyes de escalamiento, dichos parámetros se muestran en la Tabla 3 para algunos escenarios.

Tabla 3. Listado de las características focales de algunos escenarios tsunamigénicos

Escenario	Lon (°)	Lat (°)	Slip (m)	L (m)	W _f (m)	Strike (°)	Dip (°)	Rake (°)	Depth (Km)
3444	-78.6832	-8.77137	2.36	172782.6	73366.87	332.38	10.7	77	57.1
3445	-78.46	-9.10726	3.56	246320.18	89598.35	332.38	10.7	77	57.1
3449	-78.7644	-8.94303	2.36	172782.6	73366.87	332.38	10.7	77	54.2
3450	-78.5411	-9.27892	3.56	246320.18	89598.35	332.38	10.7	77	54.2
3454	-78.899	-8.86962	2.36	172782.6	73366.87	332.38	10.7	77	52.7

3.4.2. Cálculo de la deformación inicial del fondo marino

Para cada uno de los escenarios considerados se realizó el cálculo del desplazamiento inicial de la superficie del océano o condición inicial del tsunami, determinado calculando la deformación de la estructura del fondo del océano basado en relaciones propuestas en Nakano, 1985. Estudios previos revelan que el efecto de la curvatura de la tierra es depreciable para eventos a poca profundidad y a distancias menores a 20°, pero las capas verticales pueden algunas veces causar considerables efectos en los campos de deformación.

3.4.3. Cálculo de la fase de propagación

La simulación numérica del tsunami es realizada por el programa de cómputo TUNAMI-N2 (Tohoku University's Numerical Analysis Model for Investigation of Near-field Tsunami No.2), que está basado en la teoría de aguas poco profundas y fue desarrollado por el Disaster Control Research Center (DCRC – Tohoku University, Japan).

3.4.4. Cálculo de la fase de inundación

Con los escenarios tsunamigénicos analizados se calcula para cada uno de ellos la inundación que generarían en las áreas costeras. Se simulan los escenarios, si la zona inundable es muy extensa se divide la zona en regiones.

De la inundación generada para un escenario y la distribución de las edificaciones de una aseguradora, se obtiene la profundidad de inundación para cada edificación que se viera afectada. La Figura 11 muestra la matriz de amenaza como resultado de este proceso en términos de profundidad de inundación, donde las filas representan el número del escenario simulado y las columnas representan el código del bien asegurado.

Escenario	Código de Edificio								
	69128	69129	69130	69131	69132	69133	69134	69135	69136
4085	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4089	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4090	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4094	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4095	0	0	0	0	0	1.13	0	0	0
4099	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4100	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4104	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4105	0	0	0	0	0	1.44	0	0	0
4109	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4110	0	0	0	0	0	0.06	0	0	0
4114	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4115	0	0	0	0	0	3.19	0	0	0
4119	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4120	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4124	0	0	0	0	0	0.06	0	0	0
4125	0	0	0	0	0	2.59	0	0	0
4129	0	0	0	0	0	1.04	0	0	0
4130	0	0	0	0	0	3.1	0	0	0

Figura 11. Vista del archivo matrizAME.txt que contiene el valor de la amenaza en profundidad de inundación, obtenida para cada edificación por cada uno de los escenarios simulados.

3.4.5. Distancia a la línea de costa para la cartera asegurada

Adicionalmente se calculan las distancias de cada edificación hacia la línea costera. Estas distancias junto con las velocidades y la profundidad de inundación servirán para determinar la fuerza de impacto del tsunami con las edificaciones.

4. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL POR SISMOS Y TSUNAMI

4.1. Evaluación de la vulnerabilidad por sismo

Para diagnosticar el comportamiento sísmico de una edificación, se puede recurrir a simplificaciones que conduzcan a la determinación de la respuesta sísmica basados en procedimientos de la ingeniería sísmica convencional, por lo que se consideraron ciertos criterios que, sin restar exactitud, conduzcan a una respuesta aceptable.

En el caso de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones, se ha considerado que, dependiendo del tipo de edificación, se seleccionará el modelo apropiado que conduzca a resultados confiables. Este modelo fue desarrollado adaptando la metodología de la Universidad Stanford (Miranda et al. [3]) a los sistemas estructurales peruanos, determinándose parámetros que simplifican el cálculo del modelo matemático a un sistema equivalente de un grado de libertad (ver Figura 12).

Para la diagnosis del comportamiento sísmico de una edificación se tomarán en cuenta las siguientes simplificaciones:

Basados en parámetros de información de la base de datos, como área de la edificación, altura del edificio, número de pisos, irregularidades y otros, se evaluará el periodo de vibración de la estructura mediante fórmulas empíricas propuestas por diversos autores y por la norma de diseño sismorresistente NTE-E-030-2016.

Teniendo como dato de entrada el periodo de la edificación, se consideran espectros de respuesta de sismos en del área en estudio escalados a las aceleraciones esperadas de la ubicación, basados en la información del estudio de amenaza sísmica.

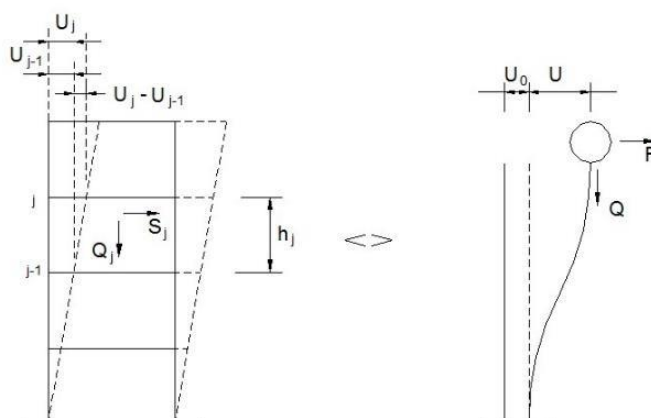


Figura 12. Edificación representada por un sistema equivalente (SUGL)

Para determinar la respuesta del edificio será necesario realizar ciertas simplificaciones. Cada piso de las edificaciones experimenta movimientos laterales por sismo; el desplazamiento de cada piso constituye un grado de libertad, sistema al que denominamos sistema real, donde los desplazamientos se incrementan en los pisos superiores; la representación de un edificio por uno de un nivel equivalente, que se comporte como el sistema real, se conoce como sistema de un grado de libertad (SUGL). Así, se tomará como representativo un sistema equivalente de un grado de libertad como característico del edificio, basado en la solución de la ecuación (4) que se presenta a continuación (ver Figura 12).

Considerando que el desplazamiento espectral (S_d) es una función del periodo de la estructura, su amortiguamiento y tipo de suelo, para el sistema real es posible escribir la ecuación (4) en términos del desplazamiento espectral, así:

$$U_{i,j-1} = S_d \cdot A_{i,j} \cdot FPM_i \quad (4)$$

Donde j indica el piso j e i indica la forma de vibración i -ésima, $A_{i,j}$ es la componente de vibración del piso j en la i -ésima forma de vibración, mientras que FPM_i es el factor de participación de la forma de vibración i -ésima de vibrar.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores el desplazamiento de entrepiso máximo en el sistema equivalente puede calcularse en base a la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{\Delta \delta_j}{h_j} \right) = \frac{\beta_1 \beta_2 \cdot \beta_3 \beta_4}{H} S_d \quad (5)$$

Donde: h_j y H corresponden a la altura de entrepiso del piso j y altura del sistema equivalente respectivamente.

