

Instituto Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en Construcción

Efecto de la variación de la carga viva sobre el desempeño sísmico de edificios regular en altura y en planta.

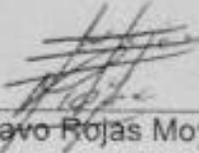
Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Jesús Antonio Román Bermúdez

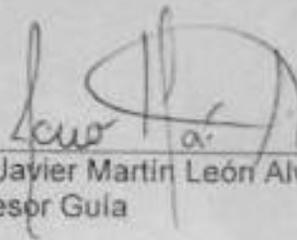
Cartago, Setiembre 2017.

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Javier Martín León Álvarez, Ing. Miguel Peralta Salas, Ing. Sonia Vargas Calderón, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



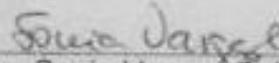
Ing. Gustavo Rojas Moya,
Director



Ing. Javier Martín León Álvarez,
Profesor Guía



Ing. Miguel Peralta Salas,
Profesor Lector



Ing. Sonia Vargas Calderón,
Profesora Observadora

Efecto de la variación de la carga viva sobre el desempeño sísmico de edificios regular en altura y en planta.

Abstract

The following project deals with the effects caused by variations in load in regular buildings in height and in plan. You can learn about the basic concepts of structural dynamics to apply in works of different kinds; In addition, it can observe the effects caused in the period of a structure when varying the load in different points in the height. You can observe the effects of three different earthquakes through the accelerogram obtained in each event, the earthquakes are Alajuela, Limón and Cinchona; Initially a response spectrum of the CSCR was used with an S4 and Seismic Zone 4 (it is the most critical condition) and finally the ductility suffered by the elements when the load is varied.

For the execution of these effects two structures of 10 and 15 levels respectively were modeled in reinforced concrete with cutting walls; obtaining the drifts by means of the calculations mentioned in the seismic code of Costa Rica.

We analyzed frames with the maximum load that typifies the CSCR for offices (for common use is considered 650 kg / m²) against the load of a mobile archive that is sold in the local market (1 T/m²).

It is concluded that if we do not consider the loading of these files where it is going to be installed can cause alterations in dynamic structure behavior.

Keywords: Earthquakes, dynamic period

Resumen

En el siguiente proyecto trata sobre los efectos causados por las variaciones de carga en edificaciones regulares en altura y en planta. Puede conocer sobre los conceptos básicos de la dinámica estructural para aplicar en obras de diferente índole; además puede observar los efectos causados en el periodo de una estructura al variar la carga en distintos puntos en la altura. Puede observar los efectos de tres sismos diferentes mediante el acelerograma obtenido en cada evento, los sismos son Alajuela, Limón y Cinchona; inicialmente se usó un espectro de respuesta del CSCR con un S3 y Zona sísmica 3 (condición que se utiliza cuando no existe estudio de suelos) y por último se observa la ductilidad que sufren los elementos al variar la carga.

Para la ejecución de estos efectos se modeló dos estructuras de 10 y 15 niveles respectivamente en concreto armado con muros de cortante; obteniendo las derivas por de medio de los cálculos mencionados en el código sísmico de Costa Rica.

Se analizaron marcos con la máxima carga que tipifica el CSCR para oficinas (por uso común se considera 650 kg/m²) contra la carga de un archivo móvil que se vende en el mercado local (1 T/m²).

Se concluye, que si no se considera la carga de estos archivos donde se va a instalar puede provocar alteraciones en comportamiento dinámico de estructura.

Palabras clave: Sismos, dinámica, periodo

Efecto de la variación de la carga viva sobre el desempeño sísmico de edificios regular en altura y en planta

JESUS ANTONIO ROMAN BERMUDEZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Setiembre del 2017

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio	1	Espectro de diseño	23
Resumen ejecutivo	2	Distinción entre los espectros de diseño y de respuesta.....	24
Introducción	5	Discretización.....	26
Marco Teórico	6	Fuerzas elásticas	26
Historia sísmica del país.....	6	Fuerzas de amortiguamiento.....	27
Daños en estructuras ocasionados por los sismos	7	Fuerzas de Inercia	27
Definiciones	8	Metodología	33
Ecuación de movimiento	13	Condiciones para el diseño de acuerdo al CSCR2010	33
Ecuación de movimiento: excitación sísmica	14	Análisis modal Ritz	37
Vibración libre no amortiguada.....	15	Análisis modal Eigen	38
Vibración libre viscosamente amortiguada.....	17	Regla de combinación cuadrática completa CQC	38
Vibración libre con amortiguamiento de Coulomb	20	Regla de combinación modal raíz cuadrada de la suma de los cuadrados SRSS	38
Tipos de excitación dinámicas	20	Resultados	39
Espectro de respuesta	21	Análisis de los resultados	89
Espectro de respuesta de deformación.....	22	Conclusiones	92
Espectro de respuesta de pseudo-velocidad	22	Recomendaciones	94
Espectro de respuesta de pseudo-aceleración.....	22	Apéndices	95
Espectro combinado.....	23	Referencias	123

Prefacio

El siguiente proyecto tiene una importancia relevante hoy en día, debido a los cambios tan inesperados que se ejecutan para muchas obras; por lo tanto, conocer el efecto de las cargas vivas no esperadas para una edificación nos ayuda a comprender mejor los efectos causados sobre los elementos estructurales que mantienen en pie la edificación.

En el documento puede encontrar una gran cantidad de teoría con respecto a la dinámica estructural y sobre los daños causados por eventos sísmicos; permitiendo al profesional conocer los parámetros requeridos para analizar una estructura. Una vez aplicado los conocimientos en dinámica estructural y los parámetros de diseño, se obtuvieron resultados donde se indican que las estructuras que poseen mayor altura tienden a tener mayor variación en los efectos sísmicos por causa de cargas vivas inesperadas y que los elementos en la parte superior (azotea) tienden a poseer mayores desplazamientos. Por otro lado, las derivas de las edificaciones cuando existe una sobre carga (1 ton/m² de archivos rodantes), se salen de los parámetros de admisibilidad cuando se le aplican acelerogramas de sismos ocurridos en el país, a diferencia de aplicar un espectro de respuesta que mantiene las mismas en la zona de seguridad; lo que permite obtener la conclusión de que es importante el uso de acelerogramas en los diseños para poder llegar a una zona de seguridad

adecuada para la estructura en análisis. Sin embargo, cabe mencionar que los estudios se realizaron considerando un suelo en condiciones malas y que además los archivos que se utilizaron son de distintas zonas, pero son representativos para el análisis realizado.

Además, la energía de los nodos con mayor fuerza cambia radicalmente provocando que los elementos (columnas-vigas-nudos) sufran más al cambiarles la situación de masa de la edificación, por lo tanto, es recomendable realizar un estudio de los nodos para verificar hasta donde los elementos soportan estos cambios ya que los alcances de este trabajo no los comprenden.

El objetivo principal de este trabajo fue el de analizar los efectos y comportamientos de las estructuras ya diseñadas a cargas vivas no esperadas, en este caso tomando como referencia archivos rodantes para el resguardo de documentos que alcanzan pesos de 1 tonelada por metro cuadrado; además de observar el comportamiento dinámico y de la masa por nivel verificando los cambios que sufrían las estructuras por este peso no esperado.

Por último, quiero darle un agradecimiento a mi Dios por ayudarme en todas mis metas y objetivos puestos en la vida, a mis padres por su apoyo incondicional y a mi esposa e hijo por estar ahí en cada paso que realice y por su comprensión para alcanzar la meta y al Ingeniero Javier León por su apoyo, conocimiento y ayuda brindada.

Resumen ejecutivo

El siguiente proyecto se desarrolló los efectos que produce la variación de carga en edificaciones regulares en planta y en altura; este tema es de suma importancia para los profesionales y estudiantes de la carrera en Ingeniería en Construcción, ya que les permitirá tener un conocimiento más amplio de los problemas y efectos que se producen en la variación de las condiciones iniciales de una edificación, además de adquirir conocimientos en el área de la dinámica estructural.

El objetivo principal fue observar los comportamientos y efectos estructurales que sufren los edificios al colocarles cargas de 1 ton/m² de acuerdo a un archivo rodante utilizado en muchas instituciones del Estado (principalmente), además se determinó los efectos producidos por la variación de masa en cada piso, así como los efectos dinámicos de la estructura cuando se le varía su carga original.

En el análisis se utilizaron dos edificaciones con marcos de concreto armado de 10 y 15 niveles, las cuales se extendieron a dos edificios más al incluir muros de cortante. Las condiciones iniciales utilizadas son:

- Suelos tipo S3 (este se utiliza ya que no se cuenta con un estudio de suelos).
- Zona III (utilizada por ser común de la zona de San José).
- Concreto 210 kg/cm² y acero 4200 kg/cm².
- Columnas de 80x80cm y vigas de 25x50cm en todos los niveles.
- Muros de concreto de 25cm de espesor.
- Peso muerto de 425.5 kg/m² por piso y para la azotea se utilizó 673.5 kg/m².
- Carga Viva 650kg/m².

- Sobrerresistencia de 2 y aceleración efectiva de 0.36.
- Ductilidad de 3 y factor de importancia de 1.
- Coeficiente sísmico 1.109 para el edificio de 10 niveles y 0.740 para el edificio de 15 niveles (CSCR10 cap. 5).
- Espectro de respuesta S3-Z3-U3 (CSCR10 Pag. 5/9).
- Se utilizaron las combinaciones de carga del cap. 6.2.1 y las derivas del cap. 7.6 del CSCR10.

Todos los cálculos efectuados se desarrollaron de acuerdo al Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR10) y Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14).

Con base en las condiciones iniciales se desarrolló un modelo en 3D en el programa SAP2000 v16 de un edificio de 5 niveles esto con el fin de determinar el marco más esforzado para el análisis en 2D de las otras edificaciones; este análisis determinó que el marco 2 es el más esforzado debido que en esta ubicación normalmente se tienen los ductos de escaleras y elevadores. Se desarrollan los cuatro marcos (2D) para el análisis dos sin muros y dos con muros para los edificios de 10 y 15 niveles.

Se le aplicaron a cada uno de los marcos tres acelerogramas (análisis tiempo historia) de los sismos de Alajuela 1888, Limón 1991 y Cinchona 2009; y se comparan con el espectro de respuesta utilizado, se consideraron las siguientes condiciones de análisis:

- Marco con acelerogramas sin sobre carga y sin muros.

- Marco con acelerogramas sin sobre carga y con muros.
- Marco con acelerogramas con sobre carga y sin muros.
- Marco con acelerogramas con sobre carga y con muros.

Estas condiciones se analizaron para cada edificio, recordemos que para el espectro se utiliza un análisis estático-modal y para los acelerogramas un análisis tiempo-historia. Una vez que se determinaron las condiciones de análisis, se definió la viga y la columna más esforzadas para el análisis de los elementos, y por último de acuerdo a la revisión de varias edificaciones Banco Popular e INA donde se han colocado varios archivos rodantes, se definió la colocación de la carga de 1 ton/m², con el fin de obtener resultados cercanos a la realidad que se tiene en las edificaciones ya construidas. Por otro lado, se definió colocar muros de cortante en el centro del marco analizado de acuerdo a lo indicado anteriormente.

Una vez definidas las condiciones y consideraciones de análisis, se obtienen los siguientes resultados:

Periodo del primer modo de vibración

Inicialmente el primer modo de vibración se calculó de acuerdo al 7.4.5 del CSCR10 tanto para el marco sin muros como con muros; donde se obtuvieron 1 segundo (10 niveles) y 1.50 segundo (15 niveles) para el marco sin muros de corte, estos datos se variaron con base al programa SAP2000 donde los periodos variaron a 1.087 segundos y 1.777 segundos; provocando que nuestro coeficiente sísmico se varió a 0.083 y 0.0521 respectivamente.

Y para el marco con muros pasa de un periodo de 0.80 segundos (10 niveles) y 1.20 segundos (15 niveles) a 0.262 segundos y 0.533 segundos respectivamente, con coeficiente sísmico de 0.2012 y 0.1694.

Una vez se obtienen estos datos se calcula el periodo de vibración para el primer modo de acuerdo al 7.4.6 con base a los desplazamientos obtenidos. Esto nos permite obtener un periodo 0.56 segundos y 0.29 segundos para el edificio de 10 niveles y 1.32 segundos y 0.59 segundos para el edificio de 15 niveles.

Este resultado nos permitió observar que el periodo tiende a tener una menor variación en marcos con muros de cortante que los marcos sin

los mismos donde los periodos tienen variaciones de hasta un 50%, además cuando existen variación en la carga de la edificación los periodos tienden a variar hasta un 30% de la inicial, indicando que entre mayor cambio tenga la estructura al variar su carga menor es la capacidad que poseen las estructuras para el soporte de las cargas ante eventos sísmicos.

Desplazamientos y derivas

De acuerdo a las condiciones de análisis se obtuvieron los desplazamientos para cada uno de los pisos calculando así las derivas; donde se observó que el sismo de Alajuela al liberar una gran cantidad de energía en un tiempo tan corto produce que la estructura cargada no cumpla con sus derivas esto debido a sus desplazamientos tan elevados de hasta 0.20 m (10 niveles) y 7.4m (15 niveles), por otro lado, el sismo de Limón a pesar de tener una tendencia similar al de Alajuela al liberar energía en un corto tiempo cumple con sus derivas en un edificio de 10 niveles (0.04m), sin embargo en un edificio de 15 niveles no cumple con sus derivas (1.69m). Y, por último, el sismo de Cinchona posee una característica diferente donde su liberación de energía se da en un lapso de tiempo mayor que los otros dos, y por ende sus derivas cumplen con desplazamientos de 0.002m (10 niveles) y 0.06m (15 niveles).

Con base en los resultados, se observó que cuando la estructuras se cargan con pesos inesperados los desplazamientos aumentan hasta un 50% de las consideraciones originales, provocando cambios grandes en las capacidades de soporte de los elementos estructurales donde sus curvas de descargar y carga pueden ser muy diferentes provocando el fallo del elemento.

Fuerzas en los elementos estructurales

Para este análisis se tomó la viga ubicada en el piso 6 en el centro del marco y la columna en el primer piso, donde se obtienen los momentos y cortantes para ambos elementos y la carga axial para la columna. Se observó que la carga axial aumenta hasta un 5% de las condiciones iniciales donde pasa de 390 toneladas a 410 toneladas en un edificio de 10 niveles y de 590 toneladas a 626 toneladas para un edificio de 15 niveles. En cambio, en la viga el momento flector tiene una variación de un 50% de las condiciones iniciales pasando de 47 ton-m a 72 ton-m edificio de 10 niveles y de 49 ton-m a 75 ton-m edificio de 15 niveles.

Estos resultados mostraron que una variación de la carga viga en distintas zonas de la edificación varían los datos de diseño original de los elementos estructurales, por lo que como se observó la viga debe de ser diseñada para un momento de un 50% mayor al original, llevándonos al razonamiento de que su capacidad no es adecuada para soportar cargas de 1 ton/m^2 , y si se requiere colocar este tipo de cargas se deben de realizar reforzamientos en las zonas que el edificio amerite; por otro lado, la columna tiene una variación pequeña la misma no se debe de desechar ya que este 5% varia el centro de gravedad de las placas y por ende las dimensiones y capacidades de la misma; lo cual puede provocar asentamientos o fallos de los elementos de índole prescindible.

Energía en el nodo de mayor desplazamiento

Se analizó la energía de entrada al nodo con mayor desplazamiento donde se obtuvieron datos de energía para el sismo de Alajuela de 1.42×10^6 J cuando el marco se encuentra sin carga y 1.66×10^8 J cuando el marco se carga edificio de 15 niveles.

Estos datos que se obtuvieron para cada acelerograma, nos da una idea de la cantidad de energía que sufren los elementos de unión viga-columna al variar la carga y masa del edificio; esta condición nos da la realidad de que los elementos ante consideraciones para los cuales no fueron diseñados fallen por causa de condiciones inesperadas para los elementos estructurales.

Algunas limitaciones que se tuvieron en el proceso es que los acelerogramas no se pueden comparar con espectros de respuesta ya que los mismos poseen toda la energía de entrada al marco en análisis y el espectro posee una ductilidad y reducciones para el análisis de estructuras, por lo que si se desea realizar un análisis comparativo se debe de realizar la conversión de los acelerogramas. Los datos de los acelerogramas que se obtienen son a partir de los datos que cuenta el Laboratorio Sísmico de la UCR, y no se cuenta con los datos de las mismas estaciones para el análisis.

Por último, se concluyó que la carga de sismo es el principal parámetro para el diseño de edificios del país; un cambio en las condiciones iniciales de diseño en edificaciones amerita un análisis estructural por parte de un profesional; una variación de la carga amerita un reforzamiento estructural de la edificación, un aumento en la energía de los nudos se debe al aumento de la altura de la edificación y a cargas no esperadas, los muros de cortante permiten mayor rigidez a las estructuras a menor altura.

Además, se recomienda realizar un comparativo de las formas de cálculo de la ductilidad y parámetros que restringe la edificación por ejemplo con el de Chile, se recomienda tomar acelerogramas para el análisis dinámico de las estructuras para observar los efectos que producen en zonas como San José, se recomienda que los diseños de edificaciones de altura mayores a los 10 niveles se analicen con cargas de estos archivos.

Introducción

Los efectos devastadores causados por un fenómeno natural en edificios, viviendas y la población en general, son manifestaciones a las que el ser humano ha tenido que hacerle frente por siglos. Sin embargo, el desarrollo desproporcional de la población en zonas de alto riesgo hace que los daños y efectos de estos fenómenos sean mayores a los esperados.

Al ser Costa Rica un país cubierto por fallas tectónicas y fallas locales, uno de los principales fenómenos recurrentes son los sismos.

En las aplicaciones de la Mecánica estructural se dan con frecuencia situaciones en las que la naturaleza provoca alteraciones la linealidad de las ecuaciones que gobiernan el movimiento de la estructura, aun cuando se considera que el material permanece en régimen elástico y que tanto los movimientos como las deformaciones del sistema son pequeños.

El presente trabajo está enfocado en mostrar la importancia de la variación de las cargas vivas en diferentes zonas de la estructura para analizar los efectos producidos por esta variación, esto mediante el uso de métodos de análisis estructural como por ejemplo el uso de acelerogramas y espectros de respuesta. El desempeño de una estructura se ve reflejado en la capacidad que tiene el sistema estructural para absorber energía y deformarse.

Por lo que en este trabajo el objeto de estudio son tres edificaciones, una de cinco

niveles, otra de diez niveles y otras de quince niveles en un análisis de dos dimensiones. El cual consta de los siguientes objetivos:

- Analizar los comportamientos y efectos estructurales en edificios debido al archivo rodante.
- Determinar el efecto de la masa por piso en las edificaciones donde se coloquen estos archivos.
- Determinar el comportamiento dinámico de la estructura cuando se ve sometida a cargas puntuales no estimadas en el diseño original.

Por otra parte, la preocupación del análisis se enfoca en las cargas vivas aplicadas a edificaciones; que se les varían el comportamiento sísmico con la carga temporal para lo cual no fue diseñado, en especial los edificios existentes; que ante eventuales eventos sísmicos mayores al diseño original generan deformaciones que se salen a lo especificado al CSCR poniendo en peligro la integridad de las personas que lo habitan.

Por lo tanto, el estudio se enfoca en el daño que sufren las estructuras cuando se instalan cargas vivas superiores a las cargas de diseño original del edificio.

Marco Teórico

El siguiente trabajo contempla un inciso sobre la historia de sismos del país, otro inciso sobre los términos que se usan en la dinámica estructural, otro inciso sobre la Dinámica estructural, otro inciso sobre el diseño estructural con base al código sísmico de Costa Rica 2010, y un último inciso sobre la forma que se llevó a cabo el trabajo.

Historia sísmica del país

Costa Rica es un país marcado por su gran actividad sísmica, este comportamiento sísmico es dado principalmente por el choque de las placas

del Caribe y Cocos principalmente, aunque también hacia la parte sur del país, la interacción de esta última con la placa de Nazca, define una zona con antecedentes sísmicos cerca de la frontera con Panamá.

La actividad sísmica del país se empezó a registrar a partir de 14 junio de 1756 con un temblor en San Buenaventura en Cartago (**GONZÁLEZ, 1994**); y a partir de la década de 1970 se da inicio con la medición instrumental por parte de la Red Sismológica Nacional hasta la fecha donde se tiene reportes de temblores y terremotos. En el cuadro 1.1 podemos observar algunos de los eventos más grandes del país:

Cuadro 1. Eventos sísmicos ocasionados durante los años en el país

FECHA	EVENTO	OBSERVACIONES
2, Setiembre 1841	Sismo en San Antolín y erupción volcánica en Cartago	Primera destrucción de Cartago. Daños en Cartago, San José, Alajuela y Heredia. 38 personas fallecidas, 2480 casas destruidas.
30, Diciembre 1888	Terremoto de Fraijanes, Alajuela	Destrucción en Fraijanes, daños en Alajuela, Heredia y San José, deslizamientos en las laderas del Volcán Poás, 6 muertos. Desbordamiento de la Laguna de Fraijanes.
22, Abril 1991	Terremoto de Limón	Magnitud 7.4 en Escala de Richter. Daños en todo el litoral Caribe, desde Bocas del Toro, Panamá, hasta Batán y Turrialba, deslizamientos en la Cordillera de Talamanca, daños menores en el Valle Central, 50 personas fallecidas.
8, Enero 2009	Terremoto de Cinchona, Alajuela	Magnitud 6.2 en Escala de Richter, pueblo de Cinchona destruido, 22 personas fallecidas, daños en ruta nacional 126.

5, Setiembre 2012	Terremoto en Península de Nicoya, Guanacaste	Magnitud 7.6 en Escala de Richter. Daños en viviendas, templos, centros educativos, hospitales y clínicas. Cantones afectados: Puntarenas, Grecia, San Ramón, Naranjo, Sarapiquí, Paquera, Cóbano, Lepano, Santa Cruz, Nicoya, Nandayure, Hojancha, Cañas, Tilarán, Puntarenas.
-------------------	--	---

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DE EMERGENCIAS, HISTORIA DE DESASTRES EN COSTA RICA (FEBRERO 1723 – SETIEMBRE 2012). [HECHO EN EXCEL](#)

Daños en estructuras ocasionados por los sismos

En el análisis de este trabajo se tomaron en cuenta los efectos producidos por los sismos de Limón, Cinchona y Nicoya; con el fin de observar el comportamiento de las estructuras ante este tipo de eventos. A continuación, una breve descripción de lo sucedido y daños ocasionados:

Terremoto de Limón

El terremoto del 22 de abril 1991 ocurrido en Limón fue considerado como el más importante ocurrido en el país por la cantidad y magnitud de sus daños ocasionado en el entorno físico y en la infraestructura civil. En la figura 1 se puede observar el colapso de un puente sobre el Río La Estrella; de igual manera otros tres puentes sobre esta vía colapsaron. El terremoto registró una aceleración pico efectiva de 0.27g registrada en el Parque Central de la ciudad de Cartago. (SANTANA, VARGAS, SANCHO, SEGURA, RAMIREZ Y SIBAJA, 1991, P.4).



Figura 1. Colapso del Puente sobre el Río La Estrella.

Terremoto Cinchona

El terremoto del 8 de enero del 2009, causo destrozos tanto por la sacudida sísmica como por los deslizamientos que fueron dispersados por la vibración sísmica en una zona de fuertes pendientes. Muchas casas mostraron fallas estructurales de importancia por la ausencia del acero de refuerzo o por un pobre detallado de sus conexiones. En las figuras 2 y 3 se pueden observar la ausencia de acero en unión de viga-columna y estructuras que fallaron por la rigidez lateral en uno de sus ejes.



Figura 2. Ausencia de acero horizontal.



Figura 3. Desplazamiento lateral.

En la figura 2 se observa la ausencia del acero tanto vertical como horizontal y ausencia de una columna de concreto armado. En la figura 3 se observa la ausencia de viga y columnas de concreto armado que impidan el desplazamiento horizontal.

Terremoto Samara Nicoya

El terremoto del 5 de setiembre 2012, produjo daños en algunas estructuras tanto en los poblados de Guanacaste como en algunas zonas Puntarenas y Alajuela. Sin duda alguna, la estructura que sufrió mayor daño y produjo el efecto socio-económico más importante, fue el Hospital Monseñor Sanabria de Puntarenas. El terremoto registró una aceleración pico efectiva de 0.215g (**LABORATORIO DE INGENIERÍA SÍSMICA, 2012**), y al realizar la evaluación de los daños en el hospital, se considera que el nivel de daño estructural fue ligero, mientras que el nivel de daño no estructural fue moderado, siempre resguardando la seguridad a la vida de las ocupantes. En la figura 4 se muestra el daño estructural típico que se presentó en el hospital, el cual se concentró en la viga que soporta las escaleras principales de la torre de hospitalización. Este daño se dio en al menos 5 niveles y es un daño predominantemente por esfuerzos de corte.



Figura 4. Daño en viga de entresuelo en entrada de escaleras principales. Hospital Monseñor Sanabria.

Definiciones

Aceleración pico de diseño efectiva: parámetro indicador de la sacudida sísmica en el sitio de cimentación para la zona sísmica correspondiente,

expresado como fracción de la aceleración de la gravedad. (**CSCR, 2010 P. C1**).

Acelerograma: es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto. (**MORA Y MURILLO, 2013**).

Amortiguamiento: es el proceso mediante el cual la amplitud de la vibración libre disminuye de manera constante. En el amortiguamiento, la energía del sistema en vibración se disipa por diversos mecanismos y, con frecuencia más de un mecanismo puede estar presente al mismo tiempo. En un edificio en vibración los mecanismos de disipación pueden ser la fricción en las conexiones de acero, la apertura y cierre de microfisuras en el concreto y la fricción entre la propia estructura y los elementos no estructurales, tales como muros divisorios. Parece imposible identificar o describir matemáticamente cada uno de estos mecanismos de disipación de energía en un edificio real. (**CHOPRA, 2014, INCISO 1.4 P. 12-13**)

Carga permanente: Es la carga gravitacional o el peso de todos los componentes estructurales, así como de los sistemas y componentes no estructurales permanentes, tales como paredes, pisos, techos, y equipos de servicio fijos. (**CSCR, 2010 P. C2**).

Carga sísmica, CS: Para efectos del diseño, es el producto de la carga sísmica, CS, y la sobrerresistencia, SR. (**CSCR, 2010 P. C2**).

Carga temporal: Es la carga gravitacional adicional a la carga permanente debida a la ocupación de la edificación. (**CSCR, 2010 P. C2**).

Carga última: Es la resultante de una combinación externa de cargas que la edificación debe ser capaz de resistir con algunos de sus elementos estructurales esforzados al límite de capacidad. (**CSCR, 2010 P. C2**).

Centro de masa: Es el punto geométrico de un nivel donde se localiza la resultante de las fuerzas gravitacionales. (**CSCR, 2010 P. C3**).

Centro de Rigidez: Es el punto geométrico de un nivel en el cual la aplicación de una fuerza horizontal produce solo traslación sin rotación de la masa que le está asociada, cuando se impiden los desplazamientos de los demás niveles. (**CSCR, 2010 P. C3**).

Coefficiente sísmico, C: Es un coeficiente utilizado para la determinación de las fuerzas sísmicas según la fórmula [5-1]. Es función de la

aceleración efectiva, del factor de importancia, I, de la obra, del factor espectral dinámico, FED, y de la sobrerresistencia, SR. (CSCR, 2010 P. C3).

Deformación unitaria neta, ϵ_t : Deformación unitaria neta en tracción en condición de resistencia nominal, sin incluir las deformaciones por preesfuerzo efectivo, flujo lento, encogimiento y temperatura. (CSCR, 2010 P. C4).

Deriva: Desplazamiento relativo entre pisos adyacentes. (CSCR, 2010 P. C4).

Ductilidad: Capacidad de los materiales, de los componentes y de los sistemas sismorresistentes para deformarse más allá del límite elástico sin pérdida sustancial de la resistencia. Se cuantifica como el cociente del desplazamiento o deformación última y el desplazamiento o deformación en el límite de cedencia. (CSCR, 2010 P. C4).

