



ESTADO PLURINACIONAL DE BOLIVIA  
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS,  
SERVICIOS Y VIVIENDA

# GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO

GBDS 2018  
V3.0 (JUNIO 2018)

AUTOR: MSC.ING. ROLANDO GRANDI GÓMEZ

SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA  
COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE BOLIVIA





## INTRODUCCIÓN

Después de 12 años de haberse publicado la primera Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS 2006, elaborada por el Ing. Grandi, ahora se presenta esta GUÍA que representa una actualización a dicha norma.

Los principales cambios son la zonificación sísmica, los espectros de diseño, la compatibilización del capítulo 10 al código ACI 318-14, y algunos cambios menores en los demás capítulos.

Un significativo y sorprendente cambio es la zonificación sísmica, la cual está en función a los nuevos descubrimientos del funcionamiento de las placas tectónicas de la región donde Bolivia se encuentra, es decir a la subducción de la placa de Nazca por debajo de las placas Altiplano y Sudamericana y a la convergencia entre la placa Altiplano con la placa Sudamericana.

Recientes investigaciones internacionales confirman la existencia de la placa Altiplano que en su borde oeste está siendo empujada por la subducción de la placa de Nazca y en su borde este está siendo empujada por la convergencia con la placa Sudamericana.

El límite este de la Cordillera Oriental prácticamente coincide con la zona de contacto entre la placa Altiplano y la placa Sudamericana. La Cordillera Oriental es producto de este contacto de placas. Esto significa que todo el sector que cubre la Cordillera Oriental es propenso a sentir sismos de fuerte intensidad. La zona de contacto entre las dos placas es también una zona con mucha sismicidad.

Por el movimiento y sus efectos de las tres placas tectónicas (Nazca, Altiplano y Sudamericana), explicado en el capítulo 2 (tomando en cuenta las investigaciones internacionales), la amenaza sísmica en Bolivia es muy alta, se pueden presentar sismos de alta intensidad en corto plazo, por lo tanto, las aceleraciones pico del suelo se han incrementado considerablemente. La zonificación sísmica y los nuevos espectros de diseño consideran esta amenaza sísmica latente.

Los espectros sísmicos de diseño son más realistas que los del año 2006 y además tienen una gran concordancia con los espectros de países vecinos, especialmente con Perú, Chile y Argentina. Para su elaboración se han seguido las recomendaciones de la ATC (Applied Technology Council).

Para resistir efectos sísmicos severos, la estructura debe estar bien preparada, por lo tanto, el capítulo 10 "Diseño Sismo Resistente" considera las recomendaciones del código ACI-318-14 para lograr una estructura dúctil, resistente y estable.

Este trabajo ha sido apoyado por el Ministerio de Obras Públicas Servicios y Vivienda a la cabeza del Ministro Ing. Milton Claros, por la Sociedad de Ingenieros de Bolivia en la presidencia del Ing. Marco Antonio Fuentes y por el Colegio de Ingenieros Civiles de Bolivia primero en la presidencia del Ing. Henry Claros y después en la presidencia del Ing. Alvaro Churrurrin. Ha participado activamente en la coordinación institucional el Ing. Paul Sánchez.

Msc. Ing. Rolando Grandi Gómez.

## ÍNDICE

1. Objeto y campo de aplicación .....	4
2. Sismicidad de Bolivia .....	5
3. Zonificación sísmica de Bolivia .....	17
4. Configuración estructural sísmica .....	19
5. Clasificación de suelos de cimentación .....	25
6. Categorización de las edificaciones .....	27
7. Espectros sísmicos .....	29
8. Factor de comportamiento sísmico .....	38
9. Análisis estructural sísmico dinámico .....	40
10. Diseño estructural sismo resistente .....	52
11. Diagnóstico y refuerzo sísmico .....	65
12. Bibliografía .....	79

# 1. OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

## 1.1 OBJETO

Esta guía proporciona los criterios que han de seguirse para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, modificación, ampliación, reparación y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 1.2, con el objetivo primordial de que en caso de ocurrencia de un sismo:

- se reduzca a un mínimo la posible pérdida de vidas humanas;
- el daño esté limitado; y
- las estructuras importantes para protección civil continúen operativas

## 1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

Esta guía se aplica al análisis, diseño y construcción de edificaciones sismo resistentes, se incluyen también indicaciones para realizar la evaluación, reparación y reforzamiento de estructuras.

Los requisitos contenidos en esta guía se refieren específicamente a edificaciones tales como edificios de vivienda, comercio, oficinas, hoteles, restaurantes, centros religiosos, teatros, cines, museos, parqueos, escuelas, clínicas, hospitales, universidades, complejos culturales, comerciales, deportivos, estadios, coliseos, terminales de transporte, aeropuertos, fábricas, bodegas y otras similares. También incluye edificaciones que son patrimonio del estado.

Esta guía no contempla recomendaciones específicas para el diseño sismo resistente de estructuras como: puentes, viaductos, túneles, represas, tanques, obras hidráulicas, redes de distribución (agua, gas, comunicaciones, electricidad), torres de transmisión, chimeneas, industrias que puedan contener materiales y sustancias tóxicas o explosivas, fundaciones de equipos industriales y similares.

### **NOTA:**

Los lineamientos básicos de esta guía pueden servir de referencia para realizar diseños específicos de las estructuras no contempladas, en tanto se complemente la guía con requisitos especiales y específicos para las mismas.

## 2. SISMICIDAD DE BOLIVIA

### 2.1 FUENTES SISMOGÉNICAS

Bolivia se encuentra apoyada sobre dos placas, la placa Altiplano y la placa Sudamericana.

Hace unos 60 millones de años debido al proceso convergente entre la placa oceánica de Nazca y la placa continental Sudamericana, subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana (empuje de la placa de Nazca contra la placa Sudamericana) y simultáneamente mediante el choque de la placa Sudamericana contra la placa de Nazca, se inició el proceso de formación de la placa Altiplano.

Debido al delgado espesor de la placa Sudamericana cercana a la costa, al flujo y adición del magma, a las grandes temperaturas internas, a la fuerte presión de la placa de Nazca y principalmente al fuerte empuje de la propia placa Sudamericana, hace aproximadamente 25 millones de años, esta placa se partió, creándose la placa Altiplano y empezándose a formar la Cordillera Oriental. El fuerte empuje de la placa Sudamericana continua actualmente.

La placa Altiplano, en su borde oeste está siendo “empujada” por la subducción de la placa de Nazca, mientras que en su borde este está siendo “empujada” por la placa Sudamericana, rigidizada por el “escudo brasileiro”. Por lo tanto, una amplia parte de la base de Bolivia (placa Altiplano) está sometida a grandes esfuerzos, al estar al medio de dos gigantescas placas que la comprimen. En la Figura 2.1 se observa la ubicación de la placa Altiplano.

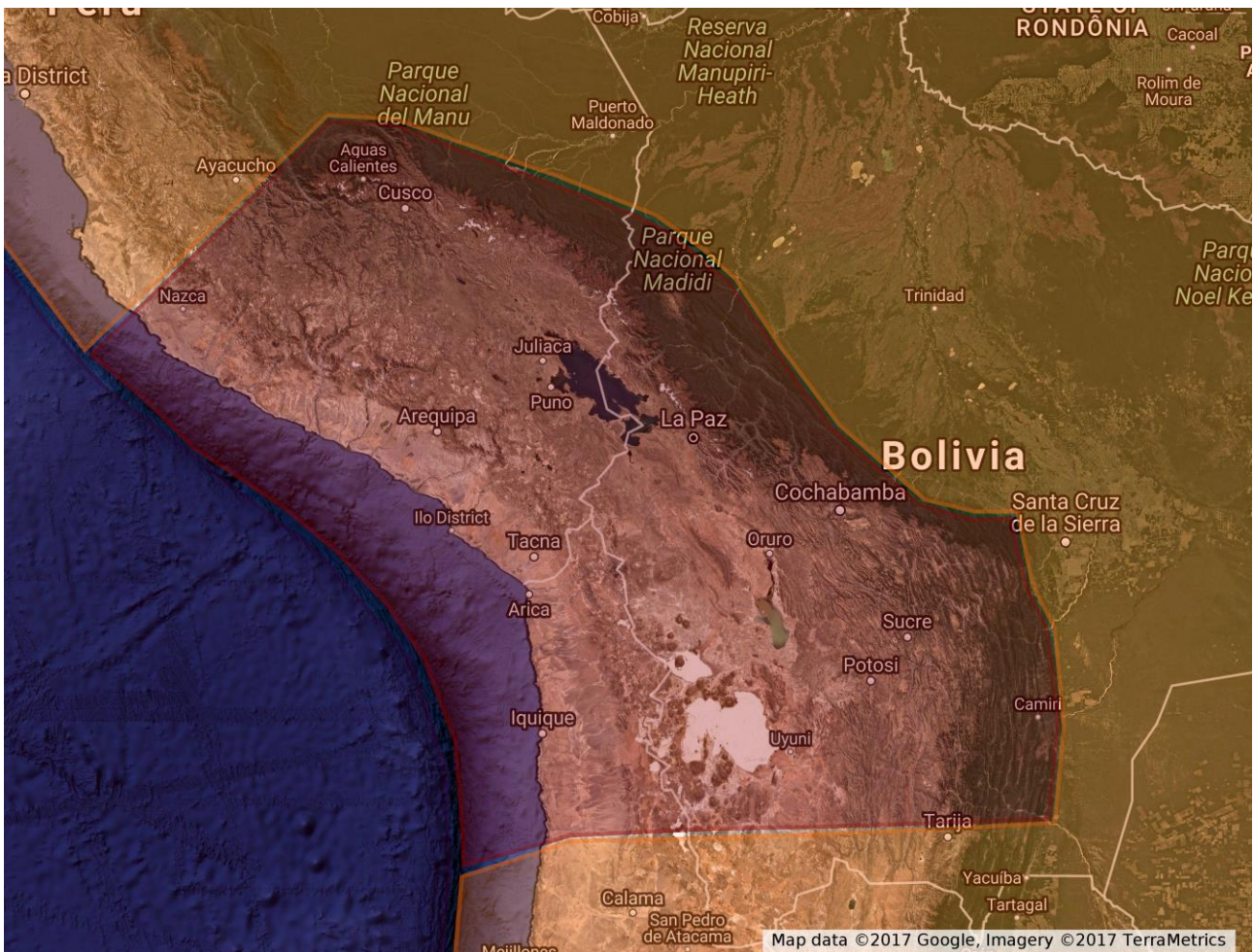


Figura 2.1.- Al centro la placa Altiplano, a la izquierda (color azul marino) la placa de Nazca, a la derecha y alrededor (color café claro) la placa Sudamericana. Extractado de Google Maps.

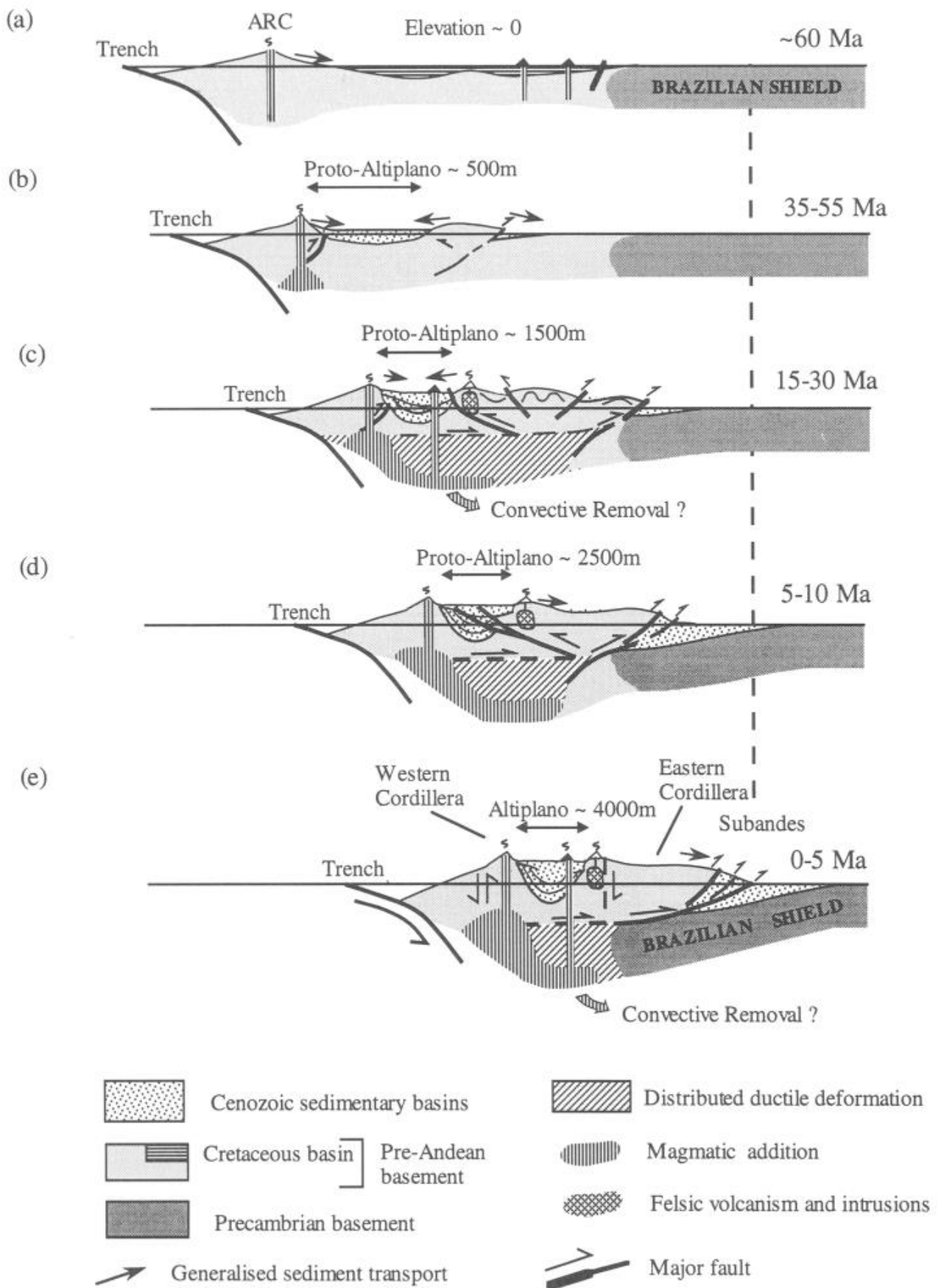


Figura 2.2.- Formación de las cordilleras, el altiplano y la placa Altiplano. A la izquierda la subducción de la placa de Nazca, al centro la placa Altiplano y a la derecha la placa Sudamericana. Extractado de Simon Lamb, Leonore Hoke, Lorcan Kennan & John Dewey. *Cenozoic evolution of the Central Andes in Bolivia and northern Chile*. From Burg, J.-P. & Ford, M. (eds), 1997, *Orogeny Through Time*, Geological Society Special Publication N.121.



La subducción de la placa de Nazca ha generado la “angosta” pero extensa Cordillera Occidental que se extiende por la frontera entre Bolivia y Chile, mientras que el empuje de la placa Sudamericana ha generado la “ancha” Cordillera Oriental (también llamada Cordillera Real), que se extiende prácticamente por toda la región central de Bolivia.

En la Figura 2.2 se observa esquemáticamente la formación de las cordilleras, el altiplano y la placa Altiplano desde hace unos 60 millones de años, según los científicos Lamb, Hoke, Kennan y Dewey. De manera similar, con algunas variantes, en la Figura 2.4 se observa la misma formación según los científicos Armijo, Lacassin, Coudurier-Curveur y Carrizo. Ambas extensas investigaciones confirman la existencia de la placa Altiplano.

El límite entre la placa Altiplano y la placa Sudamericana es prácticamente el borde este de la Cordillera Oriental (límite entre las zonas 2 y 3 del mapa de zonificación sísmica), este límite divide en dos al país, el sector de las cordilleras Occidental y Oriental y el sector de los llanos.

Los departamentos de La Paz (sector centro y sur), Cochabamba, Oruro, Potosí, casi toda Tarija, casi toda Chuquisaca, Santa Cruz (sector oeste) y Beni (sector suroeste) se encuentran sobre la placa Altiplano. Los departamentos de Santa Cruz (casi todo), La Paz (sector norte), Beni (casi todo) y Pando se encuentran sobre la placa Sudamericana.

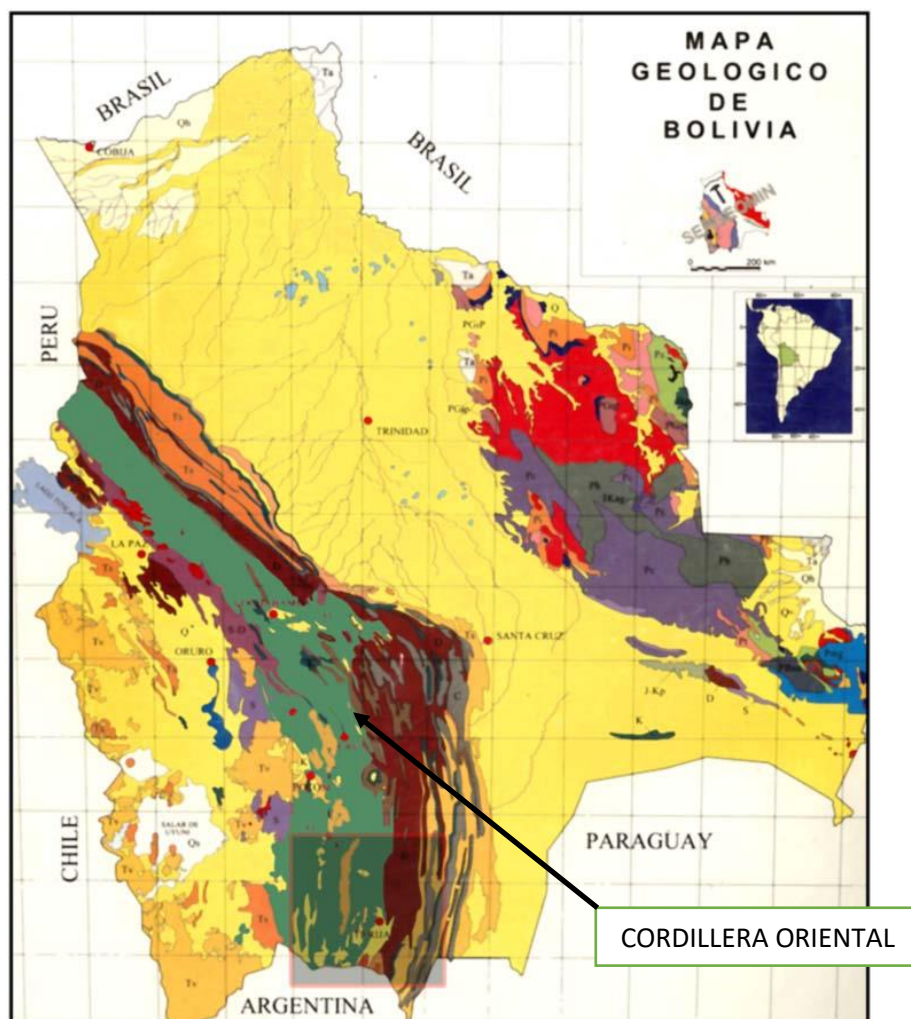


Figura 2.3.- Mapa geológico de Bolivia.

En la Figura 2.3 se destaca la extensa Cordillera Oriental, llena de minerales y saturada de fallas geológicas. Sobre esta cordillera se encuentran las ciudades de Cochabamba, Sucre, Potosí y Tarija. En su borde oeste se encuentran las ciudades de La Paz y Oruro, y en su borde este se encuentra la ciudad de Santa Cruz. El borde este de la Cordillera Oriental es prácticamente el límite entre la placa Altiplano y la placa Sudamericana.

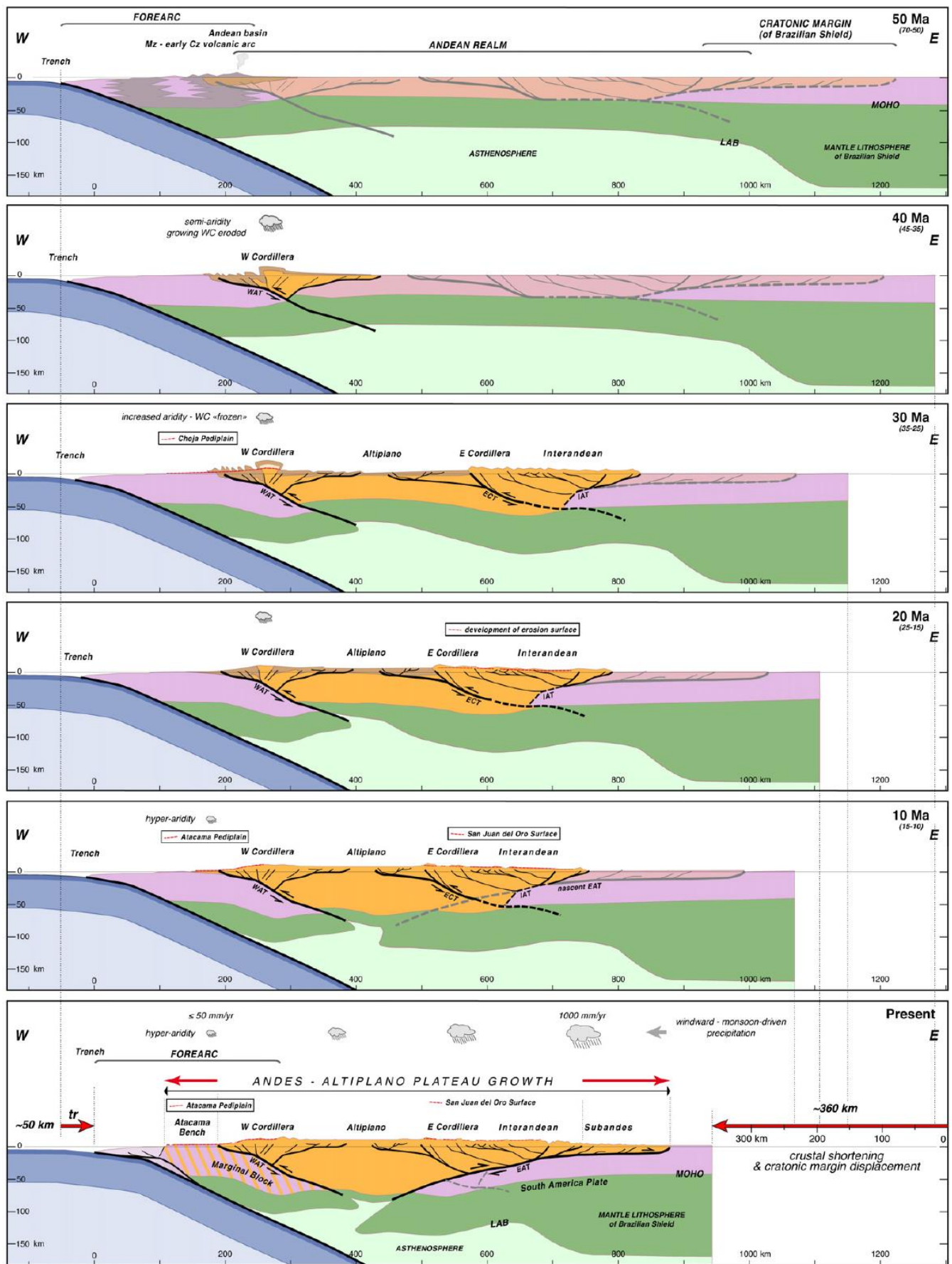


Figura 2.4.- Formación de las cordilleras, el altiplano y la placa Altiplano. A la izquierda la subducción de la placa de Nazca, al centro la placa Altiplano y a la derecha la placa Sudamericana. Extractado de Rolando Armijo, Robin Lacassin, Aurelie Coudurier-Curveur y Daniel Carrizo. *Coupled tectonic evolution of Andean orogeny and global climate*. From Earth-Science Reviews 143 (2015).



Por lo tanto, los eventos sísmicos se deben a dos fuentes principales:

### 1.- La subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana y la formación de la placa Altiplano.

Esta subducción genera sismos superficiales (5 a 70 km de profundidad) y sismos intermedios (70 a 350 km de profundidad) principalmente en los departamentos de La Paz (sector suroeste), Oruro y Potosí, y con menor frecuencia al oeste de los departamentos de Cochabamba, Chuquisaca y Tarija.

La subducción también genera sismos profundos (350 a 700 km de profundidad) principalmente en los departamentos de Beni, La Paz (sector norte), Santa Cruz y Tarija.

Es importante destacar que sismos fuertes que van a ocurrir principalmente en el sur de Perú y en el norte de Chile, pueden llegar a afectar significativamente a los departamentos de La Paz, Oruro y Potosí.

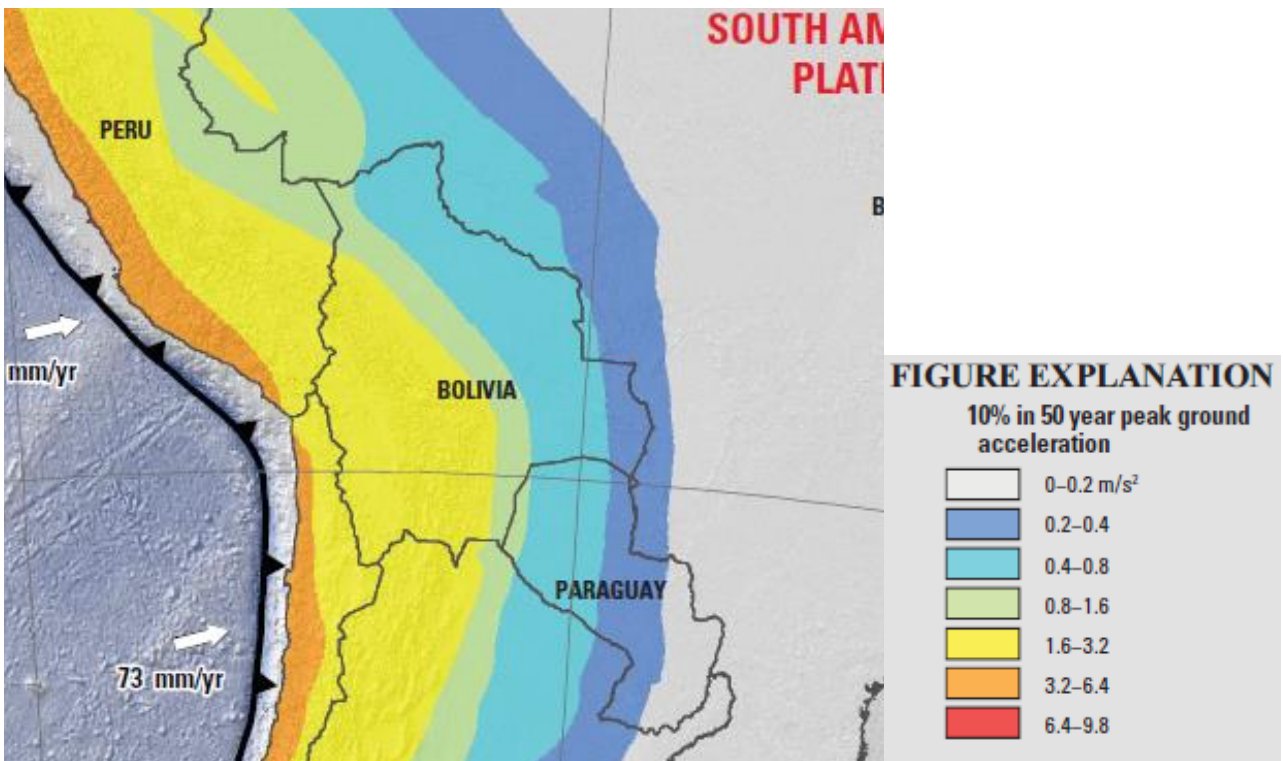


Figura 2.5.- Mapa extractado del documento compilado por Gavin P. Hayes, Gregory M. Smoczyk, Harley M. Benz, Antonio Villasenor y Kevin P. Furlong. *Seismotectonic of South America (Nazca Plate Region)*. 2014 USGS (US Geological Survey).

El mapa del USGS (Figura 2.5) está basado principalmente en el efecto de la subducción de la placa de Nazca y definidas las zonas y aceleraciones sísmicas basadas en procesamientos de catálogos de eventos sísmicos. Según el mapa del USGS, en Bolivia las aceleraciones máximas (pico) del suelo (color amarillo) varían desde 0.16g hasta 0.32g. Estas aceleraciones tienen el 10% de probabilidad de ser excedidas en 50 años.

Las aceleraciones son relativamente altas pero justificadas en base a los registros sísmicos, por lo que deben ser tomadas en cuenta en la zonificación sísmica de Bolivia.