El factor β_1 representa el factor de participación modal del modo predominante (vibración predominante).

$$\beta_1 = \frac{3N}{2N + 1} \quad (6)$$

El factor β_2 relaciona la máxima distorsión del edificio con la distorsión del techo respecto a la base.

$$\beta_2 = \frac{\max \left(\frac{\Delta \delta_j}{h_j} \right)}{\left(\frac{U_r}{H} \right)} \quad (7)$$

El factor β_3 relaciona la capacidad del sistema estructural con la sobrerresistencia elástica equivalente.

$$\beta_3 = \frac{U^x + \Delta U^x}{U} = \frac{F^x \cdot \mu}{F} \quad (8)$$

El factor β_4 relaciona la distorsión máxima inelástica y la distorsión máxima elástica de la estructura.

$$\beta_4 = \frac{\Psi_{i-\max}}{\Psi_{e-\max}} = 1 + \frac{\mu - 1}{6} + \frac{N}{50} \quad (9)$$

La diagnosis de un sistema estructural se basa en el diagnóstico de las máximas distorsiones de entrepiso que originan un nivel de daño en la estructura representado por su costo de reparación y/o reposición también denominado relación media de daño (RMD), para este propósito se ha tomado como base el programa de cómputo SRSND (simulador de la respuesta sísmica y nivel de daño), Zavala et al., 2007 [9], [10]. Para la estimación de estas máximas distorsiones de entrepiso es necesario la ecuación (5).

De esta forma para cada tipo de edificación deberá de determinarse valores representativos de β_1 , β_2 , β_3 y β_4 de manera que estos valores representen las características de los edificios del área en estudio. Para tal efecto se han tomado como base los modelos matemáticos desarrollados en el Laboratorio de Estructuras de CISMID (Zavala, 2007) para cada uno de los siguientes tipos de estructura, como se muestra en la Tabla 4, las mismas que se describen con mayor detalle en el ANEXO.

Tabla 4. Tipos de estructuras

CÓDIGO	TIPO DE ESTRUCTURA
AC	Pórticos de acero arriostrados con diagonales
AQ	Adobe y quincha
CA	Pórticos de concreto armado
CP	Pórticos de concreto armado con placas
DL	Muros de concreto armado de ductilidad limitada
EM	Entramados de madera
MP	Mampostería
IC	Estructuras industriales/comerciales

4.2. Evaluación de la vulnerabilidad por tsunami

Se desarrollaron curvas de capacidad para cada sistema estructural en términos de la pseudo-aceleración (S_a) y pseudo desplazamiento (S_d), que pueden ser expresados como fuerza (Q) y desplazamiento (δ) respectivamente.

En la Figura 13 se presenta una curva bilineal que representa la curva de capacidad de un sistema estructural determinado, considerando que el peso de la estructura (W) se evalúa de acuerdo a las características propias del sistema estructural y el tipo de uso. Se considera el peso por unidad de área (P), el número de pisos (n) y el área promedio construida de acuerdo al sistema estructural (A). La curva de capacidad se transforma a un espectro de capacidad (en términos de la respuesta espectral S_d - S_a).

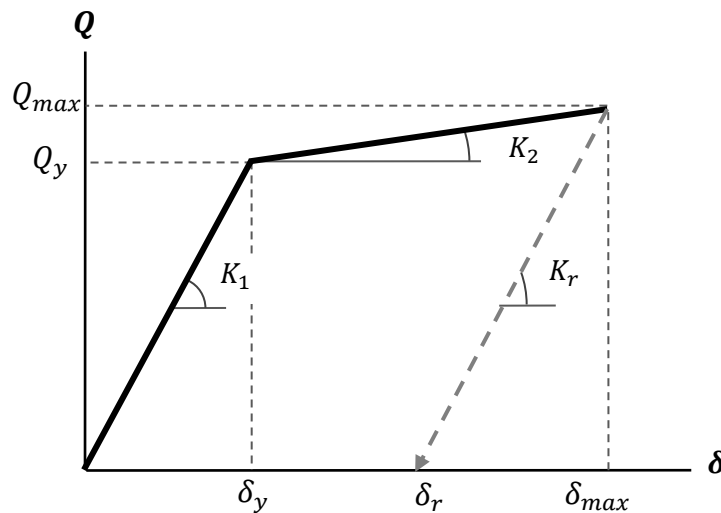


Figura 13. Idealización de la curva de capacidad por sismo

Los parámetros de la curva de capacidad por sismo quedan definidos por las siguientes expresiones:

$$K_r = K_1 \mu^{-b_0} \quad (10)$$

$$a_3 = \frac{K_2}{K_1} \quad (11)$$

$$Q_{max} = Q_y + (\delta_{max} - \delta_y) a_3 K_1 \quad (12)$$

$$\delta_r = \delta_{max} - \frac{Q_{max}}{K_r} \quad (13)$$

Donde:

δ_y	Desplazamiento de fluencia,	δ_{max}	Desplazamiento máximo
δ_r	Desplazamiento residual,	Q_y	Resistencia fluencia
Q_{max}	Resistencia máximo,	K_1	Rigidez elástica
K_2	Rigidez pos fluencia,	K_r	Rigidez residual

La curva bilineal mostrada dependerá del sistema estructural y de los parámetros de rigidez, fuerza de fluencia, fuerza de resistencia máxima que expresa la capacidad de la edificación. Durante el sismo la estructura alcanzará una deformación máxima de demanda, aquí al terminar el sismo existirá una deformación y capacidad residual que definirá el comportamiento estructural de la edificación que soportará las fuerzas ocasionadas por el tsunami.

Luego del evento sísmico y considerando que la fuente sísmica produce un tsunami; es posible determinar la altura de ola, profundidad de inundación, velocidad de ola, y la fuerza de impacto sobre las edificaciones para este escenario, por lo que es necesario estudiar la respuesta de la estructura ante estas fuerzas tsunamigénicas. Se aplican las ecuaciones y requerimientos estructurales para edificaciones por tsunami basadas en datos recopilados de los daños obtenidos en edificaciones debido al tsunami después del Gran Terremoto en el Este de Japón en 2011 (Nakano et al.), que relacionan el daño, resistencia y profundidad de inundación para prácticas aplicaciones de ingeniería.

Como se observa en la Figura 14, la fuerza de presión de agua distribuida generada por el tsunami considera dos casos posibles de inundación, el primer caso es cuando la altura de la edificación H_e es mayor que la altura equivalente de la fuerza de impacto ah ; el segundo caso cuando la altura de la edificación H_e es menor que la altura equivalente de la fuerza de impacto ah .

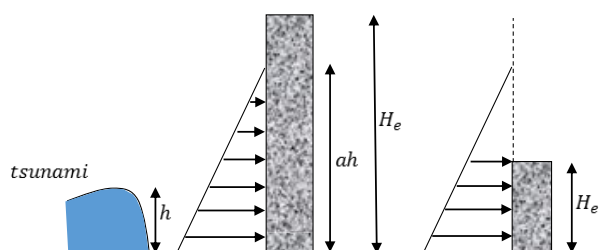


Figura 14. Esquema de casos de inundación por tsunami (Nakano)

La Figura 15 muestra el criterio por el cual se obtuvo la respuesta final de la estructura. La nueva curva de capacidad es representada por la línea celeste, la cual corresponde a una degradación de la curva de capacidad inicial. La acción del tsunami es cuantificada por la fuerza originada por la presión del agua empujando al edificio y produciendo un nivel de deformación expresado por el punto rojo en la gráfica, obteniendo la capacidad final de la estructura en términos de desplazamiento.

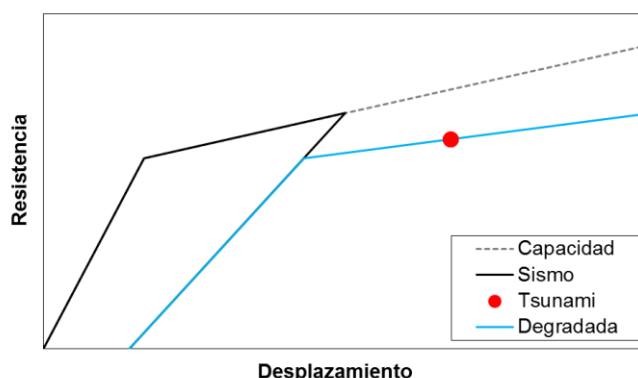


Figura 15. Degradación de curva de capacidad por sismo y tsunami.