Ductilidad estática: Es la razón de la rotación última entre la rotación de cedencia en una prueba de la conexión con carga monotónica. La rotación última se define como la rotación para la cual la carga máxima ha disminuido como máximo el 20%. (CSCR, 2010 P. C4).

Ductilidad global: Es la ductilidad del sistema estructural ante cargas laterales, determinada de la relación del cortante en la base y algún desplazamiento representativo, usualmente el del último piso. (CSCR, 2010 P. C4).

Ductilidad global asignada: Es la ductilidad global que se asigna a la estructura conforme a la tabla 4.3 para efectos de determinar su factor espectral dinámico, FED. (CSCR, 2010 P. C5).

Ductilidad global intrínseca: Es la ductilidad global que puede desarrollar una estructura en razón de su configuración estructural y de la ductilidad local de sus elementos, componentes y uniones. (CSCR, 2010 P. C5).

Ductilidad global requerida o demanda de ductilidad: Es la demanda de ductilidad global que el sismo de diseño impone a la estructura. (CSCR, 2010 P. C5).

Ductilidad local: Es la ductilidad de los elementos, componentes o uniones determinada según su capacidad de rotación inelástica o de algún otro parámetro indicador de deformaciones inelásticas internas. Conforme al inciso 4.4.2, para efectos de clasificación de la ductilidad local del sistema estructural solo se consideran aquellos elementos, componentes y uniones responsables

de la disipación inelástica de energía del sistema estructural. (CSCR, 2010 P. C5).

Excentricidad: Es la distancia horizontal entre el centro de rigidez y el centro de masa de un nivel. (CSCR, 2010 P. C6).

Estructura: es el conjunto de elementos resistentes, convenientemente vinculados entre sí, que accionan y reaccionan bajo los efectos de las cargas. Su finalidad es resistir y transmitir las cargas del edificio a los apoyos manteniendo el espacio arquitectónico, sin sufrir deformaciones incompatibles. (ARQHYS, 2012)

Factor de importancia, I: Es el coeficiente que se asigna a las edificaciones en función de su importancia, según la tabla 4.1. Modifica directamente el coeficiente sísmico según la ecuación [5-1] (CSCR, 2010 P. C6).

Factor espectral dinámico, FED: Factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño. Es función de la zona sísmica, del sitio de cimentación, de la ductilidad global asignada al sistema estructural, de su periodo de vibración y de su amortiguamiento. (CSCR, 2010 P. C6).

Factor incremental, FI: En el diseño de elementos, componentes y uniones frágiles es el factor que aumenta la sollicitación sísmica proveniente del análisis. (CSCR, 2010 P. C6).

Fuerzas sísmicas: Son fuerzas estáticas externas para propósitos de diseño, capaces de reproducir los valores extremos de las acciones internas causadas por la sollicitación sísmica que actúa en la base del edificio (CSCR, 2010 P. C6).

Grado de libertad: es el número de desplazamientos independientes requeridos para definir las posiciones desplazadas de todos los nodos en relación con su posición original. (CHOPRA, 2014, INCISO 1.2 P. 7)

Marco en flexión: Es un marco en que sus elementos se deforman esencialmente por deformaciones en flexión. (CSCR, 2010 P. C7).

Marco en dúctil: Es un sistema resistente formado por un marco con sus elementos y uniones diseñados y construidos de manera que puedan sufrir deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, sin pérdida sensible de su resistencia. (CSCR, 2010 P. C7).

Momento sísmico torsionantes: En edificios con excentricidades en sus niveles, son los momentos torsionantes estáticos que, para propósitos de

diseño, deben aplicarse en el centro de masa en adición a las fuerzas sísmicas, para reproducir los valores extremos de las acciones internas causadas por la sacudida sísmica que actúa en la base del edificio. (CSCR, 2010 P. C8).

Muro: Es un componente estructural, usualmente en un plano vertical, que resiste cargas gravitacionales o fuerzas sísmicas. Por lo menos una de sus dimensiones horizontales debe ser significativa en relación con las alturas entre los niveles en los que está localizado. (CSCR, 2010 P. C8).

Muro de carga: Es un muro que soporta cargas verticales adicionales a su propio peso. (CSCR, 2010 P. C8).

Muro dúctil: Es un muro estructural diseñado y construido de manera que pueda sufrir deformaciones inelásticas de naturaleza cíclica y reversible sin pérdida sensible de su resistencia. (CSCR, 2010 P. C9).

Muro estructural: Es un muro cuya principal función es resistir fuerzas transversales paralelas a su plano. (CSCR, 2010 P. C9).

Oscilaciones: un movimiento que se reproduce de un lado a otro naciendo de una posición de equilibrio. Un ciclo, en este contexto, es el trayecto que se debe recorrer desde una posición hasta otra para luego regresar, de manera tal que pasa dos veces por la posición de equilibrio. La frecuencia de la oscilación, asimismo, es el número de ciclos por segundo, un dato que suele medirse en hercios (Hz). (PÉREZ Y MERINO, 2012)

Resonancia de una estructura: es el aumento en la amplitud del movimiento de un sistema debido a la aplicación de una fuerza pequeña en fase con el movimiento, es decir, estamos ante la presencia de un fenómeno mecánico que se origina cuando la vibración natural de una estructura es sometida a un periodo de vibración externa a la misma frecuencia de la vibración natural de dicha estructura de forma repetida, haciendo que la amplitud del sistema oscilante o movimiento propio de la estructura se haga muy grande. (AMBHER, 2014)

Rigidez (K): es la capacidad de una pieza estructural o de un material sólido para soportar esfuerzos sin sufrir deformaciones ni desplazarse. La cuantificación de la rigidez frente a diversas configuraciones de carga puede expresarse a través de los coeficientes de rigidez, que son

magnitudes físicas. Cabe mencionar también que la rigidez suele calcularse identificando la razón que surge de comparar la fuerza que se ha aplicado y el desplazamiento que se produjo a raíz de los efectos de dicha fuerza. Se conoce como rigidez axial de una viga o de una barra a la capacidad de soportar intentos de estiramientos o compactación a raíz de la fuerza que se ha aplicado en base a su eje. (PÉREZ Y MERINO, 2012)

Sap2000: software computacional utilizado para el modelado, análisis y diseño de diferentes tipos de estructuras.

Sismos: “un sismo consiste en la manifestación superficial de la liberación de energía interna del planeta, transmitida en ondas sísmicas” (VALLEJOS, ESQUIVEL, E HIDALGO, M. 2012, P.6).

Sismorresistentes: Se refiere a todos los elementos y componentes del sistema estructural que contribuyen a la resistencia de la edificación ante cargas sísmicas. Se refiere también a los métodos de diseño cuyo objetivo es asegurar la capacidad de la edificación para resistir sismos. (CSCR, 2010 P. C11).

Sismo de diseño: Sismo representado por el espectro de diseño. (CSCR, 2010 P. C11).

Sismo extremo: Es aquel cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la aceleración pico efectiva de diseño es 50% mayor que la de un sismo fuerte para el mismo sitio. (CSCR, 2010 P. C11).

Sismo moderado: Es aquel cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la aceleración pico efectiva de diseño es 25% menor que la de un sismo fuerte para el mismo sitio. (CSCR, 2010 P. C11).

Sismo fuerte: Es aquel cuya sacudida sísmica tiene una probabilidad de excedencia del 10% durante la vida útil de la estructura. Para una vida útil de 50 años esto corresponde a sacudidas sísmicas con un período de retorno de 475 años. (CSCR, 2010 P. C11).

Sistemas sismorresistentes: Son los diversos subsistemas del sistema estructural de una edificación cuya función principal es asegurar su capacidad para resistir sismos. En conjunto deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas que se originen en cada nivel hasta el medio soportante y de asegurar la integridad de los

elementos y componentes y la estabilidad de la edificación. (CSCR, 2010 P. C12).

Sobrerresistencia, SR: Es la razón entre la capacidad real sismorresistente y la capacidad nominal sismorresistente de una edificación. Es función del tipo de sistema estructural y del método de análisis. (CSCR, 2010 P. C12).

Terremoto: “movimiento oscilatorio violento del suelo causado por el paso de las ondas sísmicas. Normalmente se emplea para referirse a los grandes temblores, o bien, a aquellos independientemente de su tamaño, han causado destrucción” (VALLEJOS, ESQUIVEL, E HIDALGO, M. 2012, P.6)

Vibraciones: se puede considerar como la oscilación o el movimiento repetitivo de un objeto alrededor de una posición de equilibrio. La posición de equilibrio es a la que llegará cuando la fuerza que actúa sobre él sea cero. Este tipo de vibración se llama vibración de cuerpo entero, lo que quiere decir que todas las partes del cuerpo se mueven juntas en la misma dirección en cualquier momento. El movimiento vibratorio de un cuerpo entero se puede describir completamente como una combinación de movimientos

individuales de 6 tipos diferentes. Esos son traslaciones en las tres direcciones ortogonales x , y , y z , y rotaciones alrededor de los ejes x , y , y z . (WHITE, 2010, P.16)

Sistemas de un grado de libertad

Las estructuras simples son aquellas que se consideran con una masa concentrada soportadas sobre una estructura con rigidez (k) en la dirección lateral; en donde se considera su soporte como un elemento sin masa. Como se observa en la figura 5 tenemos dos tipos de estructuras una losa rígida soportada por dos columnas, y un tanque de agua soportado por una columna suficientemente rígida. En la estructura tipo marco existente tres grados de libertad en el análisis estático, un desplazamiento horizontal o lateral, y la rotación de los dos nudos donde se apoya la losa. En la figura del tanque idealizado se presenta el grado de libertad de desplazamiento horizontal. Ahora si consideramos la estructura tipo marco en donde concentramos toda la masa en el techo, lo que obtenemos es un grado de libertad o el desplazamiento lateral.

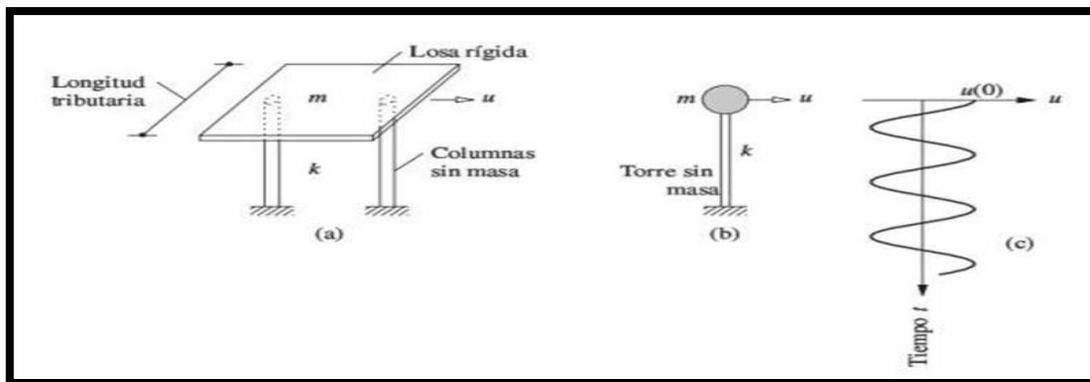


Figura 5. (a) pérgola idealizada, (b) tanque de agua idealizado, (c) vibración libre. (CHOPRA, 2014. P.5)

Sistemas elásticos lineales

La propiedad que tienen los cuerpos de recuperar su forma original al descargarlos de cualquier tipo de fuerza se le denomina elasticidad; por lo tanto, cuando una estructura sufre deformaciones pequeñas o grandes al aplicar una carga y se mantiene tal y como inicio al quitarle dicha carga; se dice que no supero el rango elástico; o sea el trabajo realizado por las fuerzas exteriores durante

la deformación se transforma completamente en energía potencial de deformación (ver figura 6).

Para un sistema lineal se da una relación entre la fuerza “ f_s ” y la deformación resultante “ u ”, en donde la fuerza es proporcional a la deformación; esta deformación va a depender de la reacción que tenga la estructura o a su rigidez (k) cuando se aplica la carga. Como se demuestra en la ecuación 1 (CHOPRA, 2014 INCISO 1.3.1 P9):

$$fs = ku \quad \text{EC. (1)}$$

Donde k es la rigidez del sistema, y u es el desplazamiento.

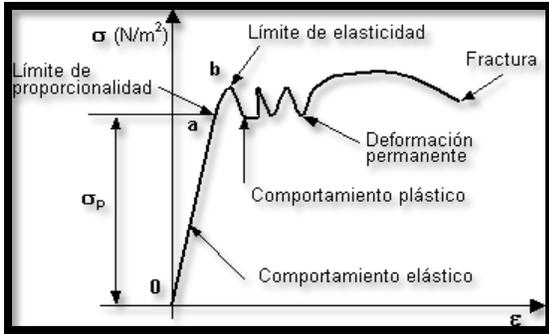


Figura 6. Curva de esfuerzo deformación.

En la figura 6 se observa que en la zona de comportamiento elástico es lineal y el esfuerzo es proporcional a la deformación.

Sistemas inelásticos

Un sistema inelástico se considera aquel donde la estructura supera su límite de capacidad deformándose más allá del rango elástico; provocando que al descargarse no vuelva a su condición inicial, o sea parte que su trabajo se transforma en calor desarrollado por el cuerpo durante la deformación no elástica. Esto causa que el elemento sometido a las fuerzas mantenga una imperfección permanente, lo cual permite menor capacidad de deformación al someterlo a cargas nuevamente.

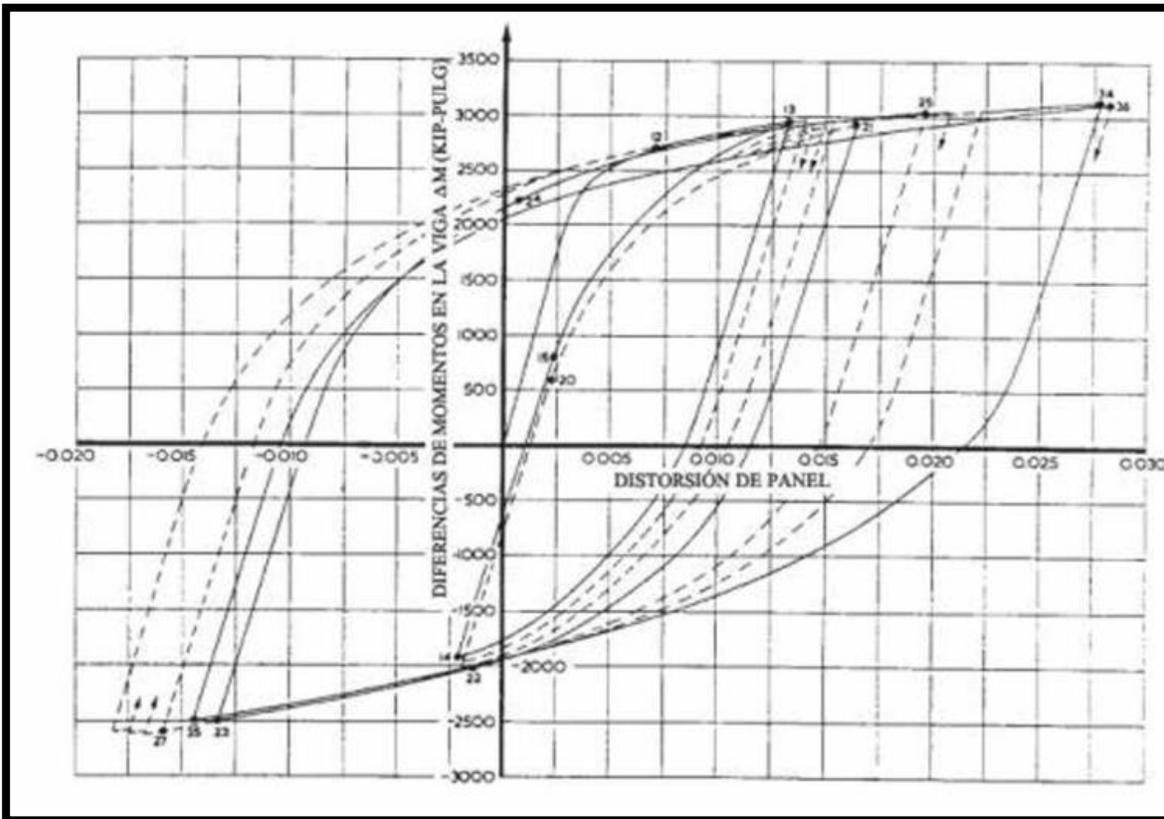


Figura 7. Curva Fuerza-deformación de una viga de acero bajo comportamiento inelástico

En la figura 5 “se muestra la relación experimental fuerza deformación de un elemento estructural de acero, sometido a niveles de deformación cíclicos esperados durante un sismo.” (CHOPRA, 2014. INCISO 1.3.2 P.11)

Fuerza de amortiguamiento

Los sistemas de amortiguamiento se mencionan con el fin de dar a conocer que existen mecanismos que ayudan a la disipación de

energía de la estructura (disminución de la amplitud de vibración); en un mismo sistema podemos contar con varios métodos de amortiguamiento. La mayor parte de disipación de energía se le puede otorgar al efecto térmico de los materiales y a la fricción interna que sufre un sólido al deformarse; sin embargo, existen muchos elementos que forman parte del mecanismo de amortiguamiento.

Por lo tanto, en el análisis de estructuras de un grado de libertad se idealiza como un amortiguador viscoso lineal; este amortiguador permite la relación de la fuerza de amortiguamiento y la velocidad (\dot{u}) de acuerdo a la siguiente formula:

$$f_D = c\dot{u} \quad \text{EC. (2)}$$

Dónde: c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso.

Esto aplica para sistemas de amortiguamiento clásico.

Ecuación de movimiento

En la figura 8 se observa un sistema idealizado de un grado de libertad con una fuerza externa ubicada en la parte superior del marco producto de un sismo.

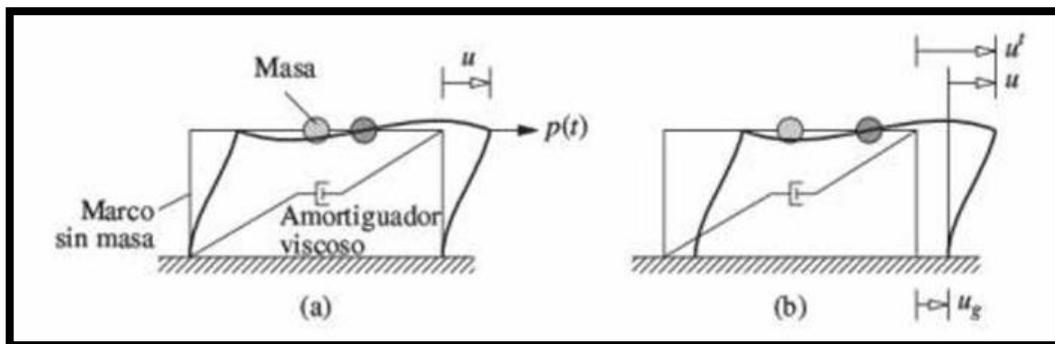


Figura 8. (a) Deformación por una fuerza externa, (b) deformación por el movimiento del terreno. (CHOPRA, 2014. P.7)

Como podemos apreciar en la figura 9, las fuerzas que actúan sobre el marco idealizado como son la fuerza externa o sismo representada por $p(t)$, la fuerza restauradora elástica de la estructura

representada por f_s y la fuerza de amortiguamiento de la estructura representada por la fuerza f_D ; y por último la aceleración del suelo representada por \ddot{u} .

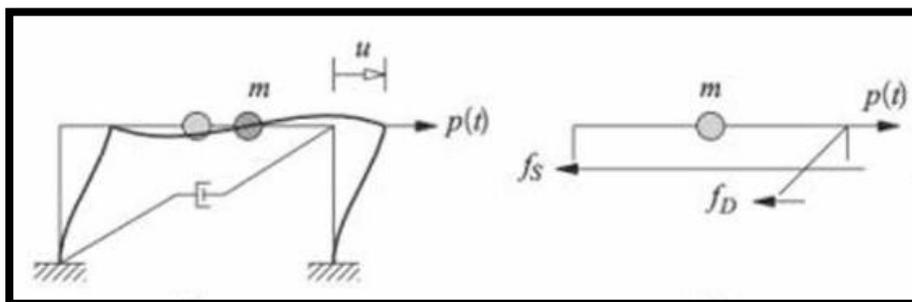


Figura 9. Fuerzas que actúan sobre un sistema de un grado de libertad. (CHOPRA, 2014. P.23)

Si se aplica la segunda ley de Newton al sistema de equilibrio que se muestra en la figura 9 (b) se obtiene el siguiente equilibrio:

$$p - f_s - f_D = m\ddot{u} \quad \text{EC. (3)}$$

Si pasamos al lado izquierdo la masa por la aceleración y al lado derecho la fuerza sísmica, obtenemos la siguiente formula:

$$m\ddot{u} + f_D + f_S = p(t) \quad \text{EC. (4)}$$

Y si se sustituya la fuerza f_D igual a $c\dot{u}$ en la ecuación 3 nos da lo siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \text{EC. (5)}$$

Nota, u es la deformación externa de la estructura estas son rotaciones y traslación, \dot{u} es la velocidad que sufre cada uno de los elementos producto de

la velocidad del suelo y \ddot{u} es la aceleración que sufre la estructura por el suelo.

La estructura se va a comportar elásticamente en los primeros segundos del sismo conforme va creciendo su intensidad la estructura deja de ser elástica y pasar a ser inelástica, dado que los elementos empiezan a deformarse sin recuperar su posición inicial. Y la rigidez de la estructura está en función de las deformaciones que vaya a sufrir con base en el sismo.

Como se muestra en la siguiente ecuación:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u) = p(t) \quad \text{EC. (6)}$$

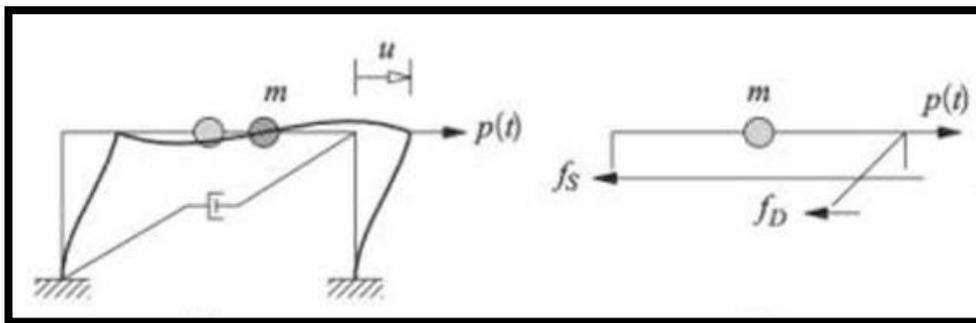


Figura 9. Fuerzas que actúan sobre un sistema de un grado de libertad. (CHOPRA, 2014. P.23)

Ecuación de movimiento: excitación sísmica

El sismo genera dos tipos de desplazamientos el desplazamiento inducido por el terreno u_g y el desplazamiento relativo entre la masa y el terreno $u^t(t)$ nos da la siguiente ecuación:

$$u^t(t) = u_g + u(t) \quad \text{EC. (7)}$$

“Se aclara que el movimiento relativo u entre la masa y la base debido a la deformación estructural produce fuerzas elásticas y de amortiguamiento (es decir el componente de cuerpo rígido de la estructura no produce fuerzas internas)”, por lo que las ecuaciones 2, 3 y 4 para un sistema lineal son válidas. Se define que la fuerza de inercia f_t del terreno se relaciona con la aceleración \ddot{u} de la masa, lo que nos da lo siguiente:

$$f_t = m\ddot{u}(t) \quad \text{EC (8)}$$

Si este valor se sustituye en la ecuación 4 y su acción se considera contrario a las fuerzas restauradoras, nos da la siguiente ecuación en el rango elástico:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{EC. (9)}$$

Ahora para el rango inelástico la ecuación de movimiento es la siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{EC. (10)}$$

Se puede observar que la fuerza del terreno $m\ddot{u}_g(t)$ y su aceleración es igual a la fuerza externa $-m\ddot{u}_g(t)$. Por lo tanto, el desplazamiento relativo o la deformación $u(t)$ de la estructura, debido a la aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$ Son idénticos al desplazamiento $u(t)$ de la estructura si base fuera estacionaria y sometida a una fuerza externa $-m\ddot{u}_g(t)$. El movimiento del terreno se sustituye por la fuerza sísmica efectiva (p_{ef}), nos da la ecuación siguiente:

$$p_{ef}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{EC. (11)}$$

Vibración libre no amortiguada

Si consideramos un sistema lineal de un grado de libertad en un marco idealizado de un nivel con un sistema de masa-resorte-amortiguador y sometido

a una fuerza externa $P(t)$. Si consideramos que $P(t)$ es igual a cero y $c\dot{u}$ (el amortiguamiento) igual a cero nos da la siguiente ecuación.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad \text{EC (12)}$$

Lo anterior queda representado en la figura 10, para un sistema sin fricción entre bloque y superficie.

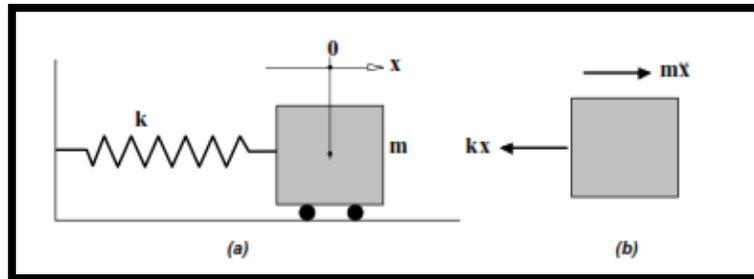


Figura 10. (a) Sistema elástico de un grado de libertad; (b) fuerzas que actúa sobre la estructura.

Para buscar la solución de ecuación diferencial homogénea anterior se realiza las siguientes condiciones:

1. Cuando el sistema se sale de su posición equilibrio estático e impartiendo a la masa un desplazamiento $u(0)$ en el tiempo 0.
2. Cuando el sistema tiene velocidad $\dot{u}(0)$, en el tiempo 0.
3. Para la aceleración $\ddot{u}(0)$ en el tiempo 0.

Solución ecuación 12

En ecuaciones diferenciales una ecuación lineal y homogénea se escribe de la siguiente manera:

$$u = e^{st} \quad \text{EC (13)}$$

Si tomamos la ecuación 13 y la sustituimos en la ecuación 12 se puede obtener lo siguiente:

$$ms^2 e^{st} + ke^{st} = 0 \quad \text{EC (14)}$$

Donde para \ddot{u} se deriva la ecuación 13 en dos ocasiones para obtener los siguientes resultados: $\dot{u} = se^{st}$ y $\ddot{u} = s^2 e^{st}$, expresión que se sustituye en la ecuación 12.