El mapa mostrado en la siguiente Figura 2.5, también fue elaborado en base al proceso de catálogos sísmicos con registros históricos e instrumentales, datos desde el año 1471 hasta el año 1996, por iniciativa del CERESIS (Centro Regional de Sismología para América Latina). Uno de los autores, Lawrence Drake, era Director del Observatorio San Calixto.

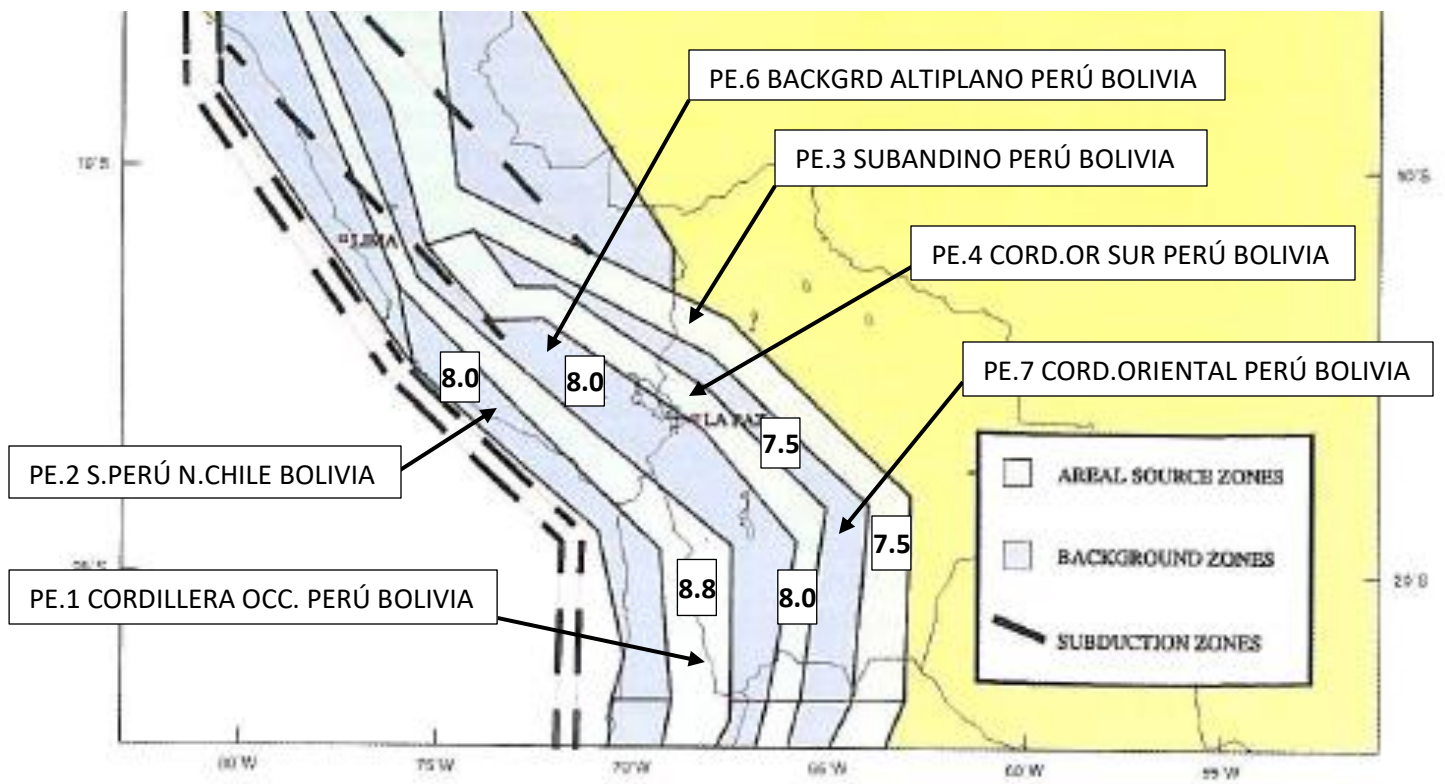


Figura 2.6.- Fuentes sísmicas en la región Norte de los Andes. Extractado del documento elaborado por Cristina Dimate, Lawrence Drake, Hugo Yopez, Leo Ocola, Herbert Rendon, Gottfried Grunthal y Domenico Giardini. *Seismic Hazard assessment in the Northern Andes (PILOTO Project)*. Annali di Geofisica, Vol.42, N.6, December 1999.

En la Figura 2.6 se observa las zonas sismogénicas definidas por los autores y las magnitudes máximas consideradas en el estudio.

Las magnitudes máximas consideradas son bastante altas, para la región de la Cordillera Occidental se tiene 8.8, para la región del Altiplano 8.0, para la amplia región de la Cordillera Oriental 7.5 y 8.0 y para el Subandino 7.5. Sismos con esas magnitudes generan aceleraciones mayores a 0.4g.

## 2.- El empuje de la placa Sudamericana y la formación de la placa Altiplano.

Este empuje genera sismos de corteza (superficiales) principalmente en los departamentos de Santa Cruz (sector oeste), Cochabamba, Chuquisaca, Potosí, Tarija y La Paz.

El empuje de la placa Sudamericana ha generado y puede generar sismos de magnitud 5, 6, 7 y probablemente 8 en la Cordillera Oriental y sus alrededores.

El límite entre las placas Altiplano y Sudamericana divide al país en dos partes, el empuje de la placa Sudamericana es muy fuerte y está activo, genera la concentración de grandes esfuerzos, los cuales pueden ocasionar grandes roturas y desplazamientos del suelo, liberando gran cantidad de energía sísmica.

Estudio patrocinado por la National Science Foundation y por Repsol S.A con participación de investigadores de las universidades de Hawaii, Ohio, Arizona y otros.-

En la investigación realizada por Brooks, Bevis, Whipple, Arrowsmith, Foster, Zapata, Kendrick, Minaya, Echalar, Blanco, Euillades, Sandoval y Smalley Jr, se destaca que, en el límite de la Cordillera Oriental, en la región entre Santa Cruz y Yacuiba, se pueden producir grandes terremotos, ver Figura 2.7.

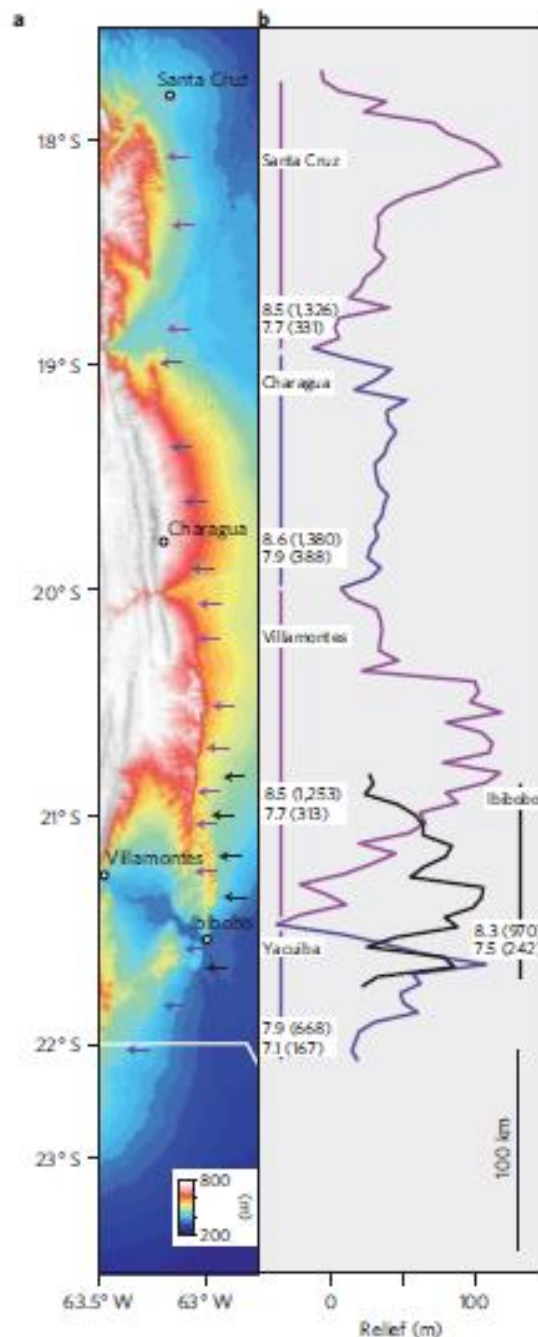


Figura 2.7.- Vista topográfica desde Yacuiba hasta Santa Cruz, en planta y relieve de segmentos de la falla Mandeyapeca. Extractado del documento elaborado por Benjamin A. Brooks, Michael Bevis, Kelin Whipple, J. Ramon Arrowsmith, James Foster, Tomas Zapata, Eric Kendrick, Estela Minaya, Arturo Echalar, Mauro Blanco, Pablo Euillades, Mario Sandoval y Robert J. Smalley Jr. *Orogenic-wedge deformation and potential for great earthquakes in the central Andean backarc*. Nature Geoscience 1143 (2011). Se destaca que Estela Minaya era Directora del Observatorio San Calixto.

Este trabajo está basado en el análisis de la velocidad del movimiento de la placa Altiplano, en las deformaciones en el contacto entre placas (Altiplano y Sudamericana), en el tipo de fallas geológicas, considerando además el inusual ancho de la Cordillera Oriental y el estudio de la región que muestra evidencias de repetitivos grandes sismos que se han dado en el pasado.

En la Figura 2.7 se observa las posibles magnitudes máximas esperadas y los tiempos de “recarga” en años, en paréntesis. Existen magnitudes desde 7.1 (167) hasta 8.6 (1380). En las conclusiones del documento se indica que en el Subandino Sur, los autores estiman que en esa región puede ocurrir un sismo con magnitud entre 8.7 a 8.9, mucho mayor que la magnitud de 7.5 que estimaron



los autores mencionados en la Figura 2.6. Por lo tanto, las aceleraciones que se podrían presentar en la región del Subandino Sur serían mayores que 0.6g.

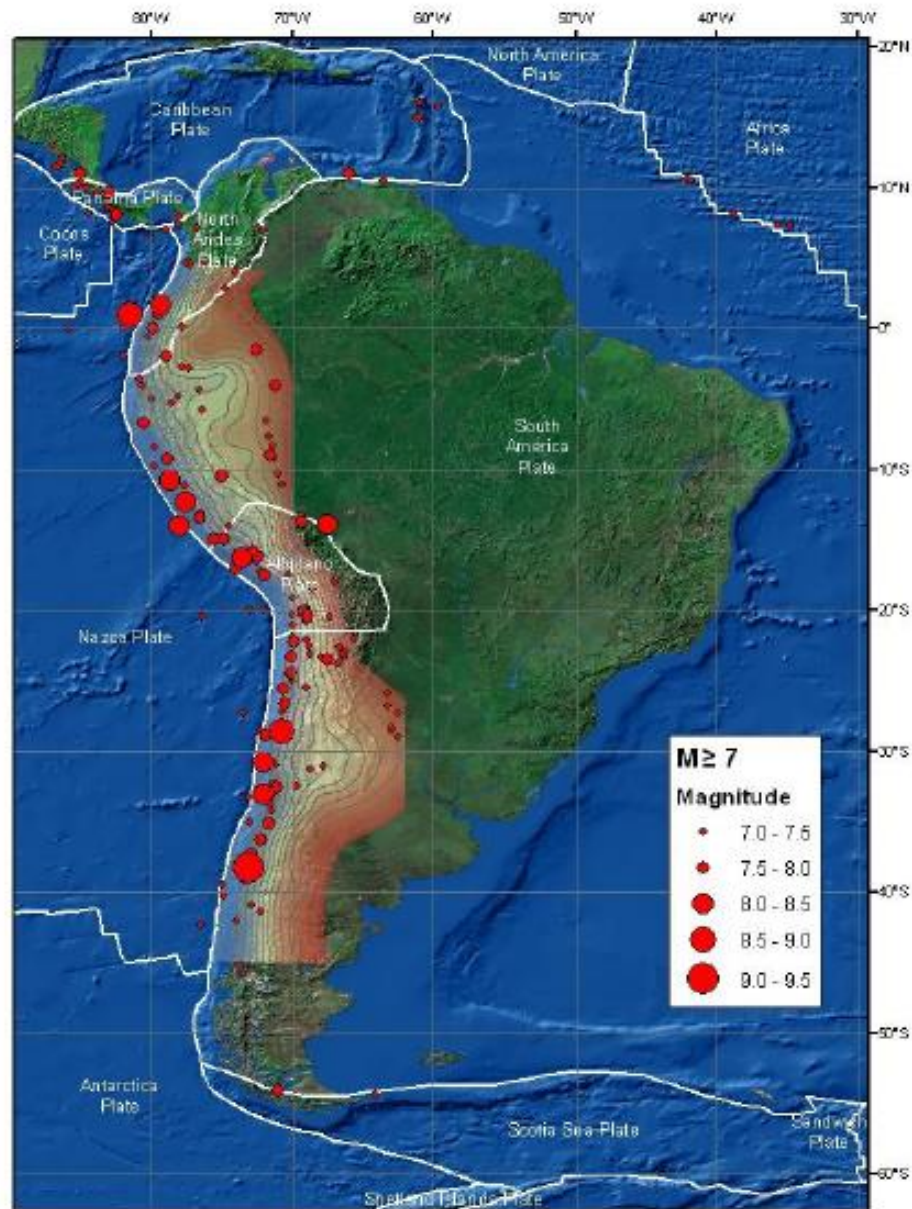


Figura 2.8.- Vista de las placas tectónicas, la placa Altiplano, curvas de nivel cada 20 Km de la subducción de la placa de Nazca y sismos de magnitud mayor a 7 desde el año 1900. Extractado del documento elaborado por Mark Petersen, Steve Harmsen, Kathy Haller, Chuck Mueller, Nicolas Luco, Gavin Hayes, Jim Dewey y Ken Rukstales. *Preliminary Seismic Hazard Model for South America*. U.S. Geological Survey.

Estudio del U.S. Geological Survey.-

En el estudio mencionado en la Figura 2.8 el objetivo es determinar las aceleraciones pico del suelo en función del movimiento de las placas, la subducción de la placa de Nazca, la convergencia de las placas Altiplano y Sudamericana, el estudio de las grandes fallas geológicas, la definición de zonas sismogénicas y el manejo de catálogos sísmicos con registros desde el año 1900 hasta el año 2008.

Los resultados del estudio se presentan en la Figura 2.9, donde se muestra el mapa de amenaza sísmica de Sud América con los valores de aceleración pico en suelo firme (760 m/s de velocidad

promedio de onda de cortante, medidos en los 30 m. superiores). Las aceleraciones tienen el 2% de probabilidad de ser excedidas en 50 años.

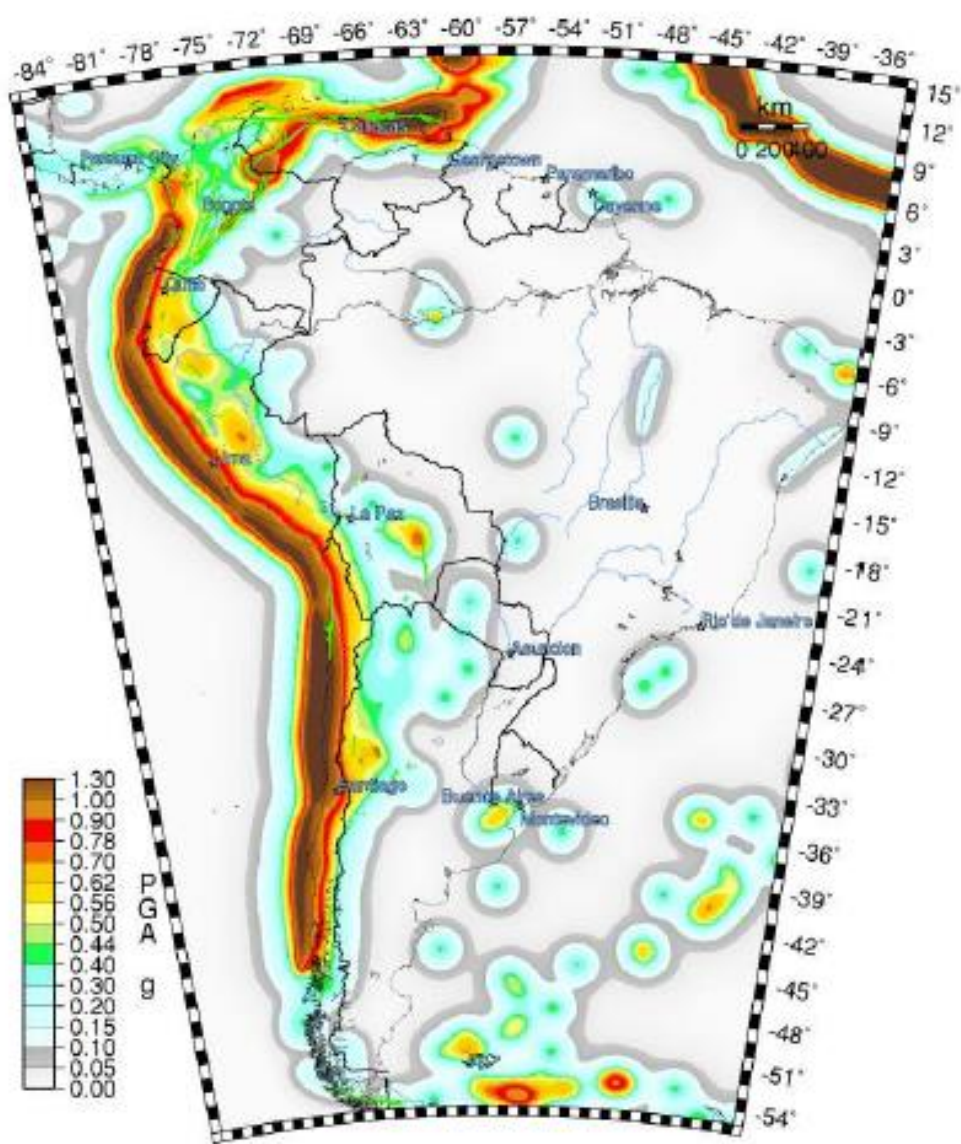


Figura 2.9.- Mapa de Sud América con los valores máximos (pico) de aceleración del suelo.

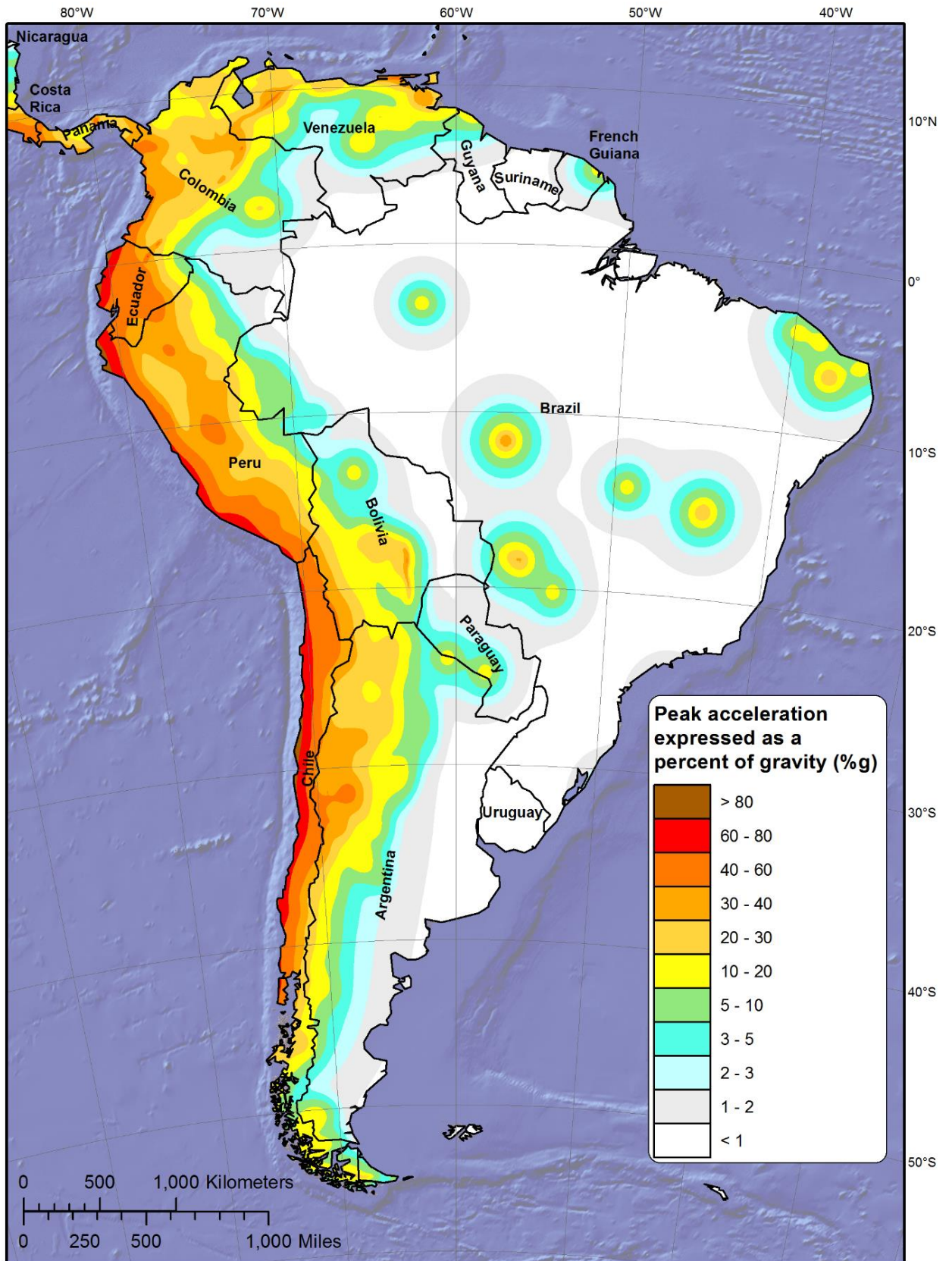
Se observa que las aceleraciones en Bolivia van desde 0.05g hasta 0.62g, con una zona donde se concentran aceleraciones que llegan hasta 0.9g. Son aceleraciones muy altas ya que tienen solamente un 2% de probabilidad de ser excedidas en un lapso de 50 años, por lo que se deben convertir en aceleraciones con un 10% de ser excedidas en el mismo lapso, esta conversión genera en las zonas más sísmicas de Bolivia aceleraciones promedio del orden de 0.2 a 0.3g.

Nuevo estudio del U.S. Geological Survey (USGS).-

Los investigadores Mark D. Petersen, Stephen C. Harmsen, Kishor S. Jaiswal, Kenneth S. Rukstales, Nicolas Luco, Kathleen M. Haller, Charles S. Mueller y Allison M. Shumway. El mes de abril 2018 en el Bulletin of the Seismological Society of America (2018) 108 (2): 781-800, han publicado el trabajo de investigación Seismic Hazard, Risk, and Design for South America, donde presentan mapas de amenaza sísmica. Uno de los más interesantes es el que se muestra en la Figura 2.10. Los valores de aceleración pico para la parte central de Bolivia van desde 0.2g hasta 0.4g (aceleraciones de 1.96 a 3.92  $\text{m}/\text{seg}^2$ ).

Estas aceleraciones tienen el 10% de probabilidad de ser excedidas en 50 años.





**Peak Horizontal Acceleration with 10 Percent Probability of Exceedance in 50 Years**

Figura 2.10.- Mapa de Sud América con los valores máximos (pico) de aceleración del suelo, publicación de abril del 2018.



## 2.2 EVENTOS SÍSMICOS HISTÓRICOS

Una gran parte de la información de eventos sísmicos en Bolivia esta recolectada y publicada por el Observatorio San Calixto (OSC).

El OSC posee un catálogo sísmico de Bolivia, que incluye sismos “históricos” de 1650 a 1913 e “instrumentales” (registrados por sismógrafos) de 1913 hasta la fecha.

Los datos de sismos “históricos” son la intensidad máxima, la magnitud, la ubicación y la fecha. La intensidad y la magnitud fueron estimadas en base a información obtenida de crónicas, escritos, noticias de periódicos de la época, etc.

Los datos de sismos “instrumentales” proporcionan parámetros más precisos de tiempo, ubicación y magnitud, además de la intensidad relacionada al evento.

El OSC tiene registrados los eventos sísmicos más importantes ocurridos en Bolivia, datos importantes de ellos se presentan en la siguiente tabla:

Año	Mes	Día	Magnitud Mb	Intensidad (MM)	Observaciones
1650	11	10	6,4	VIII	Destrucción en la capital del Alto Perú (hoy Sucre)
1662	2	23	5,8	VII	Daños en la ciudad de Potosí y pueblos cercanos
1720	9	7	5,2	VI	En la ciudad de Potosí objetos fueron lanzados al suelo
1743	9	2	5,2	VI	Pánico en la ciudad de Potosí
1845	1	14	5,2	VI	Sentido en Santa Cruz y daños en casas de adobe
1851	7	5	5,8	VII	Daños en la ciudad de Potosí
1871	2	23	5,2	VI	Daños en Villa San Antonio (hoy Villa Tunari), Cochabamba
1884	11	26	5,2	VI	Destrozos en Tarabuco, Sucre
1887	9	23	6,4	VII	Destrucción en Yacuiba
1891	8	15	5,8	VII	Daños en Consata y sentido fuertemente en la ciudad de La Paz
1899	3	23	6,4	VIII	Cerca de Yacuiba muchas casas de adobe fueron destruidas
1909	5	17	6,3	VI	Sentido en Tupiza y Tarija
1909	7	23	5,8	VII	En Sipe Sipe, destrucción, muertos y heridos
1923	9	2	6,2	VI	Sentido fuerte en Mapiri, Consata
1925	10	25	5,2	VI	En Aiquile daños ligeros en casas de adobe
1929	2	19	5,3	IV	Fuerte en Warnes (Santa Cruz)
1932	12	25	5,3	VI	Sentido fuerte en Colquechaca (Potosí), varias réplicas
1937	11	3	5,3	VI	Sentido fuerte en Consata
1942	12	25	5,6	VI	En la ciudad de Cochabamba se sintió fuertemente
1943	2	18	5,8	VI	Muy fuerte en la ciudad de Cochabamba (destrucción)
1947	2	24	6,4	VIII	Consata destruida, sentido fuertemente en la ciudad de La Paz
1948	3	28	6,1	VII	Destrucción en Sucre, muertos y heridos
1949	11	7	5	V	Fue sentido en la ciudad de Florida (Santa Cruz)
1956	8	23	5,8	VI	Fuerte en Consata, sentido en la ciudad de La Paz
1957	8	26	5,9	VII	En Postervalle varias casas de adobe destruidas
1958	1	6	5,2	VI	Pasorapa, casas de adobe sufrieron daños
1958	9	1	5,9	VII	Destrozos en Aiquile.
1970	3	6	4,5	VI	Dos muertos en Ajtara, Potosí
1972	5	12	5	VI	Sentido en la ciudad de Cochabamba, ligeros daños
1976	2	22	5,2	VI	Sentido en las cercanías de Aiquile y ligeros daños
1976	6	30	4,7	V	Sentido en Arque y ligeros daños en casas de adobe
1981	7	23	5	VI	Sentido en Ivirgarzama, daños estructurales
1982	8	23	4,4	V	Sentido fuerte en la ciudad de Oruro, ligeros daños
1983	5	19	4,3	V	Causo alarma en Huañacoma y Caripuyo (Potosí)
1984	6	27	4,6	V	Sentido en Sabaya (Oruro) ligeros daños en casas de adobe
1985	3	19	5,4	VI	En Monteagudo hubo derrumbes.
1986	5	9	5,6	VI	Sentido fuerte en Villa Tunari.
1986	6	19	5,4	V	Sentido fuerte en Villa Tunari, Chimore y Puerto Villarroel.

1987	8	22	4,8	V	En forestal (Santa Cruz) ligeros daños
1991	12	21	5	V	En Bermejo casas de adobes agrietadas
1994	6	9	8	VI	Sismo profundo, sentido en todo Bolivia
1995	11	6	5,2	V	En Comujo (Oruro) daños en casas de adobe
1998	5	22	6,6	VIII	Destrozos y muertos en Aiquile, Mizque y Totora
2001	6	23	6,9	V	Sentido fuerte en La Paz, con ligeros daños materiales
2001	7	4	6,2	IV	Sentido en casi todo Bolivia, no se reportaron daños materiales
2001	7	24	5,5	V	Sentido y con leves daños en Pisigua y Coipasa
2002	2	23	4,5	V	Sentido en Jorochito, Santa Cruz
2002	10	24	6,1	V	Sentido y con daños en Alto Milluni, Zongo
2004	1	21	3,6	III	Sentido en Zongo
2004	3	17	4,9	III	Sentido en Sucre
2004	3	22	5,8	III	Sentido en Tarija
2004	7	17	4,5	III	Sentido en Sucre
2004	8	3	4	V	Daños en Rivera Provincia G. Villarroel

**TABLA T2.1.- RESUMEN HISTORIA SÍSMICA DE BOLIVIA**

La localización, secuencia y recurrencia de eventos sísmicos históricos permite deducir que en varias zonas de Bolivia se podrían repetir sismos importantes, posiblemente con mayor intensidad.