4.3. Procedimiento de la determinación de vulnerabilidad por sismo y tsunami, RMD, valor de exposición y severidad asociado a un escenario

El procedimiento de simulación adoptado ha sido implementado a partir de códigos en lenguaje fortran desarrollados por Díaz et al.[2] y Zavala et al.[9] cuyo objetivo es la determinación de la vulnerabilidad sísmica y el RMD asociado a un escenario determinado. Para la determinación de vulnerabilidad por sismo y tsunami, RMD, valor esperado de exposición y severidad asociado a un escenario, para toda la cartera se utilizó el programa de computo DALILA (Damage Level In Loss Assessment) desarrollado en CISMID por Reyna et al.[6].

A continuación, se presenta el proceso conceptual para la determinación del objetivo indicado:

- Determinación del Nivel de daño y RMD por sismo. Para la determinación del nivel de daño y RMD como se describe en la ecuación (14), se utilizó el diagnóstico basado en la distorsión máxima de entrepiso (γ_i); cada distorsión posee umbrales de deformación que están relacionadas con cada uno de los niveles de daño asociados al costo de daño físico a través de una matriz de daño para cada uno de los sistemas estructurales (asociados a los parámetros ε, γ_0); pertenecientes a las carteras de las aseguradoras.

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - e^{\left[Ln0.5\left(\frac{\gamma_i}{\gamma_0}\right)^\varepsilon\right]} \quad (14)$$

- Determinación de Nivel de daño y RMD por tsunami afectado por el sismo predecesor. En el caso de edificaciones de la cartera que se encuentren en zona costera, existen escenarios sísmicos tsunamigenicos (mayores a Mw7 y cuyo epicentro se encuentra en el fondo marino) que luego de ocurrido el evento principal generan fuerzas de empuje hidrodinámico de agua y escombros que

expondrán a la estructura con su capacidad residual según el procedimiento mostrado en las Figura 14 y Figura 15.

- c. Para llevar a cabo las simulaciones, se prepara una base de datos, correspondientes a un universo de combinaciones de tipos de estructuras, tipos de suelo, uso de las edificaciones, estado de conservación de las mismas y microzonificación del terreno, así como diferentes niveles de distorsión, con el propósito de obtener las funciones de vulnerabilidad de la edificación y su distribución normal para cada intensidad y nivel de daño. Realizar el ajuste de la distribución de la probabilidad de nivel de daño y RMD para cada edificación perteneciente a una cartera específica en un escenario dado, usando la distribución normal. De las simulaciones realizadas para las edificaciones en estudio de una cartera determinada y considerando los diferentes escenarios, se calcula la RMD en términos de la intensidad.
- d. Ajuste de la distribución de las pérdidas del portafolio a una distribución beta. Para cada escenario con los datos de esperanza y varianza, se determinaron los parámetros “a” y “b”, parámetros de la distribución beta, mediante la aplicación del método de momentos.

La media y la varianza de las pérdidas por escenario, resultan de un proceso de 5,000 simulaciones que dependen del daño de la edificación (%RMD) y nivel de aceleración (PGA), realizado a todas las edificaciones de la cartera. A continuación, se resume de manera secuencial los pasos para la determinación de la media y la varianza de las pérdidas por escenario:

Paso 1. Determinar la curva de vulnerabilidad de cada edificación y establecer el rango de error en el daño de acuerdo a criterios de irregularidad en edificaciones.

Paso 2. Determinar el tipo de función de densidad de probabilidad que posee el daño en cada edificación. Para el presente estudio, se realizó la prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov, determinando que el daño de la edificación posee una distribución normal.

Paso 3. Determinar el nivel de PGA que produce una fuente en la i-ésima edificación y luego el nivel de daño mediante simulación. Convertir el daño en pérdida económica y sumar todas las pérdidas dentro del círculo de influencia del escenario.

Paso 4. Determinar la suma total de pérdidas económicas correspondientes a cada simulación para toda la cartera en cada escenario, normalizado respecto del monto de exposición de la cartera.

Paso 5. Calcular la media y varianza de la suma de pérdidas normalizadas de todas las simulaciones para cada escenario.

Paso 6. Encontrar los parámetros a_k y b_k del escenario, que dependen de la media (ecuación (15)) y la varianza (ecuación (16)) de las pérdidas de cada escenario, los que serán insumo para el proceso de simulación Poisson-Beta (Montecarlo).

$$E(s_k) = \frac{a_k}{a_k + b_k} \quad (15)$$

$$Var(s_k) = \frac{a_k b_k}{(a_k + b_k)^2 (a_k + b_k + 1)} \quad (16)$$

Paso 7. Repetir los pasos 3, 4, 5 y 6 tantas veces como sea necesario para que los parámetros a_k y b_k sean convergentes a una asíntota horizontal (convergencia de resultados). Para los casos en estudiados, el proceso se estabiliza con 5000 simulaciones. (Ver Figura 16)

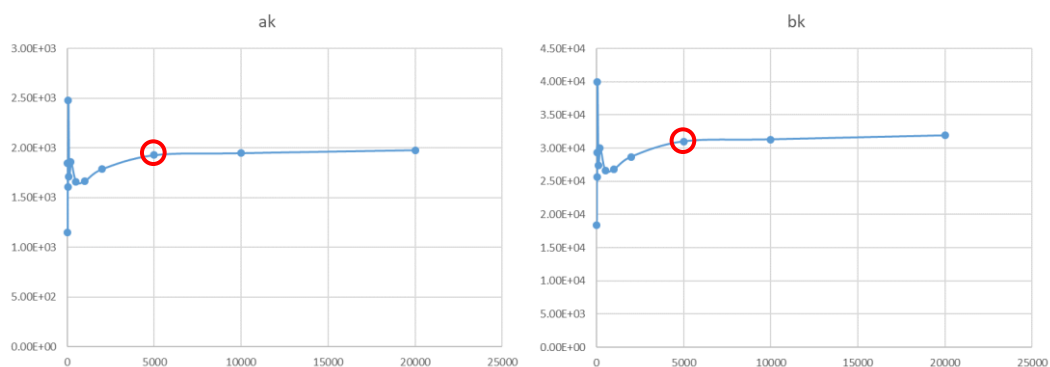


Figura 16. Convergencia de los parámetros a_k y b_k



5. MODELACIÓN DE PÉRDIDAS POR SISMO Y TSUNAMI

5.1. Definiciones Generales

5.1.1. Periodo de Retorno

Es el periodo de tiempo esperado o tiempo medio entre dos amenazas de baja probabilidad. En el caso de los terremotos, es el tiempo medio entre dos terremotos de magnitud o intensidad mayor que un cierto valor. Representa una estimación del tiempo medio entre dos eventos que generen pérdidas.

5.1.2. Probabilidad de Excedencia de Pérdida

Es la probabilidad que existe de que, en un evento de cierta magnitud o intensidad, se exceda un determinado valor.

5.1.3. Relación Media de Daño (RMD)

Es el costo esperado de reparación de la estructura para llevarla a un estado equivalente al que tenía antes de la ocurrencia del evento, medida como porcentaje de su valor de reposición total.

5.1.4. Pérdida Esperada Anual (AAL)

Es la métrica de riesgo que representa el valor esperado anual de las pérdidas (*Average Annual Loss*) de un grupo de edificaciones bajo todos los escenarios catastróficos estudiados que ocasionan la pérdida.

5.1.5. Pérdida en Riesgo (LaR)

Del inglés, *Loss at Risk*, esta métrica de riesgo representa un cuantil de la distribución de pérdidas de un grupo de edificaciones bajo todos los escenarios catastróficos estudiados que ocasionan la pérdida; representa lo mínimo que se podría perder.

5.1.6. Pérdida Estimada de la Cola (ETL)

Del inglés, *Expected Tail Loss*, esta métrica de riesgo representa las pérdidas esperadas mayores al LaR, es decir es la esperanza condicional de las pérdidas dado que se supera LaR.

5.1.7. Curva de Excedencia de Pérdidas

Es la curva que representa la Pérdida a Riesgo (LaR) como función de la probabilidad de excedencia.

5.1.8. Curva de Excedencia Esperadas en la Cola

Es la curva que representa la Pérdida Esperada en la Cola (ETL) como función de la probabilidad de excedencia utilizada para calcular la LaR subyacente.