Ahora si aplicamos un factor común a la ecuación 14 se obtiene lo siguiente:

$$e^{st}(ms^2 + k) = 0 \quad \text{EC (15)}$$

Se puede observar que el término exponencial e^{st} no puede ser cero, lo que nos permite reescribir la ecuación 15 de la siguiente manera:

$$ms^2 + k = 0 \quad \text{EC (16)}$$

Resolviendo la ecuación 16 algebraicamente, se tienen dos soluciones para la misma, las cuales son:

$$s_{1,2} = \pm \frac{\sqrt{-4m}}{2m} \quad \text{EC (17)}$$

Recordando un poco los números complejos, se define que $i = \sqrt{-1}$ o $(-1)^{1/2}$ y aplicando reglas de factorización de expresiones algebraicas, podemos realizar un ajuste a las soluciones de la ecuación 16:

$$s_{1,2} = \pm i \left(\frac{k}{m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{EC (18)}$$

Ahora, sabemos que la frecuencia natural del sistema (ω_n) se representa como $\omega_n = \left(\frac{k}{m}\right)^{\frac{1}{2}}$, sustituyendo esta expresión en la ecuación 18 se obtiene lo siguiente:

$$s_{1,2} = \pm i\omega_n \quad \text{EC (19)}$$

Planteamos la ecuación general de la ecuación diferencial 13:

$$u(t) = C_1 e^{s_1 t} + C_2 e^{s_2 t} \quad \text{EC (20)}$$

Sustituimos las soluciones en la ecuación 20:

$$u(t) = C_1 e^{i\omega_n t} + C_2 e^{-i\omega_n t} \quad \text{EC (21)}$$

Donde C_1 y C_2 son constantes a determinar aún. Utilizando la relación de Euler ($e^{ix} = \cos x + i \sin x$) en la ecuación 21, nos da lo siguiente:

$$u(t) = C_1 (\cos(\omega_n t) + i \sin(\omega_n t)) + C_2 (\cos(\omega_n t) - i \sin(\omega_n t)) \quad \text{EC (22)}$$

Si consideramos dos nuevas constantes "A" como la suma de $C_1 + C_2$ y "B" como la resta de $iC_1 - iC_2$, en la ecuación 22; tenemos lo siguiente:

$$u(t) = A \cos(\omega_n t) + B \sin(\omega_n t) \quad \text{EC (23)}$$

Aplicamos las condiciones de frontera o iniciales en tiempo cero donde $u(0) = u_0$ y $\dot{u}(0) = \dot{u}_0$; sobre la ecuación 23, se obtiene el resultado:

$$u(t) = u_0 \cos(\omega_n t) + \frac{\dot{u}_0}{\omega_n} \sin(\omega_n t) \quad \text{EC (24)}$$

La ecuación 24 contempla los estados de desplazamiento y velocidad de la masa en dos instantes de tiempo t_1 y $t_1 + \frac{2\pi}{\omega_n}$, sustituyendo estos valores en la ecuación 24 nos da lo siguiente:

$$u(t_1) = u\left(t_1 + \frac{2\pi}{\omega_n}\right) \quad \text{EC (25)}$$

$$\dot{u}(t_1) = \dot{u}\left(t_1 + \frac{2\pi}{\omega_n}\right) \quad \text{EC (26)}$$

Estas condiciones nos producen un movimiento denominado movimiento armónico simple, como se describe en la siguiente gráfica:

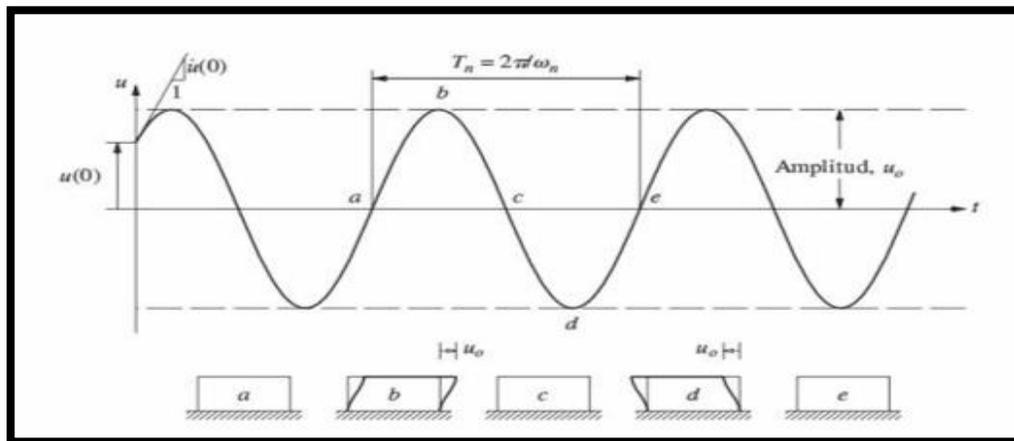


Figura 11. Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento.

Partiendo de su posición de equilibrio estático (punto a) $u(0)$ la masa se mueve a la derecha hasta alcanzar su desplazamiento positivo máximo u_0 lo que nos da el punto b con velocidad cero; luego el desplazamiento decrece hasta alcanzar el punto c de equilibrio con velocidad máxima continuando el movimiento hacia la

izquierda hasta llegar nuevamente a su desplazamiento mínimo $-u_0$ con velocidad cero en el punto d; y el desplazamiento comienza a disminuir hasta que la masa vuelve alcanzar su posición de equilibrio punto e. En ese instante de tiempo $\frac{2\pi}{\omega_n}$ ocurren segundos después del instante

de tiempo “a” y vuelve de nuevo a cumplir un ciclo de vibración libre, el cual es el periodo natural de vibración del sistema que se llama periodo natural de vibración del sistema T_n (seg); y se relaciona con la frecuencia natural de vibración ω_n (rad/seg).

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad \text{EC. (27)}$$

Y la frecuencia natural cíclica de vibración del sistema f_n (Hertz).

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad \text{EC (28)}$$

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad \text{EC (29)}$$

Si consideramos lo siguiente:

$$\omega_n^2 * \delta_{st} = g \quad \text{EC. (30)}$$

Y la fuerza gravitatoria es igual mg , la cual es igual a $k\delta_{st}$ y despejamos ω_n ; y al sustituir los valores en la ecuación 29, nos da lo siguiente:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{st}}} \quad \text{EC. (31)}$$

Sustituimos la ecuación 31 en la ecuación 28 tenemos:

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}} \quad \text{EC. (32)}$$

En donde δ_{st} es el desplazamiento lateral de la masa debido a la fuerza lateral mg para un marco de un nivel.

Vibración libre viscosamente amortiguada

Si partimos de la segunda ley de Newton y de la ecuación 5, y consideramos que $p(t)$ es igual a cero obtenemos la siguiente ecuación diferencial que rige la vibración libre de los sistemas de un grado de libertad con amortiguamiento:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad \text{EC. (33)}$$

Solucionando la ecuación diferencial 33 y suponiendo una solución diferencial de la siguiente forma:

$$u(t) = e^{st} \quad \text{EC (34)}$$

$$\dot{u}(t) = se^{st} \quad \text{EC (35)}$$

$$\ddot{u}(t) = s^2e^{st} \quad \text{EC (36)}$$

Al sustituir estas condiciones en la ecuación 33; se obtiene lo siguiente:

$$ms^2e^{st} + cse^{st} + ke^{st} = 0 \quad \text{EC (37)}$$

Ahora si aplicamos un factor común a la ecuación 37 se obtiene lo siguiente:

$$e^{st}(ms^2 + cs + k) = 0 \quad \text{EC (38)}$$

Se puede observar que el término exponencial e^{st} no puede ser cero, lo que nos permite reescribir la ecuación 38 de la siguiente manera:

$$ms^2 + cs + k = 0 \quad \text{EC (39)}$$

Resolviendo la ecuación 39 con la formula general cuadrática, se tienen dos soluciones las cuales son:

$$s_{1,2} = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad \text{EC (40)}$$

Estas raíces son soluciones de la ecuación 33, donde tenemos lo siguiente:

$$u_1(t) = e^{s_1 t} \quad \text{EC (41)}$$

$$u_2(t) = e^{s_2 t} \quad \text{EC (42)}$$

Sustituyendo las soluciones en la ecuación general, tenemos una combinación de ambas soluciones, tal como se muestra a continuación:

$$u(t) = C_1 e^{\left\{-\frac{c}{2m} + \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right\}t} + C_2 e^{\left\{-\frac{c}{2m} - \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right\}t} \quad \text{EC (43)}$$

Donde C_1 y C_2 son constantes a determinar por las condiciones iniciales del sistema. Para encontrar el valor del amortiguamiento en la solución de la ecuación 39, se iguala las raíces a cero.

$$-\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} = 0 \quad \text{EC (44)}$$

Donde se cumple que,

$$-\frac{c}{2m} \neq 0 \quad \text{EC (45)}$$

$$\sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} = 0 \quad \text{EC (46)}$$

Con las condiciones anteriores podemos determinar el amortiguamiento crítico c_c , de la siguiente manera:

$$\left(\frac{c_c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m} = 0 \quad \text{EC (47)}$$

Al despejar el amortiguamiento crítico de la ecuación 3.47 obtenemos lo siguiente:

$$c_c = 2m\sqrt{\frac{k}{m}} = 2\sqrt{km} = 2m\omega_n \quad \text{EC (48)}$$

La relación de amortiguamiento ζ se define como la relación de la constante de amortiguamiento "c" con la constante de amortiguamiento crítico, de la siguiente manera:

$$\zeta = \frac{c}{c_c} \quad \text{EC (49)}$$

Sustituyendo la constante de amortiguamiento crítico (ecuación 48) en la ecuación 49 y despejando la misma se obtiene lo siguiente:

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \quad \text{EC (50)}$$

$$\zeta\omega_n = \frac{c}{2m} \quad \text{EC (51)}$$

Al sustituir la relación de amortiguamiento en la ecuación 43 obtenemos:

$$u(t) = C_1 e^{\{-\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1}\}\omega_n t} + C_2 e^{\{-\zeta - \sqrt{\zeta^2 - 1}\}\omega_n t} \quad \text{EC. (52)}$$

Podemos observar que en la ecuación 52 depende de la magnitud del amortiguamiento; lo que nos lleva a tres casos para diferentes magnitudes de amortiguamiento, los cuales se detallan.

Caso 1. Sistemas Subamortiguados ($\zeta <$

1 o $c < c_c$ o $\frac{c}{2m} < \sqrt{\frac{k}{m}}$) y $(\zeta^2 - 1)$ es negativo; de acuerdo a las condiciones el sistema oscila alrededor de su posición de equilibrio con una amplitud que disminuye progresivamente, por lo que tenemos que para este caso las soluciones generales de la ecuación 39 se escriben de la siguiente manera:

$$s_1 = (-\zeta + i\sqrt{1 - \zeta^2})\omega_n \quad \text{EC (53)}$$

$$s_2 = (-\zeta - i\sqrt{1 - \zeta^2})\omega_n \quad \text{EC (54)}$$

Ahora si sustituimos las ecuaciones 53 y 54 en la ecuación 52, tenemos:

$$u(t) = C_1 e^{(-\zeta + i\sqrt{1 - \zeta^2})\omega_n t} + C_2 e^{(-\zeta - i\sqrt{1 - \zeta^2})\omega_n t} \quad \text{EC (55)}$$

Si despejamos un poco la ecuación 55 podemos obtener lo siguiente:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (C_1 e^{i\sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n t} + C_2 e^{-i\sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n t}) \quad \text{EC (56)}$$

Donde C_1 y C_2 son constantes por determinar, ahora si aplicamos la relación de Euler podemos reescribir la ecuación 56 en términos trigonométricos:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (C_1 (\cos(\sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n t) + i \sin(\sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n t)) + C_2 (\cos(\sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n t) - i \sin(\sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n t))) \quad \text{EC (57)}$$

Si consideramos dos nuevas constantes "A" como la suma de $C_1 + C_2$ y "B" como la resta de $iC_1 - iC_2$, en la ecuación 57; tenemos lo siguiente:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A \cos(\sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n t) + B \sin(\sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n t)) \quad \text{EC (58)}$$

La ecuación 58 nos muestra un movimiento armónico amortiguado con una frecuencia de vibración amortiguada igual a:

$$\omega_D = \sqrt{1 - \zeta^2}\omega_n \quad \text{EC (59)}$$

Si aplicamos las condiciones iniciales en tiempo cero donde $u(0) = u_0$ y $\dot{u}(0) = \dot{u}_0$, y sustituimos la frecuencia ω_D ; sobre la ecuación 3.58, se obtiene el resultado:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left(u_0 \cos(\omega_D t) + \frac{\dot{u}_0 + \zeta\omega_n u_0}{\omega_D} \sin(\omega_D t) \right) \quad \text{EC (60)}$$

Caso 2. Sistemas críticamente amortiguado

$$\left(\zeta = 1 \text{ o } c = c_c \text{ o } \frac{c}{2m} = \sqrt{\frac{k}{m}} \right); \quad \text{bajo estas}$$

condiciones el sistema vuelve a su posición de equilibrio sin oscilar; por lo que las soluciones a la ecuación 39 son iguales, y se muestran de la siguiente manera:

$$s_{1,2} = -\frac{c_c}{2m} = -\omega_n \quad \text{EC (61)}$$

Si sustituimos la solución en la ecuación 52, obtenemos lo siguiente:

$$u(t) = (C_1 + C_2 t) e^{-\omega_n t} \quad \text{EC (62)}$$

Si aplicamos las condiciones iniciales en tiempo cero donde $u(0) = u_0$ y $\dot{u}(0) = \dot{u}_0$; sobre la ecuación 62, se obtiene el resultado:

$$u(t) = \left(u_0 + \left(\frac{\dot{u}_0 + u_0 \omega_n}{1 - \omega_n t} \right) t \right) e^{-\omega_n t} \quad \text{EC (63)}$$

Caso 3. Sistemas críticamente amortiguado

$$\left(\zeta > 1 \text{ o } c > c_c \text{ o } \frac{c}{2m} > \sqrt{\frac{k}{m}} \right); \quad \text{bajo estas}$$

condiciones el sistema vuelve a su posición de equilibrio sin oscilar solo que más lento que un sistema críticamente amortiguado; por lo que las soluciones a la ecuación 39 son reales y están dadas por:

$$s_1 = (-\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n \quad \text{EC (64)}$$

$$s_2 = (-\zeta - \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n \quad \text{EC (65)}$$

Podemos observar que estas soluciones son las mismas que las aplicadas para la ecuación 52. Por otro lado, si aplicamos las condiciones iniciales en tiempo cero donde $u(0) = u_0$ y $\dot{u}(0) = \dot{u}_0$; sobre la ecuación 52, se obtiene el resultado para C_1 y C_2 :

$$C_1 = u_0 + \frac{\omega_n u_0 (\zeta - \sqrt{\zeta^2 - 1}) + \dot{u}_0}{2\omega_n \sqrt{\zeta^2 - 1}} \quad \text{EC (66)}$$

$$C_2 = \frac{-\omega_n u_0 (\zeta - \sqrt{\zeta^2 - 1}) - \dot{u}_0}{2\omega_n \sqrt{\zeta^2 - 1}} \quad \text{EC (67)}$$

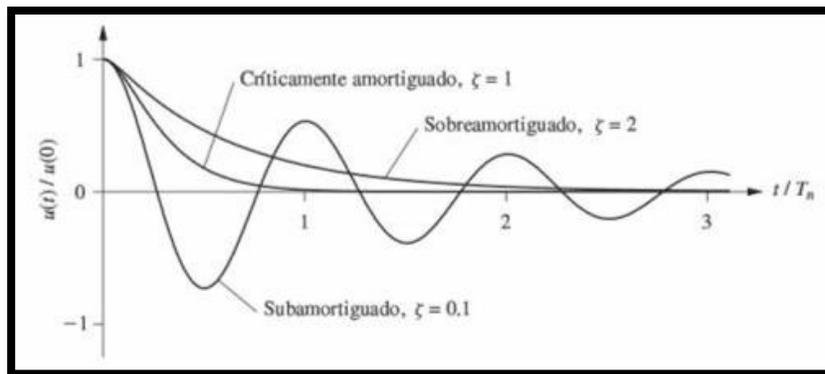


Figura 12. Vibración de sistemas sobreamortiguados, críticamente amortiguados y subamortiguados.

Se observa en la figura 12, los tres casos de análisis para un sistema libre viscosamente amortiguado; cabe recalcar que las estructuras en análisis entran en el rango de los sistemas subamortiguados ya que por lo general su fracción de amortiguamiento es menor a 0.10.

Por otro lado, podemos hacer una relación del periodo de vibración natural de amortiguamiento con el periodo natural de la estructura no amortiguada, de la siguiente manera:

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \quad \text{EC. (68)}$$

De la misma manera tenemos la ecuación para determinar la amplitud conforme decaen en el sistema amortiguado:

$$\rho = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0) + \zeta \omega_n u(0)}{\omega_D}\right]^2} \quad \text{EC. (69)}$$

recordando un poco de conceptos básicos la fuerza de fricción es aquella que es producto de la fuerza normal a la superficie y el coeficiente de fricción. Como es de saber esta fuerza es contraria al movimiento.

Vibración libre con amortiguamiento de Coulomb

Este amortiguamiento corresponde a un fenómeno físico de fricción entre superficies secas,

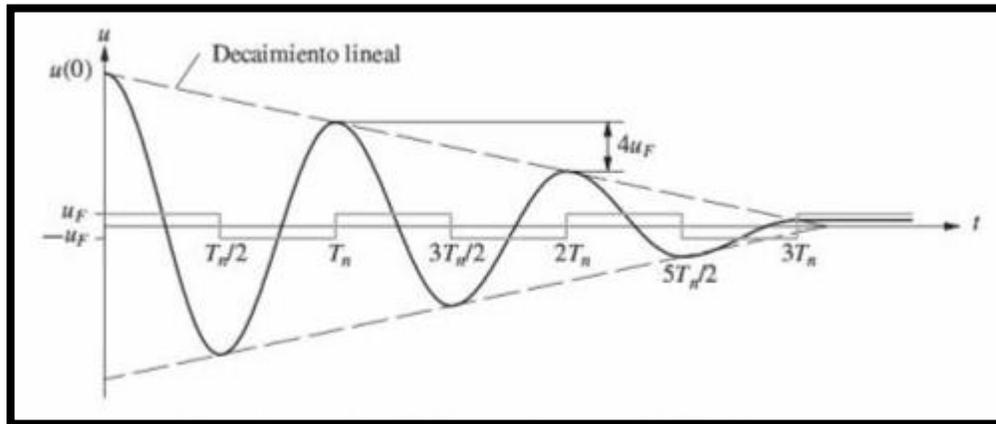


Figura 13. Decaimiento de la vibración mediante Coulomb.

En la figura 13 se observa como el sistema después del tercer ciclo llega a su posición final donde las fuerzas del resorte y la fuerza de fricción se anula, por lo tanto, es de consideración que este amortiguamiento este indirectamente en las estructuras reales, ya que es el único que puede detener la estructura en vibración libre.

Tipos de excitación dinámicas

Durante la vida de una estructura existen efectos dinámicos que pasan de ser pequeños a muy desfavorables para su estabilidad; estos últimos ponen en peligro la vida de los ocupantes si son afectados por excitaciones dinámicas mayores a las esperadas, en la figura 14 se observan varias excitaciones o efectos que pueden sufrir las estructuras.

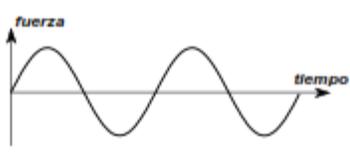
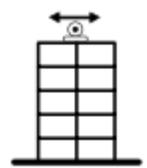
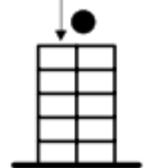
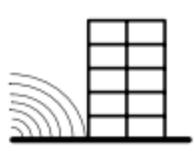
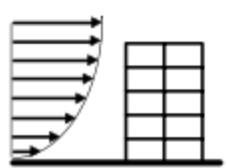
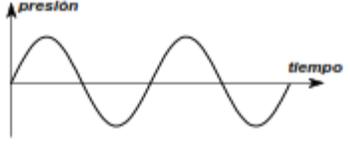
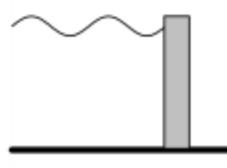
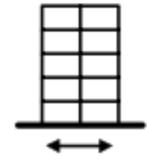
<p>Causada por equipos mecánicos</p> <p>Dentro de este grupo están los efectos causados por maquinarias y equipos que tengan componentes que roten o se desplacen periódicamente.</p>		
<p>Causada por impacto</p> <p>El hecho de que una masa sufra una colisión con otra, induce una fuerza impulsiva aplicada sobre las dos masas, la cual induce vibraciones.</p>		
<p>Causada por explosiones</p> <p>Una explosión produce ondas de presión en el aire, o movimientos del terreno. Ambos efectos afectan estructuras localizadas cerca del lugar de la explosión.</p>		
<p>Causada por el viento</p> <p>La intensidad de las presiones que ejercen el viento sobre las estructuras varía en el tiempo. Esto induce efectos vibratorios sobre ellas.</p>		
<p>Causada por olas</p> <p>En las estructuras hidráulicas las olas inducen efectos dinámicos correspondientes a las variaciones del empuje hidráulico sobre ellas.</p>		
<p>Causada por sismos</p> <p>El efecto sobre las estructuras de los movimientos del terreno producidos por la ocurrencia de un sismo conduce a vibraciones importantes de la estructura.</p>		

Figura 14. Excitaciones dinámicas.

Espectro de respuesta

El espectro de respuesta se puede definir de manera general como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración; y que poseen una fracción de amortiguamiento fijo) que produce una acción dinámica determinada en una

estructura u oscilador de un grado de libertad. Además, proporcionan una valiosa información para la aplicación del diseño en la dinámica estructural y en el desarrollo de requisitos con respecto a la fuerza lateral.

Es posible definir una variedad de espectros, sin embargo, vamos a considerar los de deformación,

pseudo-velocidad y pseudo-aceleración, los cuales se detallan a continuación:

Espectro de respuesta de deformación

Con el desarrollo de este espectro podemos obtener la información requerida para calcular los valores máximos de deformación y las fuerzas internas. Un espectro de respuesta de deformación se va creando con las deformaciones obtenidas en diferentes instantes del periodo natural " T_n " de la estructura y con un amortiguamiento fijo (el espectro completo incluye varias curvas con diferentes fracciones de amortiguamiento).

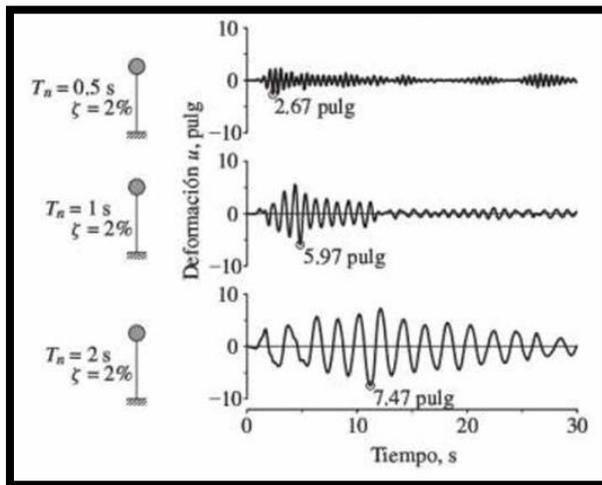


Figura 15. Respuesta de deformación de tres sistemas de un grado de libertad. (CHOPRA, 2014. P.209)

En la figura 15 tenemos tres sistemas con un grado de libertad bajo diferentes periodos de tiempo y con un amortiguamiento de 2%; se observa que para sistemas ligeramente amortiguados y con periodos largos, los picos de deformación se obtienen después de que ha ocurrido el evento; a diferencia de estructuras con periodos más cortos los picos ocurren durante el movimiento del terreno (primer sistema).

Espectro de respuesta de pseudo-velocidad

Este espectro de respuesta relaciona la frecuencia natural ω_n de la estructura con la deformación máxima obtenida D , de la siguiente manera:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad \text{EC (70)}$$

Donde, V es la pseudo-velocidad máxima del sistema.

Además, la velocidad del sistema se puede relacionar con el valor máximo de Energía de deformación (almacenada durante el sismo); esto de la siguiente manera:

$$E_{s_o} = \frac{mV^2}{2} \quad \text{EC (71)}$$

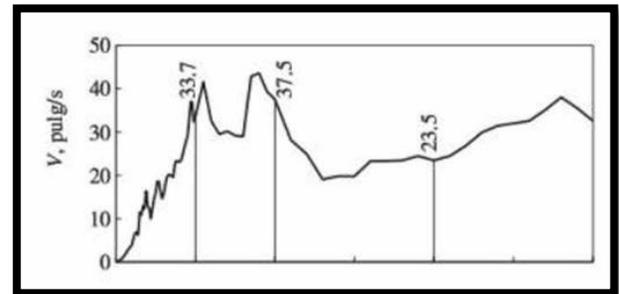


Figura 16. Respuesta de pseudo-velocidad de tres sistemas de un grado de libertad. (CHOPRA, 2014. P.211)

En la figura 16 se puede apreciar los valores de V para los tres sistemas deformados de la figura 15, en un espectro de pseudo-velocidad.

Espectro de respuesta de pseudo-aceleración

Este espectro de respuesta relaciona la frecuencia natural ω_n de la estructura con la deformación máxima obtenida D , de la siguiente manera:

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad \text{EC (72)}$$

Donde, A es la pseudo-aceleración máxima del sistema.

Además, la aceleración del sistema se puede relacionar con el valor máximo del cortante basal; esto de la siguiente manera:

$$V_{ba} = \frac{A}{g} w \quad \text{EC (73)}$$

Donde, g es la aceleración de la gravedad y " w " es el peso de la estructura.

Por otro lado, se define a $\frac{A}{g}$ como el coeficiente sísmico o coeficiente de fuerza lateral; se utiliza en los códigos para el cálculo del cortante basal.

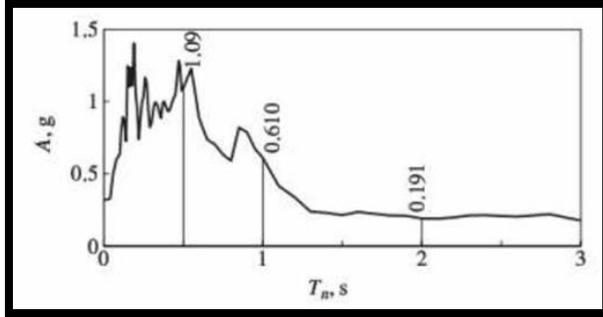


Figura 17. Respuesta de pseudo-aceleración de tres sistemas de un grado de libertad (CHOPRA, 2014. P.211)

En la figura 17 se puede apreciar los valores de A para los tres sistemas deformados de la figura 15, en un espectro de pseudo-aceleración.

Espectro combinado

Tenemos que los tres espectros constituyen la misma información sobre la respuesta estructural en diferentes formas de presentarla; esto debido a que, si conocemos uno de los parámetros deformación, velocidad o aceleración, indirectamente podemos obtener la información de los otros dos datos. Esto se debe a que las tres magnitudes están relacionadas por las ecuaciones 70 y 72, de la siguiente manera:

$$\frac{A}{\omega_n} = V = \omega_n D \quad \text{EC (74)}$$

$$\frac{T_n}{2\pi} A = V = \frac{2\pi}{T_n} D \quad \text{EC (75)}$$

Existen dos razones por las que se requieren obtener los datos y representaciones graficas de los tres espectros de respuesta las cuales son:

1. Cada espectro proporciona de manera directa una cantidad física significativa
2. La forma del espectro puede aproximarse con más facilidad para fines de diseño, con la ayuda de las tres cantidades espectrales.

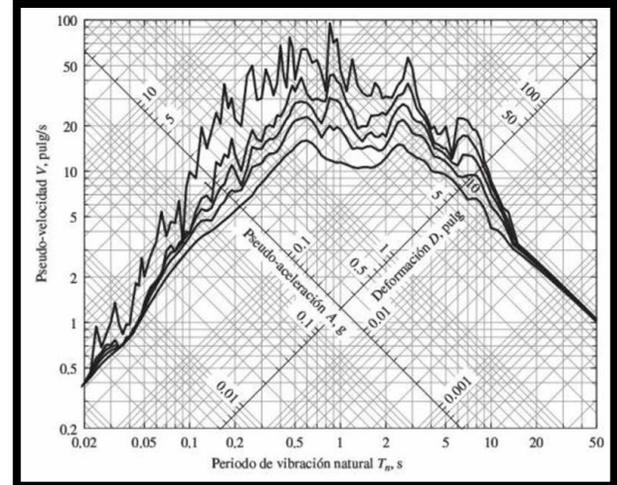


Figura 18. Espectro de respuesta combinado para cinco tipos de amortiguamiento (0, 2, 5, 10 y 20 %) (CHOPRA, 2014. P.213)

La figura 18 representa una gráfica de cuatro escalas; donde se puede apreciar el espectro de respuesta combinado de una manera más compacta, además de tener un intervalo de tiempo de 0.02seg a 50seg.

“Un espectro de respuesta debe cubrir un amplio intervalo de periodos de vibración natural y varios valores de amortiguamiento, de modo que proporcione la respuesta máxima de todas las estructuras posibles” (CHOPRA, 2014. P.214).

Espectro de diseño

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

Distinción entre los espectros de diseño y de respuesta

Existen dos formas o condiciones por las que un espectro de respuesta difiere de un espectro de diseño las cuales son:

1. El espectro de respuesta es variable debido a que es una respuesta de todos los sistemas de un grado de libertad representados en una gráfica, o sea describe el movimiento del terreno. En cambio, el espectro de diseño está descrito como una función del período de vibración natural y del amortiguamiento.
2. Para algunos sitios un espectro es la envolvente de dos espectros de diseño elástico diferentes.