La intensidad de VII corresponde a una aceleración entre 0.10g y 0.15g. La intensidad de VIII corresponde a una aceleración entre 0.25g a 0.30g. Por lo tanto, en Bolivia ya se han presentado aceleraciones entre 0.2 y 0.3g, las cuales se pueden volver a presentar con una probabilidad muy alta.

### 3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE BOLIVIA

En base a los estudios internacionales mencionados en el capítulo 2 y a los registros de sismos localizados en Bolivia se ha elaborado el mapa de zonificación sísmica.

Se ha considerado el choque de las placas Altiplano y Sudamericana, la Subducción de la placa de Nazca, la deformación de la Cordillera Oriental, las grandes fallas geológicas, los catálogos sísmicos, el mapa de aceleraciones del USGS (Figura 2.4), el mapa de magnitudes máximas elaborado en el Piloto Project (Figura 2.5), las magnitudes probables definidas en el estudio mencionado en la Figura 2.6, las aceleraciones pico obtenidas en el estudio mencionado en las Figuras 2.7 y 2.8 y finalmente los registros de eventos sísmicos históricos del catálogo del Observatorio San Calixto (Tabla T2.1).

El nuevo mapa de amenaza sísmica (zonificación sísmica) está definido principalmente por el efecto del choque entre la placa Altiplano y la placa Sudamericana, que es el que genera las mayores magnitudes y por lo tanto las mayores aceleraciones sísmicas en los departamentos de Santa Cruz (oeste), Cochabamba, Chuquisaca, Potosí, Tarija y La Paz.

La definición de los límites de las zonas sísmicas 1, 2 y 3 se deben principalmente al choque de las placas Altiplano y Sudamericana.

La zona más crítica es la 3, que corresponde a la Cordillera Oriental, con una aceleración pico del suelo de 0.3g. Las zonas 1 y 2 que corresponden a los llanos orientales se encuentran sobre la placa Sudamericana, la sismicidad es menor, con aceleraciones pico de 0.05 y 0.15g.

Los departamentos de La Paz (suroeste), Oruro y Potosí, además del choque de las placas Altiplano y Sudamericana, tienen la influencia de la subducción de la placa de Nazca, esto genera la zona sísmica 4 con una aceleración pico de 0.2g.

La zonificación sísmica se muestra en la Figura 3.1. Las aceleraciones tienen un 10% de probabilidad de ser excedidas en 50 años.



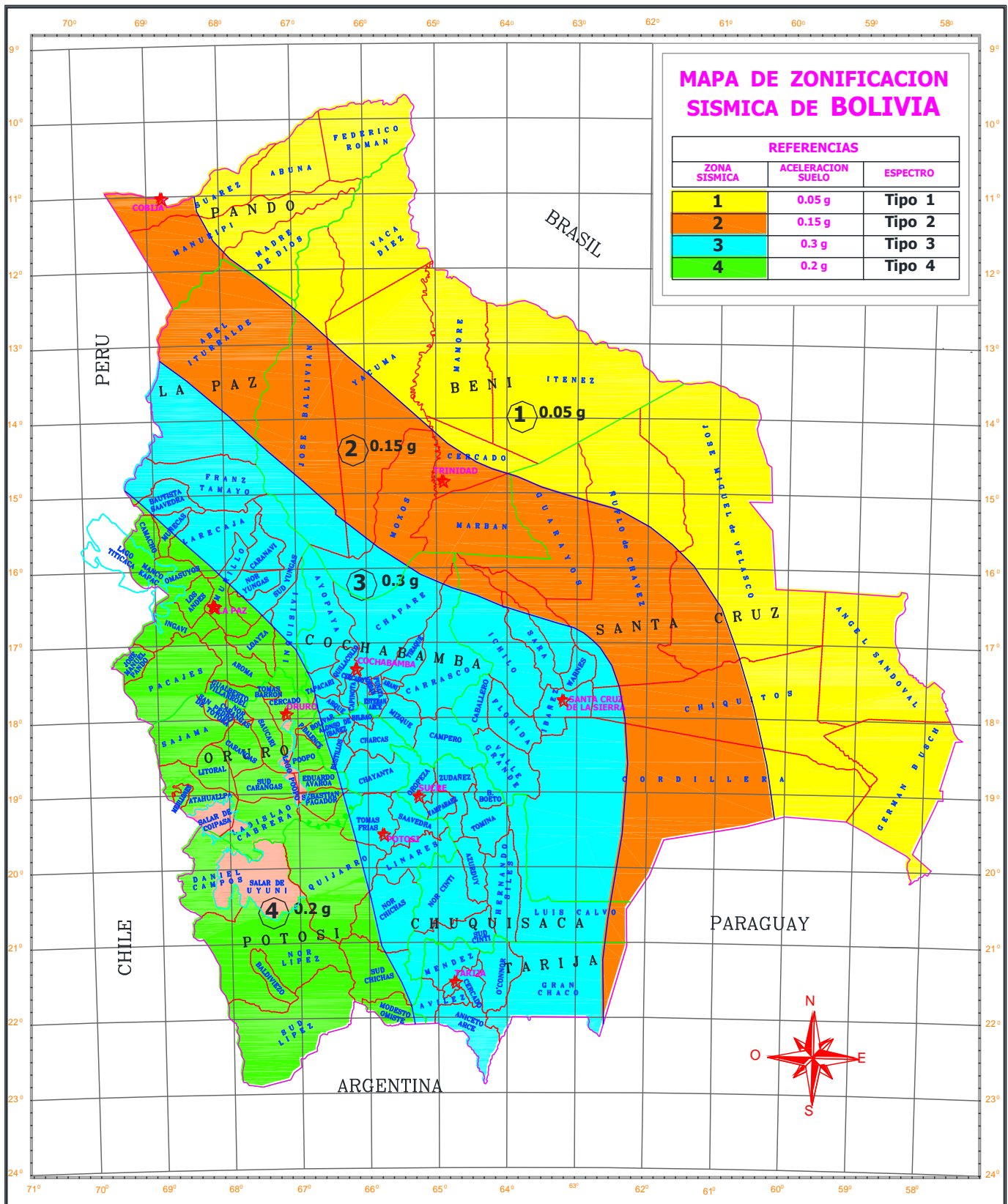


Figura 3.1 Mapa de Zonificación Sísmica de Bolivia. Aceleraciones pico del suelo con 10% de probabilidad de ser excedidas en 50 años.

## 4. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL SÍSMICA

Se debe diseñar un sistema estructural de acuerdo con el sitio de emplazamiento y nivel de amenaza sísmica correspondiente, al tipo de terreno y al nivel de importancia de la estructura, de manera tal que garantice un buen comportamiento sísmico resistente.

Se establecerá un modelo tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

La estructura tendrá una adecuada configuración que permita un satisfactorio comportamiento durante la acción sísmica, para ello, se deben seguir los siguientes lineamientos:

- a) La disposición geométrica en planta será tan simétrica y regular como sea posible, tratando de conseguir en el edificio, en los elementos resistentes y en los arriostramientos, una composición que le confiera resistencia, rigidez y ductilidad para soportar cargas sísmicas en cualquier dirección horizontal, incluyendo la resistencia a la torsión.
- b) Si se confía la resistencia de los esfuerzos horizontales a elementos de gran rigidez como pantallas, muros, arriostres, etc., éstos deben colocarse al menos en dos direcciones, a ser posible ortogonales, en posición simétrica y preferiblemente en el perímetro exterior de la planta.
- c) En el caso de disponer los elementos de gran rigidez en forma de núcleo, es prioritario que éste se sitúe en la planta en una posición centrada.
- d) En edificios asimétricos se pueden conseguir estructuras simétricas separándolas en cuerpos regulares independientes mediante juntas sísmicas.
- e) Igualmente debe procurarse una disposición geométrica en elevación tan regular como sea posible, evitando las transiciones bruscas de forma o rigidez entre un piso y el siguiente, permitiendo un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el último piso hasta la cimentación; por lo que no se debe eliminar columnas ni muros portantes.
- f) La estructura debe presentar varias líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural) conectando entre sí a los subsistemas estructurales mediante elementos de elevada ductilidad.
- g) Las rigideces lineales de columnas y vigas deben permitir la disipación de energía en las vigas, reduciendo así la posibilidad de falla en las columnas.
- h) La configuración y comportamiento del sistema de piso debe generar una elevada rigidez en planta (losa prácticamente indeformable en su plano).
- i) La resistencia y rigidez de la estructura debe ser compatible con el tipo de fundación y el tipo de suelo. Las fundaciones deben estar arriostradas entre sí.
- j) Para elementos no estructurales se adoptarán soluciones constructivas que garanticen la no participación resistente de estos elementos.
- k) Se debe realizar una adecuada selección y uso de los materiales estructurales disponibles.

### 4.1 Modelos tridimensionales

En todos los casos debe utilizarse un modelo tridimensional que incorpore todos los elementos estructurales, suficientemente representativo de la distribución real de rigideces y masas

La forma y geometría del modelo estructural debe coincidir perfectamente con lo mostrado en los planos estructurales.

## 4.2 Recomendaciones de configuración

	CORRECTO	INCORRECTO
(A)		
(B)		
(C)		
(D)		
(E)		
(F)		
(G)		

**Figura 4.1 - Algunas reglas para la configuración sísmica de edificios**

Figura 4.1.A

Evitar la disposición de soportes verticales cortos y procurar que la edificación se acomode de tal manera al talud que estos elementos midan lo mismo en altura para cada nivel.

Figura 4.1.B

Se recomienda no tener soportes verticales más altos en la planta baja, caso contrario se los deberá reforzar adecuadamente. Evidentemente se debe procurar disminuir la altura de esta planta hasta donde sea posible.

#### Figuras 4.1.C y 4.1.D

Se debe evitar tener plantas irregulares que puedan generar comportamientos difíciles de predecir con los modelos de análisis sísmicos disponibles. Para solucionar esto se debe dividir la planta irregular en varias plantas regulares, separadas entre sí por juntas sísmicas (no juntas constructivas) citadas en el capítulo 9.

#### Figuras 4.1.E; 4.1.F y 4.1.G

Se debe realizar una configuración estructural en planta, en lo posible sencilla, simétrica, regular y uniforme. Evidentemente por motivos de funcionalidad y distribución arquitectónica es posible que algunos elementos estructurales no cumplan lo indicado, pero se debe procurar que sean muy pocos.

#### Figura 4.1.H

Debe existir continuidad en los soportes verticales y muros portantes desde la cubierta hasta la cimentación; por tanto, queda totalmente prohibido eliminar un soporte vertical y menos un muro portante, ya que las cargas deben transmitirse directamente hasta la cimentación. Solamente se podría eliminar algún soporte vertical del último piso.

#### Figura 4.1.I

Se recomienda no tener desniveles en los edificios (soportes verticales cortos). Caso contrario la estructura se la debe reforzar adecuadamente.

#### Figura 4.1.J

En el caso de edificios vecinos, se debe prever una junta sísmica, explicada en el capítulo 9.

#### Figuras 4.1.K y 4.1.L

Se recomienda distribuir uniformemente las cargas y las masas, interiormente y exteriormente.

#### Figura 4.1.M

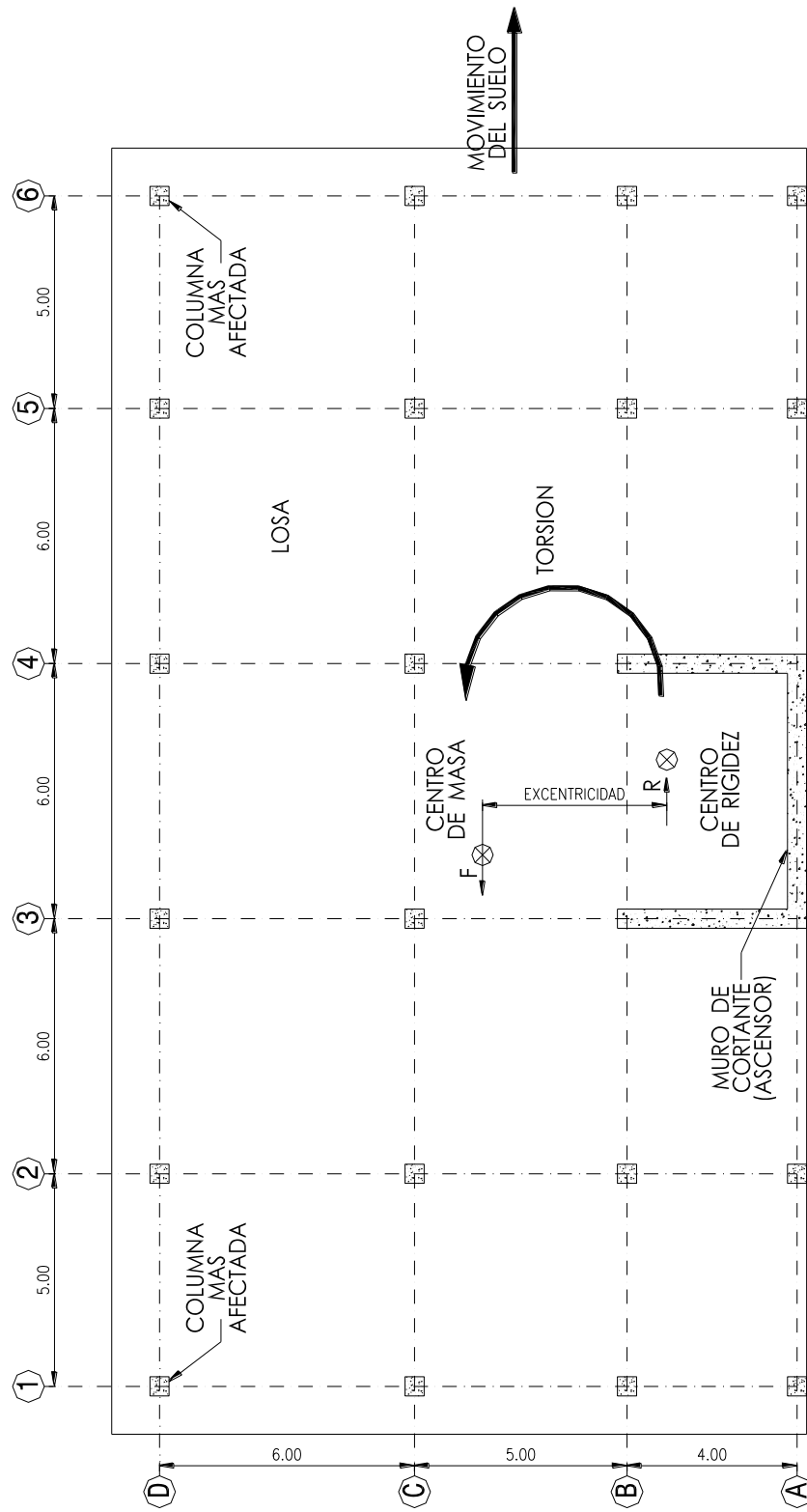
La rigidez de los elementos verticales debe ser similar a la de las vigas (véase el capítulo 10 “diseño estructural sismo resistente”).

No se recomienda disponer muros de cortante en los bordes perimetrales, caso contrario, se debe disponer otro elemento similar simétricamente, tal como se destaca en las figuras 4.1.F y 4.1.G anteriores y en las figuras 4.2 y 4.3.



	CORRECTO	INCORRECTO
H		
I		
J		
K		
L		
M		

Figura 4.1 (continuación)



R = RESISTENCIA  
F = FUERZA SISMICA

GENERACION DE LA TORSION DEBIDA A LA  
INCORRECTA LOCALIZACION DEL MURO DE CORTANTE

Figura 4.2 - Torsión generada por la incorrecta localización de muros de cortante

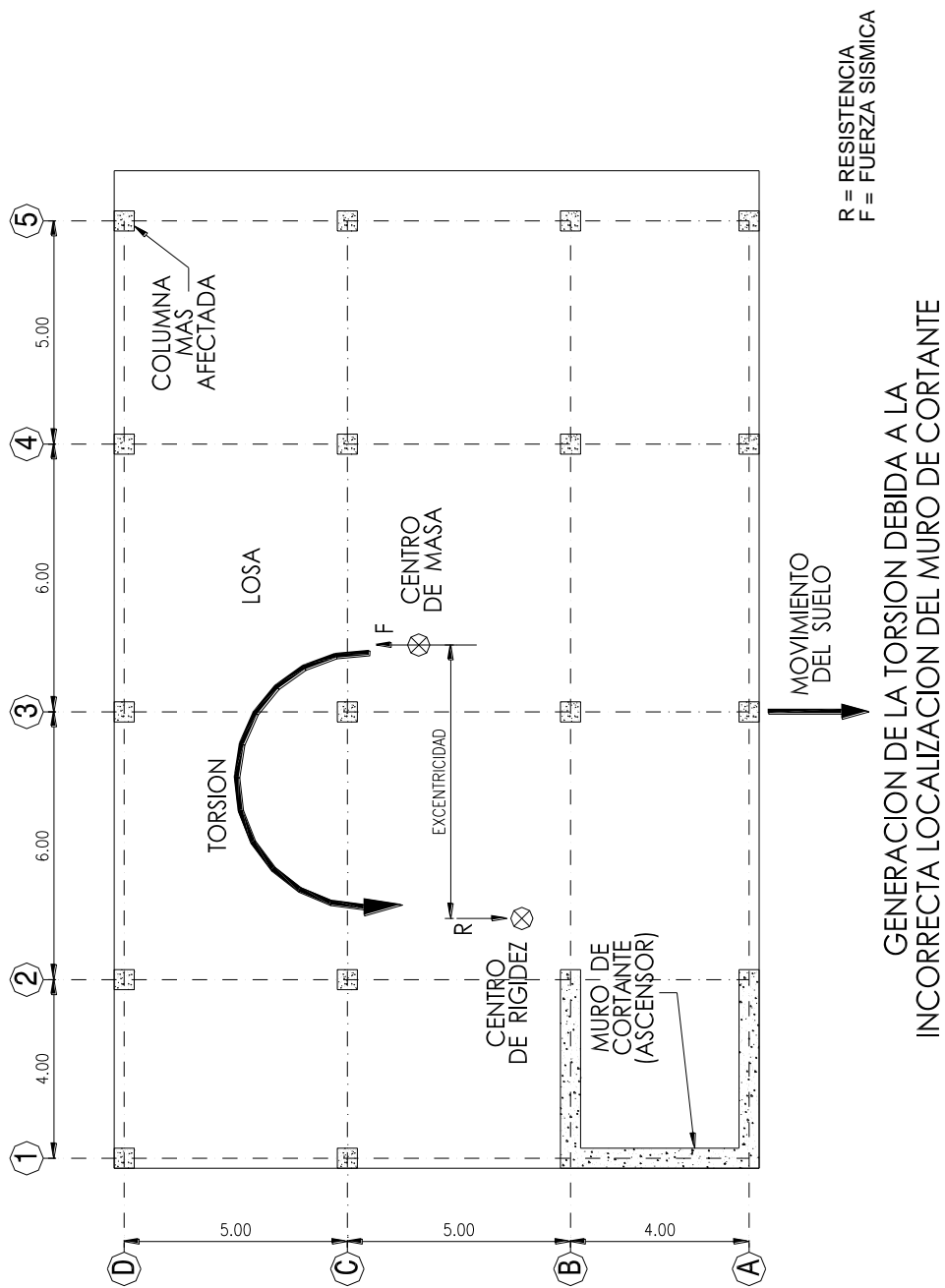


Figura 4.3 - Torsión generada por la incorrecta localización de muros de cortante

## 5. CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE CIMENTACIÓN

Para tomar en cuenta los efectos del suelo de cimentación en la respuesta sísmica de la estructura, los suelos de fundación se clasifican en base a su mínima capacidad portante admisible y la velocidad de onda cortante, de la siguiente manera:

### 5.1 ROCA O SUELOS RÍGIDOS

Suelos Tipo S1: capacidad portante  $\sigma_{adm} \geq 5 \text{ kg/cm}^2$ , caracterizado por una velocidad de onda cortante  $v_s > 750 \text{ m/s}$ , o por otros medios adecuados de clasificación

Son suelos compuestos por rocas firmes y formaciones similares, también suelos compuestos por gravas y arenas muy densas y compactas, e incluso suelos cohesivos muy duros.

### 5.2 SUELOS FIRMES

Suelos Tipo S2: capacidad portante  $5 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{adm} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$  caracterizado por una velocidad de onda cortante  $750 \text{ m/s} > v_s > 400 \text{ m/s}$ , o por otros medios adecuados de clasificación

Son suelos firmes, suelos compuestos por gravas y arenas densas y compactas, e incluso suelos cohesivos duros.

### 5.3 SUELOS INTERMEDIOS

Suelos Tipo S3.- Suelo Intermedio, capacidad portante  $3 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{adm} \geq 1.5 \text{ kg/cm}^2$ , velocidad de onda cortante  $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$ .

Son suelos compuestos por gravas y arenas medianamente densas y compactas, también suelos cohesivos firmes.

### 5.4 SUELOS BLANDOS

Suelos Tipo S4.- Suelo Blando, capacidad portante  $1.5 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_{adm} \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ , velocidad de onda cortante  $v_s \leq 200 \text{ m/s}$ .

Son suelos compuestos por gravas y arenas poco densos y poco compactos, también suelos cohesivos blandos.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente "S" indicado en la Tabla 5.1.

### 5.5 COEFICIENTE DE SUELO

El factor "S" depende del tipo de suelo, como se observa en la Tabla 5.1.

TIPO DE SUELO	FACTOR "S"
S1	1.0
S2	1.2
S3	1.5
S4	1.8

**Tabla 5.1 – Coeficiente de suelo "S"**



## 5.6 SUELOS CON VARIOS ESTRATOS

Para obtener el valor del factor “S” de cálculo se determinarán los espesores  $e_i$  correspondientes al perfil estratigráfico respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptará como valor de S el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes  $S_i$  de cada estrato con su espesor  $e_i$  en metros, mediante la expresión:

$$S = (\sum S_i * e_i) / 30$$

El coeficiente S no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el sismo debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de arcillas sensibles, densificación de suelos, hundimiento de cavidades subterráneas, deslizamiento de ladera, etc.

Especialmente habrá que analizar la posibilidad de licuefacción de los suelos susceptibles a la misma.

## 6. CATEGORIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

En función al nivel de seguridad estructural que deben tener las edificaciones, se definen cuatro (4) categorías: A, B, C y D y se le asigna a cada una un Factor de Importancia "I". Esta categorización está en función del uso intensivo de la edificación, de las consecuencias de su posible colapso representado en pérdidas de vidas humanas, del impacto negativo de carácter social y económico y en la importancia de la edificación para la seguridad pública y protección civil, después del sismo.

### 6.1 CATEGORÍA A: I = 1.2

Edificaciones cuya integridad estructural durante y después del sismo es vital, donde se requiere un grado de seguridad muy alto, tales como:

- Infraestructura hospitalaria en todos sus niveles
- instituciones del gobierno en los niveles nacionales y subnacionales, militares, policiales
- estaciones de bomberos
- centros que puedan servir como refugio en casos de emergencias
- canales de radio y teledifusión

Es necesario destacar que en caso de estructuras de carácter estratégico como: puentes, viaductos, túneles, represas, tanques, obras hidráulicas, redes de distribución (agua, gas, comunicaciones, electricidad), torres de transmisión, chimeneas, industrias que puedan contener materiales y sustancias tóxicas o explosivas, fundaciones de equipos industriales y similares, se deben determinar otros factores de importancia, evidentemente mayores, mediante un estudio de acuerdo con el tipo de estructura.

### 6.2 CATEGORÍA B: I = 1.1

Edificaciones cuya importancia sismo resistente se justifica en función a su uso y alto contenido de valor social y cultural, donde se requiere un grado de seguridad elevado, tales como:

- centros educativos, centros de convenciones, estadios, coliseos, teatros, cines, centros comerciales, complejos deportivos
- centros importantes de acopio y abastecimiento de alimentos
- centros culturales, museos, centros religiosos
- hoteles que posean salas de convenciones
- terminales de transporte, aeropuertos,
- obras hidráulicas urbanas y estructuras de contención que no ponen en riesgo las del grupo A

### 6.3 CATEGORÍA C: I = 1.0

Edificaciones donde se requiere un grado de seguridad normal, tales como:

- edificaciones de vivienda (aislada y multifamiliar)
- edificios comerciales (oficinas, consultorios, tiendas)
- restaurantes
- hoteles
- almacenes
- industrias que no posean materiales y sustancias tóxicas o explosivas
- depósitos de almacenamiento
- muros perimetrales
- estructuras de contención que no ponen en riesgo las de los grupos A y B.

#### **6.4 CATEGORÍA D: I = 0.0**

Edificaciones no destinadas a habitación, que no se diseñan considerando cargas sísmicas, sin importancia para la seguridad pública, tales como:

- establos
- casetas ligeras, además de cerramientos perimetrales
- otras no clasificables en ninguna de las categorías anteriores

**NOTA:**

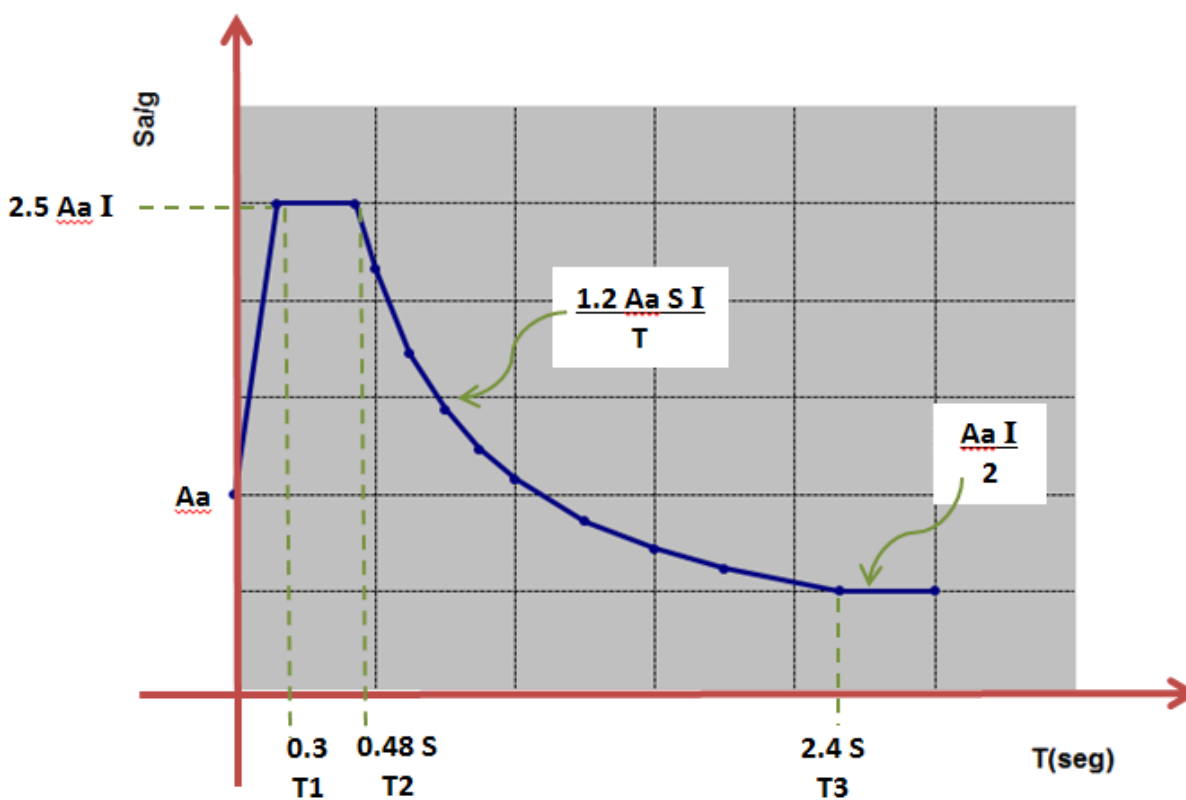
En caso de duda entre varias alternativas, se debe utilizar el mayor Factor de Importancia I.