5.2. Definiciones de tipos de pólizas

Las aseguradoras ofrecen como productos a sus clientes de sus carteras pólizas de primer riesgo, pólizas individuales y pólizas grupales, principalmente. A continuación, se definen los diversos tipos de pólizas que se manejan en el mercado de aseguradoras.

5.2.1. Pólizas de seguros a primer riesgo

El seguro a primer riesgo es una modalidad de seguro, mediante la cual, el asegurador renuncia la aplicación de la regla proporcional de infra seguro y se obliga a pagar en caso de siniestro, el valor total de los daños, hasta la concurrencia de la suma asegurada.

5.2.2. Pólizas de seguros individuales

Las pólizas de seguros individuales son aquéllas en las que se asegura un solo bien, y no comparten límites, deducibles o coaseguros con otras pólizas.

5.2.3. Pólizas de seguros grupales

Las pólizas de seguros grupales o colectivos son aquellas en las que se aseguran varios bienes ya sea en una misma ubicación o que pertenezcan a una cartera geográficamente distribuida en varias poblaciones pero que estén amparados bajo las mismas condiciones contractuales.

5.3. Simulación de las Pérdidas Acumuladas por Sismo y Tsunami

La pérdida acumulada por cada año de simulación se calcula realizando la suma de las pérdidas agregadas del portafolio asegurado de cada escenario. Cabe mencionar que las pérdidas agregadas consideran el número de sismos ocurridos simulados en cada escenario.

Los valores expuestos considerados en la presente Nota Técnica corresponden a los valores declarados totales de cada edificio, los cuales comprenden la suma de los valores declarados propios del edificio, contenido y lucro cesante. Se considera que los daños en contenidos y lucro cesante están correlacionados con los daños del edificio. Dada una intensidad en un escenario, el valor esperado de los daños al contenido y lucro cesante depende principalmente del daño del edificio. En este sentido, se han considerado rangos de niveles de daño para estimar el porcentaje de las pérdidas del valor del contenido y lucro cesante correspondiente a cada edificación en estudio (Zavala et al., 2010).

El proceso de simulación para evaluar escenarios de pérdidas probables, requiere como insumos los parámetros λ (frecuencia anual de movimientos sísmicos con magnitud mayor que M), a_k y b_k que son los parámetros de ajuste de las pérdidas de la cartera asegurada a una función de distribución beta (estos parámetros dependen de la media y la varianza de las pérdidas de toda la cartera o segmentos de cartera que se analicen de acuerdo al escenario dado y se calculan de acuerdo a 4.3).

El parámetro λ está en función de la magnitud y de la fuente y/o sub fuente que produce el movimiento, al referirse a fuente se debe entender como la localización geográfica de la misma, para el proceso de simulación de Montecarlo una fuente y su magnitud se denomina **escenario**.

Con los resultados obtenidos en el procedimiento descrito en la Sección 4.3, se realiza el proceso de simulación Poisson-Beta, para luego determinar la distribución de pérdidas acumuladas anuales, la secuencia a seguir para el proceso de simulación es la siguiente:

Paso 1. Simulación del número de movimientos sísmicos que pueden ocurrir cada año para n años simulados (mínimo 10,000 años). Esta simulación se hace considerando un proceso de Poisson homogéneo que depende de λ_k (parámetro λ para el escenario k), pero no del tiempo. En ese sentido, para n años simulados, la variable aleatoria $N_{k,n}$ corresponde al número de movimientos sísmicos que ocurren en el escenario k durante el año n . El tiempo en el que ocurre cada movimiento sísmico se distribuye exponencialmente.

Durante el proceso de simulación se calcula el tiempo en el que ocurre cada sismo t y se cuenta el número de sismos producidos por cada año en cada escenario para generar la variable aleatoria N_k . Generalmente, el número de sismos por año de magnitud mayor que M resulta entre 0 y 2 (por ser pequeña su probabilidad de ocurrencia).

Paso 2. Simulación de las pérdidas asociadas al i -ésimo movimiento sísmico del escenario k durante el año n , la simulación se realiza mediante una variable aleatoria Beta, para este análisis se estiman previamente los parámetros a_k y b_k de acuerdo a la sección 4.3, los mismos que dependen de la media y la varianza de las pérdidas de la cartera por cada escenario; un método sugerido para su cálculo es el de momentos.

En este paso se simula el monto de las pérdidas por cada sismo en el escenario k durante cada año n ; la simulación permite que estas pérdidas se analicen como pérdida total por escenario (con todos los sismos) y pérdida anual acumulada (se considera la suma total de las pérdidas de todos los escenarios por cada año). La pérdida acumulada anual se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$S_n = \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^{N_{k,n}} S_{k,j}$$

Donde S_n es la pérdida agregada anual para el año de simulación n y $S_{k,j}$ es la pérdida j -ésima del escenario k , m indica el número de escenarios y $N_{k,n}$ número aleatorio de eventos en el escenario k en el año n .

Paso 3. Propuesta de métricas de riesgo (está referida a estimadores estadísticos como cuartiles, percentiles); son métricas importantes ETL y LaR. El propósito de realizar como mínimo 10,000 simulaciones es que las métricas LaR y ETL se estabilicen, en ese sentido, se espera que a más simulaciones dichas métricas sean más estables.

5.4. Métricas de Riesgo

Con el fin de entender y gestionar la medición del riesgo, es necesario cuantificarlo; y las métricas de riesgo cumplen con dicho propósito. Las métricas consideradas en el presente estudio son: la media, es decir el valor esperado anual de las pérdidas, conocido también como AAL, el LaR y el ETL.

A continuación, se indica el procedimiento a seguir para el cálculo de las métricas de riesgo:

- Determinación de las curvas de probabilidad de excedencia de las pérdidas brutas por evento y acumuladas anual.
- Cálculo de las métricas de riesgo que se aplicarán a las pérdidas brutas por evento (ocurrencia) y acumuladas anual.
- Determinación del AAL o Prima Anual (para Tarificación).
- Determinación de la Pérdida Máxima Probable (para la determinación de la Reserva Catastrófica) usando las métricas LaR y ETL, considerando periodos de retorno o probabilidades de excedencia dadas.

A efectos de esta Nota Técnica, las probabilidades de excedencia consideradas son las presentadas en la Tabla 5.

Tabla 5. Probabilidades de Excedencia

Probabilidad de excedencia	1.00%	0.50%	0.40%	0.20%	0.10%	0.07%	0.05%	0.04%
----------------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

En la Figura 17 se muestra cuán confiable son las métricas de riesgo de una cartera para años de simulación. A manera de ejemplo se presenta la confiabilidad en el cálculo de las métricas de riesgo de una aseguradora hipotética por sismo y tsunami, para el valor declarado retenido (VDR). Tal como se observa en la Figura 17, en la vecindad de 10000 años de simulación (Línea de color rojo), las métricas de riesgo presentan gradientes muy reducidos a partir de 10000 años, por lo cual se recomienda tomar como mínimo 10000 años de simulación. (Gradiente, es la variación de la pérdida con respecto al año de simulación)

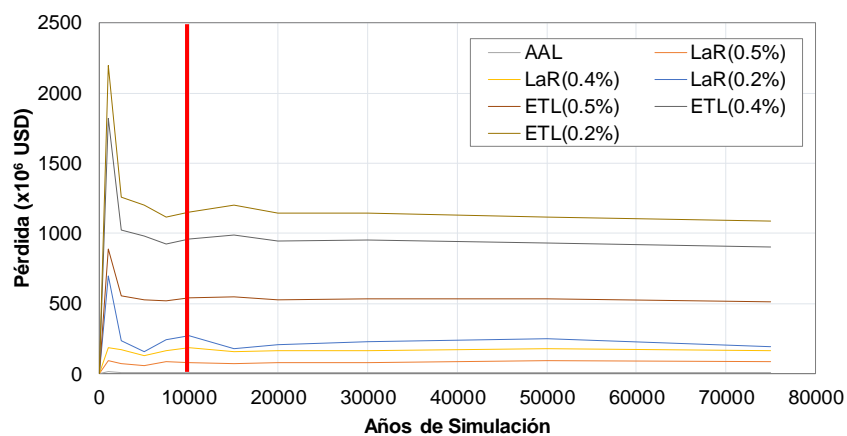


Figura 17. Confiabilidad de métricas de riesgo por años de simulación.