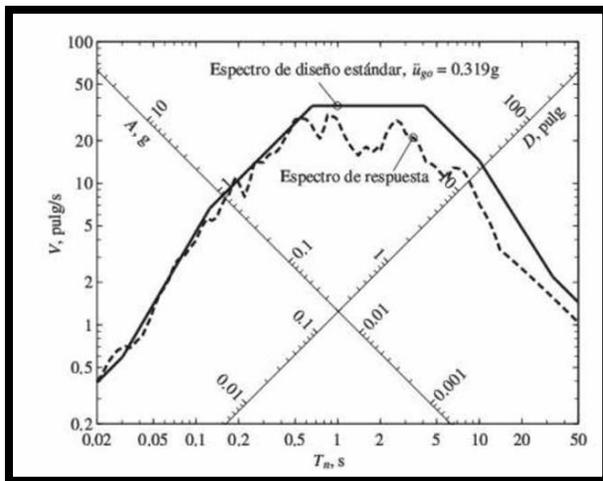


Figura 19. Comparación de espectro de diseño con el espectro de diseño (CHOPRA, 2014, p.240)

En la figura 19 se observa las diferencias que hay entre un espectro de respuesta con un espectro de diseño; los valores de referencia para la velocidad y desplazamiento para el espectro de diseño son 15.3 pulg/s y 11.5 pulg respectivamente, a diferencia de los 13.04 pulg/s y 8.40 pulg. Esto nos dice que el espectro de respuesta guarda un porcentaje de seguridad con respecto a la realidad de un evento al utilizar su gráfica para el diseño; esto debido a que en un eventual sismo las probabilidades de excedencia puede darse.

Sistema sencillo: Edificio cortante de dos niveles

Consideramos la edificación como una idealización demasiado rígida a la flexión, lo cual nos despreja la deformación axial de las vigas y las columnas, y el efecto de la fuerza axial sobre la rigidez de las columnas. Esta idealización nos permite desarrollar las ecuaciones de movimiento para un sistema de varios grados de libertad.

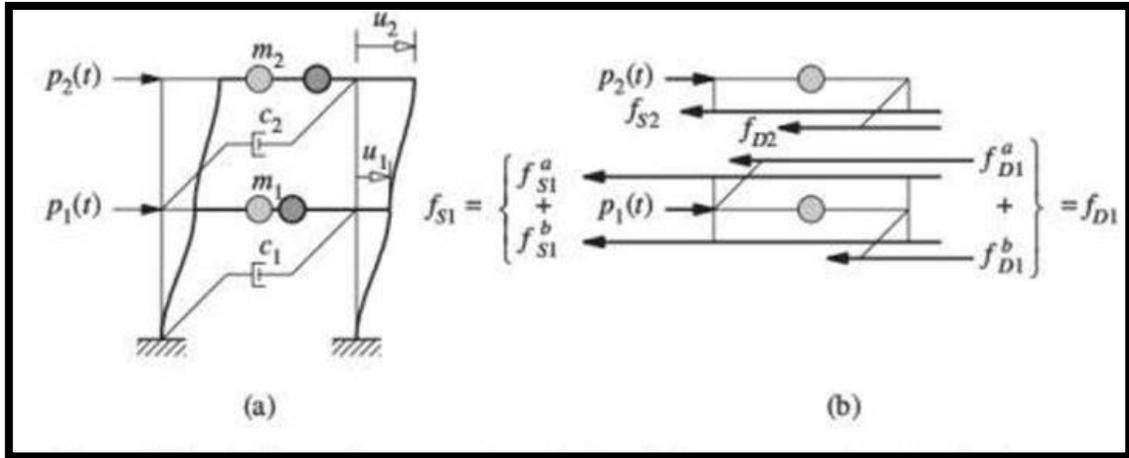


Figura 20. Marco idealizado de un edificio de dos niveles (CHOPRA, 2014. P.345)

Como podemos observar en la figura 20a la masa es idealizada concentrada a nivel de cada piso; este supuesto es adecuado para edificaciones mayores a un piso. “El número de desplazamientos independientes requeridos para definir las posiciones desplazadas de todas las masas en relación con su posición de equilibrio original, se denomina número de grados de libertad.” (CHOPRA, 2014. P.348)

En la figura 20b se muestran las fuerzas actuantes sobre la masa en cada nivel del edificio idealizado; donde tenemos las fuerzas externas $p(t)$, las fuerzas restauradoras (elástico o inelástico) f_s , y la fuerza de amortiguamiento f_D .

Al aplicar la segunda ley de Newton para el marco idealizado podemos obtener la siguiente ecuación para cada una de las masas:

$$m_i \ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{sj} = p_j(t) \quad \text{EC (76)}$$

Con respecto a la edificación de dos niveles idealizada, podemos mencionar que posee dos ecuaciones, las mismas se representan de manera matricial:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix} \quad \text{EC (77)}$$

Si se hace el supuesto de un comportamiento lineal, las fuerzas restauradoras f_{sj} y las fuerzas de amortiguamiento f_{Dj} , se relacionan con el desplazamiento u y la velocidad \dot{u} respectivamente. Para lo que se introduce la

rigidez lateral k y el coeficiente de amortiguamiento c , que a su vez están relacionados con el cortante del entrepiso de la siguiente manera:

$$V_j = k_j \Delta_j \quad \text{EC (78)}$$

$$V_j = c_j \dot{\Delta}_j \quad \text{EC (79)}$$

Una vez definida las rigideces y amortiguamientos del entrepiso, es posible relacionar las fuerzas con los desplazamientos y velocidades de cada nivel mediante las siguientes ecuaciones:

$$\begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \text{ o } \mathbf{f}_s = \mathbf{k} \mathbf{u} \quad \text{EC (80)}$$

$$\begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} \text{ o } \mathbf{f}_D = \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} \quad \text{EC (81)}$$

Ahora sustituimos las ecuaciones 81 y 80 en la ecuación 76 obtenemos lo siguiente:

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = \mathbf{p}(t) \quad \text{EC (82)}$$

La ecuación 82, representa una matriz con dos ecuaciones diferenciales ordinarias que controlan los desplazamientos del marco de dos niveles sometido a fuerzas externas. Por lo tanto, ambas ecuaciones están acopladas y deben de ser resueltas simultáneamente.

Enfoque general para los sistemas lineales

Como se indicó en la sección sistema sencillo es fácil visualizar las ecuaciones de movimiento para edificios en cortante; sin embargo, no es adecuado el enfoque para estructuras más complejas. Para tener un concepto más general en edificaciones con mayor complejidad se van a definir tres tipos de fuerzas para poder realizar las ecuaciones de movimiento.

Discretización

“Una estructura reticular puede idealizarse como un conjunto de elementos (vigas, columnas, muros) interconectados en puntos nodales o nodos” (CHOPRA, 2014. P.353), obsérvese figura 21.

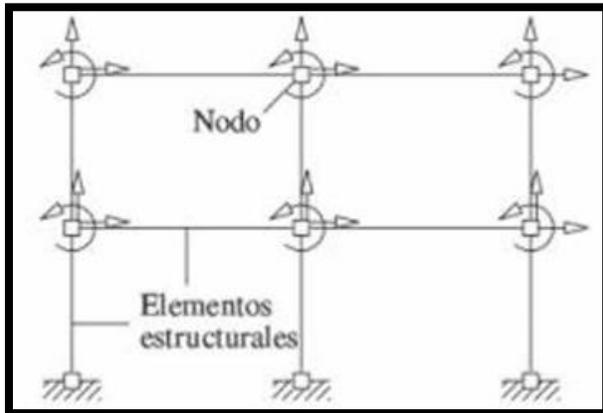


Figura 21. Marco de dos niveles con 18 grados de libertad (CHOPRA, 2014. P.353)

Se puede observar en la figura 21, que cada nodo del marco plano idealizado posee tres grados de libertad (dos traslaciones y una rotación); de igual manera para un marco en tres dimensiones se poseen seis grados de libertad (tres traslaciones x , y y z , y tres rotaciones). En la mayoría de los análisis las deformaciones axiales de las vigas y las deformaciones axiales de las columnas no se toman en cuenta para edificaciones de baja altura; con esto supuestos se define ocho grados de libertad para el marco idealizado de dos niveles, obsérvese figura 22.

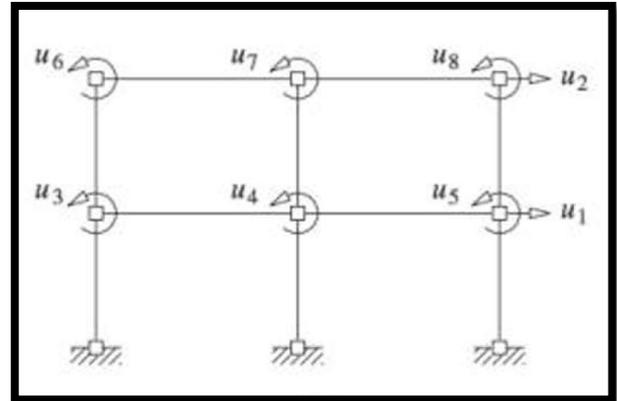


Figura 22. Marco de dos niveles con 8 grados de libertad (CHOPRA, 2014. P.353)

Fuerzas elásticas

Las fuerzas restauradoras elásticas están relacionadas directamente con la rigidez y el desplazamiento que sufren las estructuras, para los sistemas lineales estas condiciones se pueden obtener mediante dos métodos: superposición y el concepto de los coeficientes de influencia de rigidez.

“El coeficiente de influencia de rigidez es la fuerza requerida a lo largo del grado libertad i debido al desplazamiento unitario en el grado de libertad j ” (CHOPRA, 2014. P.354).

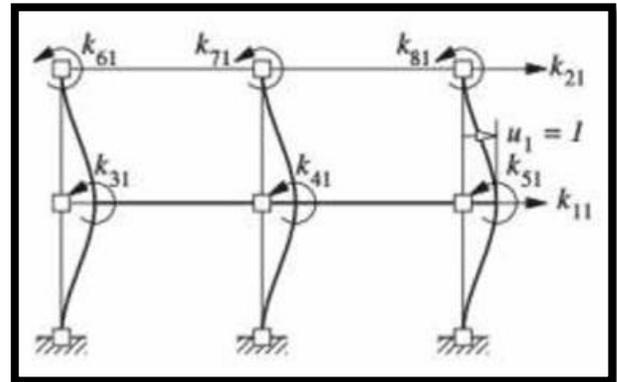


Figura 23. Marco de dos niveles con deformación unitaria en el nodo 1 (CHOPRA, 2014. P.354)

Como se observa en la figura 23, para mantener la configuración deformada son necesarias las fuerzas k_{i1} , asociado a una deformación unitaria $u_1 = 1$ y manteniendo todos los demás desplazamientos en 0.

Para determinar las fuerzas actuantes en el grado de libertad i asociado con los desplazamientos u_i , se aplica superposición de la siguiente manera:

$$f_{si} = k_{i1}u_1 + k_{i2}u_2 + \dots + k_{ij}u_j + \dots + k_{iN}u_N$$

EC (83)

Para cada valor de i existe una ecuación similar a la ecuación 83, por lo que esto nos permite realizar de manera matricial el conjunto de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ \vdots \\ f_{sN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1j} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2j} & \dots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \dots & k_{Nj} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_N \end{bmatrix}$$

EC (84)

Fuerzas de amortiguamiento

Las fuerzas de amortiguamiento están relacionadas directamente con el coeficiente de amortiguamiento y la velocidad que sufren las estructuras, para los sistemas lineales estas condiciones se pueden obtener mediante dos métodos: superposición y el concepto de los coeficientes de influencia de amortiguamiento.

“El coeficiente de influencia de amortiguamiento es la fuerza externa en el grado de libertad i debido a la velocidad unitaria en el grado de libertad j ” (CHOPRA, 2014. P.355).

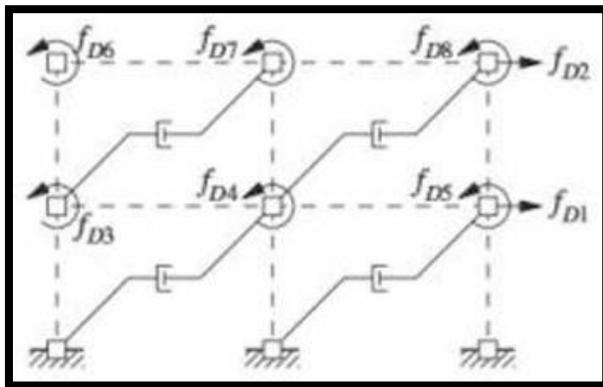


Figura 24. Marco de dos niveles con componentes de amortiguamiento (CHOPRA, 2014. P.355)

Si se impone una velocidad unitaria en la dirección del grado de libertad j , manteniendo las demás en cero; se generan fuerzas de amortiguamiento que

se resisten a dicha velocidad, observe la figura 24 (fuerzas actuantes de acuerdo a la velocidad).

Para determinar las fuerzas actuantes en el grado de libertad i asociado con las velocidades \dot{u}_i , se aplica superposición de la siguiente manera:

$$f_{Di} = c_{i1}\dot{u}_1 + c_{i2}\dot{u}_2 + \dots + c_{ij}\dot{u}_j + \dots + c_{iN}\dot{u}_N$$

EC (85)

Para cada valor de i existe una ecuación similar a la ecuación 85, por lo que esto nos permite realizar de manera matricial el conjunto de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \vdots \\ f_{DN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1j} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2j} & \dots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \dots & c_{Nj} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_N \end{bmatrix}$$

EC (86)

Fuerzas de Inercia

Las fuerzas externas (inercia) están relacionadas directamente con el componente de masa y la aceleración que sufren las estructuras, para los sistemas lineales estas condiciones se pueden obtener mediante dos métodos: superposición y el concepto de los coeficientes de influencia de amortiguamiento.

“El coeficiente de influencia de masa es la fuerza externa en el grado de libertad i debida a la aceleración unitaria a lo largo del grado de libertad j ” (CHOPRA, 2014. P.357).

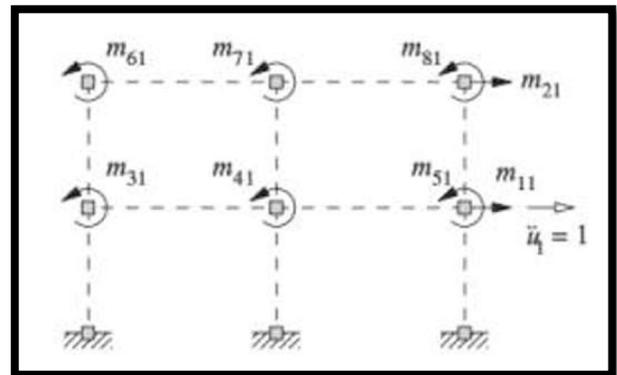


Figura 25. Marco de dos niveles con aceleración unitaria nodo 1 (CHOPRA, 2014. P.356)

Si se impone una aceleración unitaria en la dirección del grado de libertad j , manteniendo las demás en cero; se generan fuerzas ficticias de

inercia que se oponen a dicha aceleración, observe la figura 25 (fuerzas actuantes de acuerdo a la aceleración).

Para determinar las fuerzas actuantes en el grado de libertad i asociado con las aceleraciones \ddot{u}_i , se aplica superposición de la siguiente manera:

$$f_{Ii} = m_{i1}\ddot{u}_1 + m_{i2}\ddot{u}_2 + \dots + m_{ij}\ddot{u}_j + \dots + m_{iN}\ddot{u}_N$$

EC (87)

Para cada valor de i existe una ecuación similar a la ecuación 87, por lo que esto nos permite realizar de manera matricial el conjunto de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ \vdots \\ f_{IN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1j} & \dots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2j} & \dots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \dots & m_{Nj} & \dots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_N \end{bmatrix}$$

EC (88)

Sistemas sin amortiguamiento

Para un sistema lineal de varios grados de libertad, la ecuación que rige su movimiento ante una fuerza externa $\mathbf{p}(t)=\mathbf{0}$ y sin amortiguamiento es:

$$m\ddot{u} + ku = 0$$

EC (89)

Frecuencias y modos de vibración natural

En un sistema en vibración libre no amortiguado de dos grados de libertad; se puede obtener su frecuencia y modos naturales a partir de la ecuación:

$$u(t) = q_n(t)\phi_n$$

EC (90)

Donde, ϕ_n son los modos naturales y q_n es la variación de los desplazamientos, la cual se describe mediante la función armónica simple:

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t$$

EC (91)

Tenemos que A_n y B_n son constantes que se determinan a partir de las condiciones iniciales $q_n(0) = q_{n0}$ y $\dot{q}_n(0) = \dot{q}_{n0}$. Esto nos da como resultado:

$$q_n(t) = q_{n0} \cos \omega_n t + \frac{\dot{q}_{n0}}{\omega_n} \sin \omega_n t$$

EC (92)

Si sustituimos la ecuación 92 en la ecuación 90 obtenemos lo siguiente:

$$u(t) = \phi_n (q_{n0} \cos \omega_n t + \frac{\dot{q}_{n0}}{\omega_n} \sin \omega_n t)$$

EC (93)

Ahora para poder realizar la sustitución de la ecuación 93 en la ecuación de movimiento 89, se requieren las derivadas de la ecuación 93 las cuales son:

$$\dot{u}(t) = \phi_n (-q_{n0}\omega_n \sin \omega_n t + \dot{q}_{n0} \cos \omega_n t)$$

EC (94)

$$\ddot{u}(t) = \phi_n (-q_{n0}\omega_n^2 \cos \omega_n t - \dot{q}_{n0}\omega_n \sin \omega_n t)$$

EC (95)

Sustituimos en la ecuación 89 y se obtiene lo siguiente:

$$m[\phi_n (-q_{n0}\omega_n^2 \cos \omega_n t - \dot{q}_{n0}\omega_n \sin \omega_n t)] + k[\phi_n (q_{n0} \cos \omega_n t + \frac{\dot{q}_{n0}}{\omega_n} \sin \omega_n t)]$$

EC (96)

Si aplicamos factor común y la sustitución de la ecuación 92 se obtiene la ecuación simplificada:

$$[-\omega_n m \phi_n + k \phi_n] q_n(t) = 0$$

EC (97)

Despejando un poco la ecuación 97, se obtiene una ecuación conocida como el problema matricial de valor característico o eigenvalor, el cual consiste en determinar el escalar ω_n^2 y el vector ϕ_n ; esto debido a que las matrices de rigidez y de masa son conocidas. La ecuación es:

$$k\phi_n = \omega_n^2 m\phi_n$$

EC (98)

La solución formal para la ecuación 98 es:

$$[k - \omega_n m]\phi_n = 0$$

EC (99)

Esta ecuación posee N ecuaciones algebraicas homogéneas, donde implícitamente esta la solución trivial $\phi_n = 0$, la cual no es útil debido a que indica que el sistema no posee movimiento. Por lo que, se define la siguiente solución para evitar a solución trivial:

$$\det[k - \omega_n^2 m] = 0$$

EC (100)

Al expandir este determinante se le conoce como la ecuación característica o ecuación de frecuencia, se tiene N raíces positivas y reales, las cuales se conocen como valores propios, valores característicos o valores normales.

La ecuación 97 no fija la amplitud absoluta de los vectores ϕ_n sino solo la forma del vector dada por los valores relativos de los N desplazamientos. Tenemos que para N frecuencias de vibración natural existen N vectores independientes que se conocen como los modos naturales de vibración o las formas naturales de los modos de vibración; al primer modo de vibración $n=1$ se le conoce como el modo fundamental.

Matriz modal y espectral

La matriz espectral es aquella cuya diagonal tiene los valores característicos ω_n^2 de la ecuación 98; esta se representa de la siguiente manera:

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad \text{EC (101)}$$

La matriz modal es aquella que contiene los vectores característicos ϕ_{jn} (donde j indica el grado de libertad), la matriz correspondiente es:

$$\Phi = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad \text{EC (102)}$$

De acuerdo a estas matrices podemos reescribir la ecuación 98 de la siguiente manera:

$$k\Phi = m\Phi\Omega^2 \quad \text{EC (103)}$$

Ortogonalidad de los modos

Una propiedad de gran importancia en el estudio de las vibraciones es la ortogonalidad de los modos. Gracias a ella, podemos desacoplar las ecuaciones del movimiento convirtiéndolas en N ecuaciones diferenciales independientes por medio del cambio de variables conocido como transformación modal. Los modos naturales correspondientes a diferentes frecuencias

naturales cumplen la condición de ortogonalidad de $\omega_n \neq \omega_r$.

$$\phi_n^T k \phi_r = 0 \quad \text{EC (104)}$$

$$\phi_n^T m \phi_r = 0 \quad \text{EC (105)}$$

Demostración de las relaciones de ortogonalidad de las ecuaciones 104 y 105:

Si tomamos la ecuación 98 y la multiplicamos por la matriz transpuesta de los vectores de la frecuencia natural ω_r , se puede obtener lo siguiente:

$$\phi_r^T k \phi_n = \omega_n^2 \phi_r^T m \phi_n \quad \text{EC (106)}$$

De igual manera podemos multiplicar por la matriz transpuesta de los vectores de la frecuencia natural ω_n , lo que nos da:

$$\phi_n^T k \phi_r = \omega_r^2 \phi_n^T m \phi_r \quad \text{EC (107)}$$

La transpuesta de la matriz en lado izquierdo de la ecuación 106 será igual a la transpuesta de la matriz en el lado derecho de dicha ecuación, por lo tanto, se obtiene:

$$\phi_n^T k \phi_r = \omega_n^2 \phi_n^T m \phi_r \quad \text{EC (108)}$$

Ahora, si restamos las ecuaciones 107 y 108, y utilizando las propiedades de simetría para los matices de rigidez y de masa, logramos obtener lo siguiente:

$$(\omega_n^2 - \omega_r^2) \phi_n^T m \phi_r = 0 \quad \text{EC (109)}$$

Si el sistema tiene una frecuencia repetida en j veces, es decir una raíz múltiple; es posible encontrar j modos asociados con esta frecuencia que satisfacen las ecuaciones 104 y 105, por lo que si estos j modos se incluyen a las otras frecuencias se obtienen un conjunto de N modos que satisfacen las ecuaciones 104 y 105.

La ortogonalidad de los modos naturales implica que las siguientes matrices son diagonales:

$$K_n = \Phi^T k \Phi = \phi_n^T k \phi_n \quad \text{EC (110)}$$

$$M_n = \Phi^T m \Phi = \phi_n^T m \phi_n \quad \text{EC (111)}$$

Estas matrices se relacionan mediante la siguiente ecuación:

$$K_n = \omega_n^2 M_n \quad \text{EC (112)}$$

Podemos definir que el trabajo realizado por las fuerzas inerciales en el n-ésimo modo al pasar a través de los desplazamientos del r-ésimo modo son iguales a cero; si derivamos la ecuación 90 tenemos lo siguiente:

$$\dot{u}(t) = \dot{q}_n(t)\phi_n \quad \text{EC (113)}$$

$$\ddot{u}(t) = \ddot{q}_n(t)\phi_n \quad \text{EC (114)}$$

Y sustituimos en la fórmula de las fuerzas inerciales, obtenemos lo siguiente:

$$(f_I)_n = -m\ddot{u}_n(t) = -m\phi_n\ddot{q}_n(t) \quad \text{EC (115)}$$

Considerando los desplazamientos en el r-ésimo modo natural, tenemos:

$$u_r(t) = \phi_r q_r(t) \quad \text{EC (116)}$$

Si aplicamos la matriz transpuesta de las fuerzas inerciales sobre la ecuación 116, se obtiene lo siguiente:

$$(f_I)_n^T u_r = -(\phi_n^T m \phi_r) \ddot{q}_n(t) q_r(t) = 0 \quad \text{EC (117)}$$

Esta relación de ortogonalidad modal es debido a la ecuación 105.

De igual manera sucede con las fuerzas elásticas asociada con los desplazamientos del n-ésimo modo que pasan a través del r-ésimo modo. Aplicando el mismo concepto se obtiene lo siguiente:

$$(f_s)_n = k u_n(t) = k \phi_n q_n(t) \quad \text{EC (118)}$$

Si aplicamos la matriz transpuesta de las fuerzas elásticas sobre la ecuación 118, se obtiene lo siguiente:

$$(f_s)_n^T u_r = (\phi_n^T k \phi_r) q_n(t) q_r(t) = 0 \quad \text{EC (119)}$$

Esta relación de ortogonalidad modal es debido a la ecuación 104

Sistemas con amortiguamiento

Para un sistema lineal de varios grados de libertad, la ecuación que rige su movimiento ante una

fuerza externa $\mathbf{p}(t)=0$ e incluyendo el amortiguamiento es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad \text{EC (120)}$$

Si sustituimos las ecuaciones 90, 113 y 114 en la ecuación 120, podemos obtener lo siguiente:

$$m\ddot{q}_n(t)\phi_n + c\dot{q}_n(t)\phi_n + kq_n(t)\phi_n = 0 \quad \text{EC (121)}$$

Ahora si sustituimos ϕ_n por la matriz modal Φ y la variación de los desplazamientos q_n por la matriz \mathbf{q} , tenemos lo siguiente:

$$m\ddot{\mathbf{q}}\Phi + c\dot{\mathbf{q}}\Phi + k\mathbf{q}\Phi = 0 \quad \text{EC (122)}$$

Si multiplicamos la ecuación 122 por la matriz transpuesta modal Φ^T se reescribe la ecuación 122 de la siguiente manera:

$$\Phi^T \ddot{\mathbf{q}} m \Phi + \Phi^T \dot{\mathbf{q}} c \Phi + \Phi^T \mathbf{q} k \Phi = 0 \quad \text{EC (123)}$$

Si utilizamos las matrices diagonales definidas en las ecuaciones 110 y 111, se logra reducir la ecuación 123 a lo siguiente:

$$\mathbf{M}_n \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}_n \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}_n \mathbf{q} = 0 \quad \text{EC (124)}$$

Donde, la matriz \mathbf{C}_n se define como:

$$\mathbf{C}_n = \Phi^T c \Phi = \phi_n^T c \phi_n \quad \text{EC (125)}$$

Con respecto a la ecuación 124, podemos indicar que representa N ecuaciones diferenciales no acopladas en las coordenadas modales q_n ; por lo que a estos sistemas se les puede aplicar el análisis modal clásico.

Solución a la ecuación 123

La ecuación 123 tiene la misma forma que la ecuación 33 de un sistema viscosamente amortiguado para un sistema de un grado de libertad, por lo que podemos definir de manera análoga el coeficiente de amortiguamiento indicado en la ecuación 50, por lo que tenemos lo siguiente:

$$\zeta_n = \frac{c_n}{2M_n\omega_n} \quad \text{EC (126)}$$

Si dividimos la ecuación 123 por \mathbf{M}_n se obtiene lo siguiente:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2q_n = 0 \quad \text{EC (127)}$$

Como la ecuación 127 posee la misma forma que la del sistema de un grado de libertad que rige su vibración libre; podemos adaptar la ecuación 60 de un sistema subamortiguado, de la siguiente manera:

$$q_n(t) = e^{-\zeta_n\omega_n t} \left(q_0 \cos(\omega_{nD}t) + \frac{\dot{q}_0 + \zeta_n\omega_n q_0}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD}t) \right) \quad \text{EC (128)}$$

Donde la n-ésima frecuencia natural del sistema con amortiguamiento se define:

$$\omega_{nD} = \sqrt{1 - \zeta_n^2} \quad \text{EC (129)}$$

Ahora si sustituimos la ecuación 128 en la ecuación 90, se obtiene la ecuación que da la respuesta del sistema al desplazamiento con amortiguamiento:

$$\mathbf{u}(t) = \phi_n e^{-\zeta_n\omega_n t} \left(q_0 \cos(\omega_{nD}t) + \frac{\dot{q}_0 + \zeta_n\omega_n q_0}{\omega_{nD}} \sin(\omega_{nD}t) \right) \quad \text{EC (130)}$$

Esta solución muestra que el amortiguamiento influye en las frecuencias y los períodos de vibración naturales en un sistema de varios grados de libertad, sin embargo, para razones de amortiguamiento inferiores al 20% los efectos son pequeños para estos sistemas. De igual manera la amplitud del desplazamiento para cada grado de libertad disminuye cada ciclo de vibración.