## 7. ESPECTROS SÍSMICOS

CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE SUELO		CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES	
TIPO DE SUELO	FACTOR "S"	CATEGORIA	FACTOR "I"
S1	1.0	A	1.2
S2	1.2	B	1.1
S3	1.5	C	1.0
S4	1.8		

ZONAS SISMICAS Y ACELERACION DEL SUELO		
ZONA SISMICA	ACELERACION	CIUDADES CAPITALES
	$Aa/g$	
1	0.05	
2	0.15	TRINIDAD Y COBIJA
3	0.30	COCHABAMBA, SANTA CRUZ, SUCRE, POTOSI Y TARIJA
4	0.20	LA PAZ Y ORURO





# ESPECTROS ZONA SIMICA 1

## Espectro Zona 1 - Suelo S1 [ $\sigma(\text{adm}) \geq 5 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.05	T1	0.30
S	1	T2	0.48
I	1	T3	2.40

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0500
2	0.30	0.1250
3	0.48	0.1250
4	0.75	0.0800
5	1.00	0.0600
6	1.50	0.0400
7	2.00	0.0300
8	2.40	0.0250
9	5.00	0.0250



## Espectro Zona 1 - Suelo S2 [ $5 > \sigma(\text{adm}) \geq 3 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.05	T1	0.30
S	1.2	T2	0.58
I	1	T3	2.88

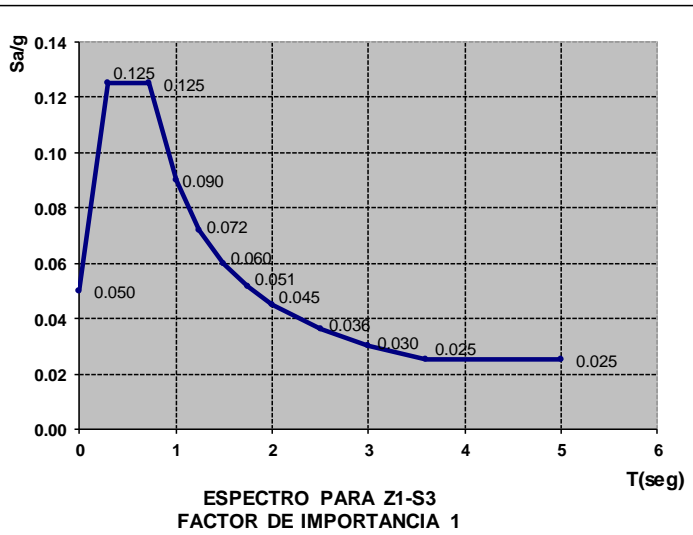
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0500
2	0.30	0.1250
3	0.58	0.1250
4	0.75	0.0960
5	1.00	0.0720
6	1.50	0.0480
7	2.00	0.0360
8	2.50	0.0288
9	2.88	0.0250
10	5.00	0.0250



## Espectro Zona 1 - Suelo S3 [ $3 > \sigma(\text{adm}) \geq 1.5 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.05	T1	0.30
S	1.5	T2	0.72
I	1	T3	3.60

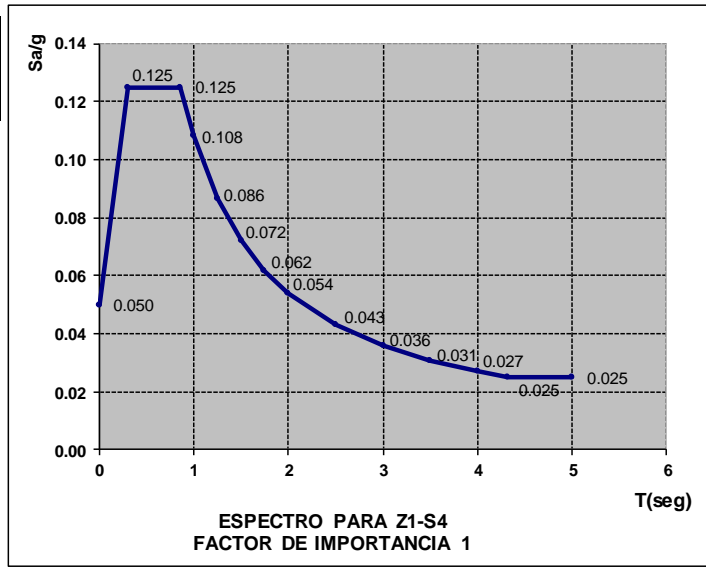
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0500
2	0.30	0.1250
3	0.72	0.1250
4	1.00	0.0900
5	1.25	0.0720
6	1.50	0.0600
7	1.75	0.0514
8	2.00	0.0450
9	2.50	0.0360
10	3.00	0.0300
11	3.60	0.0250
12	5.00	0.0250



**Espectro Zona 1 - Suelo S4 [ $1.5 > \sigma(\text{adm}) \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ ]**

Datos		Limites	
Aa	0.05	T1	0.30
S	1.8	T2	0.86
I	1	T3	4.32

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0500
2	0.30	0.1250
3	0.86	0.1250
4	1.00	0.1080
5	1.25	0.0864
6	1.50	0.0720
7	1.75	0.0617
8	2.00	0.0540
9	2.50	0.0432
10	3.00	0.0360
11	3.50	0.0309
12	4.00	0.0270
13	4.32	0.0250
14	5.00	0.0250



## ESPECTROS ZONA SIMICA 2

### Contempla las ciudades de Trinidad y Cobija

#### Espectro Zona 2 - Suelo S1 [ $\sigma(\text{adm}) \geq 5 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Lmites	
Aa	0.15	T1	0.30
S	1	T2	0.48
I	1	T3	2.40

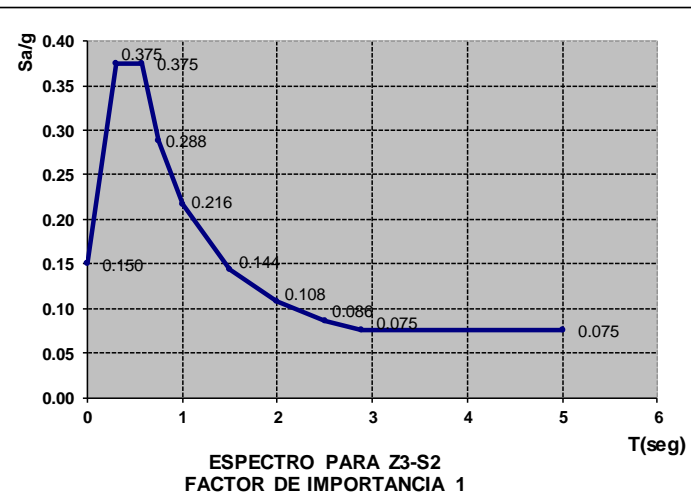
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1500
2	0.30	0.3750
3	0.48	0.3750
4	0.75	0.2400
5	1.00	0.1800
6	1.50	0.1200
7	2.00	0.0900
8	2.40	0.0750
9	5.00	0.0750



#### Espectro Zona 2 - Suelo S2 [ $5 > \sigma(\text{adm}) \geq 3 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Lmites	
Aa	0.15	T1	0.30
S	1.2	T2	0.58
I	1	T3	2.88

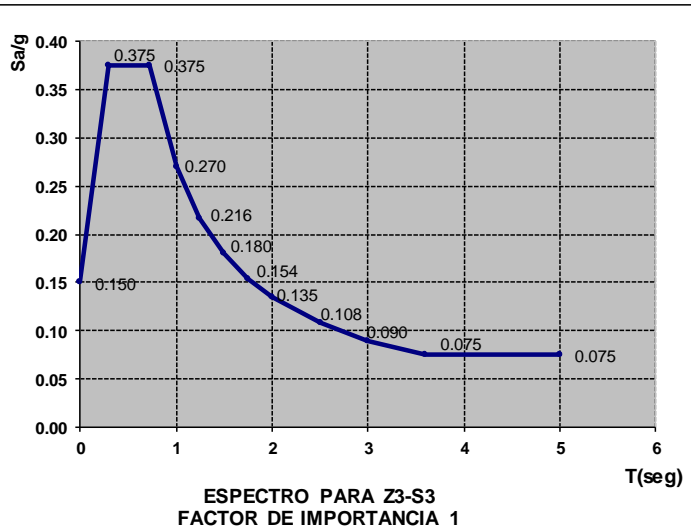
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1500
2	0.30	0.3750
3	0.58	0.3750
4	0.75	0.2880
5	1.00	0.2160
6	1.50	0.1440
7	2.00	0.1080
8	2.50	0.0864
9	2.88	0.0750
10	5.00	0.0750



#### Espectro Zona 2 - Suelo S3 [ $3 > \sigma(\text{adm}) \geq 1.5 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Lmites	
Aa	0.15	T1	0.30
S	1.5	T2	0.72
I	1	T3	3.60

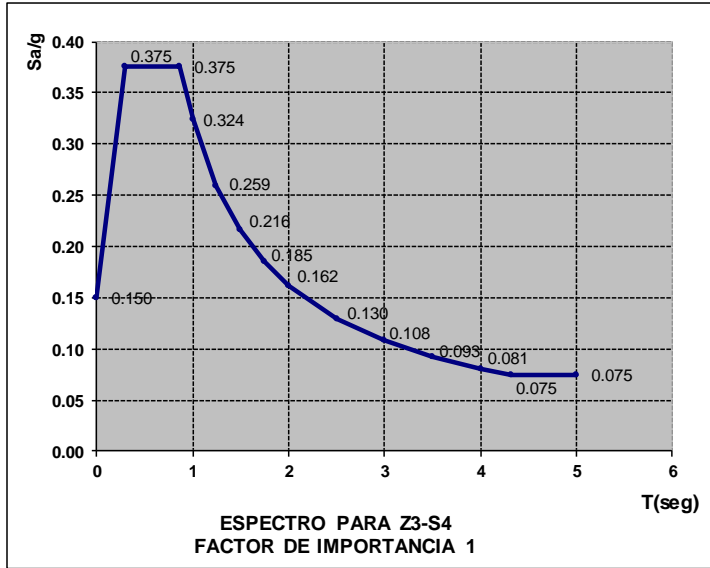
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1500
2	0.30	0.3750
3	0.72	0.3750
4	1.00	0.2700
5	1.25	0.2160
6	1.50	0.1800
7	1.75	0.1543
8	2.00	0.1350
9	2.50	0.1080
10	3.00	0.0900
11	3.60	0.0750
12	5.00	0.0750



**Espectro Zona 2 - Suelo S4 [ $1.5 > \sigma(\text{adm}) \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ ]**

Datos		Límites	
Aa	0.15	T1	0.30
S	1.8	T2	0.86
I	1	T3	4.32

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1500
2	0.30	0.3750
3	0.86	0.3750
4	1.00	0.3240
5	1.25	0.2592
6	1.50	0.2160
7	1.75	0.1851
8	2.00	0.1620
9	2.50	0.1296
10	3.00	0.1080
11	3.50	0.0926
12	4.00	0.0810
13	4.32	0.0750
14	5.00	0.0750





## ESPECTROS ZONA SIMICA 3

Contempla las ciudades de Cochabamba, Santa Cruz, Sucre, Potosi y Tarija

### Espectro Zona 3 - Suelo S1 [ $\sigma(\text{adm}) \geq 5 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.30	T1	0.30
S	1	T2	0.48
I	1	T3	2.40

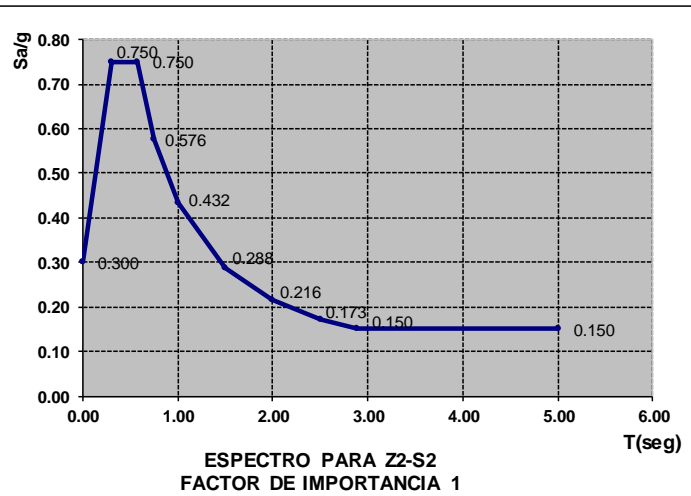
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.3000
2	0.30	0.7500
3	0.48	0.7500
4	0.75	0.4800
5	1.00	0.3600
6	1.50	0.2400
7	2.00	0.1800
8	2.40	0.1500
9	5.00	0.1500



### Espectro Zona 3 - Suelo S2 [ $5 > \sigma(\text{adm}) \geq 3 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.30	T1	0.30
S	1.2	T2	0.58
I	1	T3	2.88

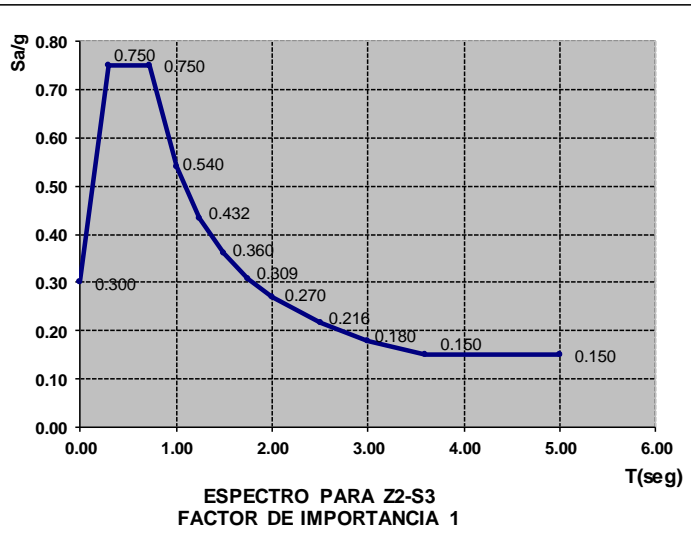
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.3000
2	0.30	0.7500
3	0.58	0.7500
4	0.75	0.5760
5	1.00	0.4320
6	1.50	0.2880
7	2.00	0.2160
8	2.50	0.1728
9	2.88	0.1500
10	5.00	0.1500



### Espectro Zona 3 - Suelo S3 [ $3 > \sigma(\text{adm}) \geq 1.5 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.30	T1	0.30
S	1.5	T2	0.72
I	1	T3	3.60

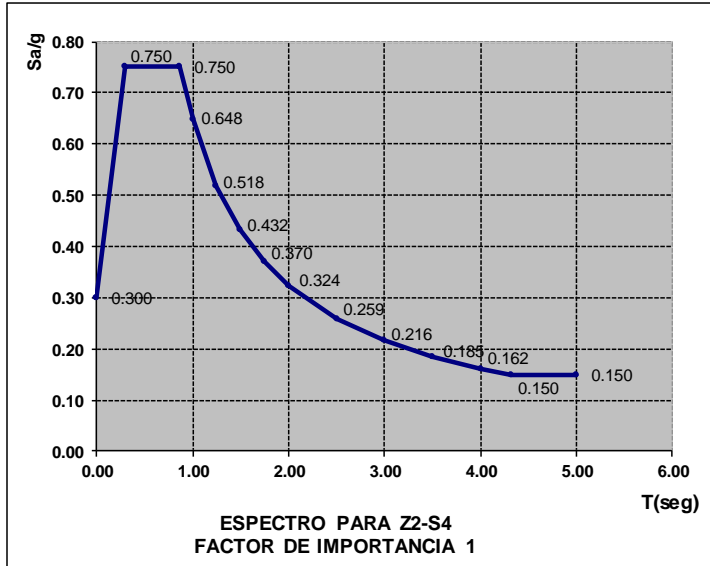
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.3000
2	0.30	0.7500
3	0.72	0.7500
4	1.00	0.5400
5	1.25	0.4320
6	1.50	0.3600
7	1.75	0.3086
8	2.00	0.2700
9	2.50	0.2160
10	3.00	0.1800
11	3.60	0.1500
12	5.00	0.1500



**Espectro Zona 3 - Suelo S4 [ $1.5 > \sigma(\text{adm}) \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ ]**

Datos		Lmites	
Aa	0.30	T1	0.30
S	1.8	T2	0.86
I	1	T3	4.32

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.3000
2	0.30	0.7500
3	0.86	0.7500
4	1.00	0.6480
5	1.25	0.5184
6	1.50	0.4320
7	1.75	0.3703
8	2.00	0.3240
9	2.50	0.2592
10	3.00	0.2160
11	3.50	0.1851
12	4.00	0.1620
13	4.32	0.1500
13	5.00	0.1500



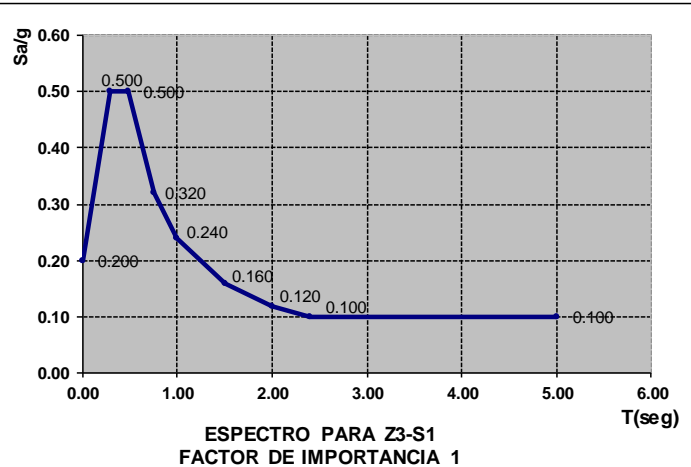
## ESPECTROS ZONA SIMICA 4

### Contempla las ciudades de La Paz y Oruro

#### Espectro Zona 4 - Suelo S1 [ $\sigma(\text{adm}) \geq 5 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.20	T1	0.30
S	1	T2	0.48
I	1	T3	2.40

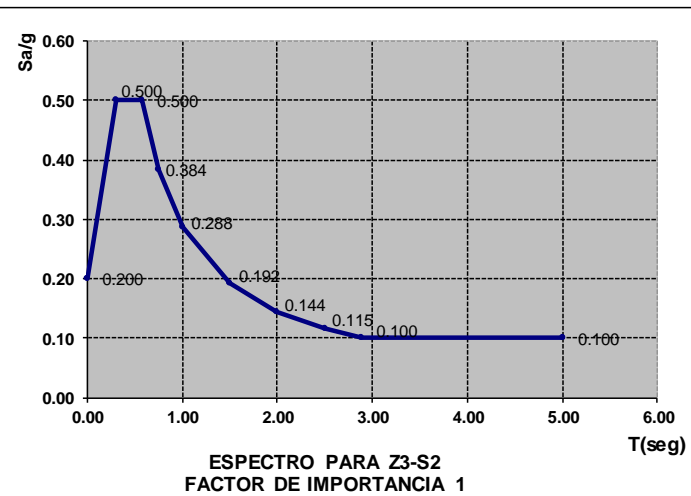
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.2000
2	0.30	0.5000
3	0.48	0.5000
4	0.75	0.3200
5	1.00	0.2400
6	1.50	0.1600
7	2.00	0.1200
8	2.40	0.1000
9	5.00	0.1000



#### Espectro Zona 4 - Suelo S2 [ $5 > \sigma(\text{adm}) \geq 3 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.20	T1	0.30
S	1.2	T2	0.58
I	1	T3	2.88

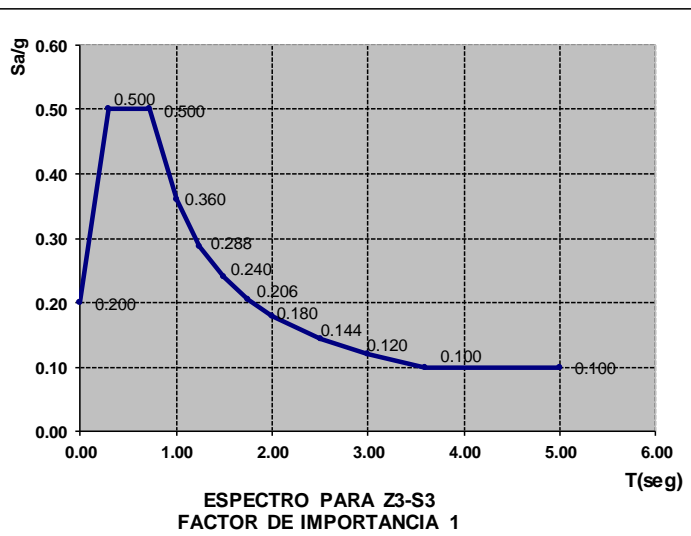
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.2000
2	0.30	0.5000
3	0.58	0.5000
4	0.75	0.3840
5	1.00	0.2880
6	1.50	0.1920
7	2.00	0.1440
8	2.50	0.1152
9	2.88	0.1000
10	5.00	0.1000



#### Espectro Zona 4 - Suelo S3 [ $3 > \sigma(\text{adm}) \geq 1.5 \text{ kg/cm}^2$ ]

Datos		Limites	
Aa	0.20	T1	0.30
S	1.5	T2	0.72
I	1	T3	3.60

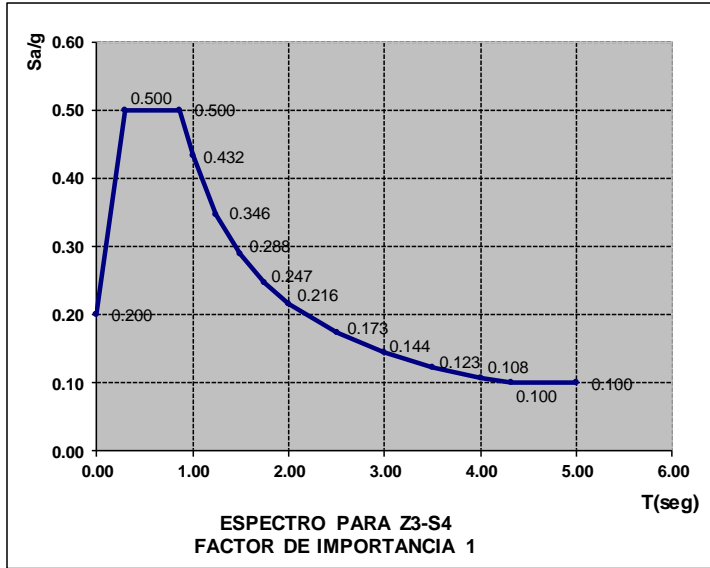
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.2000
2	0.30	0.5000
3	0.72	0.5000
4	1.00	0.3600
5	1.25	0.2880
6	1.50	0.2400
7	1.75	0.2057
8	2.00	0.1800
9	2.50	0.1440
10	3.00	0.1200
11	3.60	0.1000
12	5.00	0.1000



**Espectro Zona 4 - Suelo S4 [ $1.5 > \sigma(\text{adm}) \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ ]**

Datos		Límites	
Aa	0.20	T1	0.30
S	1.8	T2	0.86
I	1	T3	4.32

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.2000
2	0.30	0.5000
3	0.86	0.5000
4	1.00	0.4320
5	1.25	0.3456
6	1.50	0.2880
7	1.75	0.2469
8	2.00	0.2160
9	2.50	0.1728
10	3.00	0.1440
11	3.50	0.1234
12	4.00	0.1080
13	4.32	0.1000
14	5.00	0.1000





## 8. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Para que una estructura trabaje dentro del rango plástico debe cumplir requisitos de comportamiento y poseer la ductilidad necesaria.

Los requisitos de comportamiento permiten definir el Factor de Comportamiento Sísmico - FC.

### 8.1 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO - FC

El factor de comportamiento sísmico (FC) toma los siguientes valores:

a)  $FC = 4$

- Cuando los elementos estructurales posean ductilidad igual o mayor a cuatro (4) (véase capítulo 10 - diseño estructural sismo resistente).
- Cuando la estructura esté configurada siguiendo las recomendaciones del capítulo 4 - configuración estructural.
- Cuando la estructura posea un sistema resistente basado en:
  - o pórticos espaciales (tridimensionales) de hormigón y/o acero, formados por columnas continuas desde la cimentación y vigas con losas unidas monolíticamente a los pórticos, losas que puedan trabajar en una o dos direcciones, por ejemplo, losas macizas, bidireccionales (reticulares), unidireccionales y viguetas empotradas en las vigas.
  - o muros portantes de hormigón que lleguen hasta la cimentación, adecuadamente acoplados mediante vigas y losas que puedan trabajar en una o dos direcciones, por ejemplo, losas macizas, bidireccionales (reticulares), unidireccionales y viguetas empotradas en las vigas.
  - o combinaciones de pórticos (hormigón y/o acero) y muros de hormigón que lleguen hasta la cimentación, definiendo un sistema espacial (tridimensional), unidos con vigas y losas que puedan trabajar en una o dos direcciones, por ejemplo, losas macizas, bidireccionales (reticulares), unidireccionales y viguetas empotradas en las vigas.

b)  $FC = 1$

- Cuando no se cumpla lo estipulado en el inciso anterior.
- Corresponde a las estructuras desprovistas de capacidad de disipación de energía en el rango plástico.
- Pórticos planos (bidimensionales) unidos monolíticamente por losas que trabajan en una dirección (losas unidireccionales y losas con viguetas).
- Pórticos planos con losas simplemente apoyadas sobre las vigas.
- Pórticos planos con sistema de piso de metal o madera simplemente apoyado sobre las vigas.
- Pórticos espaciales con sistema de piso de madera.
- Muros portantes paralelos, resistentes solamente en una dirección principal.

- Combinaciones de pórticos y muros portantes paralelos, resistentes solamente en una dirección, unidos con vigas y losas que principalmente trabajan en la dirección perpendicular (losas unidireccionales y viguetas prefabricadas).
- Sistema de entrepisos sin vigas, es decir estructuras compuestas solamente por columnas y losas. La losa puede ser maciza o reticular, con ábacos y capiteles.
- Sistemas de entrepisos sin vigas, con losas postensadas.
- Sistema de entrepisos con vigas del mismo peralte que la losa (vigas planas).
- Estructuras de mampostería simple, confinada o armada.
- Estructuras de adobe.
- También se encuadran en este grupo las estructuras de naves industriales con columnas y cerchas metálicas. Además de las realizadas con elementos prefabricados o que contengan piezas prefabricadas, en las que no se hayan adoptado disposiciones especiales para dotar a los nudos de ductilidad.

**NOTA:**

En caso de duda se debe utilizar el factor de comportamiento igual a uno ( $FC = 1$ ).

## 9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO DINÁMICO

El método de análisis a ser utilizado es el análisis estructural sísmico dinámico modal espectral tridimensional.

### 9.1 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico se realizará en tres dimensiones. El modelo físico matemático de este método está representado por la siguiente ecuación:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M \cdot A_s \quad (\text{Ecuación 9.1})$$

donde:

M = matriz de masa

K = matriz de rigidez

C = matriz de amortiguamiento

A<sub>s</sub> = vector de aceleraciones espectrales

x y sus derivadas = vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración de los nudos de la estructura

Las direcciones horizontales son "X" y "Y" y la dirección vertical es "Z", formando las tres un sistema cartesiano "derecho".

La ecuación 9.1 se resuelve independientemente para cada modo natural de vibrar de la estructura, asociando a cada modo un valor de aceleración espectral. Los resultados de la resolución de la ecuación dinámica para cada modo de vibrar se combinan entre sí según el método de Combinación Cuadrática Completa, conocida como "CQC" por sus siglas en inglés, que se especifica más adelante. El análisis estructural sísmico se realizará simultáneamente en dos direcciones horizontales ortogonales "X" y "Y", combinándose sus efectos mediante el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados conocido como "SRSS" por sus siglas en inglés, que también se especifica más adelante.

Para desarrollar correctamente el análisis, se deben generar adecuadamente las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento.

#### 9.1.1 Matriz de masa

Toda la masa de la edificación se concentrará en los nudos de la estructura, se deberá tomar en cuenta las siguientes masas:

- el total de las masas debidas al peso propio de los elementos estructurales (columnas, vigas, losas, muros, escaleras, rampas, etc.).
- no se considerará la masa de los elementos estructurales de cimentación (zapatas, cimientos corridos, losas de fundación, pilotes, etc.), excepto para los casos de análisis de interacción suelo - estructura.
- el total de las masas debidas al peso de las cargas muertas (contrapiso, tabiquería, acabados de piso, de techo, etc.).
- la mitad (50%) de las masas debidas a la carga de uso.

Las masas se deberán concentrar en todos los nudos de la estructura, en proporción a las áreas y longitudes de influencia.

##### 9.1.1.1 Diafragmas rígidos

Si se utilizan diafragmas rígidos para el modelo estructural, la masa se debe concentrar en el nudo maestro del piso (centro de masa), se deben utilizar las masas traslacionales para los movimientos horizontales y la masa rotacional para la rotación alrededor del eje vertical.

Para masas uniformemente distribuidas la posición del centro de masa coincide con el centro geométrico de la losa de piso.

### **9.1.2 Matriz de rigidez**

Para la matriz de rigidez se deben considerar todos los elementos estructurales (zapatas, cimientos corridos, losas de cimentación, pilotes, columnas, vigas, muros de contención, muros de cortante, losas de diversos tipos, escaleras, rampas, etc.). Así también se deben representar adecuadamente los tipos de apoyo.