REFERENCIAS

- [1] Cahill, T.; Isacks, B. (1992), "Seismicity and shape of the subducted Nazca plate". Journal of Geophysical Research, Vol. 97, No.B12, p. 17503-17529.
- [2] Díaz M., Zavala C. y Reyna R. (2017). SRSTSU Simulador de la Respuesta Sísmica-Tsunamigénica.
- [3] Miranda, E. (1997). "Estimation of Maximum Interstory Drift Demands in Displacement-Based Design," Seismic design Methodologies for the Next Generation of Codes, H. Krawinkler and P. Fajfar editor, Balkema.
- [4] Okada, Y., 1985, Surface Deformation Due to shear and Tensile Faults in Half-space, Bulletin Seismological Society of America, Vol. 75, No. 4, 1135-1154.
- [5] Papazachos, B.C., et al, 2004, Global relations between seismic fault parameters and moment magnitude of earthquakes, Bulletin of the Geological Society of Greece, Vol 36, Doi 10.12681/bgsg.16538.
- [6] Reyna R., Zavala C. y Díaz M. (2017). DALILA Damage Level in Loss Assessment.
- [7] Stauder, W. (1975). Subduction of the Nazca under Peru as evidenced by foca mechanisms and by seismicity. J. Geophys. Res., 80, 1.053-1.064.
- [8] Nakano, Y. (2017). Structural Design Requirements for Tsunami Evacuation Buildings in Japan. Special Publication, 313, 1-12.
- [9] Zavala, C. (2007), Simulador de la Respuesta Sísmica y Nivel de Daño – SRSND, CISMID-FIC-UNI, Reporte de Investigación.
- [10] Zavala, C., Z. Aguilar, M. Estrada (2011) Evaluation of SRSND Simulator and Against Fragility Curves for Pisco Earthquake, Proceedings of the 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering March 7-8, Tokyo Institute of Technology, Japan.

BIBLIOGRAFÍA COMPLEMENTARIA

- Aguilar Z., Roncal M., Piedra R. (2017): Probabilistic Seismic Hazard Assessment in the Peruvian Territory, 16th World Conference on Earthquake, Paper N° 3028.
- Applied Technology Council (ATC). 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building ATC-40. California: Applied Technology Council.
- Building Seismic Safety Council. 2000. FEMA 356. "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building". Washington D.C: Federal Emergency Management Agency.
- Building Seismic Safety Council. 2009. FEMA 420". Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation". Washington D.C: Federal Emergency Management Agency.
- Cardenas L., Reyna R., Estacio L y Zavala C. Implementation of database of masonry walls – Test review of existing Test data in Peru. Journal of Disaster Research Vol 9, N° 6 .2014.
- CISMID. Comparación del comportamiento frente a cargas cíclicas de muros de albañilería informal sin reforzar y reforzada. Programa 0068 - reducción de la vulnerabilidad y atención de emergencias por desastres. Lima-Perú. 2015.
- Diaz M., Zavala C., Gallardo J. and Lavado L. Experimental Study of Non-Engineered Confined Masonry Walls Retrofitted with Wire Mesh and Cement-Sand Mortar. 16th World Conference on Earthquake Engineering. N° 2950, Santiago, Chile, 2017.
- Diaz M., (2011) Program for Non Linear Time-history Analysis of Multi Degree of Freedom Systems, Manual Program, CISMID FIC-UNI.
- Diaz M., (2012) Hysteresis Simulator Tool, Manual Tool, CISMID FIC-UNI.
- Díaz M., Ortiz K., Aguilar Z. y Zavala C. (2017). AMOSIS Atenuación del Movimiento Sísmico.
- Flores L., Ortiz K., Zavala C., Reyna R. y Díaz M. (2017). MOPECA Modelador de Pérdidas Catastróficas.
- Igarashi L. (2008), Reforzamiento Estructural de Muros de Adobe (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Isacks B., Oliver J. y Sykes L.R., (1968). "Seismology and Global Tectonics", Journal of Geophysical Research, Vol 73, N° 18, págs. 5855-5899.
- Junta del Acuerdo Cartagena PADT-REFORT (2000). Manual de Diseño para maderas del grupo andino, Tercera Edición.
- Kramer, E., Geotechnical Earthquake Engineering,
- Lavado L., Taira J. and Gallardo J. Current State of Masonry Properties Material on Emerging Zones in Lima City. Journal of Disaster Research Vol.9 No.6, 09.2014.
- Medina, G. Estudio del comportamiento experimental a escala natural de muros y módulo de concreto reforzados con malla electrosoldada – Tesis para Título Profesional FIC/UNI – Investigación financiada por UNICON -FORSA – PRODAC- CISMID/FIC/UNI 2004-2005.
- McGuire R. (1974). "Seismic Structural Response Risk Analysis Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", MIT Report R74-51, Cambridge, Mass.
- McGuire R. (1976). "Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis", Open-File Report 76-67, U.S. Geological Survey.
- McGuire R. (1995). "EZ-FRISK, User's Manual", RISK Engineering, Boulder, Co.
- Meneses, J. (1985). "Evaluación de Acelerogramas y Determinación de Espectros de Respuesta en Lima", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Miranda, E (1991). "Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings", Thesis submitted for partial satisfaction of the requirements of the degree of Doctor of Philosophy in Engineering, University of California at Berkeley.
- Miranda, E. (1993). "Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Spectra", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 5, pp. 1319-1338.

- Miranda E., Reyes C. Approximate Lateral Drift Demands in Multistory Buildings with Non uniform Stiffness - Eduardo Miranda and Carlos J. Reyes Journal of Structural Engineering ASCE / July 2002.
- Miranda, E. Approximate lateral deformation demands in multistory buildings. (1999). Journal of Structural Engineering ASCE. /1999.
- Moehle, J.P. (1992). "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structures," Earthquake Spectra, Vol. 8, pp. 403-428.
- Moehle, J.P. (1996). "Displacement-Based Seismic Design Criteria", Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, June.
- Olarte J., Zavala C., Aguilar Z., Vásquez G., Escobar R. y Romaní S. (2003). "Estimación de la pérdida máxima probable PML en 10 distritos de la Gran Lima y Callao: Aplicación a la industria aseguradora peruana". XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos, Colegio de Ingenieros del Perú-Consejo Departamental de Loreto-Capítulo de Ingenieros Civiles.
- Ordaz, M., Miranda, E., Reinoso, E., Pérez-Rocha, Luis E. (1999). "Seismic Loss Estimation Model For México City".
- Ordaz, M. (1999). "Metodología para la Evaluación del Riesgo Sísmico Enfocada a la Gerencia de Seguros por Terremoto".
- Pulido N., Aguilar Z., Tavera H., Chlieh M., Calderon D., Sekiguchi T., Nakai S., and Yamazaki F. (2015): Scenario Source Models and Strong Ground Motion for Future Mega-earthquakes: Application to Lima, Central Peru, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 105, No. 1, pp. 368-386.
- Palmer K., Roeder Ch., Lehman D., Okasaki T and Shield C. Experimental Performance of Steel Braced Frames Subjected to Bidirectional Loading–Journal of Structural Engineering ASCE/ August.2013.
- Priestley, M. J. N. (1997). "Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings," Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1 No. 1, pp. 157-192.
- Reyna R., Zavala C. y Diaz M., (2015) DALILA Software: Damage Level In Loss Assessment, CISMID-FIC-UNI, Program Manual.
- Richter C.F. (1958). "Elementary Seismology", W.H. Freeman Co., San Francisco.
- Sakasegawa, H. (1983) Stratified rejection and squeeze method for generating beta random numbers, Annals of the Institute of the Statistical Mathematics Part B, 35:291-302.
- Salinas R. and Lazares F. Seismic Performance of Confined Masonry Buildings with Tubular Bricks in Developing Areas. Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering. China, 11.2008.
- Sebrier M., Huamán D., Blanc J.L, Macharé J., Bonnot D. y Cabrera J. (1982). "Observaciones acerca de la Neotectónica del Perú", Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.
- SENCICO. Norma E-030. "Diseño Sismorresistente. Lima: Ministerio de Construcción, Vivienda y Saneamiento. Peru, 2016.
- SENCICO. Norma E-070. "Albañilería". Ministerio de Construcción, Vivienda y Saneamiento. Peru, 2006.
- Shibata, A., Dynamic Analysis of Earthquake Resistant Structures, 1st edn in English, Tohoku University Press, Tohoku, 2010.
- Silgado E. (1969). "Sismicidad de la Región Occidental de la América del Sur entre los paralelos 2° y 18° Latitud Sur". Primer Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica, pp 33-44.
- Silgado E. (1973). "Historia de los Sismos más notables ocurridos en el Perú 1955-1970", Geofísica Panamericana, Vol 2, pp 179-243.
- Silgado E. (1978). "Historia de los Sismos más Notables ocurridos en el Perú (1513-1974)", Instituto de Geología y Minería, Boletín N°3, Serie C, Geodinámica e Ingeniería Geológica, Lima, Perú.
- Silgado E. (1992). "Investigación de Sismicidad Histórica en la América del Sur en los Siglos XVI, XVII, XVIII y XIX", CONCYTEC, Lima, Perú.
- Smith J.C. Structural Steel Design LRFD - North Carolina University, 1991. ISBN 0-471-62142-0