Ecuaciones modales para sistemas de varios grados de libertad sin y con amortiguamiento

Las ecuaciones de movimiento 89 y 120, se reescriben en esta sección utilizando un valor de $\mathbf{p}(t) \neq \mathbf{0}$, por lo que tenemos lo siguiente:

$$m\ddot{u} + ku = p(t) \quad \text{EC (131)}$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \text{EC (132)}$$

Resulta conveniente realizar la transformación de estas ecuaciones (131 y 132) en términos de las coordenadas modales, de la siguiente manera:

$$\mathbf{u}(t) = \phi_n q_n(t) = \Phi q(t) \quad \text{EC (133)}$$

Ahora si tomamos la ecuación 133 y la sustituimos en las ecuaciones 131 y 132, obtenemos lo siguiente:

$$m\phi_n \ddot{q}_n(t) + k\phi_n q_n(t) = \mathbf{p}(t) \quad \text{EC (134)}$$

$$m\phi_n \ddot{q}_n(t) + c\phi_r \dot{q}_r(t) + k\phi_n q_n(t) = \mathbf{p}(t) \quad \text{EC (135)}$$

Si las ecuaciones 134 y 135 se multiplican por la ecuación transpuesta de la frecuencia modal ϕ_n^T tenemos los siguientes:

$$(\phi_n^T m \phi_n) \ddot{q}_n(t) + (\phi_n^T k \phi_n) q_n(t) = \phi_n^T \mathbf{p}(t) \quad \text{EC (136)}$$

$$(\phi_n^T m \phi_n) \ddot{q}_n(t) + (\phi_n^T c \phi_r) \dot{q}_r(t) + (\phi_n^T k \phi_n) q_n(t) = \phi_n^T \mathbf{p}(t) \quad \text{EC (137)}$$

Por ortogonalidad de los modos naturales, se aprecia en las ecuaciones 136 y 137, las matrices diagonales representadas en las ecuaciones 110, 111 y 125. Si sustituimos se obtiene:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = \mathbf{P}_n(t) \quad \text{EC (138)}$$

$$M_n \ddot{q}_n(t) + C_n \dot{q}_r(t) + K_n q_n(t) = \mathbf{P}_n(t) \quad \text{EC (139)}$$

Donde, $\mathbf{P}_n(t)$ se define como:

$$\mathbf{P}_n(t) = \phi_n^T \mathbf{p}(t) \quad \text{EC (140)}$$

M_n : representa la masa generalizada para el n-ésimo modo natural.

C_n : representa el amortiguamiento generalizado para el n-ésimo modo natural.

K_n : representa la rigidez generalizada para el n-ésimo modo natural.

$\mathbf{P}_n(t)$: representa la fuerza generalizado para el n-ésimo modo natural.

Análisis Modal

La respuesta de una estructura a un movimiento inducido por un sismo $\ddot{u}_g(t)$ se determina mediante las siguientes ecuaciones de movimiento:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{ef}(t) \quad \text{EC (141)}$$

Donde, $p_{ef}(t)$ se define de la siguiente manera:

$$p_{ef}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{EC (142)}$$

Tenemos que,

\mathbf{u} : es el vector de influencia

Como la ecuación 141 tiene la misma forma que la ecuación 132, se define que el procedimiento para resolverla es idéntico al establecido en la sección ecuaciones modales.

Los desplazamientos \mathbf{u} de un sistema con N grados de libertad se pueden expresar mediante la superposición de las contribuciones modales, de la siguiente manera:

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad \text{EC (143)}$$

La distribución espacial de las fuerzas sísmicas efectivas $p_{ef}(t)$, se definen como $\mathbf{s} = \mathbf{m}\mathbf{u}$, el cual es independiente del tiempo. Estas fuerzas las podemos expandir como la sumatoria de las

distribuciones de las fuerzas inerciales modales \mathbf{s}_n , como:

$$\mathbf{m}\mathbf{u} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m}\phi_n \quad \text{EC (144)}$$

Donde, el coeficiente Γ_n se define de la siguiente manera:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad \text{EC (145)}$$

$$L_n = \phi_n^T \mathbf{m}\mathbf{u} \quad \text{EC (146)}$$

$$M_n = \phi_n^T \mathbf{m}\phi_n \quad \text{EC (147)}$$

Ahora podemos deducir la ecuación 145, si antes multiplicamos por la matriz modal transpuesta ϕ_n^T en ambos lados de la ecuación 144 y aplicando las propiedades de ortogonalidad de los modos, se tiene la contribución en el n-ésimo modo:

$$\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m}\phi_n \quad \text{EC (148)}$$

Esta deducción es independiente de la manera en que se normalicen los modos.

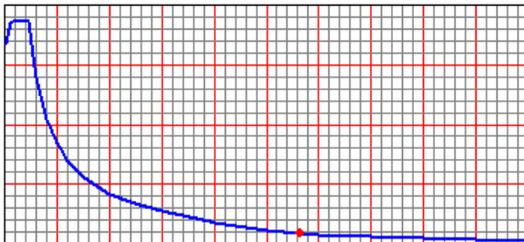
Metodología

Condiciones para el diseño de acuerdo al CSCR2010

El siguiente procedimiento de análisis y diseño consideró los siguientes capítulos del Código Sismo de Costa Rica 2010 (**CSCR2010**):

Cap. 2. Demanda Sísmica

- ✓ 2.1 Zonificación sísmica (tabla 2.1, provincia San José, cantón San José, distritos San José, con una zona III. p. 2/2)
- ✓ 2.2 Sitios de cimentación (Suelo S3: se supone que posee un estrato de más de 12m de arcilla con resistencia suave a medianamente rígida, se supone debido a que no hay estudio de suelos).
- ✓ 2.3 Sacudida sísmica (Se considera como sismo fuerte)
- ✓ 2.4 Aceleración pico efectiva de diseño (Tabla 2.3, con un valor de $a_{ef}=0.36$)



Espectro de respuesta S3-Z3-U3

Cap. 3. Sobrerresistencia

- ✓ Se considera un valor de 2.0

Cap. 4. Clasificación de las estructuras y sus componentes

- ✓ 4.1 Clasificación de las edificaciones según su importancia (Tabla 4.1, se considera el grupo D "Edificaciones de ocupación normal", Función oficinas, con un factor $I = 1$, y factor $I_p=1.25$)
- ✓ 4.1.2 Objetivo de desempeño (Punto a. Edificaciones del grupo normal, tabla 4.2 Categoría D. Normal, posibilidad de

irregularidad grave se permite, limite desplazamiento relativo normal, ver tabla 7.2, ductilidad local moderada u optima)

- ✓ 4.2 Clasificación de los sistemas estructurales. (4.2.2 tipo dual)
- ✓ 4.3 Clasificación de estructuras según la regularidad para efectos de asignación de la ductilidad global (4.3.1 Regularidad en altura, 4.3.2 Regularidad en planta)
- ✓ 4.4 Ductilidad de los sistemas estructurales y sus componentes (Tabla 4.3 Ductilidad global asignada μ y ductilidad local, con un valor de 3.0 tomando en cuenta marco tipo b en sistemas tipo dual; el código indica en la pag. 4/12 inciso c. La ductilidad global asignada no puede ser mayor a 1.5)

Cap. 5. Coeficiente Sísmico

$$C = \frac{a_{ef} I F E D}{S R} \quad \text{EC (149)}$$

Tenemos:

$$\begin{aligned} a_{ef} &= 0.36, \\ I &= 1.0 \\ S R &= 2.0 \\ T &= 0.08N \end{aligned}$$

Nota: Cap. 7.4.5 Estimación del periodo del primer modo de vibración.

NIVEL PISOS (N)	T
10	0,8
15	1,2

FED (Figura 5.7 y Tabla E7)

NIVEL PISOS (N)	FED
10	0,628
15	0,419

Coeficiente sísmico inicial

NIVEL PISOS (N)	C (sin gravedad)	C (con gravedad)
10	0,113	1,109
15	0,075	0,740

Cap. 6. Cargas y factores de participación

- ✓ 6.1 Cargas gravitacionales
- ✓ 6.1.1 Carga permanente

CUADRO 2. CARGAS DEL EDIFICIO	
Carga de pared livianas	116.5 Kg/m
Carga de ventanería	75.0 Kg/m

ENTREPISO	
Carga Viguetas	58.0 Kg/m ²
Carga losa concreto 6cm	156.0 Kg/m ²
Carga bloque tipo 20A	137.0 Kg/m ²
Carga cerámica	12.0 Kg/m ²
Carga cielo	15.0 Kg/m ²
Carga A/C	15.0 Kg/m ²
Carga lámparas	10.0 Kg/m ²
Carga tubo pvc	7.5 Kg/m ²
Carga tubo hierro	15.0 Kg/m ²
	425.5 Kg/m²

AZOTEA CON CONDENSADORA	
Carga Viguetas	58.0 Kg/m ²
Carga losa concreto 6cm	156.0 Kg/m ²
Carga bloque tipo 20A	137.0 Kg/m ²
Carga cerámica	0.0 Kg/m ²
Carga cielo	15.0 Kg/m ²
Carga A/C	15.0 Kg/m ²
*Carga unid condensadora	260.0 Kg/m ²
Carga lámparas	10.0 Kg/m ²
Carga tubo pvc	7.5 Kg/m ²
Carga tubo hierro	15.0 Kg/m ²
	673.5 Kg/m²

AZOTEA SIN CONDENSADORA	
Carga Viguetas	58.0 Kg/m ²
Carga losa concreto 6cm	156.0 Kg/m ²
Carga bloque tipo 20A	137.0 Kg/m ²
Carga cerámica	0.0 Kg/m ²
Carga cielo	15.0 Kg/m ²
Carga A/C	15.0 Kg/m ²
Carga lámparas	10.0 Kg/m ²
Carga tubo pvc	7.5 Kg/m ²
Carga tubo hierro	15.0 Kg/m ²
	413.5 Kg/m²

*Nota: Los siguientes datos son de los equipos de unidades condensadoras Tecumsek (México):

Condensadora	Largo	Ancho	Altura	Peso	Peso/m ²
AWG4250EXTXF (11.690 BTU)	0,63 m	0,85 m	0,50 cm	86,00 kg	160,60 kg/m ²
AGA2539ZXXTF (24.770 BTU)	1,14 m	0,73 m	0,68 cm	172,30 kg	206,50 kg/m ²
ES9576ZXTXM (48.000 BTU)	1,15 m	0,74 m	0,94 cm	222,00 kg	260,15 kg/m ²

Para el diseño se considera que se van a tener alrededor de 7 condensadoras en una sola zona concentrada de la azotea.

- ✓ 6.1.2 Carga Temporal (Tabla 6.1 se utilizó un peso de 250 kg/m²; en la práctica los diseñadores de las empresas más reconocidas del país como Consultecnica utiliza este valor para el diseño de oficinas)

Nota: La empresa Euromobilia fabrica un archivo móvil, que cuando está a su máxima carga llega a pesar 1000 kg/m² (Estructura más archivos); además se fabrican unos muebles para oficinas que llegan a pesar de 500 a 620 kg/m².



Figura 26. Archivo móvil empresa Euromobilia

- ✓ 6.1.3 Carga Sísmica (Se usó carga para edificios de 0.15; se considera la carga permanente más 0.15 de la carga temporal)
- ✓ 6.2 Participación de las diferentes acciones.

Las combinaciones de carga empleadas en el diseño son las que se encuentran en el capítulo 6 sección 6.2 del código sísmico de Costa Rica las cuales se muestran a continuación:

$$CU = 1.4CP \quad \text{EC (150)}$$

$$CU = 1.2CP + 1.6f_R CT + 1.6CE \quad \text{EC (151)}$$

$$CU = 1.05CP + f_1 f_R CT \pm CS + CE \quad \text{EC (152)}$$

$$CU = 0.95CP \pm CS + CE \quad \text{EC (153)}$$

Donde,

CP: Carga muerta

CT: Carga temporal o viva

CS: Carga sísmica

CE: Carga de empuje por efecto de suelo

f_R: factor de reducción de carga temporal

f₁: factor de probabilidad de ocupación.

Cap.7. Métodos de análisis y desplazamientos límite

- ✓ 7.2 Modelado de la estructura.
- ✓ 7.2.1 Aspectos generales (a. para el análisis del edificio se consideraron los desplazamientos y acciones internas de los sistemas sismorresistentes en cada nivel y las rotaciones en todas las uniones. b. Para asegurarse la rigidez y la capacidad de los diafragmas del entrepiso para transmitir las fuerzas sísmicas a los sistemas sismorresistentes verticales o inclinados se considera el entrepiso pretensado de concreto de 25cm de

altura, tipo 20A con losa de concreto de 6cm, c. Se están considerando que la rigidez axial de las vigas es infinita, se están considerando las condiciones reales en cada planta; d. Se está considerando la incidencia de las escaleras en la rigidez de las estructuras; e. Se está considerando las dimensiones reales de los elementos en los nudos, se considera un factor de 0.2 para el análisis de rigidez en los nudos, f. Como se usa diagrama rígido se va a emplear el modelo plano bidimensional con un grado de libertad en cada nivel en cada dirección ortogonal, g. No se considera el efecto P-delta)

- ✓ 7.2.2 Propiedades de las secciones (Para el cálculo de las dimensiones se usó el código ACI 2014)
- ✓ 7.2.3 Flexibilidad vertical de la estructura, elementos y componentes (No se está considerando el efecto vertical de sismo porque la estructura es regular en planta y en altura).
- ✓ 7.2.4 Nudos de unión (Se está considerando infinitamente rígidos en la unión viga-columna o viga-muro)
- ✓ 7.2.5 Rigidez de los apoyos (Se está considerando que el terreno se deforma, pero el nudo de la placa-columnas es rígido)
- ✓ 7.3 Componentes Direccionales (En el análisis para la sollicitación sísmica en cada dirección, se considera en forma independiente, además se está tomando en cuenta la suma vectorial de los efectos en una dirección más el 30% en la otra dirección).
- ✓ 7.4.5 Estimación del primer modo de vibración (para calcular inicialmente el coeficiente C, se supone un periodo de vibración dado por: T=0.08 N para edificaciones tipo dual, donde N es el número de pisos y T el periodo)
- ✓ 7.4.6 Recalculo del periodo del primer modo de vibración.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}} \quad \text{EC (154)}$$

- ✓ 7.5 Método Dinámico (7.5.2 Se considera que el edificio es regular en planta y en altura y que los modos de oscilación en cada dirección ortogonal están

desacoplados entre sí, es posible desacoplar las ecuaciones de movimiento ignorando los modos torsionales y realizar sendos análisis bidimensionales en cada dirección horizontal, además se considera el entrepiso infinitamente rígido con un grado de libertad en la dirección horizontal; se va a considerar el número mínimo de modos cuando la masa efectiva oscilante sea al menos el 90% de la masa total para las sollicitaciones sísmicas en ambas direcciones. 7.5.3 Para cada modo significativo de oscilación se determinó las acciones internas, momentos de flexión, fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momento de torsión para el marco más esforzado; así como los desplazamientos horizontales en el cada nivel, además los desplazamientos relativos entre los niveles superior e inferior. El valor máximo probable de las variables o las acciones internas se va a calcular como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores correspondiente a cada modo significativo.)

$$S = \sqrt{\sum_{j=i}^M S_j^2} \quad \text{EC (155)}$$

Donde,

S= Valor combinado para diseño, correspondiente a una acción interna, reacción en la fundación, desplazamiento absoluto o desplazamiento relativo.

Cap.8. Requisitos para concreto Estructural

- ✓ 8.1.3 Momentos de Inercia
 - a. $I_{eq} = 1.00 I_g$, elementos en flexocompresión
 - b. $I_{eq} = 0.50 I_g$, elementos en flexión
 - c. $I_{eq} = 1.00 I_g$, muros no agrietados
 - d. $I_{eq} = 0.50 I_g$, muros agrietados

Condiciones para el diseño de acuerdo al ACI2014

Cap.6. Análisis Estructural

- ✓ 6.6.3 Propiedades de las secciones (Tabla 6.6.3.1.1(a))

S_j= Valores correspondientes obtenidos para el modo de oscilación j.

M= Número de modos según el inciso 7.5.2 (d)

Para el efecto inicial de cálculo se va iniciar con 12 modos de oscilación.

✓ 7.6 Cálculo de desplazamiento y derivas

$$\delta_i = \alpha \mu S R \delta_i^e \quad \text{EC (156)}$$

$$\Delta_i = \mu S R \Delta_i^e \quad \text{EC (157)}$$

Donde,

δ_i = desplazamiento inelástico absoluto horizontal del nivel i.

Δ_i = deriva inelástica o desplazamiento inelástico relativo horizontal entre el nivel i y el nivel adyacente inferior.

α = factor de desplazamiento inelástico dado en la tabla 7.1. Para edificaciones de un piso, $\alpha=1.0$

μ = ductilidad global asignada utilizada en el cálculo de las fuerzas según la tabla 4.3

δ_i^e, Δ_i^e = desplazamiento elástico absoluto del nivel i y deriva elástica entre el nivel i y el nivel adyacente inferior respectivamente, calculados conforme a las indicaciones del artículo 7.4 o del artículo 7.5, según corresponda.

De la tabla 7.1 se toma un desplazamiento inelástico de 0.7 debido a que se utiliza una estructura tipo dual.

Miembro y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal
Columnas		$0.70 I_g$	$1.0 A_g$
Muros	No fisurados	$0.70 I_g$	
	Fisurados	$0.35 I_g$	
Vigas		$0.35 I_g$	
Placas planas y losas planas		$0.25 I_g$	

Cap. 9. Vigas

- ✓ 9.3 Límite de diseño
- ✓ 9.3.1 Altura mínima de la viga (Tabla 9.3.1.1)

Condición de apoyo	Altura mínima, $h^{(1)}$
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

- ✓ 9.5 Resistencia de diseño
- ✓ 9.5.1 Generalidades

$$(a) \phi M_n \geq M_u$$

$$(b) \phi V_n \geq V_u$$

- ✓ 9.5.2 Momento

$$P_u < 0.10 f'_c A_g$$

$$P_u \geq 0.10 f'_c A_g$$

- ✓ 9.5.3 Cortante

$$V_n = V_c + V_s$$

- ✓ 9.5.4 Torsión

$$T_n = T_c + T_s$$

Dimensiones de columnas

- ✓ Las dimensiones mínimas son el ancho mínimo de viga más 10 cm en ambos lados de la viga, para cumplir con el ACI 352. Este ancho se verifica contra las necesidades de resistencia que nos del análisis.

Condición de apoyo	Altura mínima, $h^{(1)}$
Simplemente apoyada	$\ell/16 + 20 \text{ cm}$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5 + 20 \text{ cm}$
Ambos extremos continuos	$\ell/21 + 20 \text{ cm}$
En voladizo	$\ell/8 + 20 \text{ cm}$

Diseño Estructural

Análisis modal Ritz

Las investigaciones indican que los modos naturales de vibración libre no son la mejor base para el análisis modal de superposición de estructuras sujetas a cargas dinámicas. Se ha demostrado que el análisis basado en un conjunto especial de dependiente de la carga de vectores Ritz produce resultados más precisos que el uso del mismo número de formas modales naturales. El algoritmo ha sido detallado por Wilson.

La razón por la cual los vectores Ritz producen excelentes resultados es que ellos son generados teniendo en cuenta la distribución espacial de la carga dinámica, mientras que el uso directo de las formas modales naturales descuida esta información tan importante.

Además, el algoritmo del vector Ritz incluye ventajas que proveen técnicas de condensación estática numérica, reducción Guyan y corrección estática debido al mayor truncamiento del modo.

La distribución espacial del vector de carga dinámica sirve como vector de carga inicial que arranca el procedimiento. Este primer vector Ritz es el vector de desplazamiento estático correspondiente al vector de carga inicial. Los vectores restantes son generados de la relación de recurrencia en la cual la matriz de masa es multiplicada por el vector Ritz obtenido previamente y usada como vector de carga para la siguiente solución estática. Cada solución estática es llamada ciclo de generación.

Cuando la carga dinámica es compuesta por varias distribuciones espaciales independientes, cada uno de estos pueden servir como vectores de carga inicial para generar un conjunto de vectores Ritz. Cada generación de ciclos crea tantos vectores Ritz como vectores de carga inicial. Si un vector Ritz generado es redundante o no excita ningún grado de libertad de masa, es descartado y el vector de carga inicial correspondiente es removido de la generación de ciclo subsecuente.

Las técnicas estándar de eigen-solución son usadas para ortogonalizar un conjunto de vectores Ritz generados, resultando al final un grupo de modos de vectores Ritz. Cada modo de vector Ritz consiste de una forma modal y una frecuencia. El grupo entero de modos de vectores Ritz puede ser usado como base para representar el desplazamiento dinámico de la estructura.

Cuando un número suficiente de modos de vectores Ritz ha sido hallado, algunos de ellos pueden ser muy aproximados a las formas modales naturales y a sus respectivas frecuencias. En general, sin embargo, los modos del vector Ritz no representa las características intrínsecas de la estructura de la misma manera que las formas

modales naturales lo hacen. Los modos de los vectores Ritz son sesgados por los vectores de carga inicial.

Análisis modal Eigen

El análisis Eigen determina las formas modales y frecuencias de un sistema de vibración libre no amortiguado. Estos modos naturales proveen una excelente visión del comportamiento de la estructura. Además, también pueden ser usados como la base del análisis de espectro de respuesta o del análisis tiempo historia, aunque para este propósito el vector Ritz es recomendado.

El análisis Eigen involucra la solución del problema generalizado del valor:

$$[K - \Omega^2 M]\Phi = 0$$

Donde K es la matriz de rigidez, M es la matriz diagonal de masas, Ω^2 es la matriz diagonal de vectores eigen y Φ es la matriz correspondiente de las formas modales.

Cada par valor Eigen – vector Eigen es llamado modo de vibración natural de una estructura. Los modos son identificados por números desde el 1 hasta n en el orden encontrado por el programa.

El valor Eigen es el cuadrado de la frecuencia circular, ω , para estos modos. La frecuencia cíclica f, y el periodo T, de los modos están relacionados con ω , de la siguiente manera:

$$T = \frac{1}{f}, \quad f = \frac{\omega}{2\pi}$$

Regla de combinación cuadrática completa CQC

El método combinación cuadrática completa CQC utiliza los coeficientes de acoplamiento modal p_{ij} propuestas por Der Kiureghian, los cuales son una aproximación de los coeficientes de acoplamiento para una excitación de ruido blanco propuestos por el mismo autor. La forma en que el método entrega el valor de una variable de respuesta R está dada por:

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j r_i p_{ij} r_j}$$

En la ecuación anterior r_i es la contribución del modo i a la respuesta; estos términos pueden ser positivos o negativos dependiendo del factor de participación modal. Por otro lado, p_{ij} es el coeficiente de acoplamiento modal, el cual es siempre positivo; este se define de la siguiente manera:

$$p_{ij} = \left\{ \frac{\lambda_{2,ij}^2}{\lambda_{2,ii}\lambda_{2,jj}} \right\}^{1/2}$$

En donde $\lambda_{m,ij}$ es el momento cruzado de orden m, el cual se obtiene:

$$\lambda_{m,ij} = \int_{-x}^{+x} \omega^m G(\omega) H_i(\omega) H_j(\omega) d\omega$$

$G(\omega)$ es la función de densidad espectral de la excitación.

$H_{ij}(\omega)$ es la función de respuesta en frecuencia del modo i, j de la estructura.

ω es la frecuencia.

En general p_{ij} son funciones de la duración y del contenido de frecuencia de la excitación como también de las frecuencias y razones de amortiguamiento modales de la estructura.

Regla de combinación modal raíz cuadrada de la suma de los cuadrados SRSS

La regla de combinación modal SRSS es de amplio uso, esta forma modal no considera acoplamiento entre los nodos, se basa en considerar la excitación como ruido blanco; sin embargo, desprecia los aportes modales cruzados y simplemente se espera el valor cuadrático medio esperado de la respuesta. Esta combinación modal se obtiene de la siguiente forma:

$$R = \sqrt{\sum_I r_i^2}$$

Resultados

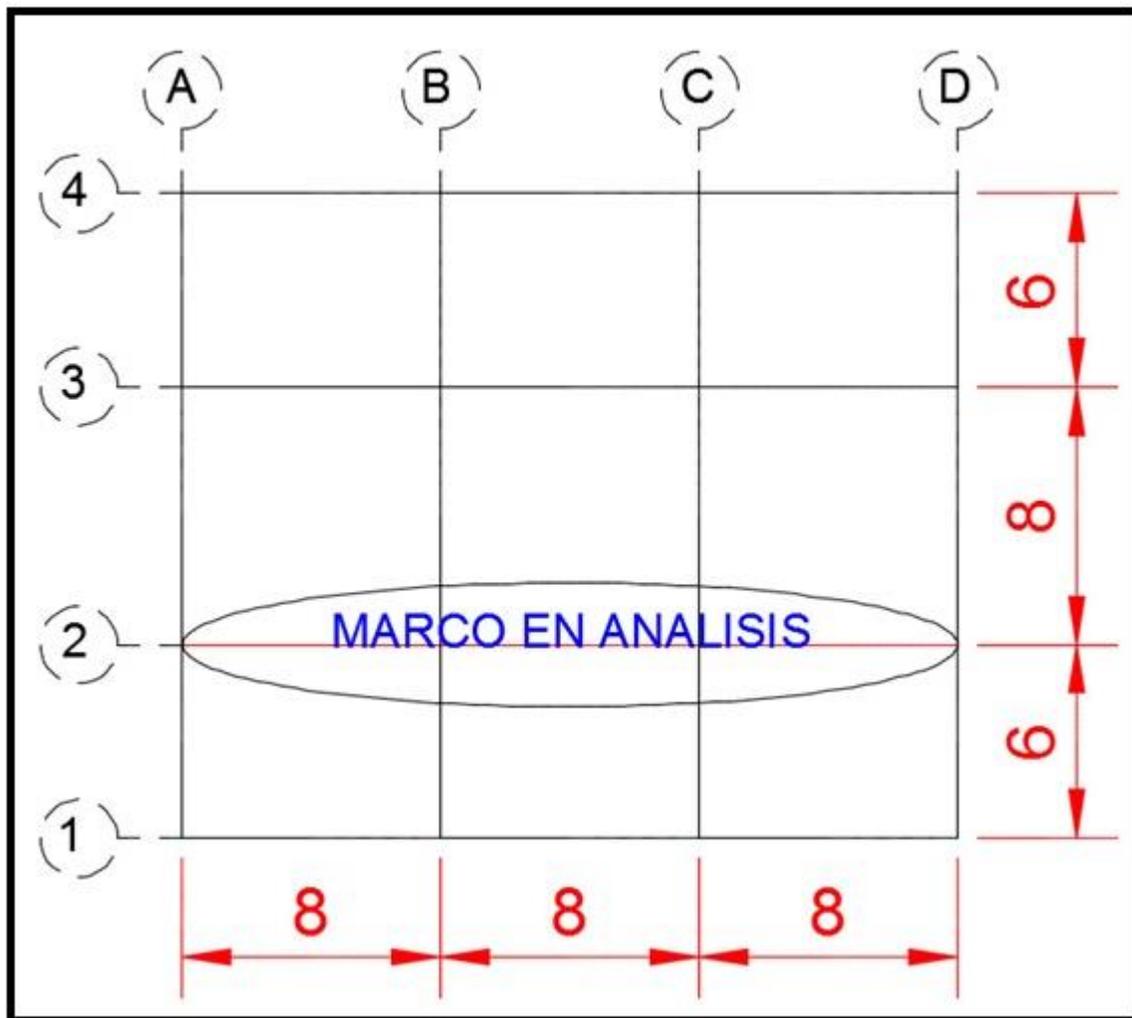
1. Dimensiones de Vigas

Altura mínima de vigas con respecto a tabla 6.3.1.1(a) ACI 2014				
Longitud	800 cm		600 cm	
	h	b	h	b
<i>Simplemente apoyada</i>	50,00	25,00	37,50	18,75
<i>Con un extremo continuo</i>	43,24	21,62	32,43	16,22
<i>Ambos extremos continuos</i>	38,10	19,05	28,57	14,29
<i>En voladizo</i>	100,00	50,00	75,00	37,50

2. Agrietamiento crítico con respecto ACI 2014

Inercia critica para vigas				
Longitud	800 cm		600 cm	
	Ig	Icr	Ig	Icr
	260416,67 cm ⁴	91145,83 cm ⁴	82397,46 cm ⁴	28839,11 cm ⁴
	145700,75 cm ⁴	50995,26 cm ⁴	46100,63 cm ⁴	16135,22 cm ⁴
	87754,93 cm ⁴	30714,23 cm ⁴	27766,21 cm ⁴	9718,17 cm ⁴
	4166666,67 cm ⁴	1458333,33 cm ⁴	1318359,38 cm ⁴	461425,78 cm ⁴

PLANTA DE EDIFICIO EN ANALISIS



Se considera un edificio con un largo de 24m y ancho de 20m, además se utiliza una altura de 3m para cada piso excepto el primero el cual posee una altura de 4m.