La matriz de rigidez depende fundamentalmente de un adecuado modelo tridimensional, para lo cual se recomienda lo siguiente:

#### **9.1.2.1 Propiedades elásticas**

Para estructuras de hormigón armado se recomienda utilizar los siguientes valores que representan las propiedades elásticas del material:

Módulo de elasticidad:  $E = 3100 \sqrt{f'c}$  (Mpa) Considera deformaciones a largo plazo.

Módulo de corte:  $G = 0.4 E$

Coefficiente de Poisson:  $\nu = 0.20$

Este módulo de elasticidad permite considerar de una manera sencilla el agrietamiento de los elementos de hormigón y las deformaciones a largo plazo.

Para estructuras metálicas se recomienda utilizar los siguientes valores que representan las propiedades elásticas del material:

Módulo de elasticidad:  $E = 200000$  Mpa

Módulo de corte:  $G = 0.4 E$

Coefficiente de Poisson:  $\nu = 0.30$

#### **9.1.2.2 Secciones transversales**

Para el cálculo de las propiedades físicas y mecánicas, se considerarán los elementos estructurales con sus secciones transversales completas (sin ninguna reducción) y con las propiedades lineales elásticas de los materiales que los componen.

En caso de elementos de hormigón armado se podrán considerar las secciones transversales sin aumentar ninguna rigidez por la contribución del acero de refuerzo. En el caso de vigas, sin considerar la "contribución" de porciones de losa formando secciones tipo "T" y en general sin efectuar ninguna disminución por el agrietamiento de las secciones.

En el caso de perfiles metálicos se deben considerar sus secciones netas.

#### **9.1.2.3 Excentricidad de columnas y muros portantes**

Para tomar en cuenta la excentricidad de la aplicación de cargas verticales en los elementos de apoyo (columnas y muros portantes), éstos se deben analizar en su posición real, ya que en muchos casos sus ejes centroidales no coinciden con los ejes de la estructura, en los modelos analíticos se debe realizar esta diferenciación. Las vigas y losas se pueden trabajar simplemente en su eje centroidal.

### 9.1.2.4 Diafragmas rígidos

Las losas de piso, siempre y cuando posean la rigidez y resistencia adecuadas, y sean monolíticas y continuas con las vigas, se pueden considerar como diafragmas rígidos, capaces de transmitir horizontalmente las fuerzas sísmicas a las columnas y muros portantes. Las losas que pueden ser consideradas que tienen la capacidad de comportarse como diafragmas rígidos son las siguientes:

- losas macizas.
- losas reticulares formadas por nervaduras bi-direccionales unidas entre sí por una carpeta de compresión de por lo menos 5 cm de espesor.
- Losas aligeradas formadas por nervaduras unidireccionales unidas entre sí por una carpeta de compresión de por lo menos 5 cm de espesor, de longitud de apoyo de máximo 6.0 m.
- Losas aligeradas formadas por viguetas unidas entre sí por una carpeta de compresión de por lo menos 5 cm de espesor y empotradas en las vigas de la estructura, de longitud de apoyo de máximo 6.0 m.

#### NOTA:

No se consideran que puedan formar diafragmas rígidos los siguientes sistemas de piso:

- losas de viguetas y/o viguetones pretensados simplemente apoyadas sobre las vigas de apoyo.
- pisos de machihembrado de madera simplemente apoyado sobre las vigas de apoyo, ni aun cuando las vigas de madera estén empotradas en las vigas de hormigón.
- pisos de entramado o rejillas metálicas simplemente apoyados sobre vigas, ni aun cuando dichas rejillas estén empotradas en las vigas de hormigón.

### 9.1.2.5 Modelos estructurales

Se establecerá un modelo tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

### 9.1.2.6 Efectos P-Delta (P- $\Delta$ )

Se deben considerar en el cálculo los efectos P-Delta (efectos de segundo orden causados por las cargas gravitacionales en los elementos que sufren desplazamientos laterales), especialmente en las columnas.

### 9.1.2.7 Interacción suelo-estructura

Para tomar en cuenta en el análisis sísmico la influencia de la interacción suelo estructura se recomienda utilizar lo siguiente:

- Zapatas

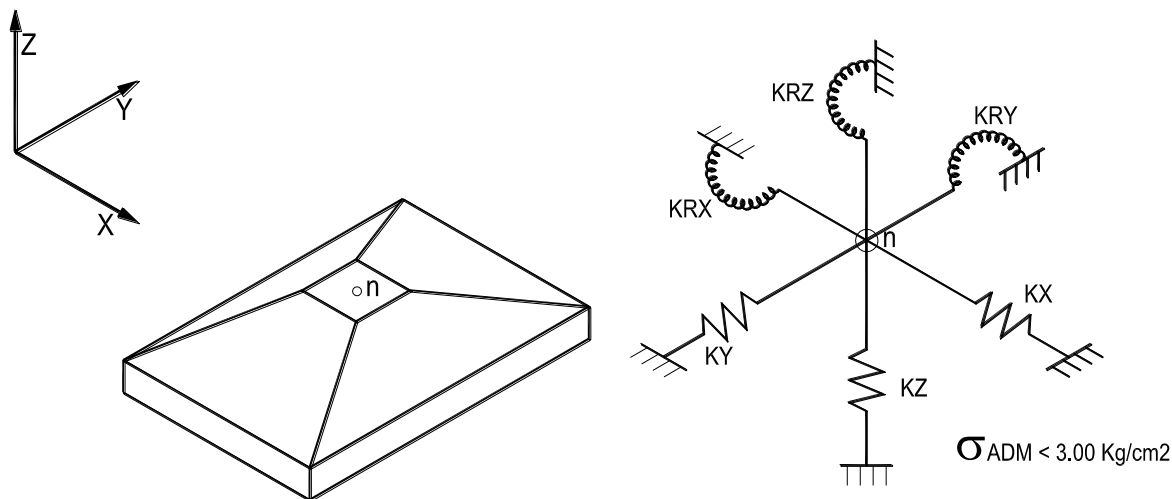
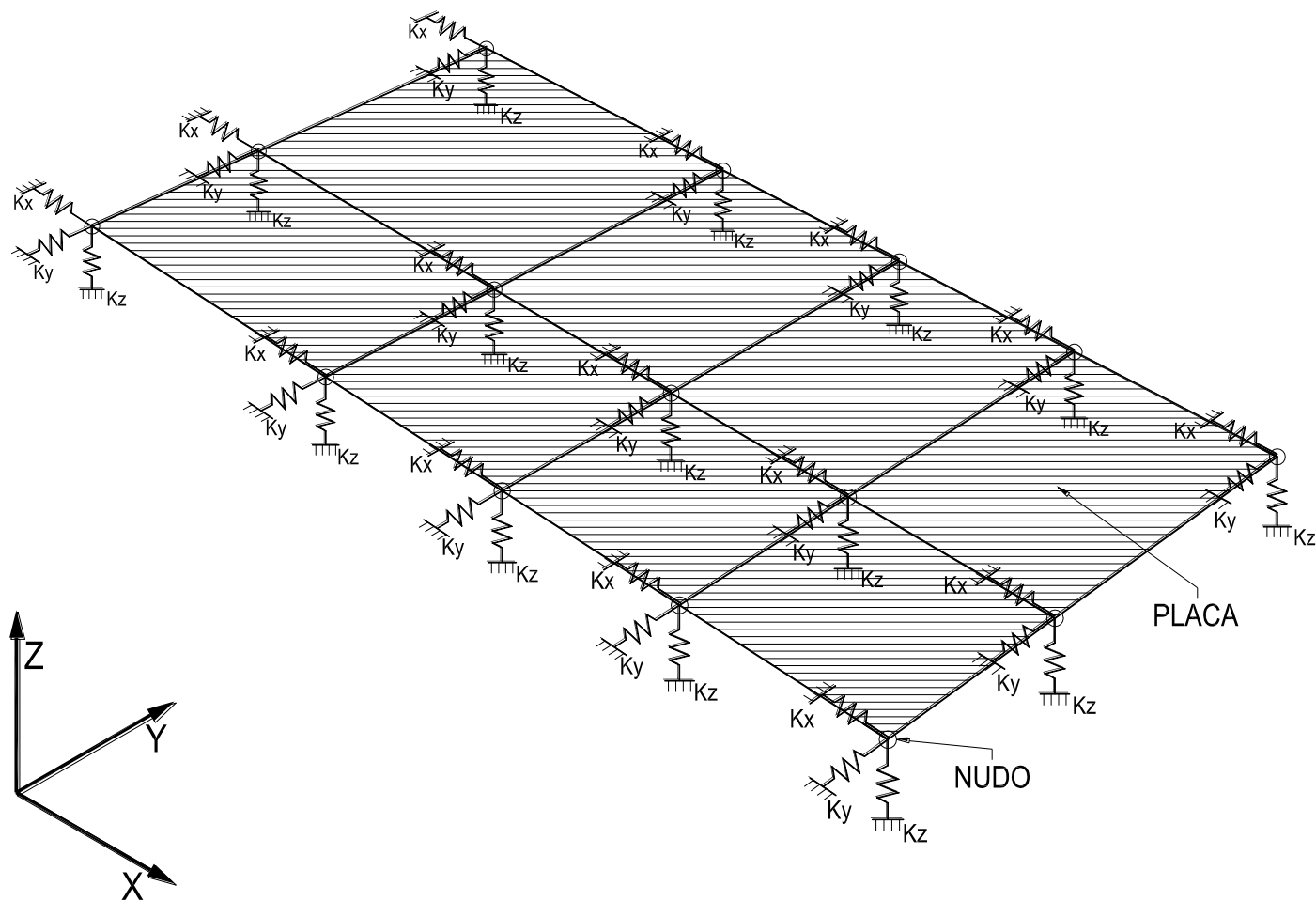


Figura 9.1 - Apoyos elásticos para zapatas





**Figura 9.2 - Apoyos elásticos para losas**

Para calcular las constantes de resorte de los apoyos elásticos se pueden utilizar las siguientes formulas:

$$K_z = \frac{4 \cdot G \cdot R}{1 - \nu}$$

$$K_x = K_y = 18.20 \cdot G \cdot R \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{(2 - \nu)^2}$$

$$K_{RX} = K_{RY} = 2.70 \cdot G \cdot R^3$$

$$K_{RZ} = 5.30 \cdot G \cdot R^3$$

donde:

G = módulo de corte del suelo

R = radio de la zapata circular o radio equivalente de una zapata rectangular. La zapata circular equivalente debe tener la misma área que la zapata rectangular para la deducción del radio R

$\nu$  = coeficiente de Poisson del suelo

$K_x$  y  $K_y$  = resortes traslacionales horizontales del punto (nudo) de apoyo  
 $K_z$  = resorte traslacional vertical del punto de apoyo  
 $K_{rx}$  y  $K_{ry}$  = resortes rotacionales horizontales (balanceo) del punto de apoyo  
 $K_{rz}$  = resorte rotacional alrededor del eje vertical (torsión) del punto de apoyo

Los valores de resorte indicados ( $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$ ,  $K_{rx}$ ,  $K_{ry}$  y  $K_{rz}$ ), se asignan al modelo analítico, véase Figura 9.1.

Para calcular los apoyos elásticos de losas de fundación y/o fundaciones corridas, se debe trabajar solamente con resortes traslacionales por unidad de área y/o longitud. Ver Figura 9.2.

Al utilizar este tipo de apoyos elásticos se consigue un modelo que considera razonablemente bien la interacción suelo estructura.

Se pueden utilizar otros valores de constantes de resorte, considerando razonablemente los parámetros del suelo, en base a un adecuado estudio de mecánica de suelos.

Para edificaciones de la categoría "C", se puede utilizar el siguiente procedimiento simplificado en función del coeficiente de balasto  $K_B$ :

Resorte vertical:  $K_z = K_B \times A$

Resortes horizontales:  $K_x = K_z \times 0.8$   
 $K_y = K_z \times 0.8$

Resortes rotacionales:  $K_{rx} = K_{ry} = K_{rz} = 1.8 K_z$

donde:

$K_B$  = coeficiente de balasto

$A$  = área de la base de la zapata o área tributaria de un nudo de un cimiento corrido o losa de fundación.

En caso de no contar con el coeficiente de balasto, este se puede aproximar de la siguiente manera:

$$(T/m^3) K_B = 1000 \times \sigma_{adm} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

donde:

$\sigma_{adm}$ .- Esfuerzo admisible del suelo, obtenido de un ensayo geotécnico simple.

Esta forma aproximada de calcular el coeficiente de balasto es muy conservadora y del lado de la seguridad.

Este es un procedimiento aproximado porque el coeficiente de balasto sólo representa una porción muy limitada de suelo, además muy superficial, la manera de obtenerlo es muy simple y puede ser distorsionado por muchos factores. Sin embargo, para tener resultados razonablemente precisos, los coeficientes de balasto asignados deben ser valores compatibles con las deformaciones características del suelo y las dimensiones del área cargada.

### 9.1.3 Matriz de amortiguamiento

Se considera que la matriz de amortiguamiento se forma solamente en base al porcentaje de amortiguamiento respecto al crítico, porcentaje que puede ser definido de la siguiente manera:

- edificaciones de acero estructural que no cuenten con elementos que incrementen el amortiguamiento:

$$\xi = 2 \% \text{ (0.02)}$$

- edificaciones usuales tales como:

- hormigón armado
- hormigón pretensado
- mampostería en general
- acero estructural con presencia de elementos que incrementen el amortiguamiento

$$\xi = 5 \% \quad (0.05)$$

#### 9.1.4 Aceleraciones espectrales máximas

Las aceleraciones espectrales máximas que pueden presentarse en el sitio donde se construirá la edificación se pueden obtener de los espectros de diseño mostrados en el capítulo 7.

Se pueden utilizar otros espectros de aceleraciones que se hayan podido obtener de estudios de microsismicidad específicos para el sitio de la construcción. Estos estudios deben adjuntarse con la documentación técnica del proyecto estructural para justificar el uso de otros valores de aceleraciones diferentes a los indicados en este manual.

##### 9.1.4.1 Modos y periodos naturales de vibración

Se debe obtener un número suficiente de modos naturales de vibración para lograr un adecuado análisis sísmico de manera tal que la suma de las masas asociadas a cada uno de ellos llegue a más del 90 % de la masa total de la estructura en cada dirección de análisis horizontal (“X” y “Y”).

**NOTA:**

Se recomienda utilizar el método de “RITZ” (Load Dependent Ritz Vectors), para el análisis sísmico es el más adecuado, ya que genera modos de vibrar en las direcciones de análisis.

##### 9.1.4.2 Aceleraciones espectrales máximas

A cada modo de vibrar se debe asociar una aceleración espectral. Cada modo tiene una frecuencia natural y por lo tanto un periodo, a cada periodo, según el espectro de diseño respectivo (ver los espectros en el capítulo 7) le corresponde una aceleración, esa aceleración es la que forma parte de la ecuación dinámica de movimiento (Ecuación 9.1) para cada modo.

La aceleración espectral máxima debe tomar en cuenta la influencia del Coeficiente de Suelo “S” (ver capítulo 5), del Factor de Importancia “I” (ver capítulo 6) y del Factor de Comportamiento “FC” (ver capítulo 8), de la siguiente manera:

$$A_s = S_a \cdot (S \cdot I / FC)$$

donde:

$A_s$  = aceleración espectral máxima, constante para cada modo de vibrar

$S_a$  = pseudo aceleración tomada del espectro de diseño, para cada modo de vibrar

Una vez completada toda la información, se realiza el análisis sísmico dinámico y se procede a la obtención e interpretación de resultados.

Los espectros del capítulo 7 ya consideran la influencia del tipo de suelo y de la zona sísmica, por lo que los valores espectrales solo deben ser multiplicados por (I/FC):

$$A_s = S_a \cdot (I / FC)$$

## 9.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO-DINÁMICO

### 9.2.1 Combinación modal

El análisis sísmico modal espectral obtendrá resultados para cada modo de vibrar.

La ecuación dinámica resuelta para cada modo de vibrar generará:

- desplazamientos de todos los nudos de la estructura
- solicitaciones internas en todos los elementos estructurales (fuerzas axiales, cortantes, momentos flectores y momentos torsores)
- reacciones en todos los puntos de apoyo (fijos o elásticos)

#### 9.2.1.1 Método CQC

Para realizar la combinación modal de resultados debe utilizarse el método CQC.

El método CQC está basado en teorías de vibración aleatoria, tiene una sólida base teórica, toma en cuenta el acoplamiento de modos y ha demostrado una excelente similitud de resultados con modelos reales y de laboratorio.

Los valores modales combinados, desplazamientos, solicitaciones internas y reacciones se pueden obtener, por ejemplo:

$$F = \sqrt{\sum_n \cdot \sum_m \cdot f_n \cdot \rho_{n \cdot m} \cdot f_m}$$

donde:

- F = cualquier solicitación interna (axial, cortante, flexión o torsión) o desplazamiento  
f<sub>n</sub> = solicitación interna asociada al modo "n"  
f<sub>m</sub> = solicitación interna asociada al modo "m"  
ρ = coeficiente de correlación modal

El coeficiente de correlación modal se obtiene mediante:

$$\rho_{n \cdot m} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + r) \cdot r^{3/2}}{(1 - r^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot r \cdot (1 + r)^2}$$

donde:

- ξ = amortiguamiento respecto del crítico  
r = relación entre frecuencias, que debe ser igual o menor a 1

$$r = \frac{\omega_n}{\omega_m}$$

La suma doble se realiza sobre todos los modos. La matriz de coeficientes de correlación modal es simétrica y todos sus términos son positivos.

Una vez realizada la combinación modal se podrán conocer los valores de desplazamiento, solicitaciones internas y reacciones del análisis sísmico.

### 9.2.2 Efectos direccionales

Tal como se indicó en el numeral 9.1, el análisis sísmico de una estructura se debe realizar para dos (2) direcciones ortogonales “X” y “Y”.

Los efectos direccionales se tomarán en cuenta mediante el método SRSS.

Es decir que se debe aplicar el 100 % de la acción sísmica, representada por el espectro de diseño, en cada dirección de análisis.

Se debe tomar en cuenta la posibilidad de que se presenten aceleraciones sísmicas verticales, se recomienda utilizar para la dirección “Z” el 10 % del espectro de diseño.

En resumen, el proceso es el siguiente:

- espectro sísmico al 100 % en la dirección “X”
- espectro sísmico al 100 % en la dirección “Y”
- espectro sísmico al 10 % en la dirección “Z”

Combinación de resultados para cualquier solicitación interna o desplazamiento:

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2}$$

donde:

F = cualquier solicitación interna (axial, cortante, flexión o torsión) o desplazamiento

F<sub>x</sub> = solicitación interna o desplazamiento obtenido con sismo en “X”

F<sub>y</sub> = solicitación interna o desplazamiento obtenido con sismo en “Y”

F<sub>z</sub> = solicitación interna o desplazamiento obtenido con sismo en “Z”

De esta manera se obtendrán solicitaciones internas, desplazamientos y reacciones en toda la estructura.

Se pueden utilizar otros modelos para la estimación de los probables valores simultáneos de más de una solicitación debido a las dos componentes horizontales de la acción sísmica.

#### 9.2.2.1 Desplazamientos finales

Para obtener los desplazamientos laterales sísmicos totales, se deben multiplicar los desplazamientos obtenidos en el análisis sísmico por el Factor de Comportamiento “FC”, es decir:

$$U_f = U_s \cdot FC$$

donde:

U<sub>f</sub> = desplazamiento final

U<sub>s</sub> = desplazamiento obtenido en el análisis sísmico

#### 9.2.2.2 Fuerzas internas y reacciones

Las fuerzas internas generadas por la acción sísmica, no necesitan ser multiplicadas por el Factor de Comportamiento “FC”, ya que el diseño estructural se debe realizar en el límite del



comportamiento elástico de los materiales, pero se debe complementar el diseño con los requisitos de detallado estructural para lograr que los elementos estructurales y la estructura en su conjunto posea la ductilidad necesaria según el Factor de Comportamiento (FC) asumido, de esta manera la estructura podrá incursionar en el rango plástico. Los requisitos de detallado estructural están explicados en el capítulo 10.

Las reacciones en los apoyos (fijos o elásticos), debidas a la acción sísmica, tampoco deben ser multiplicadas por el Factor de Comportamiento.

### 9.3 TORSIÓN ACCIDENTAL

La posición del centro de masa en cada piso, debido a la variabilidad de la carga muerta y de la carga viva, no es fija. Como la acción sísmica se supone concentrada en el centro de masa, al ser esta posición variable, genera momentos torsores en cada piso. Estos momentos sobre todo afectan a las columnas y muros portantes.

Para tomar en cuenta en forma aproximada la variabilidad de la distribución de la masa de la carga muerta y de la carga viva, se debe definir un momento torsor sísmico estático en cada piso.

Este momento torsor se aplica en el centro de masa de cada piso.

El momento torsor se define de la siguiente manera:

$$M_{tor} = F_{sis} \cdot e_{sis}$$

donde:

$e_{sis}$  = excentricidad sísmica máxima, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$e_{sis} = \text{lado mayor} \cdot 0.05$$

$F_{sis}$  = fuerza sísmica total en el piso, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F_{sis} = \frac{S \cdot I}{FC} (M_t \cdot S_a)$$

donde:

$M_t$  = total de la masa de las cargas muertas y la parte correspondiente de la carga viva del piso, sometida al sismo

$S_a$  = aceleración espectral para el primer modo de vibrar de la estructura

$S$  = coeficiente de suelo

$I$  = factor de importancia

$FC$  = factor de comportamiento

Este momento torsor sísmico debe ser aplicado en cada piso y debe ser añadido al estado de carga por sismo.

## 9.4 COMBINACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO CON RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO PARA CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES

### 9.4.1 Análisis estático para cargas permanentes

En forma previa al análisis sísmico, se debe realizar un análisis estático para conocer los esfuerzos y deformaciones que producen en la estructura, las cargas permanentes y las cargas variables, es decir:

a) Permanentes:

- peso propio de la estructura (PP)
- carga muerta (CM)
- empuje de suelos (ET)
- empuje de agua (EA)

b) Variables:

- carga viva (CV)

El análisis estático también debe ser realizado en tres dimensiones, ya que el modelo analítico que se defina para el análisis estático debe servir para el análisis sísmico. El Ingeniero Estructural debe verificar que la estructura es perfectamente adecuada para soportar las cargas permanentes y variables, antes de proceder al análisis sísmico.

Los efectos que producen estas cargas deben ser combinados adecuadamente con los efectos que produce el análisis sísmico.

#### 9.4.2 Combinación de resultados

Se considera a la acción sísmica como “accidental”, por lo que se debe tener cuidado al combinarla con las acciones “permanentes” y “variables”.

La acción sísmica no se combina con otra acción de tipo accidental como es la acción del viento.

Los “resultados” tanto del análisis estático como del análisis sísmico, consisten en fuerzas internas y desplazamientos, los cuales a la vez generan esfuerzos y deformaciones, al trabajar en estados límite se debe verificar que la estructura funcione bien para las siguientes combinaciones de cargas:

##### 9.4.2.1 Estados límite de servicio

Se debe verificar:

- a) Combinación para verificar deformadas verticales en vigas y losas y para verificar la presión aplicada al suelo por la estructura:

$$\text{COMBSERV} = 1.00 \text{ PP} + 1.00 \text{ CM} + 1.00 \text{ ET} + 1.00 \text{ EA} + 1.00 \text{ CV}$$

La verificación de desplazamientos verticales permite conocer si las deformaciones verticales no exceden los siguientes límites:

- deformación admisible máxima en vigas y losas que soportan muros de tabiquería con acabados frágiles:

$$\Delta a \leq \Delta v = L / 500$$

- deformación admisible máxima en viga y losas que soportan muros divisorios ligeros, de materiales y acabados no frágiles:

$$\Delta a \leq \Delta v = L / 300$$

donde:

$\Delta v$  = deformación vertical admisible máxima

$\Delta a$  = deformación vertical “actuante”. La deformación actuante se obtiene restando del desplazamiento vertical máximo del elemento estructural, el desplazamiento vertical mínimo de sus puntos de apoyo

$L$  = longitud libre de la viga o de la losa (en el caso de la losa se debe verificar varias longitudes, lado corto, lado largo, diagonales, etc.), en cm

Esta combinación también sirve para verificar la presión aplicada al suelo, parte fundamental en el diseño de fundaciones, ya que usualmente se conoce el “esfuerzo admisible” del suelo (capacidad portante) y no el esfuerzo último o de rotura del suelo. Con esta combinación se debe verificar si el suelo resiste el peso de la estructura con todas sus cargas.

b) Combinación para verificar deformadas laterales (deriva horizontal sísmica):

$$\text{COMBLAT} = 1.00 \text{ ESPEC (espectro sísmico)}$$

Se debe verificar que:

$$\Delta_x = (U_{x,\text{sup}} - U_{x,\text{inf}}) \text{ FC} \leq \Delta_{\text{as}} = 0.010 H_i$$

$$\Delta_y = (U_{y,\text{sup}} - U_{y,\text{inf}}) \text{ FC} \leq \Delta_{\text{as}} = 0.010 H_i$$

donde:

$\Delta x$  = deformación lateral en la dirección “x” de una columna o un muro portante, en cm

$\Delta y$  = deformación lateral en la dirección “y” de una columna o un muro portante

$U_{x,\text{sup}}$  y  $U_{x,\text{inf}}$  = desplazamientos del nudo superior y del nudo inferior de la columna o muro portante, en la dirección “x”, en cm

$U_{y,\text{sup}}$  y  $U_{y,\text{inf}}$  = desplazamientos del nudo superior y del nudo inferior de la columna o muro portante, en la dirección “y”, en cm

$\text{FC}$  = factor de comportamiento

$\Delta_{\text{as}}$  = deformación lateral máxima en cm

$H_i$  = altura de entrepiso, en cm

En las fórmulas aparece el factor de comportamiento (FC) debido a que el análisis se realiza para las acciones sísmicas reducidas por el factor FC (véase inciso 9.1.4.2), entonces para obtener el desplazamiento máximo que puede experimentar la estructura, se debe multiplicar los desplazamientos por el factor FC (también véase inciso 9.2.2.1).

La verificación se debe realizar en cada eje vertical (columnas o muros) que se desplace lateralmente en forma notoria.

#### 9.4.2.2 Estados limite últimos

Con las siguientes combinaciones se procede a realizar el diseño estructural (ACI-318-14):

a)  $\text{DCON1} = 1.40 \text{ PERMANENTES (Análisis Estático)}$

b)  $\text{DCON2} = 1.20 \text{ PERMANENTES} + 1.60 \text{ VARIABLES (Análisis Estático)}$

c)  $\text{DCON3} = 1.30 \text{ PERMANENTES} + 1.00 \text{ VARIABLES} + 1.00 \text{ SISMO (Análisis Sísmico)}$

Para el caso más común de una estructura con cargas permanentes (PP, CM, ET y EA), cargas variables (sólo carga viva CV) y carga sísmica (momento torsor sísmico TORSIS y espectro sísmico ESPEC), se puede deducir las siguientes combinaciones:

1)  $\text{DCON1} = 1.40 \text{ PP} + 1.40 \text{ CM} + 1.40 \text{ ET} + 1.40 \text{ EA}$

$$2) \text{ DCON2} = 1.20 \text{ PP} + 1.20 \text{ CM} + 1.20 \text{ ET} + 1.20 \text{ EA} + 1.60 \text{ CV}$$

$$3) \text{ DCON3} = 1.30 \text{ PP} + 1.30 \text{ CM} + 1.30 \text{ ET} + 1.30 \text{ EA} + 1.00 \text{ CV} + 1.00 \text{ TORSIS} + 1.00 \text{ ESPEC}$$

$$4) \text{ DCON4} = 1.30 \text{ PP} + 1.30 \text{ CM} + 1.30 \text{ ET} + 1.30 \text{ EA} + 1.00 \text{ CV} - 1.00 \text{ TORSIS} + 1.00 \text{ ESPEC}$$

## **9.5 PROBLEMAS DE COLINDANCIA**

### **9.5.1 Separaciones entre edificaciones**

Toda construcción debe estar separada de las colindantes una distancia mínima para mitigar los efectos del choque durante los movimientos sísmicos.

La separación de los edificios adyacentes en toda su altura de contacto, será no menor que el desplazamiento lateral máximo calculado por sismo, ni menos de 10 cm.

Las juntas entre edificios colindantes deben ser preferentemente planos verticales.

Los límites mencionados son para el cuerpo principal de la edificación (sótanos, zócalos y mezzanines). Para bardas de colindancia o para edificaciones secundarias (de servicio) estos límites pueden ser ignorados.

### **9.5.2 Juntas sísmicas**

Cuando se requiera separar una edificación en uno o varios cuerpos para lograr un mejor comportamiento estructural, se deben definir "juntas sísmicas".

La junta sísmica debe tener una separación entre los cuerpos de la edificación mayor al desplazamiento calculado de la suma de cada uno de ellos y no menor a 10 cm.