- SISRA (1985). "Catálogo de Terremotos para América del Sur" Volúmenes 7a, 7b y 7c, Proyecto SISRA, Centro Regional de Sismología para América del Sur. Lima, Perú.
- Sozen, M.A. (1997). "Drift-Driven Design for Earthquake Resistance of Reinforced Concrete," Proc. EERC-CURE Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, Berkeley, California, January.
- Stewart W. The Seismic Design of Plywood Sheathed Shear Walls (Thesis Doctoral). University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1987.
- Suarez M., Maruya Y., Zavala C., Diaz M. and Moya C. Fragility Functions for Non-Engineered Masonry Dwelling in Peru. 16th World Conference on Earthquake Engineering. N° 4362, Santiago, Chile, 2017.
- Sugano S., Saito T., Zavala C. and Cardenas L. Strength and Deformation of Confined Brick Masonry Walls Subjected to Lateral Forces – Review of Existing Test Data in Japan and Peru. Journal of Disaster Research Vol.9 No.6, 11.2014.
- Yamazaki, F., et al. (2014): Summary Report of the SATREPS Project on Earthquake and Tsunami Disaster Mitigation Technology in Peru, Journal of Disaster Research, Vol. 9, No. 6, pp. 916-924.
- Tarque N., Candido L., Camata G., Spacone E. Masonry infilled frame structures: state-of-the-Art review of numerical modelling. Earthquake and Structures Vol 8 No.1, 2015
- Quiun D., Bartalome A., Torrealva Daniel. Masonry Influence in Seismic Performance of Buildings – Case Study in Peru. Central Data Catalog. 2008.
- Zavala C. et al. Behavior under lateral load of low concrete strength walls with electro welded wire mesh reinforcement. – Material Bank of Peru – AGV & Association – CISMID Report. 1999 – 2000.
- Zavala C. and Kaminosono T., et al., "Construction Monitoring and Improvement Techniques for Masonry Housing," CISMID-IDI Report, 2003.
- Zavala C, Honma C, Gibu P, Gallardo J, Huaco G, (2004), Full Scale On Line Test on two Story Masonry Buildings using handmade bricks, Proceedings of the 13th World Conference of Earthquake Engineering, Vancouver Canada, Paper 2885.
- Zavala, C., Honma, C., Gibu, P., Huaco, G. Seismic Behavior of Two Stories Masonries Building. Japan-Peru workshop on Earthquake Disaster Mitigation, Lima 2005.
- Zavala C., Gibu P. Díaz M. y Gruber D. "Factibilidad del Uso de Mallas Electrosoldadas y Mortero en el Reforzamiento de Viviendas Dañadas por Cargas Laterales Extremas en una Vivienda de Dos Niveles", XVII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Chiclayo, Perú, 2009.11.
- Zavala C., Aguilar Z., and Estrada M. Post-Quake Microzoning Study On Pisco and Tambo De Mora Due To August 15th 2007 Pisco Quake — Joint Conference Proceedings 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) /March 2010.
- Zavala C., Lavado L., Taira J., Cardenas L. and Diaz M. Comparison of Behaviors of Non-Engineered Masonry Tubular Block Walls and Solid Engineered Walls. Journal of Disaster Research Vol.9 No.6, 11.2014.
- Zavala C., Diaz F., Cardenas L., Estrada M. and Flores E. Damage Curves for Non-Engineering Confined Masonry Buildings. 16th World Conference on Earthquake Engineering. N° 4580, Santiago, Chile, 2017.
- Zavala C. et al. Behavior under lateral load of low concrete strength walls with electro welded wire mesh reinforcement. – Material Bank of Peru – AGV & Association – CISMID Report. 1999 – 2000.



ANEXO

DESCRIPCIÓN DE TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES PERUANAS

Las tipologías estructurales que sirven de clasificadores para los bienes asegurables, los mismos que son presentados a continuación, debiéndose mencionar que debido a su similitud de comportamiento (edificios donde predomina la deformación por corte, edificios donde predomina la deformación por flexión y edificios donde predomina la deformación por corte y flexión) han sido agrupados bajo la misma tipología aquellos que guardan similitudes en su comportamiento.

PÓRTICOS DE ACERO ARRIOSTRADOS CON DIAGONALES (AC)

Edificio compuesto por pórticos ensamblados con vigas y columnas de acero y la inclusión de arriostres diagonales en los vanos. Los diafragmas son de losas de concreto vaciado in situ, sistema de placa colaborante (steel deck) con concreto apoyado sobre vigas de acero o entramados de acero con una rigidez relativamente mayor que la de los pórticos. Fuerza lateral es resistida por los pórticos de acero donde las diagonales concentraran la deformación inelástica. La cimentación de este sistema estructural con zapatas aisladas.

ADOBE Y QUINCHA (AQ)

Construcción de uno o dos niveles, con posibles altillos. Típicamente muros de adobe de gran espesor en el primer nivel y estructura de quincha en el segundo. Techos y entrepisos de madera, en algunos casos con cielo rasos de yeso.

Las fuerzas laterales son resistidas por los muros. Poseen diafragmas flexibles, constituidos por viguetas de madera y entablados. Utilizan una cimentación corrida de concreto ciclópeo.

PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO (CA)

Estructuras con pórticos de concreto armado, habitualmente para uso comercial o de vivienda.

Los pisos y techos son por lo general losas aligeradas, que pueden ser con viguetas prefabricadas. Con menos frecuencia se emplean losas macizas, encasetonados y otros. Las cargas de gravedad son resistidas por las vigas y columnas que conforman los pórticos.

Las cargas laterales son también resistidas por los pórticos, en los que puede tenerse un pequeño número de placas, tales como las de cajas de escaleras y de ascensores. Puede suponerse que los diafragmas son rígidos. En este sistema estructural se utiliza una cimentación con zapatas aisladas. Excepcionalmente se tienen estructuras cimentadas sobre pilotes, plateas de cimentación.

PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO CON PLACAS (CP)

Similar a CA excepto porque prácticamente la totalidad de la fuerza lateral es resistida por placas de concreto armado de gran rigidez.

MUROS DE CONCRETO ARMADO DE DUCTILIDAD LIMITADA (DL)

Construcciones cuyo sistema estructural está basado en muros de pared delgada, entre 8 cm y 12 cm, que tienen como acero de refuerzo, malla electrosoldada con elementos de confinamiento de capacidad limitada o puede prescindirse de extremos confinados. De acuerdo a la Norma Técnica de Edificaciones – Diseño Sismorresistente, (NTE E030-2016), se pueden construir hasta ocho niveles. Sin embargo, existen una gran cantidad de edificios con muros de ductilidad limitada con mayor número de pisos construidos previos a esta norma, que incorporan a este tipo de muros, acero de refuerzo dúctil en el tercio inferior de su altura.