ELEVACION DE EDIFICIO EN ANALISIS

Figura 1. Elevación para edificio de 10 niveles sin muros de cortante

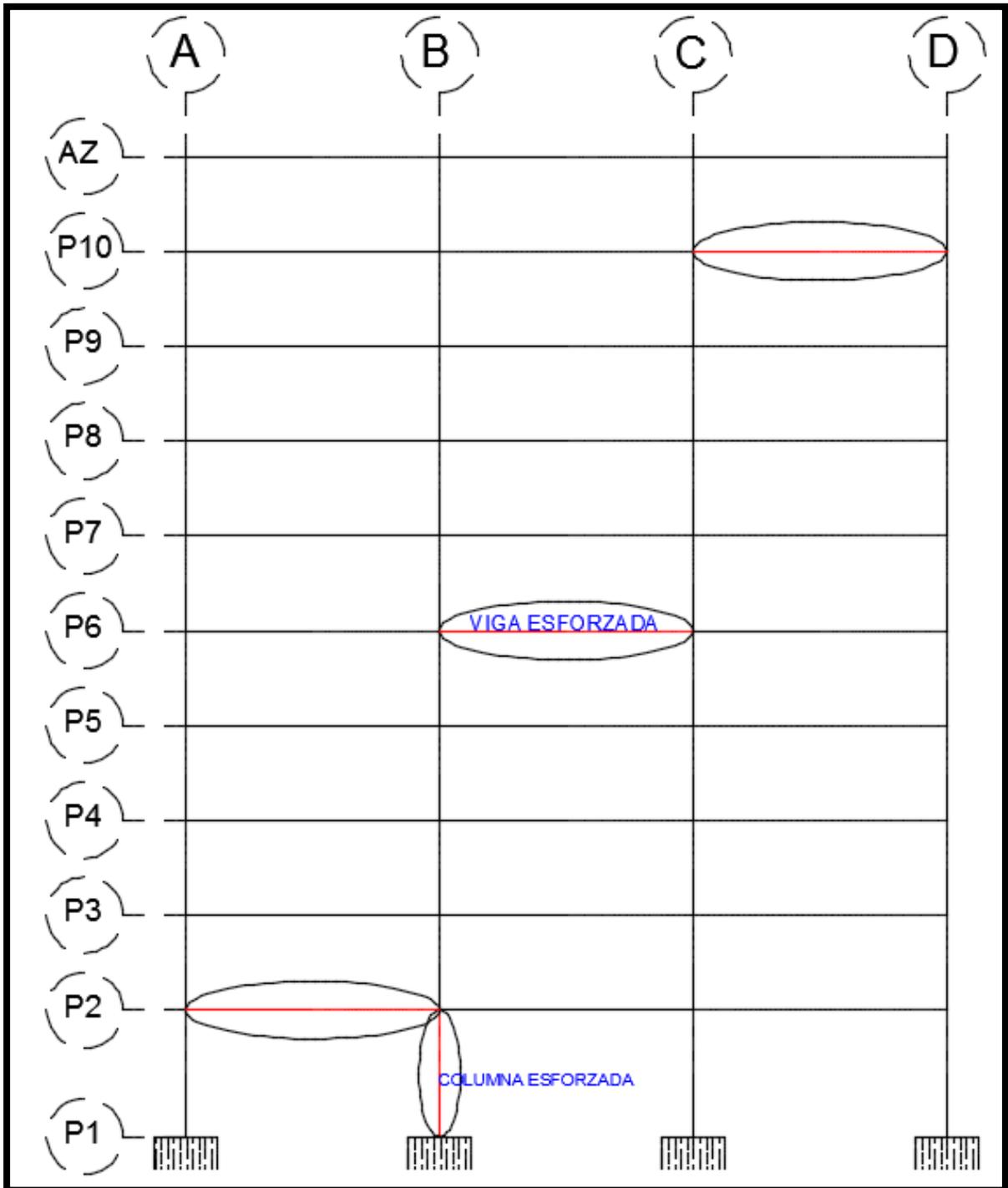


Figura 2. Elevación para edificio de 15 niveles sin muros de cortante

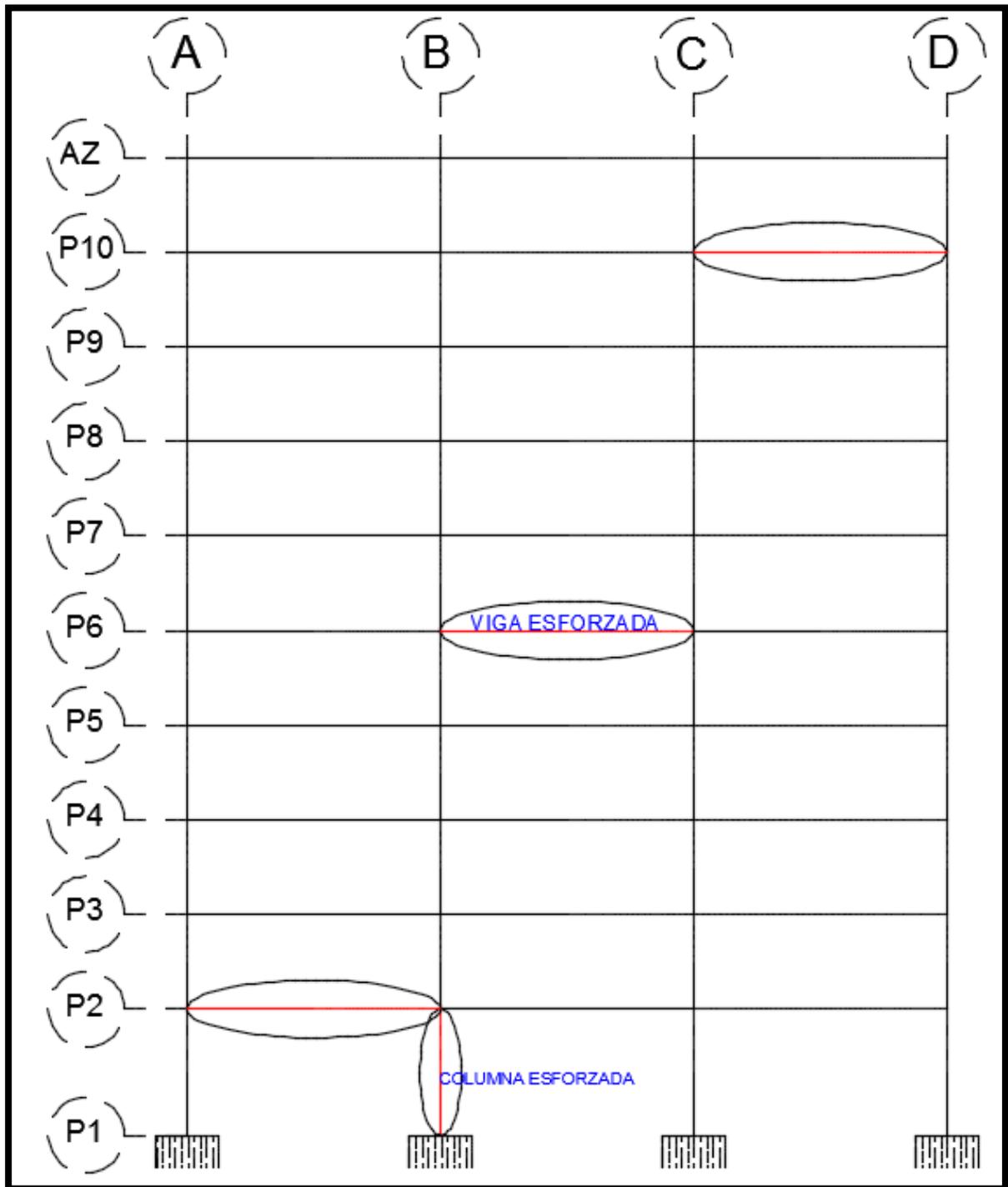


Figura 3. Elevación para edificio de 10 niveles con muros de cortante

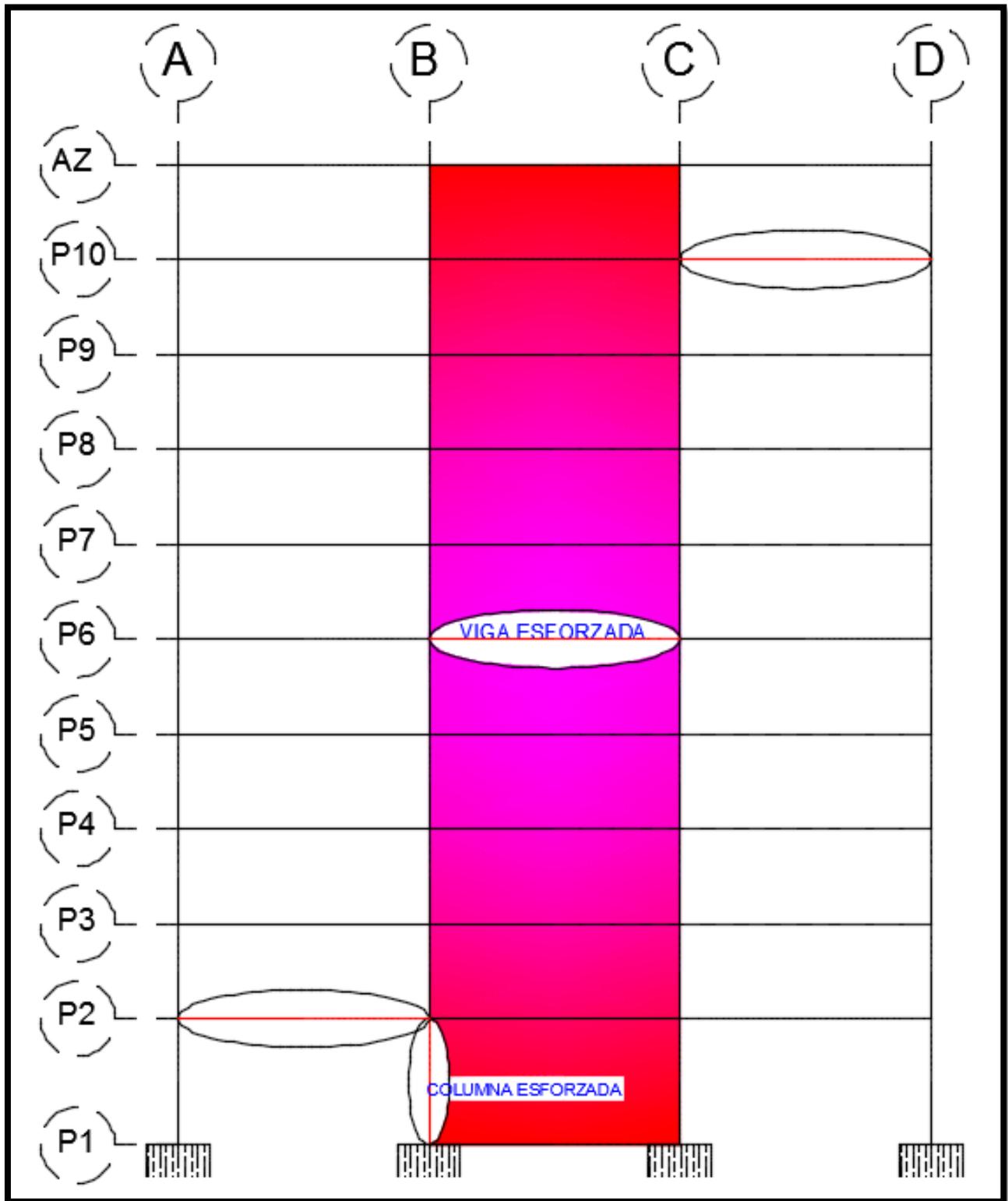
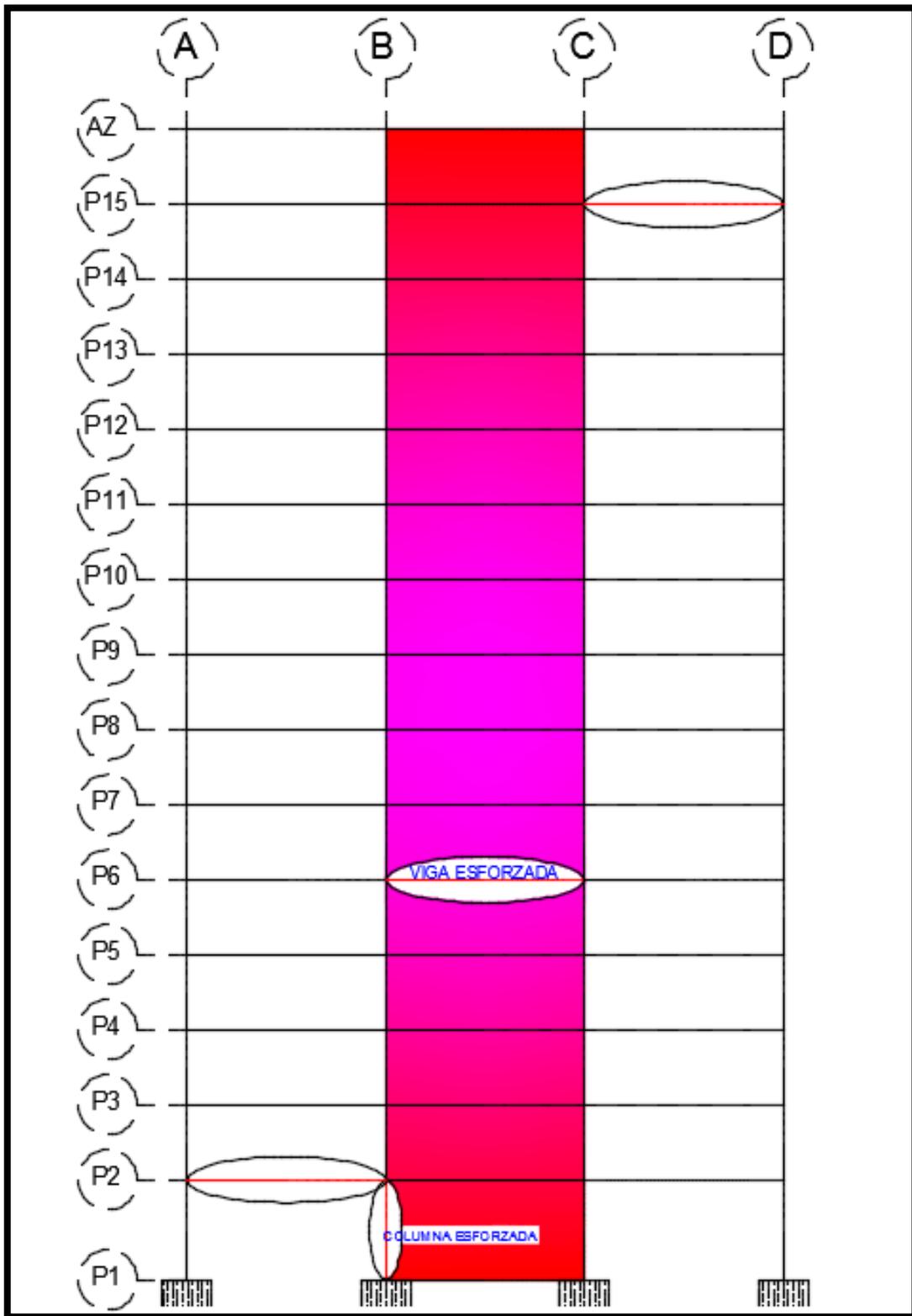
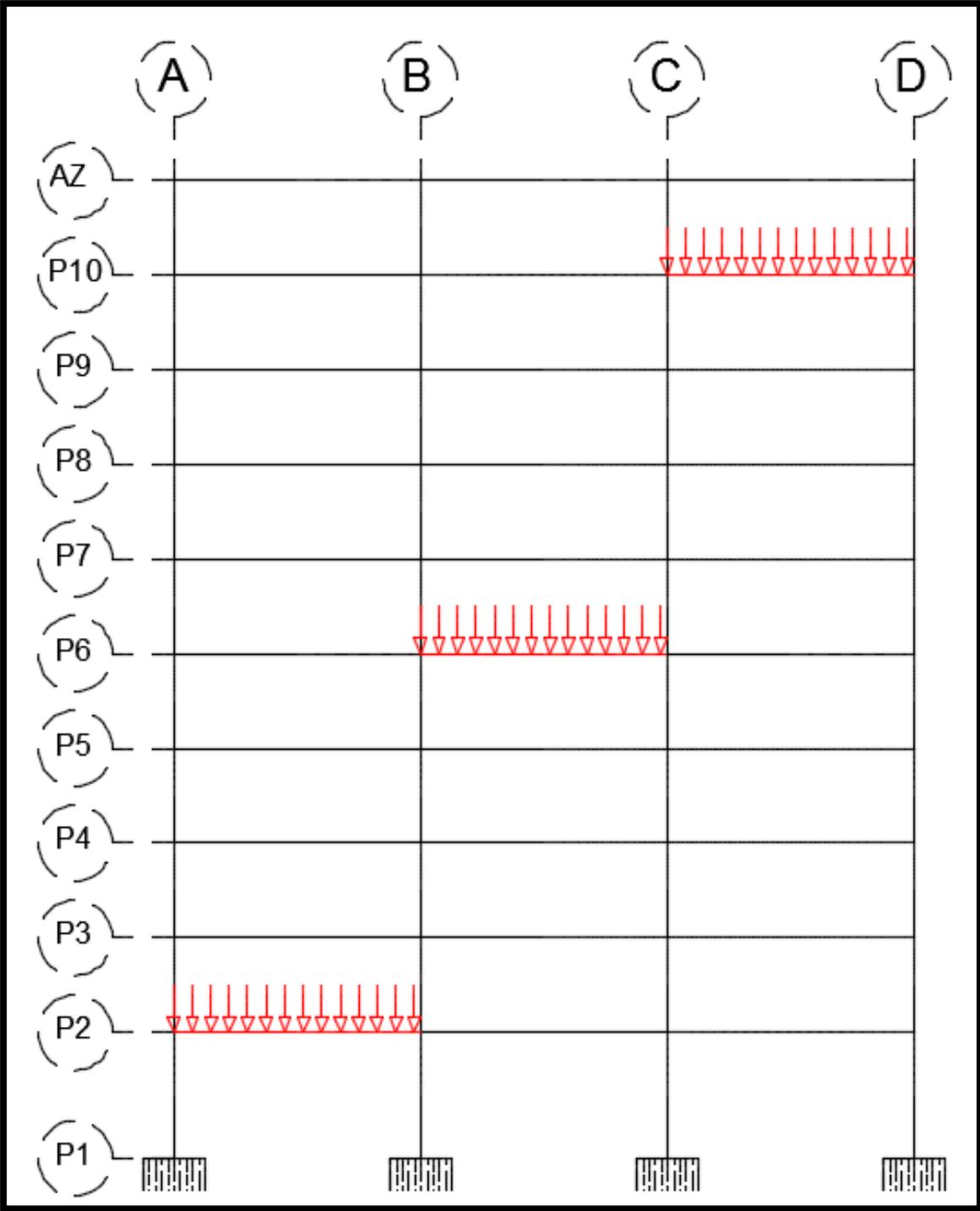


Figura 4. Elevación para edificio de 15 niveles con muros de cortante



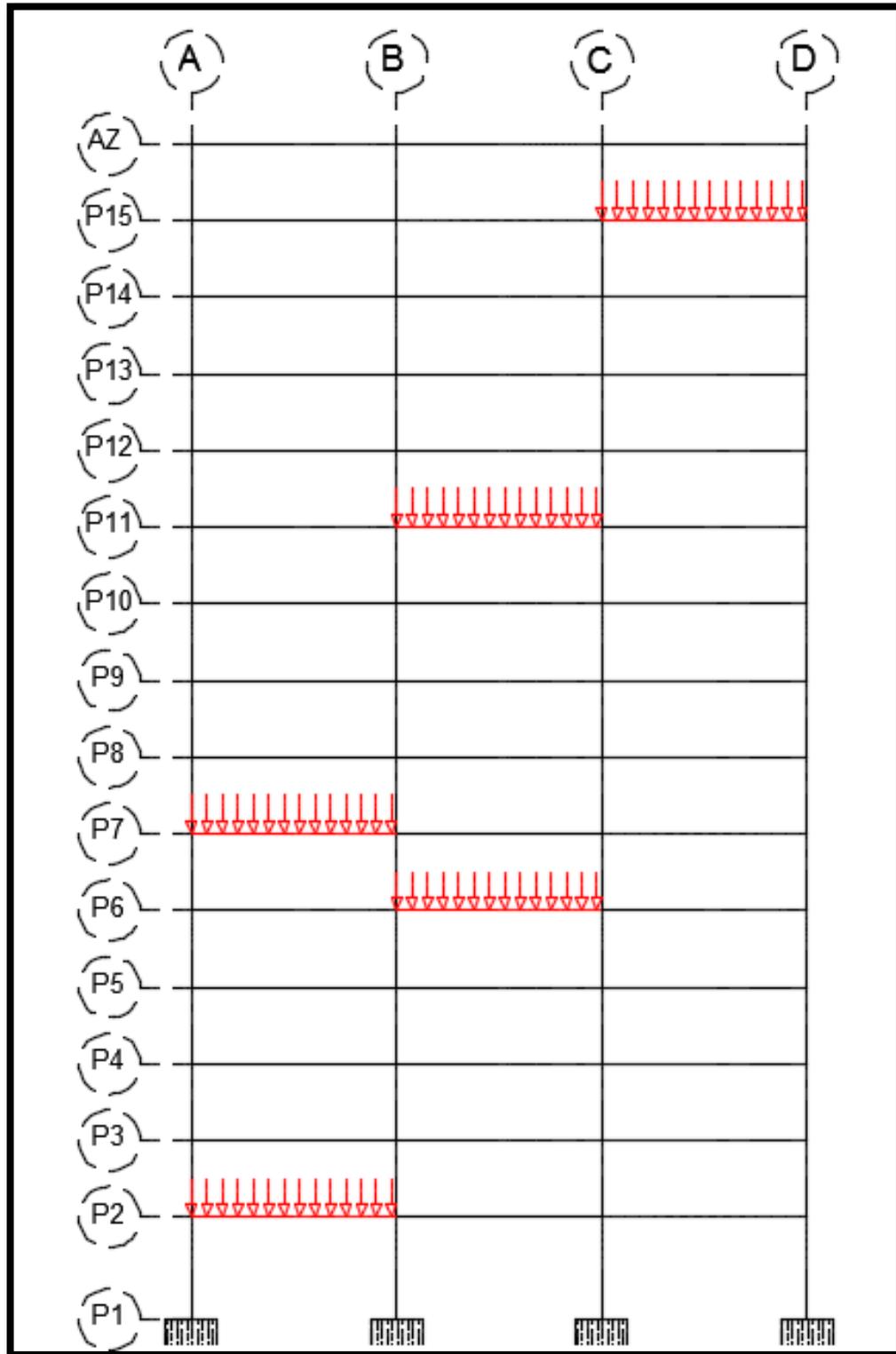
APLICACIÓN DE CARGA DE 1 TON/M2

Figura 1. Distribución de cargas para edificio de 10 niveles



*Esta distribución aplica para el marco con y sin muros de cortante

Figura 2. Distribución de cargas para edificio de 15 niveles



*Esta distribución aplica para el marco con y sin muros de cortante

PERIODOS CALCULADOS Y OBTENIDOS

EDIFICIO	CONDICION	PRIMER PERIODO DE VIBRACION CSCR 7.4.5	PERIODO OBTENIDO DEL SAP
10 NIVELES	SIN MUROS	1.00 s	1.087 s
	CON MUROS	0.80 s	0.262 s
15 NIVELES	SIN MUROS	1.50 s	1.777 s
	CON MUROS	1.20 s	0.533 s

COLUMNA CON MAYOR ESFUERZO

CUADRO 1. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES SIN MUROS DE CORTANTE Y SIN CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO			LIMON		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	0.01	309.01	0.01	0.07	309.80	0.65
MODAL	288.33	-2286.14	603.77	-377.05	-3986.97	-859.48
CV	-0.01	-337.53	0.02	-0.09	-338.62	0.90
CSX	0.21	0.00	1.47	-37.76	-2.52	-251.33
COMB1	0.01	432.62	0.02	0.09	433.72	0.91
COMB2	0.02	910.86	0.05	0.23	913.56	2.22
COMB3 Y COMB4	0.23	661.99	1.49	37.76	469.56	251.33
COMB5 Y COOMB6	0.22	293.56	1.48	37.76	294.32	251.33
CASO DE CARGA	CINCHONA			ALAJUELA		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	0.01	309.01	0.01	0.01	309.01	0.01
MODAL	376.93	4051.31	-859.19	-376.93	3997.40	-859.19
CV	-0.01	-337.53	0.02	-0.01	-337.53	0.02
CSX	-2.54	-0.03	-17.84	282.33	3.77	2034.93
COMB1	0.01	432.62	0.01	0.01	432.62	0.01
COMB2	0.02	910.86	0.03	0.02	910.86	0.03
COMB3 Y COMB4	2.54	468.19	17.84	282.33	468.20	2034.93
COMB5 Y COOMB6	2.54	293.56	17.84	282.33	293.59	2034.93

CUADRO 2. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON MUROS DE CORTANTE Y SIN CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO			LIMON		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	8.07	149.57	6.95	14.17	-144.89	-14.35
MODAL	530.54	1716.42	610.94	-72335.48	121183.24	-46340.74
CV	6.76	132.03	5.66	15.66	-134.32	-16.43
CSX	1.30	10.53	1.56	-119.78	-865.00	-141.55
COMB1	11.30	209.40	9.73	19.84	-202.84	-20.10
COMB2	20.50	390.74	17.39	42.06	-388.77	-43.52
COMB3 Y COMB4	16.54	299.62	14.51	120.27	889.00	141.85
COMB5 Y COOMB6	8.97	152.63	8.16	120.02	876.60	141.70

CASO DE CARGA	CINCHONA			ALAJUELA		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	14.17	-144.89	-14.35	14.17	-144.89	-14.35
MODAL	-72335.96	54451.88	-46341.09	-72323.44	54479.89	-46331.70
CV	15.66	-134.32	-16.43	15.66	-134.32	-16.43
CSX	-5.14	-37.52	-6.04	445.64	3326.98	526.61
COMB1	19.84	-202.84	-20.10	19.84	-202.84	-20.10
COMB2	42.06	-388.77	-43.52	42.06	-388.77	-43.52
COMB3 Y COMB4	21.60	205.31	22.31	445.77	3333.30	526.69
COMB5 Y COOMB6	13.46	141.11	13.66	445.71	3330.01	526.65

CUADRO 3. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES SIN MUROS DE CORTANTE Y CON CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO			LIMON		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	0.01	309.01	0.01	0.07	309.80	-0.38
MODAL	-288.34	2286.14	603.77	377.05	3983.94	-859.48
CV	-0.01	-337.53	0.02	-0.09	-338.62	0.90
CSX	0.21	0.00	1.47	-37.76	-2.52	-251.33
SCARGA	4.33	-32.03	-10.55	4.33	-32.04	-10.55
COMB1	-6.06	477.46	-14.74	-5.97	478.57	-10.03
COMB2	-5.18	949.30	-12.61	-4.97	952.00	-9.45
COMB3 Y COMB4	-4.75	695.62	-11.68	38.04	470.76	251.43
COMB5 Y COOMB6	-4.32	324.00	-10.65	37.99	295.89	251.41