La junta sísmica podrá conformarse mediante materiales flexibles y de fácil reposición, los mismos que permitan el libre movimiento de cada uno de los cuerpos que unen.

En cada nivel de piso y en el de cubierta, se recomienda diseñar cubrejuntas que permitan el libre movimiento de un cuerpo respecto al otro.

Se debe cuidar que las juntas sísmicas queden libres de obstáculos, escombros, etc., que vayan a perjudicar su libre movimiento.

Todo elemento que cruce la junta (instalaciones) debe garantizar el libre movimiento de la misma.

Las juntas por temperatura deben ser tratadas como una junta sísmica.

## 10. DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO RESISTENTE

El objeto es que el diseño y detallado sísmico de los elementos estructurales y de sus conexiones, logre obtener una estructura altamente dúctil, de buen comportamiento en el rango elástico para sismos de baja intensidad y de adecuado comportamiento en el rango inelástico para sismos de mayor intensidad.

Los elementos estructurales deben trabajar en el rango elástico para soportar sismos de baja o moderada intensidad que se presenten durante la vida útil de la estructura,

Para sismos de alta intensidad los elementos estructurales deben trabajar en el rango inelástico. Una vez que han incursionado en dicho rango se espera que se presenten deformaciones fuertes que pueden o no ser motivo de posteriores reparaciones o incluso refuerzos, situación que deberá ser evaluada por el Ingeniero Estructural, pero se espera que la estructura pueda seguir funcionando.

En caso de presentarse un sismo severo, el que corresponda a la máxima aceleración esperada o incluso mayor en una zona, la estructura incursionará en el rango inelástico y deberá ser capaz de desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la gran energía que produce el movimiento sísmico sin llegar al colapso, es posible que la estructura quede muy dañada, pero habrá cumplido su mayor objetivo que es preservar la vida humana. El sismo severo (de alta intensidad) está representado por los espectros mostrados en el capítulo 7.

Para que la estructura tenga un buen comportamiento estructural deben seguirse las indicaciones proporcionadas en el capítulo 4, para que los elementos estructurales principales sean dúctiles se deben seguir las reglas indicadas en este capítulo.

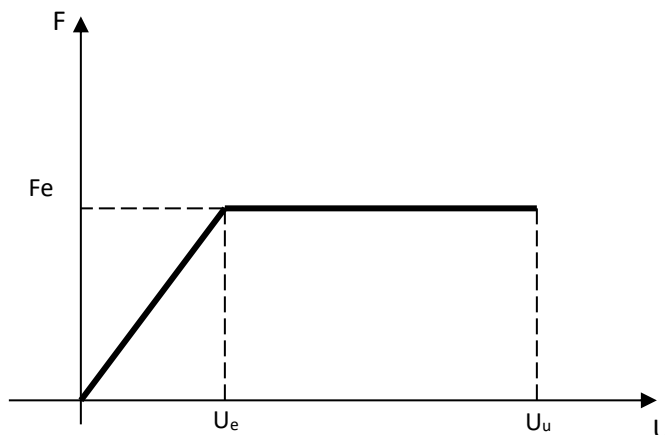
Para estructuras de hormigón armado, no bastará proporcionar a un elemento estructural la resistencia necesaria mediante aceros de refuerzo, sino que se deben seguir las reglas que permitan conducir al elemento estructural a una falla de tipo dúctil.

Estas reglas están relacionadas con el tipo de material, la geometría, dimensiones y formas del elemento estructural, tipos, cantidades y disposiciones del refuerzo estructural.

### 10.1 FACTOR DE DUCTILIDAD

Una forma de fijar el nivel de comportamiento de un elemento estructural dentro del rango inelástico, es determinando un "factor de ductilidad" (Q), que se define como:

$$Q = U_u / U_e$$



Q = factor de ductilidad

$U_u$  = deformación última del elemento estructural

$U_e$  = deformación elástica máxima del elemento estructural

El factor de ductilidad representa en qué medida el elemento estructural puede incursionar en el rango inelástico hasta llegar a la rotura. Este factor será:

- $Q = 4$  Cuando se cumplan las reglas que se indican más adelante
- $Q = 1$  Cuando no se cumplan dichas reglas

## 10.2 REQUISITOS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO PARA $Q = 4$

Los requisitos están basados en el código ACI-318-14 con algunas modificaciones y complementaciones funcionales. Las reglas que deben cumplir los elementos estructurales para lograr obtener un factor de ductilidad igual a cuatro ( $Q=4$ ) son:

### 10.2.1 Materiales

Se deben utilizar hormigones estructurales con resistencias:

- vivienda unifamiliar  $f'_c \geq 21$  MPa
- todas las demás edificaciones  $f'_c \geq 23$  MPa

#### NOTA:

Para resistencias del hormigón del orden de 23 MPa y superiores es necesario contar con un control intenso de ejecución. Se recomienda que el hormigón sea dosificado por peso.

El acero de refuerzo debe ser de dureza natural, con resistencias:

- mínimo:  $f_y = 400$  MPa
- máximo:  $f_y = 500$  MPa

### 10.2.2 Vigas

#### 10.2.2.1 Requisitos geométricos

- $l_n \geq 4d$
- $b_w \geq 0.3h$
- $b_w \geq 25$  cm
- $l_n/b \leq 30$
- $h \geq 30$  cm
- $h \geq l/10 - 10$  (l en cm)

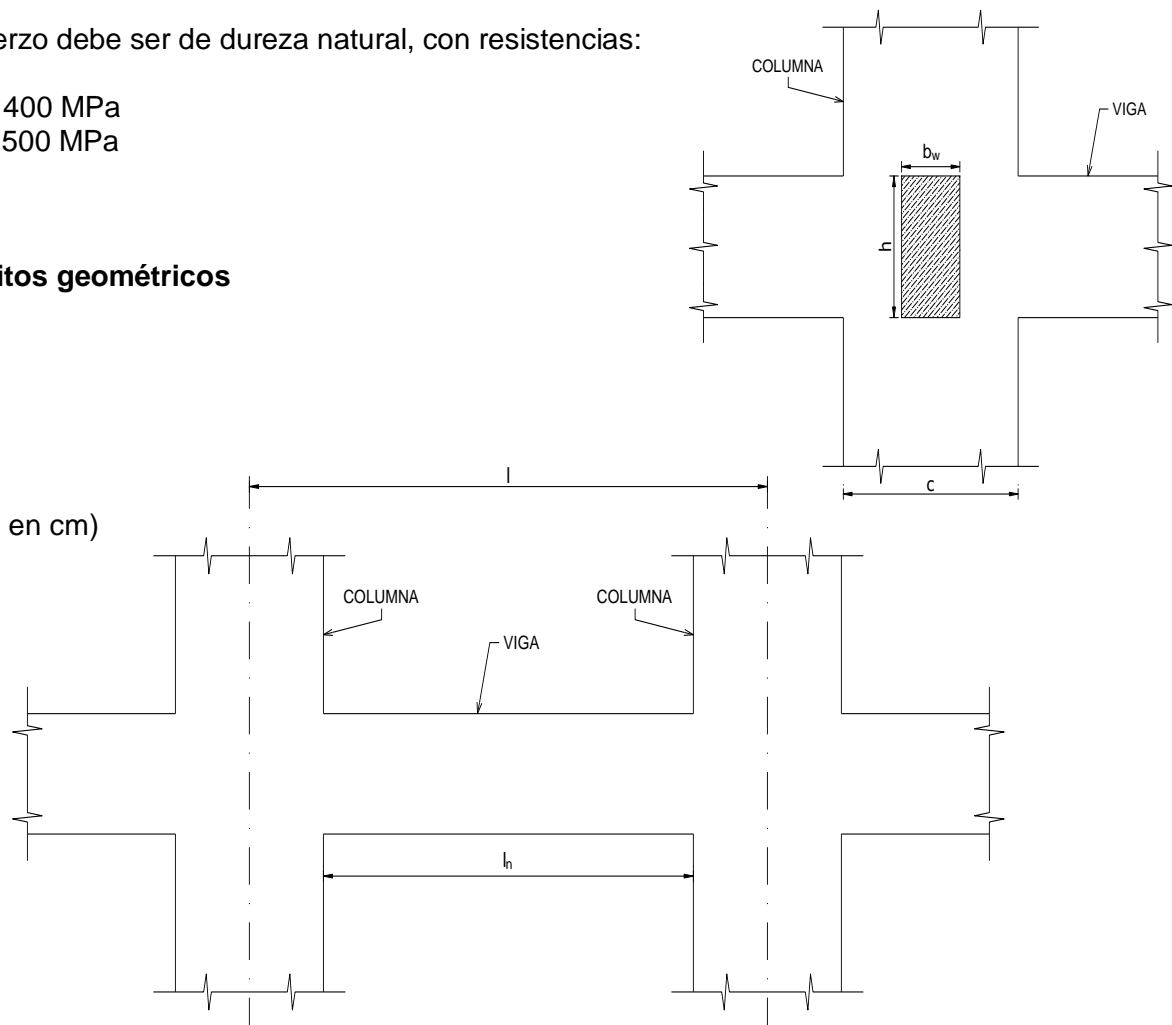


Figura 10.1 - Nomenclatura vigas y columnas

#### NOTA:

Se debe evitar secciones de vigas muy delgadas, muy altas, muy esbeltas y evitar vigas "planas", para evitar problemas de pandeo lateral y deflexiones excesivas y lograr que la sección posea dimensiones suficientes para desarrollar toda su capacidad resistente en el rango inelástico.

### 10.2.2.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal

- Armadura mínima a flexión (tracción)

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Pero no menor a:

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

- Armadura máxima:

$$A_{s,\max} \leq 0.025b_w d$$

- Armadura longitudinal mínima: Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como en la inferior.

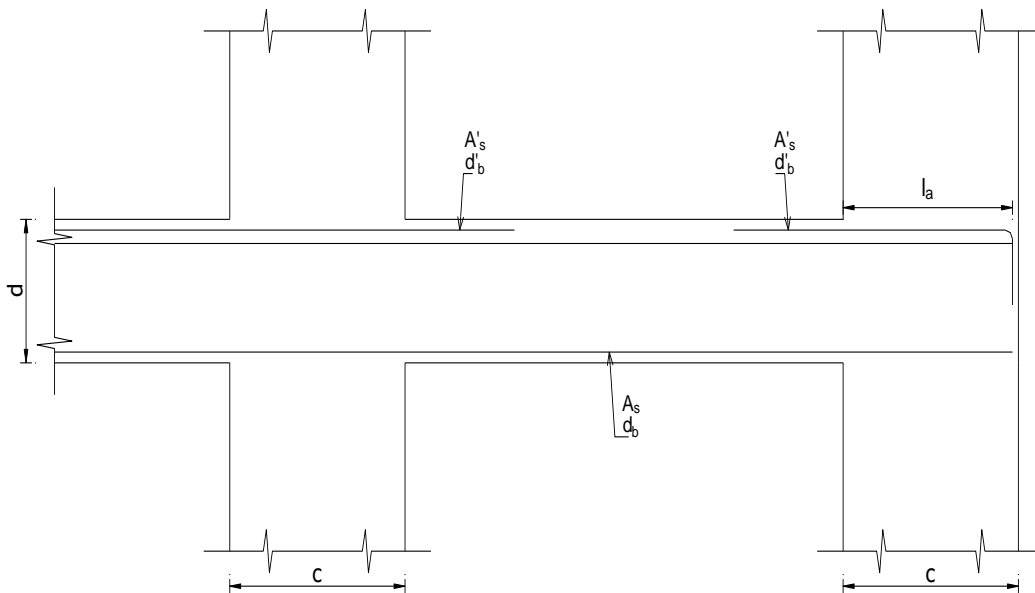


Figura 10.2 - Nomenclatura de áreas de acero y diámetros de barras

### 10.2.2.3 Disposición general del refuerzo longitudinal y empalmes

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la viga, debe ser por lo menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento en la cara de cualquiera de los nudos.

Por lo tanto, las áreas de acero longitudinales deben cumplir lo indicado en la Figura 10.3.

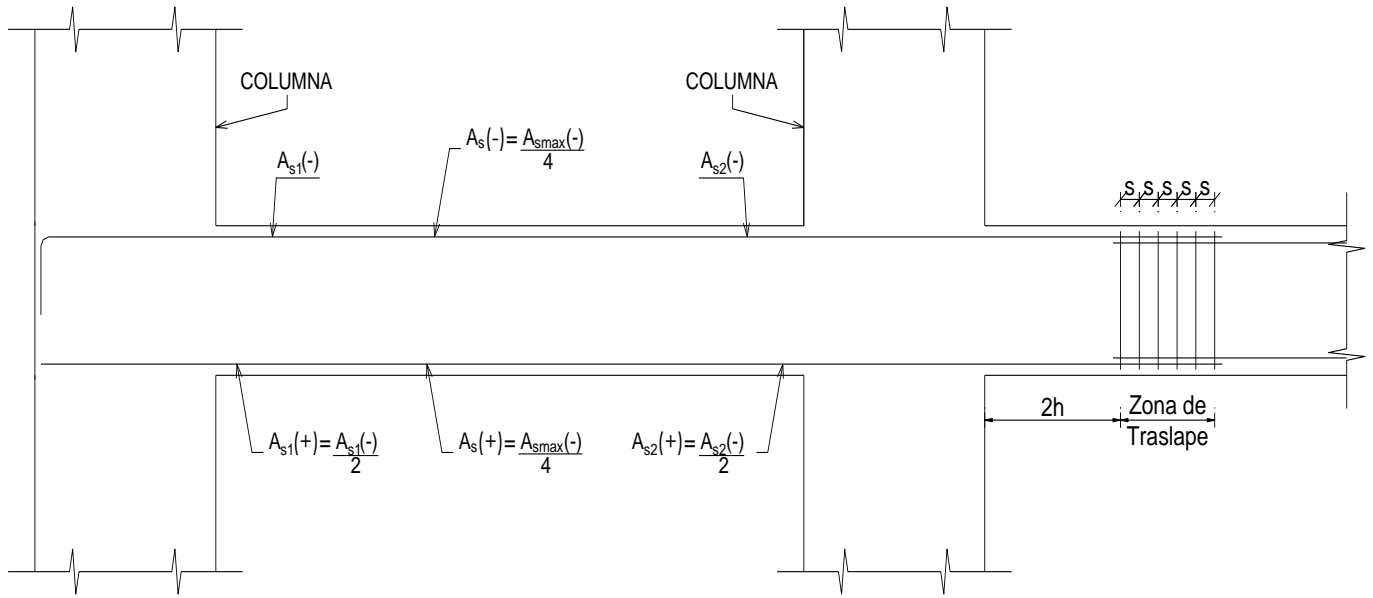
Empalmes.- Solo se permiten cuando se confinan con estribos cerrados o espirales en la longitud de traslape. El espaciamiento "s" de los estribos debe ser menor que  $d/4$  y que 10 cm. Ver figura 10.3.

No se puede utilizar traslapes:

- Dentro de los nudos



- En una distancia de dos veces la altura de la viga, distancia medida desde la cara del nudo
- En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento



**Figura 10.3 – Disposición del acero longitudinal y empalmes**

#### 10.2.2.4 Dimensión de la columna en función al diámetro máximo de la barra de refuerzo de la viga

- si  $d_b$  o  $d'_b \geq 12$  mm, entonces  $C \geq 25$  cm
- si  $d_b$  o  $d'_b \geq 16$  mm, entonces  $C \geq 35$  cm
- si  $d_b$  o  $d'_b \geq 20$  mm, entonces  $C \geq 45$  cm
- si  $d_b$  o  $d'_b \geq 25$  mm, entonces  $C \geq 55$  cm

**NOTA:**

Esta regla busca que la transmisión de fuerzas de la viga a las columnas sea adecuada, que la dimensión de la columna permita soportar fuertes momentos flectores que le transmite la viga. Se busca que en las vigas se formen las rótulas plásticas.

#### 10.2.2.5 Requisitos para el diámetro de estribos

- para  $12 \text{ mm} \leq d'_b \leq 16$  mm, entonces  $d_1 \geq 6$  mm
- para  $d'_b \geq 20$  mm, entonces  $d_1 \geq 8$  mm
- para  $d_b \geq 10$  mm, entonces  $d_2 \geq 6$  mm

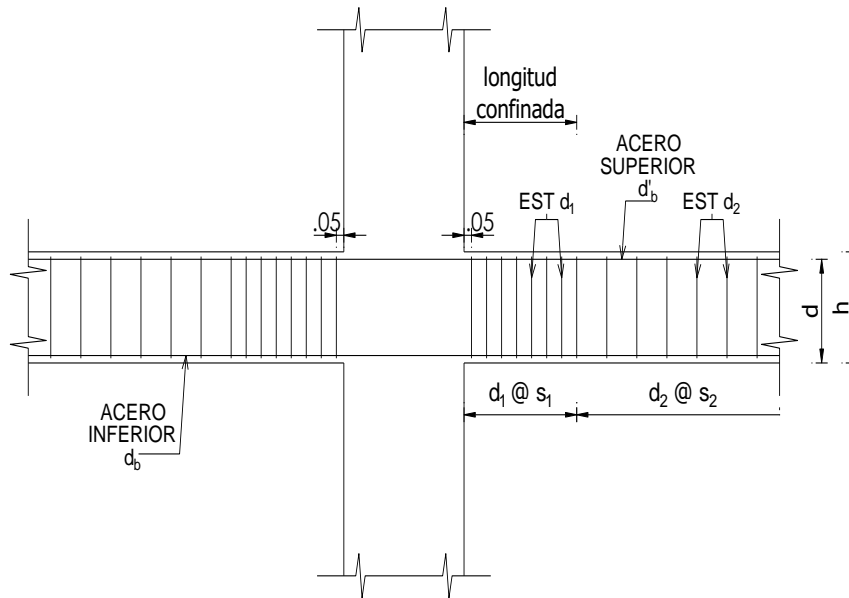
#### 10.2.2.6 Requisitos para longitud confinada de estribos

En ambos extremos de la viga deben disponerse estribos cerrados en la longitud confinada:

- Longitud confinada  $\geq 2h$
- Longitud confinada  $\geq L/4$

El primer estribo debe colocarse a 5 cm de la cara de la columna.

Además, deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.



**Figura 10.4 - Nomenclatura de refuerzos transversales**

### 10.2.2.7 Requisitos para la separación de estribos

- $s_1 \leq 0.25d$
- $s_1 \leq 6 d'_b$  (barra a flexión de menor diámetro)
- $s_1 \leq 15 \text{ cm}$
- $s_2 \leq 0.50 d$
- $s_2 \leq 20 \text{ cm}$

**NOTA:**

Estas reglas buscan evitar que en las vigas se presenten fallas frágiles por cortante y que los extremos de las vigas estén lo suficientemente reforzados para que allí se puedan formar articulaciones plásticas durante la ocurrencia de sismos severos.

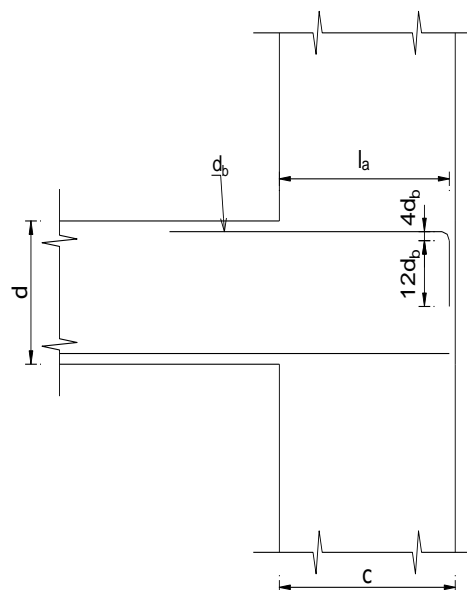
### 10.2.2.7 Anclaje de barras longitudinales de vigas en columnas de borde

La longitud de anclaje debe ser:

$$l_a \geq \frac{f_y d_b}{5.4 \sqrt{f'_c}}$$

$$l_a \geq 8d_b$$

$$l_a \geq 15 \text{ cm}$$

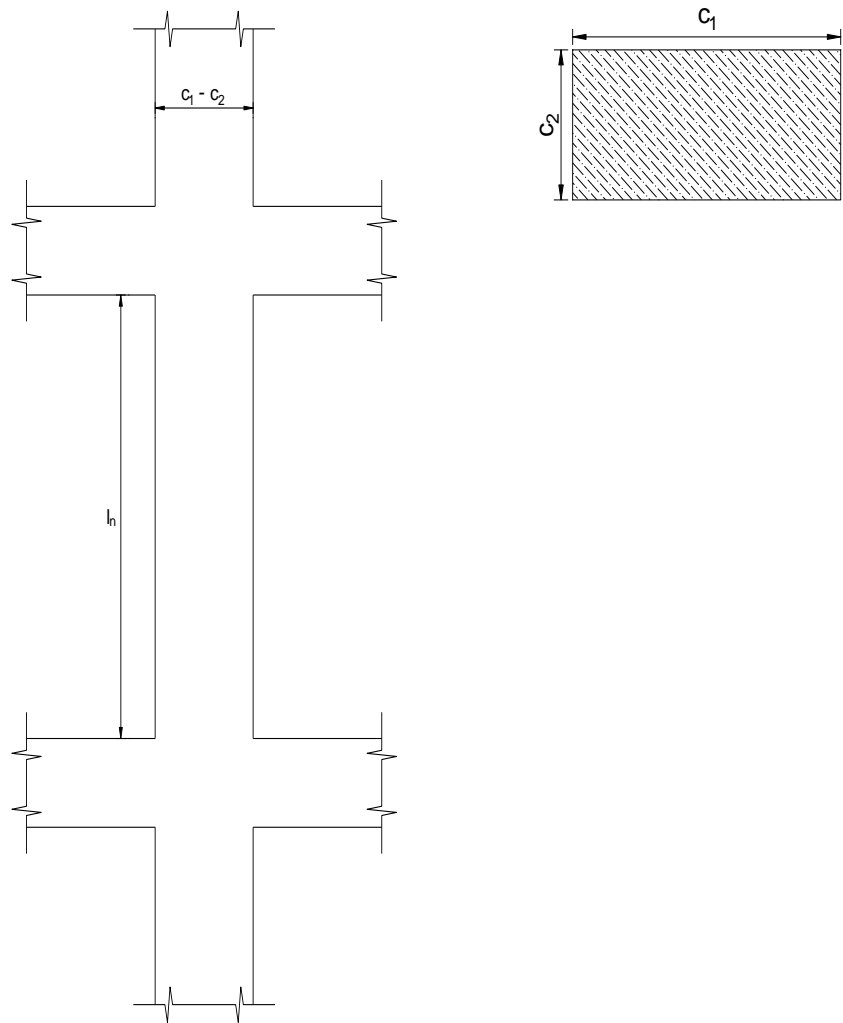


**Figura 10.5 - Longitud de anclaje**

## 10.2.3 Columnas

### 10.2.3.1 Requisitos geométricos

- $C_1 \geq 30 \text{ cm}$
- $C_2 \geq 30 \text{ cm}$
- $C_2 / C_1 \geq 0.4$
- $l_n / C_2 \leq 15$



**Figura 10.6 - Nomenclatura columnas**

**NOTA:**

Las reglas indicadas buscan que las dimensiones de las columnas sean adecuadas para minimizar problemas de esbeltez que generen posibles efectos de pandeo y generación de efectos de segundo orden.

### 10.2.3.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal

- Diámetro mínimo de la barra:  $d_b \geq 12 \text{ mm}$
- Acero longitudinal mínimo:  $A_{S \min} \geq 0.01A_g$
- Acero longitudinal máximo:  $A_{S \max} \leq 0.06A_g$
- Las columnas circulares deben contar con por lo menos 6 barras

**NOTA:**

Estas reglas buscan que las columnas posean suficiente resistencia para soportar las fuerzas axiales y momentos flectores que actúan sobre ellas. La cuantía máxima tiende a evitar el congestionamiento de barras en la unión de la columna con las vigas y lograr que la sección posea una robusta dimensión, es decir que proporcionalmente exista más hormigón que acero. Se busca que las columnas sean altamente resistentes y que sean los últimos elementos en fallar.

### 10.2.3.3 Requisitos para diámetros de estribos

- para  $12 \text{ mm} \leq d_b \leq 16 \text{ mm}$ , entonces  $d_s \geq 6 \text{ mm}$
- para  $d_b > 16 \text{ mm}$ , entonces  $d_s \geq 8 \text{ mm}$

### 10.2.3.4 Requisitos para separación de estribos

En la longitud confinada:

- $s_o \leq C_1 / 4$
- $s_o \leq C_2 / 4$
- $s_o \leq 6 d_b$  (barra de menor diámetro)
- $s_o \leq 15 \text{ cm}$

En el tramo:

- $s \leq 6 d_b$  (barra de menor diámetro)
- $s \leq 15 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento:

- $l_o \geq l_n / 6$
- $l_o \geq C_1$
- $l_o \geq C_2$
- $l_o \geq 45 \text{ cm}$

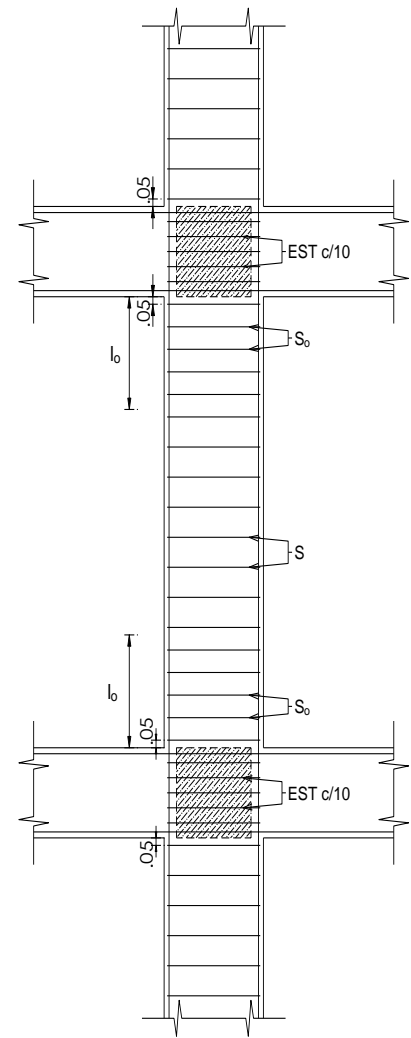


Figura 10.7 – Disposición de estribos

### 10.2.3.5 Requisitos de separación de barras y combinación de estribos y ganchos

- las barras deben estar separadas entre sí máximo 15 cm  $s_b \leq 15 \text{ cm}$
- los estribos y ganchos deben estar separados entre sí máximo 35 cm  $s \leq 35 \text{ cm}$

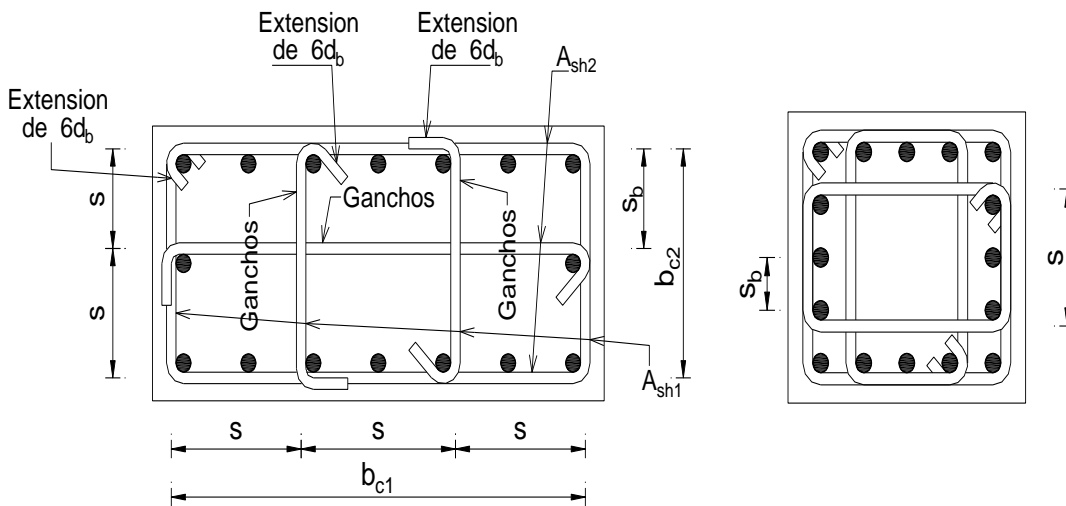


Figura 10.8 - Requisitos para separación de barras, estribos y ganchos

### 10.2.3.6 Cantidad total de refuerzo transversal

Refuerzo Transversal	Condición	Expresiones Aplicables	
$A_{sh}/sb_c$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos.	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
$\rho_z$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares.	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

**Tabla 10.1 – Cantidad de refuerzo transversal**

Donde:

- $A_{sh}$  = área total de refuerzo transversal, incluyendo ganchos, colocado dentro del espaciamiento “s” y perpendicular a la dimensión “b<sub>c</sub>”
- $b_c$  = dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área “A<sub>sh</sub>”
- $\rho_s$  = relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral, medido hasta el diámetro exterior de la espiral
- $A_g$  = área bruta de la sección de hormigón
- $A_{ch}$  = área de la sección transversal de un elemento estructural medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal
- $k_f$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$$

- $k_n$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

$n_l$  es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos.