ENTRAMADOS DE MADERA (EM)

Construcciones de uno o más pisos, típicamente viviendas unifamiliares. Cargas moderadas. Luces relativamente cortas. Los pisos y techos están contruidos a base de viguetas de madera, con separaciones del orden de 40 a 60 cm, que se apoyan sobre pie derechos o dinteles. Excepcionalmente pueden tenerse algunas columnas aisladas. Las acciones de sismo son soportadas por los muros, cuya rigidez depende del revestimiento. Los diafragmas son flexibles. Frecuentemente están contruidos por entablados de madera.

MAMPOSTERÍA (MP)

Dentro de este grupo estructural existen cuatro categorías estructurales que son consideradas dentro del mismo agrupamiento. Las diferencias son cuantificadas a través de las irregularidades, estado de conservación y sub sistema preponderante:

M1: Mampostería de Arcilla Sin Refuerzo

Muros portantes de mampostería sólida sin refuerzo ni elementos de confinamiento, típicamente con muros de cabeza o de mayor espesor.

Las fuerzas laterales son resistidas por los muros. Los diafragmas de entrepiso son rígidos, con losas aligeradas o macizas. Su cimentación corrida de concreto ciclópeo, excepcionalmente zapatas aisladas.

M2R: Mampostería Armada o Confinada con Diafragmas Rígidos

Muros portantes de mampostería confinada, con unidades sólidas. Unidades de arcilla, concreto o sílico calcáreas. Puede tener algunas pequeñas columnas de acero o

madera. Las fuerzas laterales son resistidas por los muros. Poseen diafragmas rígidos en pisos, con losas aligeradas o macizas. Utilizan cimentación corrida de concreto ciclópeo, excepcionalmente zapatas aisladas.

M2F: Mampostería Armada o Confinada con Diafragmas Flexibles

Similar a M2R excepto por tener diafragmas de piso o techo flexibles, con viguetas de madera o de acero, incluyendo viguetas reticuladas. No deben incluirse en este grupo las construcciones de dos o más niveles en las que sólo el último nivel tenga un diafragma flexible; éstas deben ser clasificadas como M2R.

M3: Construcción Informal en Albañilería

Similar a M2, pero con unidades tubulares (pandereta), o con insuficiente confinamiento.

ESTRUCTURAS INDUSTRIALES / COMERCIALES (IC)

Estructuras con áreas mayores a 500 m² y de grandes luces, destinadas a la industria o el comercio con pocos muros estructurales interiores. Generalmente este tipo de estructura está definido como por pórticos de acero de alma llena o una combinación de pórticos de concreto perimetrales con estructura metálica en los techos.

La estructura de techos o pisos se basa en Tijerales de madera o de acero, que se apoyan en columnas de acero y/o columnas de concreto y/o elementos de mampostería.

ESTRUCTURAS ESPECIALES (EE)

Corresponde a Minas, Aeropuertos, Sistema de Gas Natural, Tuberías Enterradas, Sistema de Instalación Petrolera y Petroquímica, Sistemas eléctricos (Torres de Transmisión), Sistemas de drenaje (agua residual), Reservorios, Plantas de Tratamiento, Plantas Potabilizadoras, Plantas Nucleares, Sistema de suministro de agua potable, Puertos (plataformas, armaduras container), Vías Férreas, Puentes, Carreteras, Iglesias, Edificios Históricos, Parques Industriales, Teatros y Auditorios, Muelles, Tanques y Silos.

Son consideradas estructuras especiales aquellas que poseen más de un sistema estructural involucrado y que poseen instalaciones especiales tales como: minas, aeropuertos, sistema de gas natural, tuberías enterradas, sistemas de instalaciones petroleras y petroquímicas, sistemas eléctricos, sistemas de drenaje (agua residual), reservorios, planta de tratamiento, plantas potabilizadoras, plantas nucleares, sistemas de suministro de agua potable, puertos, vías férreas, puentes, carreteras, iglesias, edificios históricos, parques industriales, teatros y auditorios, entre otros.

MATRIZ DE DAÑOS EN ESTRUCTURALES

Las edificaciones dependiendo de su agrupamiento estructural exhiben daños particulares, cuyo parámetro indicativo es la distorsión de entrepiso. Cada entrepiso exhibe valores de distorsión que pueden sobrepasar umbrales de serviciabilidad y reparabilidad, que muestran incursión en el rango inelástico del material predominante, originándose el daño en el elemento estructural que afecta el comportamiento global del sistema estructural. A continuación, se presentan los daños estructurales predominantes para los sistemas estructurales peruanos.

ESTRUCTURAS DE ACERO

El acero como material de construcción posee muchas ventajas respecto a otros materiales, tales como el desarrollo de ductilidad, resistencia a la fatiga, facilidad en la construcción entre otros. Sin embargo, las estructuras de acero no son infalibles a daños causados por agentes externos y sismos principalmente, los daños más frecuentes debido a sismos se producen en las conexiones y eventualmente en elementos estructurales.

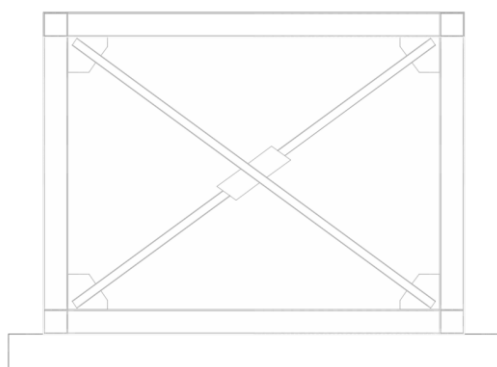


Figura 18. Esquema de estructura de acero

El comportamiento de las estructuras de acero en un estado inicial elástico tiene un límite de distorsión de $1/500$ donde no hay evidencia de grietas en su tabiquería o muros de partición. En el estado de fluencia del acero el daño arquitectónico se hace visible al igual que las grietas en muros de partición y se evidencia fisuras en la fachada no estructural, estos daños se producen en una distorsión de $1/300$. El máximo esfuerzo ocurre en la distorsión de $1/200$, para éste estado los daños en particiones ya son visualmente molestosas, se hacen visibles los daños a los tabiques y grandes ventanales, además son visibles los daños en los acabados estructurales. El

estado último del comportamiento se produce a la distorsión de $1/100$ donde las puertas, ventanas, divisiones corredizas y elevadores ya no funcionan apropiadamente. En el caso de pórticos con arriostres concéntricos, los arriostres son los elementos fusibles del sistema estructural y experimentarían la formación de rotulas plásticas en sus extremos e incluso a la mitad de su longitud, situación que podría presentarse en distorsiones $1/50$ originando el colapso del sistema estructural. Una representación estructural de este sistema es mostrado en la Figura 18.

ESTRUCTURAS DE ADOBE Y QUINCHA

El uso de la quincha y el adobe como material constructivo data de tiempos muy antiguos en el Perú, hoy en día corresponden a los materiales predominantes en estructuras patrimoniales y monumentos históricos. Además, estos materiales se siguen usando principalmente en zonas rurales pues son materiales de fácil acceso y su construcción sigue tradiciones ancestrales de la cultura inca. Los daños que ocurren en estructuras de adobe y quincha durante los sismos son la apertura de las esquinas del encuentro de muros, la aparición de grietas diagonales y en la quincha el quiebre de pies derechos. La ausencia de viga collarín que enlaza los muros del perímetro, incrementa la vulnerabilidad de este sistema estructural.