CASO DE CARGA	CINCHONA			ALAJUELA		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	14.17	-144.89	-14.35	14.17	-144.89	-14.35
MODAL	-72335.96	54451.88	-46341.09	-72323.44	54479.89	-46331.70
CV	15.66	-134.32	-16.43	15.66	-134.32	-16.43
CSX	-5.14	-37.52	-6.04	445.64	3326.98	526.61
COMB1	19.84	-202.84	-20.10	19.84	-202.84	-20.10
COMB2	42.06	-388.77	-43.52	42.06	-388.77	-43.52
COMB3 Y COMB4	21.60	205.31	22.31	445.77	3333.30	526.69
COMB5 Y COOMB6	13.46	141.11	13.66	445.71	3330.01	526.65

CM	0.01	309.01	0.01	0.01	309.01	0.01
MODAL	-376.93	4023.36	859.19	376.93	4150.03	-859.19
CV	-0.01	-337.53	0.02	-0.01	-337.53	0.02
CSX	-2.54	-0.03	-17.84	282.33	3.77	2034.93
SCARGA	4.33	-32.03	-10.55	4.33	-32.03	-10.55
COMB1	-6.06	477.46	-9.48	-6.06	477.46	-9.48
COMB2	-5.18	949.30	-8.11	-5.18	949.30	-8.11
COMB3 Y COMB4	5.21	469.39	19.21	282.37	469.41	2034.94
COMB5 Y COOMB6	4.84	295.13	18.97	282.36	295.16	2034.94

CUADRO 4. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON MUROS DE CORTANTE Y CON CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO			LIMON		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	14.17	-144.89	-14.35	14.17	-144.89	-14.35
MODAL	530.54	1716.42	610.94	-72370.15	54387.71	-46366.92
CV	15.66	-134.32	-16.43	15.66	-134.32	-16.43
CSX	1.30	10.53	1.56	-119.78	-865.00	-141.55
SCARGA	9.62	-15.91	-11.35	9.62	-15.91	-11.35
COMB1	33.30	-225.12	-35.99	33.30	-225.12	-35.99
COMB2	53.60	-407.87	-57.14	53.60	-407.87	-57.14
COMB3 Y COMB4	40.55	-312.14	-43.67	120.27	889.10	141.85
COMB5 Y COOMB6	22.52	-161.74	-24.67	120.03	876.68	141.70

CASO DE CARGA	CINCHONA			ALAJUELA		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	14.17	-144.89	-14.35	14.17	-144.89	-14.35
MODAL	-72326.49	54472.57	-46333.99	-72341.31	54441.04	-46345.12
CV	15.66	-134.32	-16.43	15.66	-134.32	-16.43
CSX	-5.14	-37.52	-6.04	445.64	3326.98	526.61
SCARGA	9.62	-15.91	-11.35	9.62	-15.91	-11.35
COMB1	33.30	-225.12	-35.99	33.30	-225.12	-35.99
COMB2	53.60	-407.87	-57.14	53.60	-407.87	-57.14
COMB3 Y COMB4	-23.84	-205.99	-25.29	445.77	3333.33	526.69
COMB5 Y COOMB6	16.27	141.92	17.40	445.71	3330.03	526.65

CUADRO 5. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN MUROS DE CORTANTE Y SIN CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO			LIMON		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	0.01	460.95	0.02	0.01	460.95	0.02
MODAL	279.85	2093.03	608.00	-309.99	3318.93	705.39
CV	-0.02	-516.49	0.04	-0.02	-516.49	0.04
CSX	1.32	0.06	9.49	302.53	13.16	2215.30
COMB1	0.02	645.32	0.03	0.02	645.32	0.03
COMB2	0.05	1379.53	0.07	0.05	1379.53	0.07
COMB3 Y COMB4	1.35	1000.55	9.54	302.57	1013.65	2215.36
COMB5 Y COOMB6	1.33	437.96	9.51	302.55	451.06	2215.33

CASO DE CARGA	CINCHONA			ALAJUELA		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	0.01	460.95	0.02	0.01	460.95	0.02
MODAL	-309.99	-3318.93	705.39	-309.99	3318.95	705.39
CV	-0.02	-516.49	0.04	-0.02	-516.49	0.04
CSX	25.34	1.49	-197.81	1665.54	90.65	-12879.84
COMB1	0.02	645.32	0.03	0.02	645.32	0.03
COMB2	0.05	1379.53	0.07	0.05	1379.53	0.07
COMB3 Y COMB4	25.31	1001.95	-197.76	1665.51	1084.70	-12879.79
COMB5 Y COOMB6	25.33	439.36	-197.79	1665.53	522.11	-12879.82

CUADRO 6. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS DE CORTANTE Y SIN CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO			LIMON		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	18.51	-218.57	-18.14	18.51	-218.57	-18.14
MODAL	-427.80	1585.36	-491.35	702.14	3274.69	795.04
CV	19.82	-204.89	-20.06	19.82	-204.89	-20.06
CSX	15.70	153.57	19.03	-1657.99	-15614.36	-2006.96
COMB1	25.91	-306.00	-25.40	25.91	-306.00	-25.40
COMB2	53.92	-590.11	-53.87	53.92	-590.11	-53.87
COMB3 Y COMB4	39.98	591.23	40.15	-1633.71	-15176.69	-1985.84
COMB5 Y COOMB6	27.65	365.97	29.49	-1646.04	-15401.96	-1996.49

CASO DE CARGA	CINCHONA			ALAJUELA		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	18.51	-218.57	-18.14	18.51	-218.57	-18.14

MODAL	702.14	3274.69	795.04	702.14	3274.69	795.04
CV	19.82	-204.89	-20.06	19.82	-204.89	-20.06
CSX	-67.81	-596.49	-81.52	7554.97	69675.73	9115.11
COMB1	25.91	-306.00	-25.40	25.91	-306.00	-25.40
COMB2	53.92	-590.11	-53.87	53.92	-590.11	-53.87
COMB3 Y COMB4	85.63	1040.50	95.70	7579.25	70113.40	9136.23
COMB5 Y COOMB6	73.30	815.24	85.05	7566.92	69888.13	9125.58

CUADRO 7. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN MUROS DE CORTANTE Y CON CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO			LIMON		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	0.01	460.95	0.02	0.01	460.95	0.02
MODAL	-279.85	2093.03	608.00	-309.99	3318.95	705.39
CV	-0.02	-516.49	0.04	-0.02	-516.49	0.04
CSX	1.32	0.06	9.49	302.53	13.16	2215.30
SCARGA	4.59	-63.58	-11.23	4.59	-63.58	-11.23
COMB1	6.41	-725.74	-15.67	6.41	-725.74	-15.67
COMB2	5.47	-1448.46	-13.36	5.47	-1448.46	-13.36
COMB3 Y COMB4	-6.11	1067.19	-16.95	297.74	1080.42	2207.85
COMB5 Y COOMB6	-5.67	498.24	-16.26	298.18	511.47	2208.54

CASO DE CARGA	CINCHONA			ALAJUELA		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	0.01	460.95	0.02	0.01	460.95	0.02
MODAL	-309.99	3318.95	705.39	-309.99	3318.95	705.39
CV	-0.02	-516.49	0.04	-0.02	-516.49	0.04
CSX	25.34	1.49	-197.81	-1663.89	-90.65	-12879.84
SCARGA	4.59	-63.58	-11.23	4.59	-63.58	-11.23
COMB1	6.41	-725.74	-15.67	6.41	-725.74	-15.67
COMB2	5.47	-1448.46	-13.36	5.47	-1448.46	-13.36
COMB3 Y COMB4	-29.62	1065.76	-205.26	-1668.68	976.60	-12887.30
COMB5 Y COOMB6	-29.18	496.81	-204.58	-1668.24	407.65	-12886.61

CUADRO 8. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS DE CORTANTE Y CON CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO			LIMON		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	18.51	-218.57	-18.14	18.51	-218.57	-18.14
MODAL	-427.80	-1349.55	-491.35	702.14	3274.69	795.04
CV	19.82	-204.89	-20.06	19.82	-204.89	-20.06
CSX	15.70	153.57	19.03	-1657.99	-15614.36	-2006.96
SCARGA	10.25	-30.29	-12.00	10.25	-30.29	-12.00
COMB1	40.26	-348.40	-42.20	40.26	-348.40	-42.20
COMB2	66.22	-626.45	-68.27	66.22	-626.45	-68.27
COMB3 Y COMB4	48.46	-603.66	-55.68	-1633.62	-15148.30	-1986.20
COMB5 Y COOMB6	25.77	-373.89	-32.60	-1645.96	-15376.27	-1996.81
CASO DE CARGA	CINCHONA			ALAJUELA		
	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	P (Ton)	M (Ton-m)
CM	18.51	-218.57	-18.14	18.51	-218.57	-18.14
MODAL	702.14	3274.69	795.04	702.14	3274.69	795.04
CV	19.82	-204.89	-20.06	19.82	-204.89	-20.06
CSX	-67.81	-596.49	-81.52	7554.97	69675.73	9115.11
SCARGA	10.25	-30.29	-12.00	10.25	-30.29	-12.00
COMB1	40.26	-348.40	-42.20	40.26	-348.40	-42.20
COMB2	66.22	-626.45	-68.27	66.22	-626.45	-68.27
COMB3 Y COMB4	85.72	1068.90	95.34	7579.34	70141.79	9135.87
COMB5 Y COOMB6	73.38	840.93	84.72	7567.00	69913.82	9125.25

VIGA CON MAYOR ESFUERZO

CUADRO 1. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES SIN MUROS DE CORTANTE Y SIN CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO		LIMON	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	13.12	19.54	13.14	19.64
MODAL	4.39	17.56	-4.46	17.85
CV	18.20	27.11	18.23	27.24
CSX	0.05	0.21	8.76	35.05
COMB1	18.37	27.36	18.40	27.49
COMB2	44.86	66.83	44.94	67.15
COMB3 Y COMB4	32.03	47.84	24.49	48.94
COMB5 Y COOMB6	12.52	18.78	15.25	39.70

CASO DE CARGA	CINCHONA		ALAJUELA	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	13.12	19.54	13.12	19.54
MODAL	4.46	17.85	4.46	17.85
CV	18.20	27.11	18.20	27.11
CSX	0.63	2.52	-76.42	-305.69
COMB1	18.37	27.36	18.37	27.36
COMB2	44.86	66.83	44.86	66.83
COMB3 Y COMB4	22.83	34.09	79.76	307.57
COMB5 Y COOMB6	12.48	18.74	77.43	306.25

CUADRO 2. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON MUROS DE CORTANTE Y SIN CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO		LIMON	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	3.14	-1.50	3.14	-1.50
MODAL	-61.30	-63.51	376.98	-394.05
CV	4.36	-2.09	4.36	-2.09
CSX	0.06	0.06	4.38	4.49
COMB1	4.39	-2.10	4.39	-2.10
COMB2	10.74	-5.14	10.74	-5.14
COMB3 Y COMB4	7.60	-3.72	7.00	5.19
COMB5 Y COOMB6	2.92	-1.48	5.30	4.71

CASO DE CARGA	CINCHONA		ALAJUELA	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	3.14	-1.50	3.14	-1.50
MODAL	376.96	-394.02	377.50	-394.56
CV	4.36	-2.09	4.36	-2.09
CSX	0.19	0.20	-17.25	-17.70
COMB1	4.39	-2.10	4.39	-2.10
COMB2	10.74	-5.14	10.74	-5.14
COMB3 Y COMB4	5.47	2.62	18.10	17.89
COMB5 Y COOMB6	2.99	1.44	17.51	17.76

CUADRO 3. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES SIN MUROS DE CORTANTE Y CON CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO		LIMON	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	13.12	-19.54	13.14	19.64
MODAL	4.39	17.56	4.46	17.85
CV	18.20	27.11	18.23	27.24
CSX	0.05	0.21	8.76	35.05
SCARGA	16.01	-23.81	16.01	-23.81
COMB1	40.78	-60.69	40.79	60.73
COMB2	64.07	-95.40	64.13	95.63
COMB3 Y COMB4	48.84	-72.42	29.69	54.93
COMB5 Y COOMB6	27.73	-40.97	21.53	45.66

CASO DE CARGA	CINCHONA		ALAJUELA	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	13.12	19.54	13.12	19.54
MODAL	4.46	-17.85	-4.46	17.85
CV	18.20	27.11	18.20	27.11
CSX	0.63	2.52	-76.42	-305.69
SCARGA	16.01	-23.81	16.01	-23.81
COMB1	40.78	-60.69	40.78	-60.69
COMB2	64.07	-95.40	64.07	-95.40
COMB3 Y COMB4	28.35	42.28	81.51	308.59
COMB5 Y COOMB6	19.67	29.37	78.91	307.08

CUADRO 4. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON MUROS DE CORTANTE Y CON CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO		LIMON	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	3.14	-1.50	3.14	-1.50
MODAL	61.30	-63.51	375.05	-392.13
CV	4.36	-2.09	4.36	-2.09
CSX	0.06	0.06	4.38	4.49
SCARGA	3.56	-1.50	3.56	-1.50
COMB1	9.38	-4.21	9.38	-4.21
COMB2	15.02	-6.94	15.02	-6.94
COMB3 Y COMB4	11.45	5.30	7.94	5.43
COMB5 Y COOMB6	6.42	2.91	6.29	4.92
CASO DE CARGA	CINCHONA		ALAJUELA	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	3.14	-1.50	3.14	-1.50
MODAL	377.37	-394.44	376.70	-393.77
CV	4.36	-2.09	4.36	-2.09
CSX	0.19	0.20	-17.25	-17.70
SCARGA	3.56	-1.50	3.56	-1.50
COMB1	9.38	-4.21	9.38	-4.21
COMB2	15.02	-6.94	15.02	-6.94
COMB3 Y COMB4	6.63	3.06	18.48	17.96
COMB5 Y COOMB6	4.52	2.03	17.83	17.81

CUADRO 5. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN MUROS DE CORTANTE Y SIN CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO		LIMON	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	13.12	19.54	13.12	19.54
MODAL	-3.05	12.18	3.81	-15.25
CV	18.20	27.11	18.20	27.11
CSX	0.38	1.51	-88.57	-354.29
COMB1	18.37	27.36	18.37	27.36
COMB2	44.86	66.83	44.86	66.83
COMB3 Y COMB4	32.35	49.13	120.55	-401.92
COMB5 Y COOMB6	12.84	20.07	101.04	-372.85
CASO DE CARGA	CINCHONA		ALAJUELA	

	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	13.12	19.54	13.12	19.54
MODAL	3.81	-15.25	3.81	-15.25
CV	18.20	27.11	18.20	27.11
CSX	8.73	34.91	550.93	2203.74
COMB1	18.37	27.36	18.37	27.36
COMB2	44.86	66.83	44.86	66.83
COMB3 Y COMB4	40.70	82.54	582.91	2251.37
COMB5 Y COOMB6	21.19	53.48	563.40	2222.30

CUADRO 6. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS DE CORTANTE Y SIN CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO		LIMON	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	3.14	-1.50	3.14	-1.50
MODAL	-71.32	74.24	169.41	172.25
CV	4.36	-2.09	4.36	-2.09
CSX	0.71	0.73	73.43	75.29
COMB1	4.40	-2.10	4.40	-2.10
COMB2	10.75	-5.15	10.75	-5.15
COMB3 Y COMB4	8.37	4.39	81.09	78.96
COMB5 Y COOMB6	3.69	2.15	76.41	76.72
CASO DE CARGA	CINCHONA		ALAJUELA	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	3.14	-1.50	3.14	-1.50
MODAL	169.41	172.25	169.41	172.25
CV	4.36	-2.09	4.36	-2.09
CSX	2.85	2.93	-327.55	-335.83
COMB1	4.40	-2.10	4.40	-2.10
COMB2	10.75	-5.15	10.75	-5.15
COMB3 Y COMB4	10.51	6.59	-319.89	-332.16
COMB5 Y COOMB6	5.84	4.35	-324.56	-334.40

CUADRO 7. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN MUROS DE CORTANTE Y CON CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO		LIMON	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	13.12	19.54	13.12	19.54
MODAL	3.05	12.18	3.81	-15.25
CV	18.20	27.11	18.20	27.11
CSX	0.38	1.51	-88.57	-354.29
SCARGA	16.00	23.79	16.00	23.79
COMB1	40.77	60.66	40.77	60.66
COMB2	64.07	95.37	64.07	95.37
COMB3 Y COMB4	49.16	74.11	137.35	-426.87
COMB5 Y COOMB6	28.04	42.67	116.23	-395.43

CASO DE CARGA	CINCHONA		ALAJUELA	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	13.12	19.54	13.12	19.54
MODAL	3.81	-15.25	3.81	-15.25
CV	18.20	27.11	18.20	27.11
CSX	8.73	34.91	550.93	2203.74
SCARGA	16.00	23.79	16.00	23.79
COMB1	40.77	60.66	40.77	60.66
COMB2	64.07	95.37	64.07	95.37
COMB3 Y COMB4	57.51	107.51	599.71	2276.34
COMB5 Y COOMB6	36.39	76.07	578.60	2244.90

CUADRO 8. CARGAS EN UN MARCO ANALIZADO PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS DE CORTANTE Y CON CARGA DE 1 TON/M2

CASO DE CARGA	ESPECTRO		LIMON	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	3.14	-1.50	3.14	-1.50
MODAL	71.32	74.24	169.41	172.25
CV	4.36	-2.09	4.36	-2.09
CSX	0.71	0.73	73.43	75.29
SCARGA	3.57	-1.51	3.57	-1.51
COMB1	9.39	-4.21	9.39	-4.21
COMB2	15.03	-6.96	15.03	-6.96
COMB3 Y COMB4	12.10	5.96	84.82	80.53
COMB5 Y COOMB6	7.07	3.57	79.79	78.14

CASO DE CARGA	CINCHONA		ALAJUELA	
	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)
CM	3.14	-1.50	3.14	-1.50
MODAL	169.41	172.25	169.41	172.25
CV	4.36	-2.09	-327.55	-335.83
CSX	2.85	2.93	4.36	-2.09
SCARGA	3.57	-1.51	3.57	-1.51
COMB1	9.39	-4.21	9.39	-4.21
COMB2	15.03	-6.96	15.03	-6.96
COMB3 Y COMB4	14.24	8.16	338.93	341.06
COMB5 Y COOMB6	9.21	5.77	333.90	338.67

DERIVAS PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA Y PARA EL SISMO DE LIMON

Datos utilizados para el cálculo de las derivas

DATOS		
α	0.7	Tabla 7.1 CSCR10
SR	2.0	CAP 5 CSCR10
μ	3.0	Tabla 4.3 CSCR10

CUADRO 1. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL ESPECTRO DE REPUESTA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

ESPECTRO DE DISEÑO S3-Z3-U3 SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019950 m	0.0083790 m	0.0019950 m	0.0119700 m	CUMPLE
2	3	0.0047680 m	0.0200256 m	0.0027730 m	0.0166380 m	CUMPLE
3	3	0.0071830 m	0.0301686 m	0.0024150 m	0.0144900 m	CUMPLE
4	3	0.0084000 m	0.0352800 m	0.0012170 m	0.0073020 m	CUMPLE
5	3	0.0079570 m	0.0334194 m	-0.0004430 m	-0.0026580 m	CUMPLE
6	3	0.0058030 m	0.0243726 m	-0.0021540 m	-0.0129240 m	CUMPLE
7	3	0.0022490 m	0.0094458 m	-0.0035540 m	-0.0213240 m	CUMPLE
8	3	0.0021480 m	0.0090216 m	-0.0001010 m	-0.0006060 m	CUMPLE
9	3	0.0067760 m	0.0284592 m	0.0046280 m	0.0277680 m	CUMPLE
10	3	0.0112230 m	0.0471366 m	0.0044470 m	0.0266820 m	CUMPLE
		0.0585020 m	0.2457084 m	0.0112230 m	0.0673380 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0000920 m	0.0003864 m	0.0000920 m	0.0005520 m	CUMPLE
2	3	0.0002440 m	0.0010248 m	0.0001520 m	0.0009120 m	CUMPLE
3	3	0.0004300 m	0.0018060 m	0.0001860 m	0.0011160 m	CUMPLE

4	3	0.0006310 m	0.0026502 m	0.0002010 m	0.0012060 m	CUMPLE
5	3	0.0008330 m	0.0034986 m	0.0002020 m	0.0012120 m	CUMPLE
6	3	0.0010270 m	0.0043134 m	0.0001940 m	0.0011640 m	CUMPLE
7	3	0.0012050 m	0.0050610 m	0.0001780 m	0.0010680 m	CUMPLE
8	3	0.0013650 m	0.0057330 m	0.0001600 m	0.0009600 m	CUMPLE
9	3	0.0015070 m	0.0063294 m	0.0001420 m	0.0008520 m	CUMPLE
10	3	0.0016340 m	0.0068628 m	0.0001270 m	0.0007620 m	CUMPLE
		0.0089680 m	0.0376656 m	0.0016340 m	0.0098040 m	

CUADRO 2. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO DE LIMON DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO LIMON SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019990 m	0.0083958 m	0.0019990 m	0.0119940 m	CUMPLE
2	3	0.0047760 m	0.0200592 m	0.0027770 m	0.0166620 m	CUMPLE
3	3	0.0071880 m	0.0301896 m	0.0024120 m	0.0144720 m	CUMPLE
4	3	0.0084010 m	0.0352842 m	0.0012130 m	0.0072780 m	CUMPLE
5	3	0.0079590 m	0.0334278 m	-0.0004420 m	-0.0026520 m	CUMPLE
6	3	0.0058070 m	0.0243894 m	-0.0021520 m	-0.0129120 m	CUMPLE
7	3	0.0022550 m	0.0094710 m	-0.0035520 m	-0.0213120 m	CUMPLE
8	3	0.0021390 m	0.0089838 m	-0.0001160 m	-0.0006960 m	CUMPLE
9	3	0.0067670 m	0.0284214 m	0.0046280 m	0.0277680 m	CUMPLE
10	3	0.0112130 m	0.0470946 m	0.0044460 m	0.0266760 m	CUMPLE
		0.0585040 m	0.2457168 m	0.0112130 m	0.0672780 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0156280 m	0.0656376 m	0.0156280 m	0.0937680 m	NO CUMPLE
2	3	0.0413890 m	0.1738338 m	0.0257610 m	0.1545660 m	NO CUMPLE
3	3	0.0727440 m	0.3055248 m	0.0313550 m	0.1881300 m	NO CUMPLE
4	3	0.1065100 m	0.4473420 m	0.0337660 m	0.2025960 m	NO CUMPLE

5	3	0.1403820 m	0.5896044 m	0.0338720 m	0.2032320 m	NO CUMPLE
6	3	0.1726990 m	0.7253358 m	0.0323170 m	0.1939020 m	NO CUMPLE
7	3	0.2023090 m	0.8496978 m	0.0296100 m	0.1776600 m	NO CUMPLE
8	3	0.2285630 m	0.9599646 m	0.0262540 m	0.1575240 m	NO CUMPLE
9	3	0.2515160 m	1.0563672 m	0.0229530 m	0.1377180 m	NO CUMPLE
10	3	0.2719010 m	1.1419842 m	0.0203850 m	0.1223100 m	NO CUMPLE
		1.5036410 m	6.3152922 m	0.2719010 m	1.6314060 m	

CUADRO 3. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL ESPECTRO DE REPUESTA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

ESPECTRO DE DISEÑO S3-Z3-U3 CON MUROS						
MODO 1						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0004080 m	0.0017136 m	0.0004080 m	0.0024480 m	CUMPLE
2	3	0.0009790 m	0.0041118 m	0.0005710 m	0.0034260 m	CUMPLE
3	3	0.0017250 m	0.0072450 m	0.0007460 m	0.0044760 m	CUMPLE
4	3	0.0026150 m	0.0109830 m	0.0008900 m	0.0053400 m	CUMPLE
5	3	0.0036110 m	0.0151662 m	0.0009960 m	0.0059760 m	CUMPLE
6	3	0.0046780 m	0.0196476 m	0.0010670 m	0.0064020 m	CUMPLE
7	3	0.0057860 m	0.0243012 m	0.0011080 m	0.0066480 m	CUMPLE
8	3	0.0069070 m	0.0290094 m	0.0011210 m	0.0067260 m	CUMPLE
9	3	0.0080210 m	0.0336882 m	0.0011140 m	0.0066840 m	CUMPLE
10	3	0.0091090 m	0.0382578 m	0.0010880 m	0.0065280 m	CUMPLE
		0.0438390 m	0.1841238 m	0.0091090 m	0.0546540 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0000270 m	0.0001134 m	0.0000270 m	0.0001620 m	CUMPLE
2	3	0.0000630 m	0.0002646 m	0.0000360 m	0.0002160 m	CUMPLE
3	3	0.0001110 m	0.0004662 m	0.0000480 m	0.0002880 m	CUMPLE
4	3	0.0001680 m	0.0007056 m	0.0000570 m	0.0003420 m	CUMPLE
5	3	0.0002320 m	0.0009744 m	0.0000640 m	0.0003840 m	CUMPLE
6	3	0.0003000 m	0.0012600 m	0.0000680 m	0.0004080 m	CUMPLE
7	3	0.0003710 m	0.0015582 m	0.0000710 m	0.0004260 m	CUMPLE

8	3	0.0004430 m	0.0018606 m	0.0000720 m	0.0004320 m	CUMPLE
9	3	0.0005140 m	0.0021588 m	0.0000710 m	0.0004260 m	CUMPLE
10	3	0.0005840 m	0.0024528 m	0.0000700 m	0.0004200 m	CUMPLE
		0.0028130 m	0.0118146 m	0.0005840 m	0.0035040 m	

CUADRO 4. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO DE LIMON DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO LIMON CON MUROS						
MODO 16						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0063190 m	0.0265398 m	0.0063190 m	0.0379140 m	CUMPLE
2	3	0.0052980 m	0.0222516 m	-0.0010210 m	-0.0061260 m	CUMPLE
3	3	0.0022950 m	0.0096390 m	-0.0030030 m	-0.0180180 m	CUMPLE
4	3	0.0069420 m	0.0291564 m	0.0046470 m	0.0278820 m	CUMPLE
5	3	0.0031760 m	0.0133392 m	-0.0037660 m	-0.0225960 m	CUMPLE
6	3	0.0057530 m	0.0241626 m	0.0025770 m	0.0154620 m	CUMPLE
7	3	0.0061150 m	0.0256830 m	0.0003620 m	0.0021720 m	CUMPLE
8	3	0.0006700 m	0.0028140 m	-0.0054450 m	-0.0326700 m	CUMPLE
9	3	0.0068390 m	0.0287238 m	0.0061690 m	0.0370140 m	CUMPLE
10	3	0.0107480 m	0.0451416 m	0.0039090 m	0.0234540 m	CUMPLE
		0.0541550 m	0.2274510 m	0.0107480 m	0.0644880 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0023250 m	0.0097650 m	0.0023250 m	0.0139500 m	CUMPLE
2	3	0.0053860 m	0.0226212 m	0.0030610 m	0.0183660 m	CUMPLE
3	3	0.0092390 m	0.0388038 m	0.0038530 m	0.0231180 m	CUMPLE
4	3	0.0137330 m	0.0576786 m	0.0044940 m	0.0269640 m	CUMPLE
5	3	0.0186810 m	0.0784602 m	0.0049480 m	0.0296880 m	CUMPLE
6	3	0.0239300 m	0.1005060 m	0.0052490 m	0.0314940 m	CUMPLE
7	3	0.0293320 m	0.1231944 m	0.0054020 m	0.0324120 m	CUMPLE
8	3	0.0347680 m	0.1460256 m	0.0054360 m	0.0326160 m	CUMPLE

9	3	0.0401490 m	0.1686258 m	0.0053810 m	0.0322860 m	CUMPLE
10	3	0.0454090 m	0.1907178 m	0.0052600 m	0.0315600 m	CUMPLE
		0.2229520 m	0.9363984 m	0.0454090 m	0.2724540 m	

CUADRO 5. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL ESPECTRO DE REPUESTA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