Las expresiones (a), (b) y (c) de la Tabla 10.1 deben cumplirse en las dos direcciones de la sección del núcleo rectangular de la columna, para cada dirección  $b_c$  es la dimensión del núcleo perpendicular a las ramas del estribo cerrado de confinamiento que conforma  $A_{sh}$  como se muestra en la figura 10.8.

### 10.2.3.7 Nudo de columnas y vigas

La zona de unión entre las columnas y las vigas, el nudo, debe ser reforzado con estribos y ganchos separados a cada 10 cm como máximo. El diámetro de los estribos y ganchos debe ser del mismo que tiene la columna más reforzada que concurre al nudo. Ver Figura 10.7.

## 10.2.4 Muros de cortante

### 10.2.4.1 Requisitos geométricos

El espesor del muro será el mayor de los siguientes valores:

- $b_w \geq l_n / 20$
- $b_w \geq l_w / 20$
- $b_w \geq 20 \text{ cm}$
- $b \geq h_w / 17$

$h_w$  = altura libre del muro

**NOTA:**

Estas reglas buscan evitar el pandeo de las paredes del muro. Los muros de cortante usualmente se usan en nuestro país para acomodar los ascensores o las escaleras o ambos, pero esa no es su mejor función. Su función principal es servir como muros de rigidez para tomar una buena cantidad de la acción sísmica, estos muros toman una gran cantidad de fuerza cortante. Para que funcionen bien deben ser adecuadamente ubicados en la estructura, para lo cual se recomienda consultar el capítulo 4.

**10.2.4.2 Cuantías mínimas**

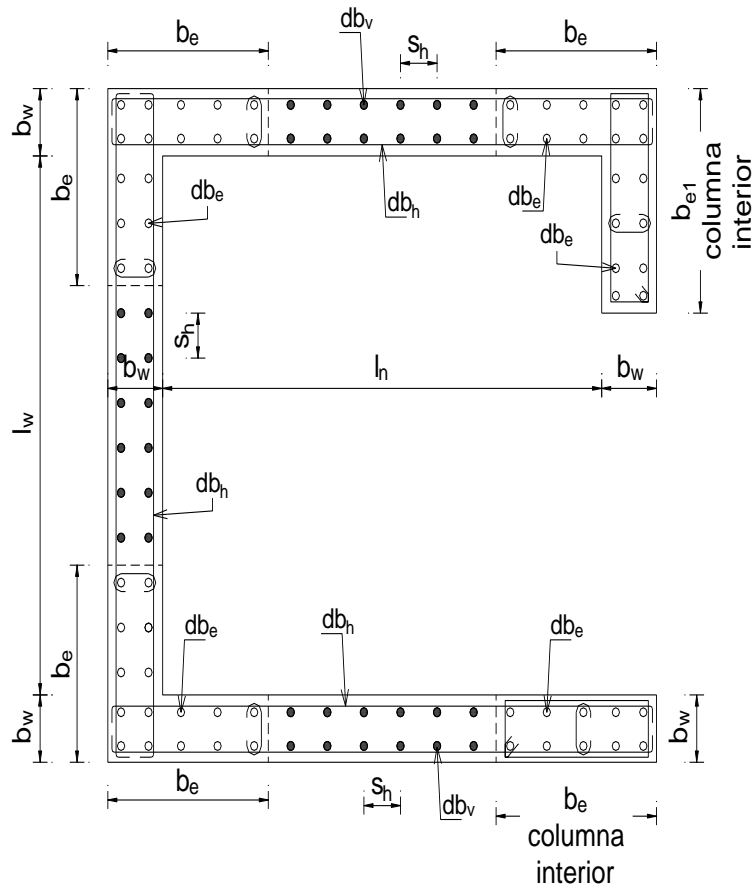
- $\rho_l \geq 0.0025$  cuantía de acero vertical, distribuido en el alma
- $\rho_t \geq 0.0025$  cuantía de acero horizontal, distribuido en el alma

**10.2.4.3 Requisitos de diámetros de barras**

- $d_{bv}$  mínimo 10 mm
- $d_{bh}$  mínimo 8 mm

**10.2.4.4 Requisitos de separación de barras**

- $s_v \leq 15 \text{ cm}$
- $s_h \leq 15 \text{ cm}$



**Figura 10.9 - Muros de cortante, vista en planta, nomenclatura**

### 10.2.4.5 Requisitos para refuerzo en bordes

Debido a la gran concentración de esfuerzos axiales y cortantes en las esquinas y en los extremos (bordes libres) de los muros de cortante, se deben reforzar de dos maneras:

- Refuerzo en esquina.- significa disponer un rigidizador consistente en un muro corto (columna interior), perpendicular al muro principal, en uno o en ambos bordes.
- Refuerzo interior.- significa reforzar la esquina y el borde libre mediante una "columna interior" embebida en el muro.
- $d_{be}$  Los diámetros  $d_{be}$  de los aceros de este refuerzo interior deben corresponder al análisis estructural, pero por lo menos deben ser de un diámetro inmediatamente mayor que el que se calcule para el alma del muro. Los estribos y ganchos adicionales dependen del análisis estructural, pero por lo menos deben ser del mismo diámetro que los aceros horizontales del alma del muro.
- $b_e$  El ancho del refuerzo interior  $b_e$  debe ser
$$b_e \geq 0.20 l_n$$
$$b_e \geq 0.20 l_w$$
- $b_{e1}$  El ancho del refuerzo interior  $b_{e1}$  debe ser
$$b_{e1} \geq 0.15 l_w$$

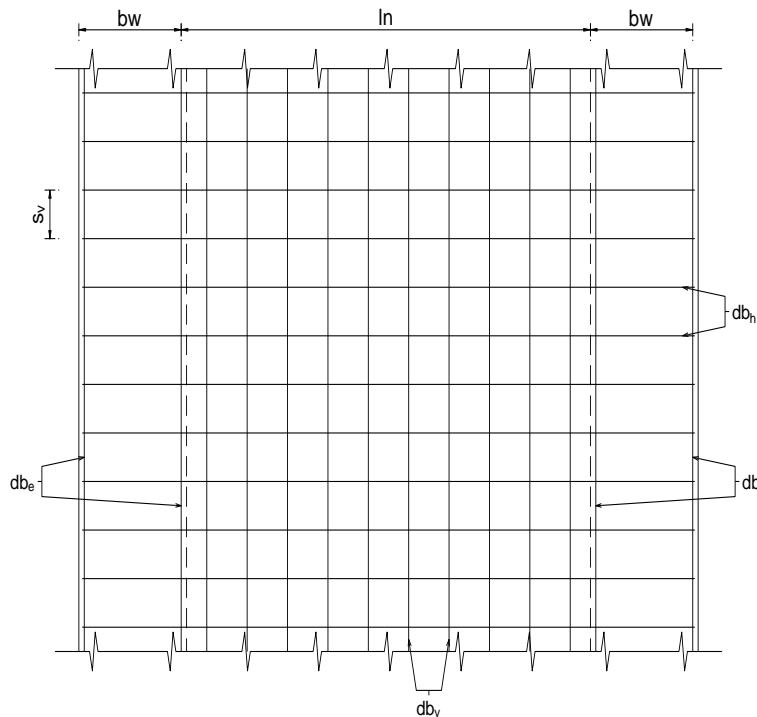


Figura 10.10 - Muros de cortante, vista en sección, nomenclatura

### 10.2.5 Vigas de acople

#### 10.2.5.1 Refuerzo diagonal

Las vigas de acople que unen a dos muros entre si y que cumplen la relación  $l_n / h \geq 4$  deben cumplir los requisitos de vigas mencionados en 10.2.2.



Las vigas de acople cuya relación es  $l_n / h < 4$  deben ser reforzadas con dos grupos de barras diagonales que se intersectan, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la viga. Estas vigas deben cumplir con:

a)  $V_n$  se define como:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw}$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de la viga de acople.

$A_{cw}$  es el área de la sección transversal de la viga de acople

$A_{vd}$  área total de refuerzo de un grupo de barras diagonales

$V_n$  es la resistencia nominal a cortante (N)

b) Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras diagonales deben estar embebidas en el muro no menos de 1.25 veces la longitud de desarrollo para  $f_y$  en tracción.

c) Debe colocarse refuerzo transversal en toda la sección de la viga y  $A_{sh}$  debe ser mayor que:

$$A_{sh} \geq 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} \geq 0.3sb_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

El espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal no debe exceder el menor de 15 cm y  $6d_b$  de la barra diagonal más pequeña. El espaciamiento de los ganchos y estribos de confinamiento tanto horizontalmente como verticalmente en el plano de la viga no debe exceder 15 cm. Todo gancho y cada rama de estribo debe abrazar una barra longitudinal de igual o mayor diámetro. Ver Figuras 10.11 y 10.12.

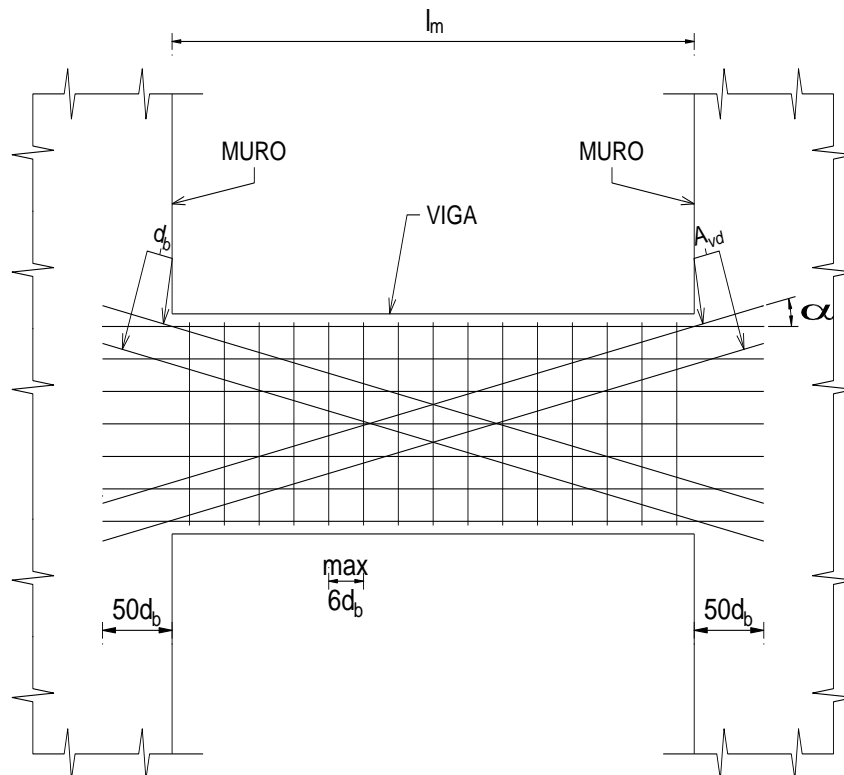
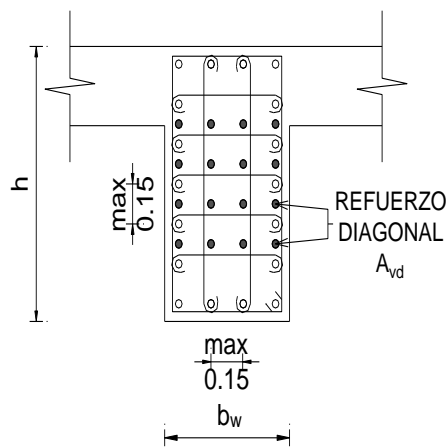


Figura 10.11 – Disposición de barras diagonales y refuerzo transversal



**Figura 10.12 – Disposición de barras diagonales y refuerzo transversal**

### 10.3 REQUISITOS PARA ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL

#### 10.3.1 Requisitos generales

Para lograr ductilidad  $Q = 4$ , se recomienda dar cumplimiento a los siguientes requisitos.

##### 10.3.1.1 Materiales

- acero A 36
- acero A 500 (grado B o C)
- acero A 529
- acero A 570
- acero A 572 (grado 42, 50 ó 55)

Los tipos de acero están indicados en la nomenclatura de la norma ASTM.

Los pernos y accesorios de conexión deben satisfacer una de las siguientes normas ASTM:

- A325
- A490

##### 10.3.1.2 Conexiones soldadas

Se deben seguir las especificaciones para el procedimiento de soldadura como lo indica la norma AWS (Sociedad Americana de Soldadura).

##### 10.3.1.3 Elementos

- las columnas y vigas deben tener dos (2) ejes de simetría. Se puede utilizar perfiles laminados en caliente (de fábrica) o perfiles formados mediante placas soldadas entre sí. Las placas soldadas deben formar secciones cajón, secciones "I" y secciones "H". La soldadura de unión debe ser continua en todo el elemento.
- las columnas y vigas no pueden ser de alma abierta.
- se recomienda utilizar perfiles de espesores mayores o iguales a 6 mm.

##### NOTA 1:

Estas recomendaciones son para realizar construcciones de edificios, casas, comercios, cubiertas importantes, naves industriales o similares, etc.

**NOTA 2:**

En nuestro país se utiliza ampliamente perfiles conformados en frío de espesor muy delgado (canales, angulares, costaneras, etc.), para construir una amplia variedad de estructuras livianas. Por lo general estos perfiles no cumplen las reglas necesarias para asumir un factor de ductilidad  $Q = 4$ , por lo que se debe trabajar con  $Q = 1$ , lo que significa que estas estructuras trabajan totalmente en el rango elástico para soportar las acciones sísmicas.

Por lo general, los perfiles conformados en frío son muy propensos a fallar por pandeo local, pandeo de conjunto, pandeo por fuerza axial, por cortante, por torsión y por diversas combinaciones entre ellos, además al ser de secciones pequeñas y espesores muy delgados su resistencia es baja. Por todo ello es muy difícil que puedan soportar grandes deformaciones generando rótulas plásticas sin fallar previamente, por lo que es recomendable utilizar ductilidad  $Q = 1$ .

**10.3.2 Requisitos adicionales**

Se recomienda utilizar las indicaciones mencionadas en los puntos anteriores y especialmente lo indicado por el AISC (Instituto Americano de Construcciones de Acero), para uniones, soldaduras, dimensiones y espesores de perfiles (almas y alas), rigidizadores, atiesadores, placas de apoyo, etc.

## **11. DIAGNOSTICO Y REFUERZO SÍSMICO**

El presente capítulo tiene por objetivo presentar un procedimiento para realizar el diagnóstico y refuerzo sísmico de edificaciones existentes.

El objetivo de realizar una evaluación o diagnóstico sísmico de una estructura es conocer el nivel de vulnerabilidad sísmica de la misma, determinar el nivel de daño que puede experimentar, cuanto pueden afectar esos daños a la estabilidad y seguridad de la edificación y en qué medida puede ser peligrosa la estructura para sus ocupantes y para su entorno (vecindario).

Después de realizar el diagnóstico, que además permitirá conocer el comportamiento estructural, se debe realizar el refuerzo estructural, por lo que en este capítulo también se indicará las alternativas de refuerzo.

### **11.1 PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR EL DIAGNOSTICO Y REFUERZO SÍSMICO**

Se presenta a continuación el procedimiento para realizar el diagnóstico y el refuerzo sísmico de una edificación:

- Recopilación de información
- Inspecciones técnicas
- Estudio del proyecto estructural
- Estudio de los proyectos arquitectónico, de instalaciones e información adicional
- Levantamiento estructural y de información adicional
- Diagnóstico estructural
- Refuerzo sísmico

#### **11.1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN**

El primer paso consiste en conseguir toda la información técnica posible.

##### **11.1.1.1 Documentos técnicos necesarios**

Para realizar el diagnóstico es importante contar con los siguientes documentos técnicos:

- Planos estructurales
- Memoria de cálculo
- Estudio geotécnico
- Planos arquitectónicos
- Planos de instalaciones eléctricas, sanitarias y otras

En caso de no contar con estos documentos, se debe realizar un levantamiento de datos en la misma edificación, realizando investigaciones, prospecciones, ensayos, mediciones, etc. Toda la información relevada deberá ser plasmada en “croquis” o planos referenciales.

Ante la falta del estudio de suelos o siendo necesario corroborar la información, es pertinente realizar un estudio de suelos para conocer las características actuales del suelo.

##### **11.1.1.2 Información complementaria adicional**

Es importante contar con la siguiente información complementaria:

- Informes del control de calidad de los materiales empleados
- Libro de órdenes de la construcción
- Remodelaciones, ampliaciones y modificaciones previas
- Reparaciones previas

- Uso actual de la estructura
- Planos de uso actual

Con toda la información técnica disponible se procede a realizar los siguientes pasos.

### **11.1.2 INSPECCIONES TÉCNICAS**

Es importante realizar varias inspecciones detalladas y minuciosas de la estructura para conocer las dimensiones, formas y geometría de los elementos estructurales y de la estructura en general, y finalmente para observar u comportamiento individual y global.

También son importantes las inspecciones de la edificación para visualizar los problemas o fallas estructurales que pudiesen existir.

El motivo de las inspecciones es verificar el comportamiento de la estructura y en su caso visualizar la presencia de problemas estructurales como "asentamientos diferenciales", "flechas" (desplazamientos verticales excesivos), desplazamientos horizontales excesivos, "rotaciones angulares" y "deformaciones" en general excesivas.

Normalmente estos fenómenos se manifiestan con la presencia de inclinaciones, asentamientos y grietas.

Se debe realizar varias inspecciones a la edificación, usualmente la inspección preliminar permite visualizar el comportamiento de la estructura y la existencia de problemas estructurales. Otras inspecciones se deben realizar para verificar la información técnica obtenida, para obtener información adicional y finalmente para planificar los refuerzos estructurales.

Durante las varias inspecciones técnicas se debe lograr la:

- Identificación del sistema estructural
- Identificación de problemas estructurales
- Identificación de daños (si es que existen) en elementos estructurales
- Identificación de daños (si es que existen) en elementos no estructurales
- Identificación de problemas de estructuración
- Identificación de problemas en la cimentación
- Estimación de la posible causa de los daños (si es que existen)

Se recomienda que el Ingeniero elabore formularios de inspección donde consigne toda la información relevada. Se adjunta al final del capítulo un formulario de ejemplo.

### **11.1.3 ESTUDIO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL Y DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO**

Consiste en estudiar y analizar la información técnica plasmada en el proyecto estructural y en el estudio de suelos, de debe conocer:

- Normas de diseño
- Propiedades de materiales
- Elementos estructurales
- Tipo de estructura
- Estructuración
- Tipo y elementos de fundación
- Cargas permanentes
- Cargas variables
- Cargas accidentales
- Fuerzas internas (diagramas de fuerzas internas)
- Datos del diseño estructural
- Existencia y ubicación de los elementos estructurales

- Dimensiones y armado de los elementos estructurales
- Distribución de masas (si es que se realizó un diseño sísmico)
- Tipo de análisis y diseño sísmico (si es que se realizó un diseño sísmico)
- Parámetros y características del suelo de fundación

Para corroborar esta situación es necesario realizar inspecciones a la edificación y un levantamiento estructural.

Estudiando el proyecto estructural, además de toda la información que se pueda extraer, se podrá verificar si cumple con las normas técnicas de diseño y construcción de la época en que fue diseñado, ya que es posible que no cumpla con ciertas prescripciones de los códigos, esta falencia puede ser generadora de problemas estructurales. También del estudio del proyecto estructural se podrá detectar fallas, errores u omisiones en el diseño original, falencias que pueden ser causa de actuales problemas estructurales o generadores de un mal comportamiento estructural durante la acción sísmica.

El estudio geotécnico “inicial” es importante para conocer el tipo de suelo, sus características y su nivel de respuesta ante movimientos sísmicos. Usualmente los estudios de suelo dan recomendaciones para realizar las cimentaciones, los sistemas de estabilización del suelo y también indican los sistemas de drenajes. Es importante verificar si se han cumplido estas recomendaciones o cuanto puede afectar el no cumplimiento de alguna de las mismas.

Es especialmente importante conocer el tipo de estructura, sus elementos estructurales y su estructuración, ya que según se indicó en el capítulo 4, el comportamiento de la estructura depende mucho de su configuración estructural.

El estudio del proyecto estructural dará mucha información para intentar predecir el comportamiento de la estructura durante la acción sísmica, detectar potenciales problemas y planificar sistemas de refuerzo que mejoren dicho comportamiento.

#### **11.1.4 ESTUDIO DE LOS PROYECTOS ARQUITECTÓNICO, DE INSTALACIONES E INFORMACIÓN ADICIONAL**

El estudio del proyecto arquitectónico y de los proyectos de instalaciones eléctricas, sanitarias, telefónicas, especiales, de gas, etc., sirven para conocer el tipo de actividades, el funcionamiento y fundamentalmente las cargas de operación de la edificación. Conociendo las cargas de funcionamiento y las cargas permanentes (peso propio y cargas muertas) se puede conocer la “masa” para poder realizar los análisis sísmicos necesarios.

El estudio de la información complementaria sirve para conocer si se realizaron modificaciones, remodelaciones, ampliaciones, reparaciones, etc., en la edificación que puedan modificar el funcionamiento de la misma, su nivel de cargas de operación y el comportamiento actual de la estructura.

Además, es importante conocer:

- Existencia, ubicación y tipo de los elementos divisorios
- Existencia y ubicación de aberturas
- Tipos de acabados y elementos de fachada
- Rellenos en azoteas
- Uso actual de la estructura
- Existencia y ubicación de ductos

Para corroborar esta información también se deberá realizar otras inspecciones a la edificación.

## **11.1.5 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DE INFORMACIÓN ADICIONAL**

Se debe realizar varios levantamientos y realizar varias investigaciones:

### **11.1.5.1 Levantamiento Estructural**

Consiste en realizar en la edificación un levantamiento de información lo más completo posible, para verificar la geometría, forma, medidas, dimensiones y localización de todos los elementos estructurales, losas, columnas, vigas, muros, escaleras, etc. en función de los planos estructurales de la edificación, relevando especialmente aquellos que no coincidan o aquellos que no aparezcan en el plano, con toda esta información se elaborará nuevos planos estructurales de todas las plantas, planos “as-build”.

### **11.1.5.2 Levantamiento de muros divisorios**

Sobre un juego de los nuevos planos estructurales de plantas de la edificación se levantará todos los muros divisorios, esto permitirá conocer el tipo de muros divisorios, sus cargas y efectos que producen los muros sobre la estructura.

### **11.1.5.3 Levantamiento de áreas y funciones**

Sobre otro juego de los nuevos planos estructurales de plantas, se delimitará las áreas y funciones de cada sector de la edificación, de acuerdo con el uso de cada espacio se podrá asignar las cargas y masas más adecuadas y representativas.

### **11.1.5.4 Levantamiento de grietas**

En caso de que existan patologías estructurales, para comprender el actual funcionamiento de la estructura y realizar un adecuado diagnóstico, es fundamental conocer la localización, forma, dimensión, longitud, grosor, profundidad, etc. de todas las grietas de la edificación, ya que ellas indican el tipo de patología estructural que está presente en la edificación.

Este levantamiento se mostrará sobre plantas estructurales, además de documentarse cada una con una foto y con una hoja de registro que contenga todos los datos y la descripción respectiva.

Adicionalmente, para realizar un seguimiento de la evolución de la grieta, se colocará sobre la misma una pequeña marca de yeso (testigo), el cual se va a monitorear cada semana, para ver si está activa o no, su velocidad de avance y si refleja algún grado de peligrosidad, se podrá además conocer en que direcciones avanza y cómo afecta a elementos estructurales y no estructurales (paredes divisorias, acabados de estuco, cerámicas de paredes y de piso, plafones, etc.).

### **11.1.5.5 Levantamiento de desplazamientos y deformaciones, asentamientos e inclinaciones**

Si es que existen patologías estructurales, se deberá realizar la medición de deflexiones en losas y vigas, inclinaciones laterales de columnas y muros, y asentamientos en las bases del edificio. Se deberá verificar la verticalidad de las cuatro fachadas y las cuatro esquinas de la edificación.

### **11.1.5.6 Investigación para conocer la localización de barras de acero**

Es parte fundamental del diagnóstico el verificar si las barras de acero de los elementos de hormigón armado poseen las cantidades y dimensiones indicadas en los planos estructurales, o si no existen planos estructurales, se debe conocer, aunque sea parcialmente esa distribución, para lo cual se puede utilizar los siguientes métodos o similares:

- “Picados” en varios elementos de hormigón, consiste en quitar el recubrimiento y visualizar la distribución de las barras de acero.



- Uso de sistemas electromagnéticos, mediante un aparato que genera un campo electromagnético y que registra las alteraciones que este sufre en presencia de objetos de acero. Se puede conocer la ubicación y diámetro de las barras de acero.
- Radiografías o similares, permiten visualizar la ubicación y diámetro de las barras de acero, es más complicado y más costosa que la anterior.

#### **11.1.5.7 Investigación para conocer la calidad del hormigón y del acero**

También es muy importante verificar las propiedades mecánicas del hormigón y del acero, para esto se puede realizar:

- Extracción de muestras de hormigón, que consiste en extraer un pequeño pedazo de hormigón para someterlo a pruebas de laboratorio, se puede conocer su resistencia, su módulo de elasticidad y tener idea de la composición granulométrica, su densidad y su nivel de carbonatación.
- Ultrasonido, mediante un aparato que registra la velocidad de un pulso ultrasónico a través del hormigón, la cual depende de la densidad del mismo, se puede estimar la resistencia del hormigón, su módulo de elasticidad y su densidad, así como el estado de agrietamiento interno.
- Esclerometría, el esclerómetro es un dispositivo que mide el rebote de un sistema masa-resorte contra la superficie de un elemento de hormigón. En base a relaciones empíricas se puede estimar la resistencia del hormigón en función de la lectura del índice de rebote. No es un método preciso, pero da una idea de la resistencia, se debe complementar con otras investigaciones para ajustar los resultados.
- Extracción de barras de acero, consiste en extraer pequeñas barras de acero para probarlas en laboratorio, se puede conocer la resistencia, módulo de elasticidad, peso y nivel de corrosión.

Evidentemente se puede utilizar otros métodos, lo importante es conocer de la mejor manera posible la calidad de los materiales.

#### **11.1.5.8 Estudio de suelos**

Se debe realizar un estudio de suelos que verifique los parámetros y características del suelo de fundación, para detectar si algunos parámetros han cambiado en los años que tiene la edificación y en qué medida influyen esos cambios, tanto en la cimentación como en el comportamiento estructural.

### **11.1.6 DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL**

Con toda la información disponible, con el estudio del proyecto estructural, con el estudio de la información adicional, con los datos del levantamiento estructural y con las inspecciones técnicas se puede conocer:

#### **11.1.6.1 Típicas deficiencias estructurales**

- Torsión excesiva por una distribución inadecuada de la rigidez en planta
- Muros de cortante excéntricos
- Cambios abruptos de rigidez y estructuración en planta
- Cambios abruptos de rigidez y estructuración en elevación
- Columnas cortas
- Columna débil - viga fuerte
- Planta baja débil

- Conexiones columnas – losa plana
- Uniones viga – columna
- Refuerzo estructural sobre-reforzado e insuficiente

Estas deficiencias estructurales dan una clara indicación de un mal comportamiento de la estructura ante la acción sísmica. La influencia en el comportamiento de la estructura por estas deficiencias se puede conocer por las explicaciones mostradas en el capítulo 4. Las estructuras que tienen esas deficiencias no necesariamente muestran daños visibles, pero con seguridad que tendrán problemas ante eventos sísmicos.

Sin embargo, las estructuras pueden tener además de las deficiencias indicadas, problemas estructurales activos. Estos problemas estructurales pueden generar daños en elementos estructurales y en elementos no estructurales.

### 11.1.6.2 Clasificación y evaluación preliminar de daños

Se presenta a continuación una tabla para definir el tipo de daño, la descripción, la evaluación preliminar y las acciones a seguir.

Tipo de Daño	Descripción	Evaluación preliminar
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.	No existe reducción en la capacidad estructural. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos estructurales.
Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de hormigón. Fisuras y caída de aplanados en paredes y techo. Grietas de menos de 3 mm de ancho en muros de mampostería.	No existe reducción en la capacidad estructural. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos dañados.
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1 mm de ancho en elementos de hormigón. Grietas de 3 a 10 mm de ancho en muros de mampostería.	Existe una reducción importante en la capacidad estructural. Debe desocuparse y mantenerse sólo acceso controlado, previa rehabilitación temporal. Es necesario realizar un proyecto de reparación y el refuerzo de la estructura.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de hormigón. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del hormigón. Rotura de estribos y pandeo de barras de acero de columnas y muros de hormigón. Agrietamiento de losas planas alrededor de las columnas. Aberturas en muros de mampostería. Inclinaciones de columnas de más de 1:100 de su altura. Inclinaciones de la edificación de más de 1:100 de su altura.	Existe una reducción muy alta en la capacidad estructural. Debe desocuparse y suprimirse el acceso y la circulación en la vecindad. Es necesario proteger la calle y las edificaciones vecinas mediante la rehabilitación temporal, o proceder a la demolición urgente. Deberá realizarse una evaluación definitiva que permita decidir si procede la demolición o bien el refuerzo generalizado de la estructura.