Durante el estado elástico del comportamiento se producen grietas entre 0.1 y 0.5 mm que corresponden a una distorsión de $1/1600$. Posteriormente en la distorsión $1/800$ se producen grietas entre 0.5 a 2.0 mm, en estructuras de adobe se produce el inicio de la grieta diagonal; en estructuras de quincha ya se produce el agrietamiento diagonal entre pie derechos, un agrietamiento general con pérdida de tarrajeo y el quiebre de algunos pies derechos. Para el máximo estado se producen grietas de 2.0 a 5.0 mm en una distorsión de $1/400$, en éste punto la grieta diagonal es mayor y se prolonga de lado a lado, además puede ocurrir corte en la base. El estado último ya admite el colapso para estructuras de adobe y quincha y puede producirse a una distorsión de $1/250$. La Figura 19 y la Figura 20 muestran esquemas estructurales ejemplo para esta categorización.

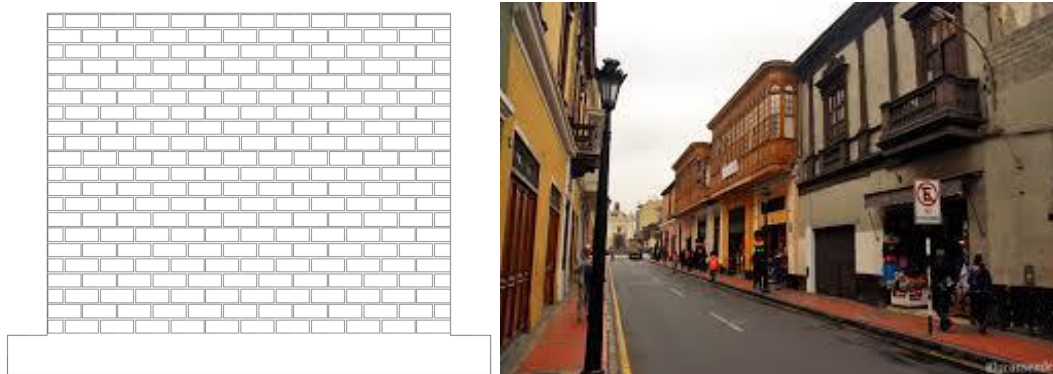


Figura 19. Esquema de estructura de adobe

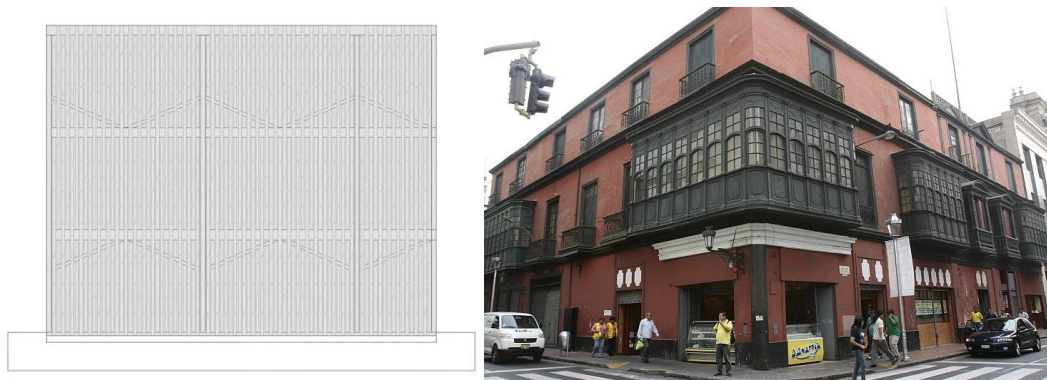


Figura 20. Esquema de estructura de quinchá

ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Las estructuras de concreto armado corresponden en la actualidad a construcciones modernas, donde los elementos vigas, columnas y placas son la base de la estructuración de los pórticos. El material componente de estas estructuras tiene propiedades importantes como la resistencia a la compresión, que permite resistir altos niveles de esfuerzo, que hacen posible la sostenibilidad de deformaciones flexión y corte.

En estructuras de concreto armado el agrietamiento se produce a una distorsión de $1/1150$ donde las grietas no son visibles y están el orden de 0.05 a 0.2 mm. Para la fluencia del acero las grietas tienen entre 0.3 y 2.0 mm que corresponden a una distorsión de $1/600$, el daño se evidencia en grietas diagonales visibles y grietas en los talones de los muros, además de un agrietamiento considerable a ambos lados de los elementos. Durante el máximo esfuerzo la distorsión alcanza el valor $1/150$ con grietas de 2.0 a 3.0 mm, el daño se evidencia en grietas de flexión y corte que pasan de cara a cara en los elementos y puede generarse la rotura de vidrios en ventanas. Para el estado último del comportamiento las grietas son de 3.0 a 5.0 mm en una distorsión de $1/75$, donde existe daño estructural en vigas, columnas, placas y muros muchas veces irreparable y además con la existencia de un posible desnivel de entresijos con ascensores trabados o no operativos. La Figura 21 y Figura 22 presentan esquemas estructurales representativos del material descrito anteriormente.



Figura 21. Esquema de estructura de pórticos de concreto

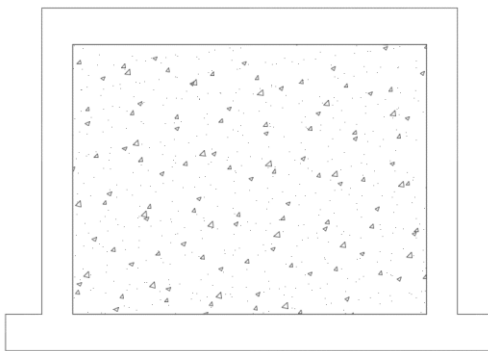


Figura 22. Esquema de estructura de placas de concreto

ESTRUCTURAS DE MADERA

Una estructura puede constituirse íntegramente de madera, pero puede combinarse con planchas de conexión de acero, que darán un mejor desempeño a la estructura, siendo la madera el principal material para los elementos resistentes. Los entramados, muros, o tabiques son conjuntos de pie derechos arriostrados por elementos horizontales, recubiertos por paneles de revestimiento y provistos de vigas soleras en los extremos superior e inferior. En la Figura 23 se muestra una representación del sistema estructural.

El estado de agrietamiento para entramados de madera se produce a una distorsión de $1/300$, mientras que la fluencia se produce en $1/200$, teniéndose que el máximo esfuerzo se produce para una distorsión de $1/50$.



Figura 23. Esquema de estructura de entramados de madera

ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Las estructuras de mampostería pueden tener elementos de confinamiento en sus extremos para dotar a la mampostería de rigidez y resistencia adicional. Las estructuras que no tienen confinamiento son más propensas a sufrir daño súbitamente durante sismos, debido precisamente a la carencia de los elementos de confinamiento. Los tipos de daños en estructuras de mampostería son generalmente causados por la tracción y corte en la franja diagonal, por la carencia de vigas de amarre, además por la ausencia de columnas de refuerzo ocasionan el colapso del muro fuera del plano.

El final del estado elástico ocurre bajo una distorsión de $1/1600$, donde aparecen las primeras grietas en las esquinas de la base de los muros con espesores entre 0.1 y 0.3 mm. La fluencia en el muro, genera el inicio de grietas diagonales visibles con dimensiones de 0.5 a 1.0 mm que ocurre a una distorsión de $1/800$. El mayor deterioro se evidencia a una distorsión de $1/200$ con apertura de grietas diagonales con espesores entre 2.0 a 8.0 mm, y además se dañan los elementos de confinamiento con grietas horizontales bastante notables. El estado último se produce bajo una distorsión de $1/65$ donde se presenta el desprendimiento de bloques del muro y apertura de grietas de lado a lado en el muro, acompañado del aplastamiento de los talones. Además, las ventanas o puertas estarán trabadas para esta condición última. Un esquema estructural es presentado en la Figura 24.

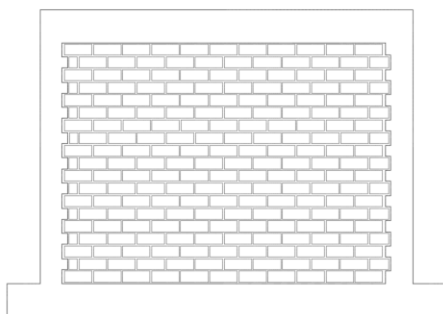


Figura 24. Esquema de estructura de mampostería