TABLA 11-1. CLASIFICACIÓN Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE DAÑOS

### 11.1.6.3 Daños en elementos estructurales

Los elementos estructurales más importantes como las columnas, vigas, muros, losas y elementos de fundación pueden tener daños fuertes, estos daños pueden ser identificados y clasificados, se presenta la siguiente tabla para colaborar a distinguir los distintos tipos de daños y sus causas.

Elemento Estructural	Tipo de Daño	Causa
Columnas	Grietas diagonales Grietas verticales Desprendimiento del recubrimiento Aplastamiento del hormigón y pandeo de barras	Cortante o torsión Flexocompresión Flexocompresión Flexocompresión
Vigas	Grietas diagonales Rotura de estribos Grietas verticales Rotura del refuerzo Aplastamiento del hormigón	Cortante o torsión Cortante o torsión Flexión Flexión Flexión
Unión viga - columna (nudos)	Grietas diagonales Falla por adherencia del refuerzo de vigas	Cortante Flexión
Sistemas de losas planas	Grietas alrededor de columnas Grietas longitudinales	Punzonamiento Flexión
Muros de hormigón	Grietas diagonales Grietas horizontales Aplastamiento del hormigón y pandeo de barras	Cortante Flexocompresión Flexocompresión
Muros de mampostería	Grietas diagonales Grietas verticales en las esquinas y centro Grietas como placa perimetralmente apoyada	Cortante Flexión y volteo Flexión

TABLA 11-2 DAÑOS ESTRUCTURALES MÁS COMUNES

Varios de los tipos de daño indicados en la tabla anterior se pueden observar en las siguientes figuras:

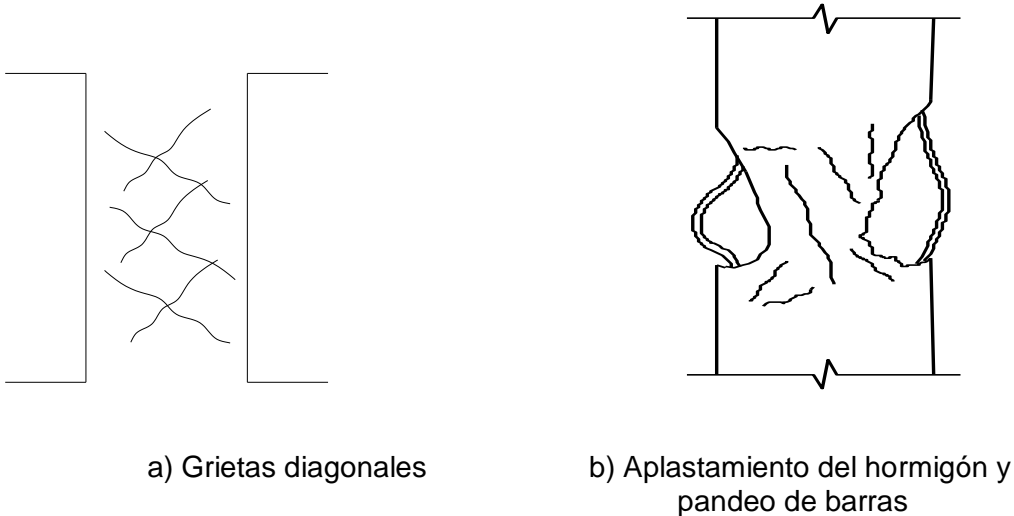
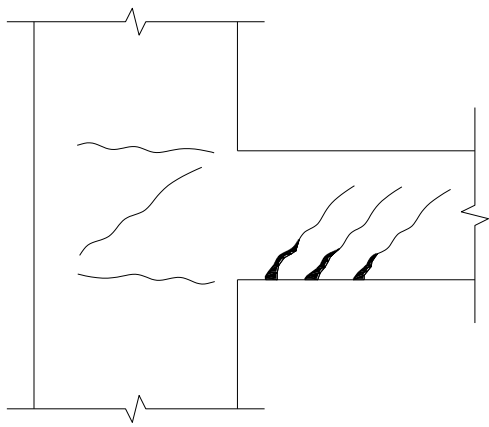
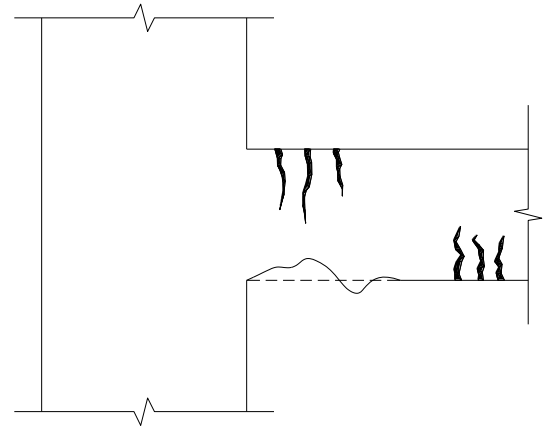


FIGURA 11-1. DAÑOS EN COLUMNAS

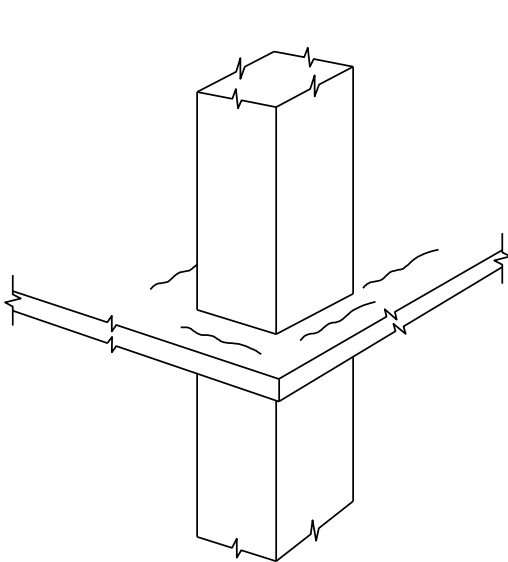


a) Grietas diagonales

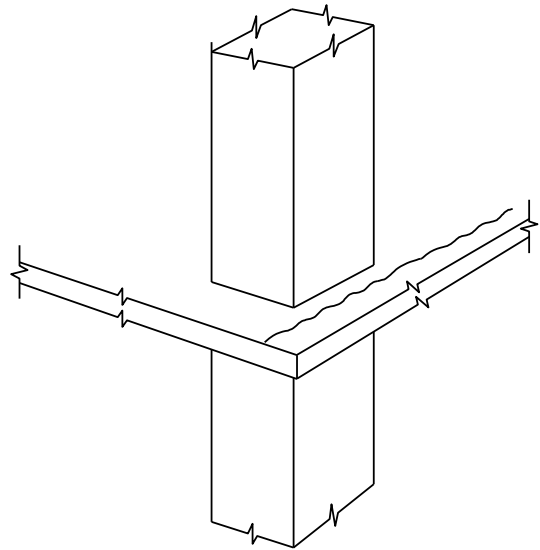


b) Grietas verticales y aplastamiento del hormigón

FIGURA 11-2. DAÑOS EN VIGAS Y NUDOS

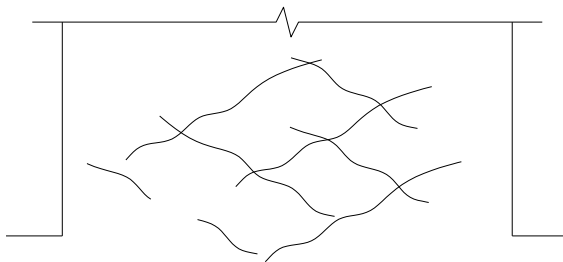


a) Grietas por Punzonamiento

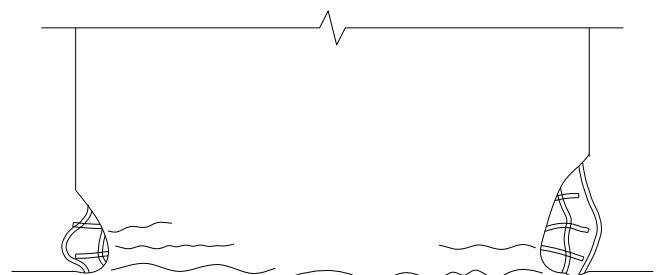


b) Grietas longitudinales por flexión

FIGURA 11-3. DAÑOS EN LOSAS PLANAS

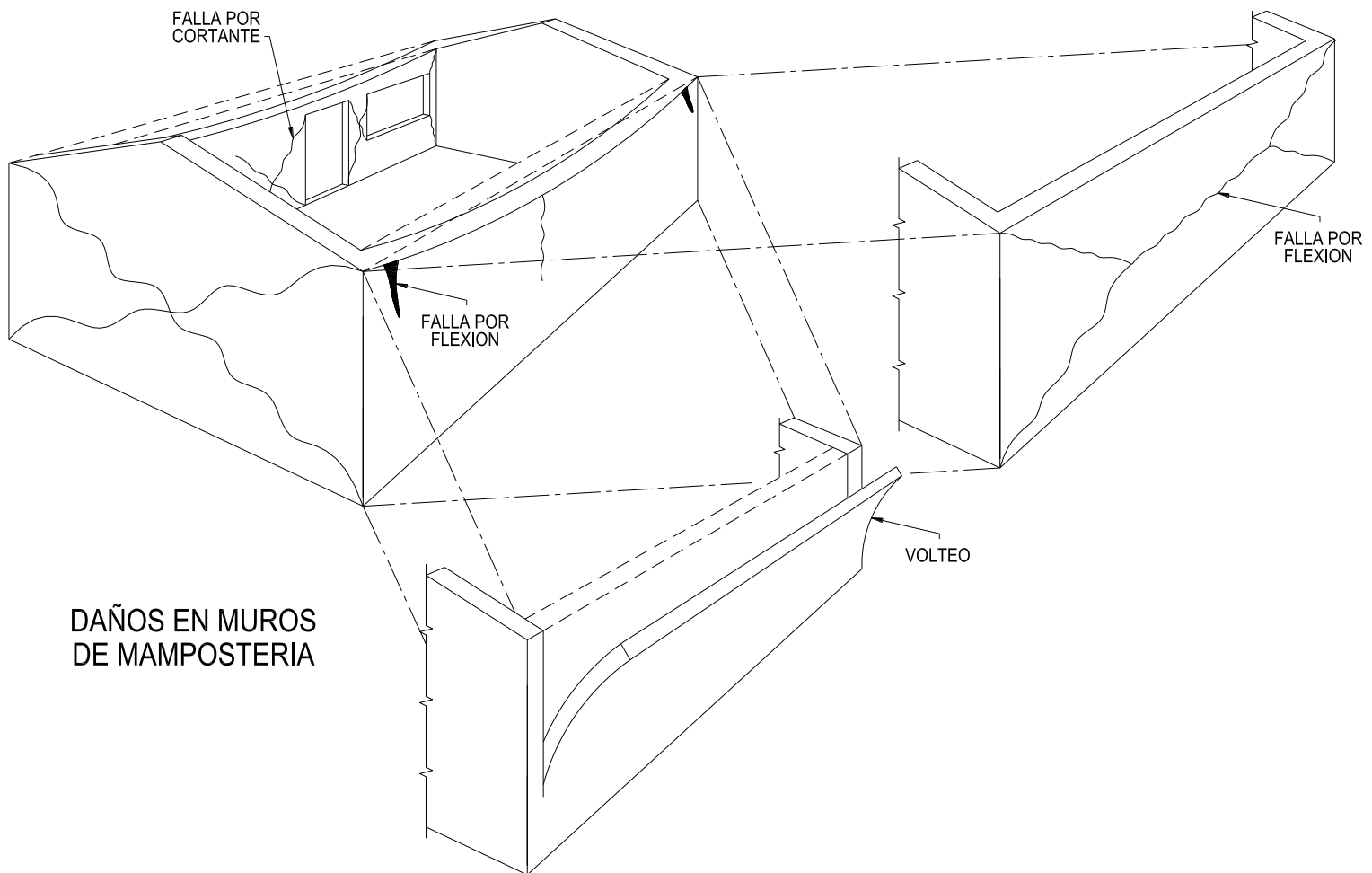


a) Grietas diagonales



b) Grietas horizontales, aplastamiento del hormigón y pandeo de barras

FIGURA 11-4. DAÑOS EN MUROS DE HORMIGÓN



DAÑOS EN MUROS DE MAMPOSTERIA

FIGURA 11-5. DAÑOS EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

#### 11.1.6.4 Daños en elementos no estructurales

- Aplastamiento de las uniones entre la estructura y los elementos divisorios
- Agrietamiento de los elementos divisorios de mampostería
- Rotura de vidrios
- Desprendimiento de aplanados, acabados y recubrimientos de elementos divisorios y de fachada
- Desprendimiento de plafones
- Agrietamiento de acabados de piso
- Rotura de tuberías e instalaciones diversas

Estos daños muestran la existencia de problemas estructurales. Si la estructura no tiene esos daños, el diagnóstico es más sencillo, caso contrario se debe investigar a que se deben estos problemas, usualmente se deben a:

#### 11.1.6.3 Causas de problemas y daños estructurales

- Proyecto estructural deficiente
- Construcción de mala calidad
- Cambio de uso de la estructura
- Influencia del tipo de suelo
- Suelo en zona de deslizamiento
- Suelo en zona de reptación

- Suelo en zona de flujo de aguas
- Suelo complejo e irregular propenso a generar asentamientos diferenciales
- Suelo de baja capacidad portante
- Suelo en zonas con susceptibilidad a licuefacción
- Otros factores
- Influencia de agentes externos
- Sismo
- Viento
- Inundaciones
- Temperatura
- Vandalismo
- Otros

#### **11.1.6.4 Análisis sísmico dinámico modal espectral**

Una vez determinadas las deficiencias estructurales, los problemas estructurales activos, las causas y sus efectos, se procede a realizar el análisis sísmico de la estructura, se busca conocer:

- Comportamiento estructural global
- Comportamiento de los elementos estructurales
- Estimación de la rigidez de la estructura
- Estimación de la resistencia de la estructura
- Estimación del amortiguamiento de la estructura
- Estimación de la ductilidad de la estructura
- Nivel de vulnerabilidad (Factor de seguridad sísmica)

El comportamiento de la estructura, de los elementos estructurales, y el nivel de vulnerabilidad se pueden conocer mediante un análisis sísmico. La rigidez y la resistencia de la estructura se pueden estimar del estudio de la información técnica y también del análisis sísmico. El nivel de amortiguamiento se puede fijar según lo indicado en el capítulo 9 y el nivel de ductilidad se puede fijar según lo indicado en el capítulo 10.

El análisis sísmico debe realizarse según lo indicado en el capítulo 9. Para definir el espectro sísmico se debe utilizar la zonificación mostrada en el capítulo 3 y los parámetros del suelo obtenidos del “nuevo” estudio de suelos.

Se puede utilizar otros métodos de análisis sísmico, se recomienda:

- Dinámico modal espectral
- Paso a paso
- No lineal dinámico modal espectral
- No lineal estático modal espectral (Pushover)
- No lineal paso a paso

De los resultados del análisis sísmico se puede conocer el comportamiento de la estructura, especialmente los desplazamientos laterales y los esfuerzos ocasionados por la acción sísmica.

Los desplazamientos laterales dan una idea de la rigidez de la estructura, se debe verificar si cumplen los límites indicados en el capítulo 9, inciso 9.4.2.1

En base a los esfuerzos actuantes por sismo y los esfuerzos resistentes se puede determinar el nivel de vulnerabilidad, es decir cuan vulnerable es la estructura ante los efectos sísmicos.

En caso de que los desplazamientos laterales excedan los límites y que los esfuerzos sísmicos actuantes sean mayores a los esfuerzos resistentes, y que además la estructura presente deficiencias y problemas estructurales, se debe proceder a diseñar los refuerzos estructurales.

### **11.1.7 REFUERZO SÍSMICO**

El refuerzo sísmico puede consistir solamente en mejorar la resistencia de los elementos estructurales o puede también contemplar la inclusión de otros elementos estructurales, es decir puede contemplar incluso la reestructuración de la edificación.

Para planificar el nivel de refuerzo sísmico se debe tomar en cuenta las siguientes variables de decisión:

#### **11.1.7.1 Variables de decisión**

- Vulnerabilidad sísmica
- Preservación de la vida
- Valor económico de la edificación
- Función, importancia y belleza de la edificación
- Dificultad técnica del refuerzo
- Costo del refuerzo

En función a estas variables debe decidirse el nivel de refuerzo sísmico requerido, posteriormente debe analizarse con que materiales se cuenta:

#### **11.1.7.2 Materiales de refuerzo**

- Resinas
- Lechadas y morteros
- Hormigón simple
- Hormigón armado
- Hormigón lanzado
- Perfiles metálicos
- Platinas metálicas
- Platinas Sika Carbodur
- Soldadura y anclajes

Los materiales más utilizados son el hormigón armado, los perfiles metálicos, las platinas metálicas y las platinas de fibras de carbono (Sika Carbodur). Cada material tiene sus ventajas y desventajas, por lo que debe analizarse cuidadosamente cual material se va a utilizar para realizar los refuerzos.

#### **11.1.7.3 Elementos estructurales de refuerzo**

- Columnas
- Vigas
- Encamisados de vigas y columnas
- Encamisados de fundaciones
- Cerchas y Contraventeos
- Pórticos
- Muros de rigidez y de cortante
- Contrafuertes
- Muros de mampostería

Puede utilizarse uno o varios de estos elementos combinados entre sí para lograr un buen comportamiento estructural.

El sistema de refuerzo trabajando en conjunto con los elementos estructurales existentes, debe brindar a la estructura seguridad, estabilidad, resistencia y un adecuado comportamiento ante acciones sísmicas. El sistema de refuerzo debe ser factible de construir, racional, de bajo costo y funcional. El sistema de refuerzo debe solucionar los problemas estructurales que tenga la



estructura, debe corregir los problemas de estructuración, las deficiencias estructurales y además lograr un adecuado comportamiento sísmico.

Una vez definido el sistema de refuerzo se debe realizar un análisis sísmico que tome en cuenta el trabajo conjunto de los nuevos elementos estructurales y de los elementos estructurales existentes, es decir de la “nueva” estructura. Para el análisis sísmico se debe asumir el factor de ductilidad que corresponda. Con los resultados de este análisis sísmico se procede a diseñar los nuevos elementos y a verificar que los elementos existentes están funcionando adecuadamente, además que los desplazamientos laterales de la estructura sean tolerables, ver capítulo 9.

A modo de ejemplo se presenta un encamisado típico de columna y otro de viga, ambos tienen por objeto aumentar la capacidad portante de los elementos originales.

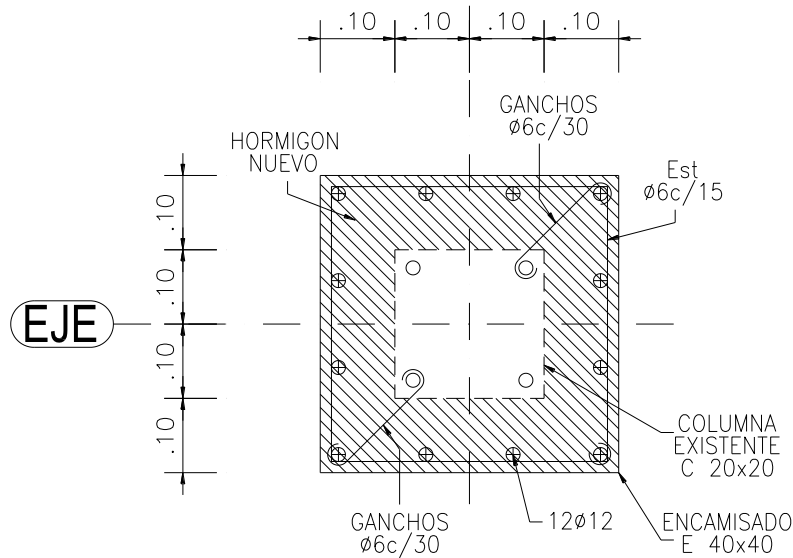


FIGURA 11-6. ENCAMISADO DE COLUMNA

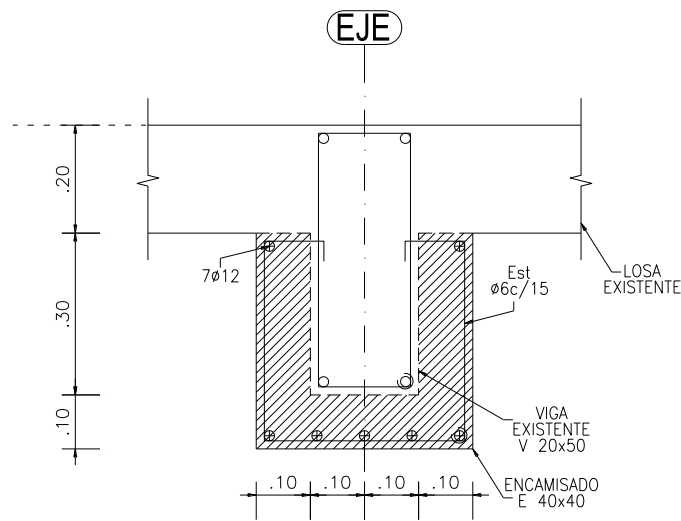


FIGURA 11-7. ENCAMISADO DE VIGA

Se debe diseñar cuidadosamente el sistema de refuerzo para que los nuevos elementos trabajen en conjunto con los elementos existentes. El nuevo sistema debe procurar dotarle de ductilidad a los elementos estructurales y a la estructura en general, para mejorar el comportamiento estructural y mejorar la seguridad. Se debe tener especial cuidado en el diseño de las conexiones entre los elementos nuevos y los existentes. Para realizar el diseño estructural debe recurrirse a textos especializados en la materia.

FORMULARIO DE INSPECCION TECNICA		
A) DATOS GENERALES		
Nombre del Edificio	Teléfono	
Propietario		
Dirección		
Representante		
B) DATOS ESTRUCTURALES		
SISTEMA ESTRUCTURAL PRINCIPAL		
Pórticos planos	<input type="checkbox"/>	Obs.
Pórticos espaciales	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa plana sin vigas	<input type="checkbox"/>	Obs.
SISTEMA DE PISO		
Losa nervurada unidireccional	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa nervurada bidireccional	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa de viguetas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa postesada	<input type="checkbox"/>	Obs.
Piso de madera	<input type="checkbox"/>	Obs.
SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES		
Muro de cortante	<input type="checkbox"/>	Obs.
Columnas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Muros y columnas	<input type="checkbox"/>	Obs.
SISTEMA DE VIGAS PREDOMINANTE		
Vigas aperaltadas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Vigas planas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Mixto	<input type="checkbox"/>	Obs.
CIMENTACION		
Zapatas aisladas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa de fundación	<input type="checkbox"/>	Obs.
Cimientos corridos	<input type="checkbox"/>	Obs.
Mixtos	<input type="checkbox"/>	Obs.
Pilas y pilotes	<input type="checkbox"/>	Obs.
C) PROBLEMAS ESTRUCTURALES		
Asentamientos diferenciales	<input type="checkbox"/>	Obs.
Inclinación visible	<input type="checkbox"/>	Obs.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Simon Lamb, Leonore Hoke, Lorcan Kennan & John Dewey. Cenozoic evolution of the Central Andes in Bolivia and northern Chile. From Burg, J.-P. & Ford, M. (eds), 1997, Orogeny Through Time, Geological Society Special Publication N.121.
2. Rolando Armijo, Robin Lacassin, Aurelie Coudurier-Curveur y Daniel Carrizo. Coupled tectonic evolution of Andean orogeny and global climate. From Earth-Science Reviews 143 (2015).
3. Gavin P. Hayes, Gregory M. Smoczyk, Harley M. Benz, Antonio Villasenor y Kevin P. Furlong. Seismotectonic of South America (Nazca Plate Region). 2014 USGS (US Geological Survey).
4. Cristina Dimate, Lawrence Drake, Hugo Yopez, Leo Ocola, Herbert Rendon, Gottfried Grunthal y Domenico Giardini. Seismic Hazard assessment in the Northern Andes (PILOTO Project). Annali di Geofisica, Vol.42, N.6, December 1999.
5. Benjamin A. Brooks, Michael Bevis, Kelin Whipple, J. Ramon Arrowsmith, James Foster, Tomas Zapata, Eric Kendrick, Estela Minaya, Arturo Echalar, Mauro Blanco, Pablo Euillades, Mario Sandoval y Robert J. Smalley Jr. Orogenic-wedge deformation and potential for great earthquakes in the central Andean backarc. Nature Geoscience 1143 (2011).
6. Mark Petersen, Steve Harmsen, Kathy Haller, Chuck Mueller, Nicolas Luco, Gavin Hayes, Jim Dewey y Ken Rukstales. Preliminary Seismic Hazard Model for South America. U.S. Geological Survey.
7. American Society of Civil Engineers. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures"(Revisión of ASCE 7-98), United States 2003.
8. Applied Technology Council. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", November 1996.
9. Arnal Simón Luis, Betancourt Suárez Max. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Editorial Trillas, México 2000.
10. Asociación Costarricense de Geotecnia. "Código de Cimentaciones de Costa Rica", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Costa Rica 2003.
11. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98", Colombia 1998.
12. Bazán Enrique, Meli Roberto. "Diseño Sísmico de Edificios", Editorial Limusa S.A., México 1999.
13. Bolt Bruce. "Terremotos", Editorial Reverte, California 1981.
14. Cabré Ramón S.J., Vega Angel. "Sismicidad de Bolivia", Observatorio San Calixto 1989.
15. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. "Código Sísmico de Costa Rica 2002", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Costa Rica 2003.
16. Comisión Federal de Electricidad. "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo", México 1993.
17. Comisión Permanente del Hormigón Armado. "Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87", Ministerio de Urbanismo y Vivienda, Bolivia 1987.

18. Creixell M. José. "Construcciones Antisísmicas y Resistentes al Viento", Editorial Limusa S.A., México 1993.
19. Doat P, Hays A., Houben H., Matuk S., Vitoux F. "Construir con Tierra", Editorial Fondo Rotatorio, Colombia 1990.
20. Dowrick D.J. "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos", Editorial Limusa S.A., México 1992.
21. González Cuevas Oscar, Robles Francisco. "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa S.A., México 1985.
22. Instituto de Ingeniería UNAM. "Comentarios y Ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, DDF", México 1991.
23. Instituto de Ingeniería UNAM. "Comentarios al título sexto Seguridad Estructural de las Construcciones, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", México 1991.
24. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes", Argentina 1991.
25. Instituto Nacional de Normalización. Norma Chilena Oficial NCh 433. Of. 96. "Diseño Sísmico de Edificios", Chile 1996.
26. Instituto Nacional de Normalización. Norma Chilena Oficial NCh 1537. Of. 86. "Diseño Estructural de Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso", Chile 1986.
27. Instituto Nacional de Normalización. Norma Chilena Oficial NCh 2123 Of. 97. "Albañilería Confinada – Requisitos de Diseño y Cálculo", Chile 1997.
28. International Conference of Building Officials. "Uniform Building Code 1997 (Structural Engineering Design Provisions)", Volume 2, 1997.
29. Jiménez Montoya Pedro, García Meseguer Alvaro, Morán Cabré Francisco. "Hormigón Armado", Editorial Gustavo Gili, S.A., Barcelona 2000.
30. Meli Piralla Roberto. "Manual de Diseño Estructural", Editorial Limusa S.A., México 1991.
31. Observatorio San Calixto, "Mapa Sismo Tectónico de Bolivia", (Memoria Explicativa), Bolivia 2004.
32. Oficina Nacional de Normalización. "Norma Cubana de Diseño Sísmico", Cuba 1999.
33. Park R., Paulay T. "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México 1978.
34. Sarria Molina Alberto. "Ingeniería Sísmica", Ediciones Uniandes, Colombia 1990.
35. Wilson, L. Edward. "Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures", Computers and Structures, California 1997.
36. American Concrete Institute. "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)".
37. Mark D. Petersen, Stephen C. Harmsen, Kishor S. Jaiswal, Kenneth S. Rukstales, Nicolas Luco, Kathleen M. Haller, Charles S. Mueller y Allison M. Shumway. Bulletin of the Seismological Society of America (2018) 108 (2): 781-800. Seismic Hazard, Risk, and Design for South America. U.S. Geological Survey.