ESPECTRO DE DISEÑO S3-Z3-U3 SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019950 m	0.0083790 m	0.0019950 m	0.0119700 m	CUMPLE
2	3	0.0047680 m	0.0200256 m	0.0027730 m	0.0166380 m	CUMPLE
3	3	0.0071830 m	0.0301686 m	0.0024150 m	0.0144900 m	CUMPLE
4	3	0.0084000 m	0.0352800 m	0.0012170 m	0.0073020 m	CUMPLE
5	3	0.0079570 m	0.0334194 m	-0.0004430 m	-0.0026580 m	CUMPLE
6	3	0.0058030 m	0.0243726 m	-0.0021540 m	-0.0129240 m	CUMPLE
7	3	0.0022490 m	0.0094458 m	-0.0035540 m	-0.0213240 m	CUMPLE
8	3	0.0021480 m	0.0090216 m	-0.0001010 m	-0.0006060 m	CUMPLE
9	3	0.0067760 m	0.0284592 m	0.0046280 m	0.0277680 m	CUMPLE
10	3	0.0112230 m	0.0471366 m	0.0044470 m	0.0266820 m	CUMPLE
		0.0585020 m	0.2457084 m	0.0112230 m	0.0673380 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0000970 m	0.0004074 m	0.0000970 m	0.0005820 m	CUMPLE
2	3	0.0002570 m	0.0010794 m	0.0001600 m	0.0009600 m	CUMPLE
3	3	0.0004530 m	0.0019026 m	0.0001960 m	0.0011760 m	CUMPLE
4	3	0.0006670 m	0.0028014 m	0.0002140 m	0.0012840 m	CUMPLE
5	3	0.0008850 m	0.0037170 m	0.0002180 m	0.0013080 m	CUMPLE
6	3	0.0010980 m	0.0046116 m	0.0002130 m	0.0012780 m	CUMPLE
7	3	0.0012980 m	0.0054516 m	0.0002000 m	0.0012000 m	CUMPLE
8	3	0.0014820 m	0.0062244 m	0.0001840 m	0.0011040 m	CUMPLE

9	3	0.0016500 m	0.0069300 m	0.0001680 m	0.0010080 m	CUMPLE
10	3	0.0018050 m	0.0075810 m	0.0001550 m	0.0009300 m	CUMPLE
		0.0096920 m	0.0407064 m	0.0018050 m	0.0108300 m	

CUADRO 6. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO DE LIMON DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO LIMON SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019990 m	0.0083958 m	0.0019990 m	0.0119940 m	CUMPLE
2	3	0.0047760 m	0.0200592 m	0.0027770 m	0.0166620 m	CUMPLE
3	3	0.0071880 m	0.0301896 m	0.0024120 m	0.0144720 m	CUMPLE
4	3	0.0084010 m	0.0352842 m	0.0012130 m	0.0072780 m	CUMPLE
5	3	0.0079590 m	0.0334278 m	-0.0004420 m	-0.0026520 m	CUMPLE
6	3	0.0058070 m	0.0243894 m	-0.0021520 m	-0.0129120 m	CUMPLE
7	3	0.0022550 m	0.0094710 m	-0.0035520 m	-0.0213120 m	CUMPLE
8	3	0.0021390 m	0.0089838 m	-0.0001160 m	-0.0006960 m	CUMPLE
9	3	0.0067670 m	0.0284214 m	0.0046280 m	0.0277680 m	CUMPLE
10	3	0.0112130 m	0.0470946 m	0.0044460 m	0.0266760 m	CUMPLE
		0.0585040 m	0.2457168 m	0.0112130 m	0.0672780 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0156280 m	0.0656376 m	0.0156280 m	0.0937680 m	NO CUMPLE
2	3	0.0413890 m	0.1738338 m	0.0257610 m	0.1545660 m	NO CUMPLE
3	3	0.0727440 m	0.3055248 m	0.0313550 m	0.1881300 m	NO CUMPLE
4	3	0.1065100 m	0.4473420 m	0.0337660 m	0.2025960 m	NO CUMPLE
5	3	0.1403820 m	0.5896044 m	0.0338720 m	0.2032320 m	NO CUMPLE
6	3	0.1726990 m	0.7253358 m	0.0323170 m	0.1939020 m	NO CUMPLE
7	3	0.2023090 m	0.8496978 m	0.0296100 m	0.1776600 m	NO CUMPLE
8	3	0.2285630 m	0.9599646 m	0.0262540 m	0.1575240 m	NO CUMPLE
9	3	0.2515160 m	1.0563672 m	0.0229530 m	0.1377180 m	NO CUMPLE

10	3	0.2719010 m	1.1419842 m	0.0203850 m	0.1223100 m	NO CUMPLE
		1.5036410 m	6.3152922 m	0.2719010 m	1.6314060 m	

CUADRO 7. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL ESPECTRO DE REPUESTA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

ESPECTRO DE DISEÑO S3-Z3-U3 CON MUROS						
MODO 1						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	-0.0004080 m	-0.0017136 m	-0.0004080 m	-0.0024480 m	CUMPLE
2	3	-0.0009790 m	-0.0041118 m	-0.0005710 m	-0.0034260 m	CUMPLE
3	3	-0.0017250 m	-0.0072450 m	-0.0007460 m	-0.0044760 m	CUMPLE
4	3	-0.0026150 m	-0.0109830 m	-0.0008900 m	-0.0053400 m	CUMPLE
5	3	-0.0036110 m	-0.0151662 m	-0.0009960 m	-0.0059760 m	CUMPLE
6	3	-0.0046780 m	-0.0196476 m	-0.0010670 m	-0.0064020 m	CUMPLE
7	3	-0.0057860 m	-0.0243012 m	-0.0011080 m	-0.0066480 m	CUMPLE
8	3	-0.0069070 m	-0.0290094 m	-0.0011210 m	-0.0067260 m	CUMPLE
9	3	-0.0080210 m	-0.0336882 m	-0.0011140 m	-0.0066840 m	CUMPLE
10	3	-0.0091090 m	-0.0382578 m	-0.0010880 m	-0.0065280 m	CUMPLE
		-0.0438390 m	-0.1841238 m	-0.0091090 m	-0.0546540 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0000290 m	0.0001218 m	0.0000290 m	0.0001740 m	CUMPLE
2	3	0.0000730 m	0.0003066 m	0.0000440 m	0.0002640 m	CUMPLE
3	3	0.0001310 m	0.0005502 m	0.0000580 m	0.0003480 m	CUMPLE
4	3	0.0002100 m	0.0008820 m	0.0000790 m	0.0004740 m	CUMPLE
5	3	0.0003030 m	0.0012726 m	0.0000930 m	0.0005580 m	CUMPLE

6	3	0.0004100 m	0.0017220 m	0.0001070 m	0.0006420 m	CUMPLE
7	3	0.0005270 m	0.0022134 m	0.0001170 m	0.0007020 m	CUMPLE
8	3	0.0006580 m	0.0027636 m	0.0001310 m	0.0007860 m	CUMPLE
9	3	0.0007900 m	0.0033180 m	0.0001320 m	0.0007920 m	CUMPLE
10	3	0.0009260 m	0.0038892 m	0.0001360 m	0.0008160 m	CUMPLE
		0.0040570 m	0.0170394 m	0.0009260 m	0.0055560 m	

CUADRO 8. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO DE LIMON DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO LIMON CON MUROS						
MODO 16						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0063190 m	0.0265398 m	0.0063190 m	0.0379140 m	CUMPLE
2	3	0.0052980 m	0.0222516 m	-0.0010210 m	-0.0061260 m	CUMPLE
3	3	0.0022950 m	0.0096390 m	-0.0030030 m	-0.0180180 m	CUMPLE
4	3	0.0069420 m	0.0291564 m	0.0046470 m	0.0278820 m	CUMPLE
5	3	0.0031760 m	0.0133392 m	-0.0037660 m	-0.0225960 m	CUMPLE
6	3	0.0057530 m	0.0241626 m	0.0025770 m	0.0154620 m	CUMPLE
7	3	0.0061150 m	0.0256830 m	0.0003620 m	0.0021720 m	CUMPLE
8	3	0.0006700 m	0.0028140 m	-0.0054450 m	-0.0326700 m	CUMPLE
9	3	0.0068390 m	0.0287238 m	0.0061690 m	0.0370140 m	CUMPLE
10	3	0.0107480 m	0.0451416 m	0.0039090 m	0.0234540 m	CUMPLE
		0.0541550 m	0.2274510 m	0.0107480 m	0.0644880 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0023250 m	0.0097650 m	0.0023250 m	0.0139500 m	CUMPLE
2	3	0.0053860 m	0.0226212 m	0.0030610 m	0.0183660 m	CUMPLE
3	3	0.0092390 m	0.0388038 m	0.0038530 m	0.0231180 m	CUMPLE
4	3	0.0137330 m	0.0576786 m	0.0044940 m	0.0269640 m	CUMPLE
5	3	0.0186810 m	0.0784602 m	0.0049480 m	0.0296880 m	CUMPLE
6	3	0.0239300 m	0.1005060 m	0.0052490 m	0.0314940 m	CUMPLE

7	3	0.0293330 m	0.1231986 m	0.0054030 m	0.0324180 m	CUMPLE
8	3	0.0347680 m	0.1460256 m	0.0054350 m	0.0326100 m	CUMPLE
9	3	0.0401500 m	0.1686300 m	0.0053820 m	0.0322920 m	CUMPLE
10	3	0.0454100 m	0.1907220 m	0.0052600 m	0.0315600 m	CUMPLE
		0.2229550 m	0.9364110 m	0.0454100 m	0.2724600 m	

CUADRO 9. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL ESPECTRO DE REPUESTA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

ESPECTRO DE DISEÑO S3-Z3-U3 SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019390 m	0.0081438 m	0.0019390 m	0.0116340 m	CUMPLE
2	3	0.0045130 m	0.0189546 m	0.0025740 m	0.0154440 m	CUMPLE
3	3	0.0065250 m	0.0274050 m	0.0020120 m	0.0120720 m	CUMPLE
4	3	0.0071590 m	0.0300678 m	0.0006340 m	0.0038040 m	CUMPLE
5	3	0.0060970 m	0.0256074 m	-0.0010620 m	-0.0063720 m	CUMPLE
6	3	0.0035350 m	0.0148470 m	-0.0025620 m	-0.0153720 m	CUMPLE
7	3	0.0001070 m	0.0004494 m	-0.0034280 m	-0.0205680 m	CUMPLE
8	3	0.0033070 m	0.0138894 m	0.0032000 m	0.0192000 m	CUMPLE
9	3	0.0058120 m	0.0244104 m	0.0025050 m	0.0150300 m	CUMPLE
10	3	0.0067320 m	0.0282744 m	0.0009200 m	0.0055200 m	CUMPLE
11	3	0.0057830 m	0.0242886 m	-0.0009490 m	-0.0056940 m	CUMPLE
12	3	0.0031250 m	0.0131250 m	-0.0026580 m	-0.0159480 m	CUMPLE
13	3	0.0007100 m	0.0029820 m	-0.0024150 m	-0.0144900 m	CUMPLE
14	3	0.0050330 m	0.0211386 m	0.0043230 m	0.0259380 m	CUMPLE
15	3	0.0093010 m	0.0390642 m	0.0042680 m	0.0256080 m	CUMPLE
		0.0696780 m	0.2926476 m	0.0093010 m	0.0558060 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0006010 m	0.0025242 m	0.0006010 m	0.0036060 m	CUMPLE

2	3	0.0016090 m	0.0067578 m	0.0010080 m	0.0060480 m	CUMPLE
3	3	0.0028670 m	0.0120414 m	0.0012580 m	0.0075480 m	CUMPLE
4	3	0.0042570 m	0.0178794 m	0.0013900 m	0.0083400 m	CUMPLE
5	3	0.0056960 m	0.0239232 m	0.0014390 m	0.0086340 m	CUMPLE
6	3	0.0071280 m	0.0299376 m	0.0014320 m	0.0085920 m	CUMPLE
7	3	0.0085130 m	0.0357546 m	0.0013850 m	0.0083100 m	CUMPLE
8	3	0.0098270 m	0.0412734 m	0.0013140 m	0.0078840 m	CUMPLE
9	3	0.0110510 m	0.0464142 m	0.0012240 m	0.0073440 m	CUMPLE
10	3	0.0121760 m	0.0511392 m	0.0011250 m	0.0067500 m	CUMPLE
11	3	0.0131940 m	0.0554148 m	0.0010180 m	0.0061080 m	CUMPLE
12	3	0.0141010 m	0.0592242 m	0.0009070 m	0.0054420 m	CUMPLE
13	3	0.0149000 m	0.0625800 m	0.0007990 m	0.0047940 m	CUMPLE
14	3	0.0156020 m	0.0655284 m	0.0007020 m	0.0042120 m	CUMPLE
15	3	0.0162320 m	0.0681744 m	0.0006300 m	0.0037800 m	CUMPLE
		0.1377540 m	0.5785668 m	0.0162320 m	0.0973920 m	

CUADRO 10. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO DE LIMON DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO LIMON SIN MUROS						
MODO 3						
MARCO EJE 2						
Nivel	h _i (m)	δ _e	δ _i	Δ _e	Δ _i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019390 m	0.0081438 m	0.0019390 m	0.0116340 m	CUMPLE
2	3	0.0045130 m	0.0189546 m	0.0025740 m	0.0154440 m	CUMPLE
3	3	0.0065250 m	0.0274050 m	0.0020120 m	0.0120720 m	CUMPLE
4	3	0.0071590 m	0.0300678 m	0.0006340 m	0.0038040 m	CUMPLE
5	3	0.0060970 m	0.0256074 m	-0.0010620 m	-0.0063720 m	CUMPLE
6	3	0.0035350 m	0.0148470 m	-0.0025620 m	-0.0153720 m	CUMPLE
7	3	0.0001070 m	0.0004494 m	-0.0034280 m	-0.0205680 m	CUMPLE
8	3	0.0033070 m	0.0138894 m	0.0032000 m	0.0192000 m	CUMPLE
9	3	0.0058120 m	0.0244104 m	0.0025050 m	0.0150300 m	CUMPLE
10	3	0.0067320 m	0.0282744 m	0.0009200 m	0.0055200 m	CUMPLE
11	3	0.0057830 m	0.0242886 m	-0.0009490 m	-0.0056940 m	CUMPLE
12	3	0.0031250 m	0.0131250 m	-0.0026580 m	-0.0159480 m	CUMPLE

13	3	0.0007100 m	0.0029820 m	-0.0024150 m	-0.0144900 m	CUMPLE
14	3	0.0050330 m	0.0211386 m	0.0043230 m	0.0259380 m	CUMPLE
15	3	0.0093010 m	0.0390642 m	0.0042680 m	0.0256080 m	CUMPLE
		0.0696780 m	0.2926476 m	0.0093010 m	0.0558060 m	

COMB3

MARCO EJE 2

Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.1406990 m	0.5909358 m	0.1406990 m	0.8441940 m	NO CUMPLE
2	3	0.3776380 m	1.5860796 m	0.2369390 m	1.4216340 m	NO CUMPLE
3	3	0.6743530 m	2.8322826 m	0.2967150 m	1.7802900 m	NO CUMPLE
4	3	1.0035180 m	4.2147756 m	0.3291650 m	1.9749900 m	NO CUMPLE
5	3	1.3449680 m	5.6488656 m	0.3414500 m	2.0487000 m	NO CUMPLE
6	3	1.6838410 m	7.0721322 m	0.3388730 m	2.0332380 m	NO CUMPLE
7	3	2.0092700 m	8.4389340 m	0.3254290 m	1.9525740 m	NO CUMPLE
8	3	2.3135070 m	9.7167294 m	0.3042370 m	1.8254220 m	NO CUMPLE
9	3	2.5913550 m	10.8836910 m	0.2778480 m	1.6670880 m	NO CUMPLE
10	3	2.8396980 m	11.9267316 m	0.2483430 m	1.4900580 m	NO CUMPLE
11	3	3.0572190 m	12.8403198 m	0.2175210 m	1.3051260 m	NO CUMPLE
12	3	3.2443710 m	13.6263582 m	0.1871520 m	1.1229120 m	NO CUMPLE
13	3	3.4034190 m	14.2943598 m	0.1590480 m	0.9542880 m	NO CUMPLE
14	3	3.5387460 m	14.8627332 m	0.1353270 m	0.8119620 m	NO CUMPLE
15	3	3.6574810 m	15.3614202 m	0.1187350 m	0.7124100 m	NO CUMPLE
		31.8800830 m	133.8963486 m	3.6574810 m	21.9448860 m	

CUADRO 11. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL ESPECTRO DE REPUESTA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

ESPECTRO DE DISEÑO S3-Z3-U3 CON MUROS

MODO 1

MARCO EJE 2

Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0035770 m	0.0150234 m	0.0035770 m	0.0214620 m	CUMPLE
2	3	0.0018160 m	0.0076272 m	-0.0017610 m	-0.0105660 m	CUMPLE
3	3	0.0046800 m	0.0196560 m	0.0028640 m	0.0171840 m	CUMPLE
4	3	0.0012060 m	0.0050652 m	-0.0034740 m	-0.0208440 m	CUMPLE

5	3	0.0049950 m	0.0209790 m	0.0037890 m	0.0227340 m	CUMPLE
6	3	0.0000980 m	0.0004116 m	-0.0048970 m	-0.0293820 m	CUMPLE
7	3	0.0038510 m	0.0161742 m	0.0037530 m	0.0225180 m	CUMPLE
8	3	0.0012340 m	0.0051828 m	-0.0026170 m	-0.0157020 m	CUMPLE
9	3	0.0054440 m	0.0228648 m	0.0042100 m	0.0252600 m	CUMPLE
10	3	0.0005610 m	0.0023562 m	-0.0048830 m	-0.0292980 m	CUMPLE
11	3	0.0042880 m	0.0180096 m	0.0037270 m	0.0223620 m	CUMPLE
12	3	0.0001850 m	0.0007770 m	-0.0041030 m	-0.0246180 m	CUMPLE
13	3	0.0044960 m	0.0188832 m	0.0043110 m	0.0258660 m	CUMPLE
14	3	0.0002550 m	0.0010710 m	-0.0042410 m	-0.0254460 m	CUMPLE
15	3	0.0085760 m	0.0360192 m	0.0083210 m	0.0499260 m	CUMPLE
		0.0452620 m	0.1901004 m	0.0085760 m	0.0514560 m	

COMB3

MARCO EJE 2

Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0003430 m	0.0014406 m	0.0003430 m	0.0020580 m	CUMPLE
2	3	0.0008570 m	0.0035994 m	0.0005140 m	0.0030840 m	CUMPLE
3	3	0.0015570 m	0.0065394 m	0.0007000 m	0.0042000 m	CUMPLE
4	3	0.0024260 m	0.0101892 m	0.0008690 m	0.0052140 m	CUMPLE
5	3	0.0034380 m	0.0144396 m	0.0010120 m	0.0060720 m	CUMPLE
6	3	0.0045720 m	0.0192024 m	0.0011340 m	0.0068040 m	CUMPLE
7	3	0.0058050 m	0.0243810 m	0.0012330 m	0.0073980 m	CUMPLE
8	3	0.0071180 m	0.0298956 m	0.0013130 m	0.0078780 m	CUMPLE
9	3	0.0084920 m	0.0356664 m	0.0013740 m	0.0082440 m	CUMPLE
10	3	0.0099090 m	0.0416178 m	0.0014170 m	0.0085020 m	CUMPLE
11	3	0.0113520 m	0.0476784 m	0.0014430 m	0.0086580 m	CUMPLE
12	3	0.0128100 m	0.0538020 m	0.0014580 m	0.0087480 m	CUMPLE
13	3	0.0142690 m	0.0599298 m	0.0014590 m	0.0087540 m	CUMPLE
14	3	0.0157220 m	0.0660324 m	0.0014530 m	0.0087180 m	CUMPLE
15	3	0.0171550 m	0.0720510 m	0.0014330 m	0.0085980 m	CUMPLE
		0.1158250 m	0.4864650 m	0.0171550 m	0.1029300 m	

CUADRO 12. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO DE LIMON DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO LIMON CON MUROS						
MODO 25						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052880 m	0.0222096 m	0.0052880 m	0.0317280 m	CUMPLE
2	3	0.0042280 m	0.0177576 m	-0.0010600 m	-0.0063600 m	CUMPLE
3	3	0.0021190 m	0.0088998 m	-0.0021090 m	-0.0126540 m	CUMPLE
4	3	0.0056570 m	0.0237594 m	0.0035380 m	0.0212280 m	CUMPLE
5	3	0.0023310 m	0.0097902 m	-0.0033260 m	-0.0199560 m	CUMPLE
6	3	0.0050550 m	0.0212310 m	0.0027240 m	0.0163440 m	CUMPLE
7	3	0.0047510 m	0.0199542 m	-0.0003040 m	-0.0018240 m	CUMPLE
8	3	0.0011760 m	0.0049392 m	-0.0035750 m	-0.0214500 m	CUMPLE
9	3	0.0056600 m	0.0237720 m	0.0044840 m	0.0269040 m	CUMPLE
10	3	0.0031270 m	0.0131334 m	-0.0025330 m	-0.0151980 m	CUMPLE
11	3	0.0044580 m	0.0187236 m	0.0013310 m	0.0079860 m	CUMPLE
12	3	0.0051090 m	0.0214578 m	0.0006510 m	0.0039060 m	CUMPLE
13	3	0.0001310 m	0.0005502 m	-0.0049780 m	-0.0298680 m	CUMPLE
14	3	0.0055830 m	0.0234486 m	0.0054520 m	0.0327120 m	CUMPLE
15	3	0.0092130 m	0.0386946 m	0.0036300 m	0.0217800 m	CUMPLE
		0.0638860 m	0.2683212 m	0.0092130 m	0.0552780 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0358020 m	0.1503684 m	0.0358020 m	0.2148120 m	NO CUMPLE
2	3	0.0882850 m	0.3707970 m	0.0524830 m	0.3148980 m	NO CUMPLE
3	3	0.1590880 m	0.6681696 m	0.0708030 m	0.4248180 m	NO CUMPLE
4	3	0.2464930 m	1.0352706 m	0.0874050 m	0.5244300 m	NO CUMPLE
5	3	0.3476530 m	1.4601426 m	0.1011600 m	0.6069600 m	NO CUMPLE
6	3	0.4606890 m	1.9348938 m	0.1130360 m	0.6782160 m	NO CUMPLE

7	3	0.5830360 m	2.4487512 m	0.1223470 m	0.7340820 m	NO CUMPLE
8	3	0.7130410 m	2.9947722 m	0.1300050 m	0.7800300 m	NO CUMPLE
9	3	0.8483700 m	3.5631540 m	0.1353290 m	0.8119740 m	NO CUMPLE
10	3	0.9878970 m	4.1491674 m	0.1395270 m	0.8371620 m	NO CUMPLE
11	3	1.1295170 m	4.7439714 m	0.1416200 m	0.8497200 m	NO CUMPLE
12	3	1.2718400 m	5.3417280 m	0.1423230 m	0.8539380 m	NO CUMPLE
13	3	1.4141630 m	5.9394846 m	0.1423230 m	0.8539380 m	NO CUMPLE
14	3	1.5560710 m	6.5354982 m	0.1419080 m	0.8514480 m	NO CUMPLE
15	3	1.6962810 m	7.1243802 m	0.1402100 m	0.8412600 m	NO CUMPLE
		11.5382260 m	48.4605492 m	1.6962810 m	10.1776860 m	

CUADRO 13. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL ESPECTRO DE REPUESTA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

ESPECTRO DE DISEÑO S3-Z3-U3 SIN MUROS						
MODO 3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019390 m	0.0081438 m	0.0019390 m	0.0116340 m	CUMPLE
2	3	0.0045130 m	0.0189546 m	0.0025740 m	0.0154440 m	CUMPLE
3	3	0.0065250 m	0.0274050 m	0.0020120 m	0.0120720 m	CUMPLE
4	3	0.0071590 m	0.0300678 m	0.0006340 m	0.0038040 m	CUMPLE
5	3	0.0060970 m	0.0256074 m	-0.0010620 m	-0.0063720 m	CUMPLE
6	3	0.0035350 m	0.0148470 m	-0.0025620 m	-0.0153720 m	CUMPLE
7	3	0.0001070 m	0.0004494 m	-0.0034280 m	-0.0205680 m	CUMPLE
8	3	0.0033070 m	0.0138894 m	0.0032000 m	0.0192000 m	CUMPLE
9	3	0.0058120 m	0.0244104 m	0.0025050 m	0.0150300 m	CUMPLE
10	3	0.0067320 m	0.0282744 m	0.0009200 m	0.0055200 m	CUMPLE
11	3	0.0057830 m	0.0242886 m	-0.0009490 m	-0.0056940 m	CUMPLE
12	3	0.0031250 m	0.0131250 m	-0.0026580 m	-0.0159480 m	CUMPLE
13	3	0.0007100 m	0.0029820 m	-0.0024150 m	-0.0144900 m	CUMPLE
14	3	0.0050330 m	0.0211386 m	0.0043230 m	0.0259380 m	CUMPLE
15	3	0.0093010 m	0.0390642 m	0.0042680 m	0.0256080 m	CUMPLE
		0.0696780 m	0.2926476 m	0.0093010 m	0.0558060 m	

COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0006020 m	0.0025284 m	0.0006020 m	0.0036120 m	CUMPLE
2	3	0.0016120 m	0.0067704 m	0.0010100 m	0.0060600 m	CUMPLE
3	3	0.0028700 m	0.0120540 m	0.0012580 m	0.0075480 m	CUMPLE
4	3	0.0042600 m	0.0178920 m	0.0013900 m	0.0083400 m	CUMPLE
5	3	0.0057000 m	0.0239400 m	0.0014400 m	0.0086400 m	CUMPLE
6	3	0.0071350 m	0.0299670 m	0.0014350 m	0.0086100 m	CUMPLE
7	3	0.0085250 m	0.0358050 m	0.0013900 m	0.0083400 m	CUMPLE
8	3	0.0098450 m	0.0413490 m	0.0013200 m	0.0079200 m	CUMPLE
9	3	0.0110780 m	0.0465276 m	0.0012330 m	0.0073980 m	CUMPLE
10	3	0.0122140 m	0.0512988 m	0.0011360 m	0.0068160 m	CUMPLE
11	3	0.0132450 m	0.0556290 m	0.0010310 m	0.0061860 m	CUMPLE
12	3	0.0141690 m	0.0595098 m	0.0009240 m	0.0055440 m	CUMPLE
13	3	0.0149870 m	0.0629454 m	0.0008180 m	0.0049080 m	CUMPLE
14	3	0.0157090 m	0.0659778 m	0.0007220 m	0.0043320 m	CUMPLE
15	3	0.0163610 m	0.0687162 m	0.0006520 m	0.0039120 m	CUMPLE
		0.1383120 m	0.5809104 m	0.0163610 m	0.0981660 m	

CUADRO 14. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO DE LIMON DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO LIMON SIN MUROS						
MODO 3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019390 m	0.0081438 m	0.0019390 m	0.0116340 m	CUMPLE
2	3	0.0045130 m	0.0189546 m	0.0025740 m	0.0154440 m	CUMPLE
3	3	0.0065250 m	0.0274050 m	0.0020120 m	0.0120720 m	CUMPLE
4	3	0.0071590 m	0.0300678 m	0.0006340 m	0.0038040 m	CUMPLE
5	3	0.0060970 m	0.0256074 m	-0.0010620 m	-0.0063720 m	CUMPLE
6	3	0.0035350 m	0.0148470 m	-0.0025620 m	-0.0153720 m	CUMPLE
7	3	0.0001070 m	0.0004494 m	-0.0034280 m	-0.0205680 m	CUMPLE
8	3	0.0033070 m	0.0138894 m	0.0032000 m	0.0192000 m	CUMPLE

9	3	0.0058120 m	0.0244104 m	0.0025050 m	0.0150300 m	CUMPLE
10	3	0.0067320 m	0.0282744 m	0.0009200 m	0.0055200 m	CUMPLE
11	3	0.0057830 m	0.0242886 m	-0.0009490 m	-0.0056940 m	CUMPLE
12	3	0.0031250 m	0.0131250 m	-0.0026580 m	-0.0159480 m	CUMPLE
13	3	0.0007100 m	0.0029820 m	-0.0024150 m	-0.0144900 m	CUMPLE
14	3	0.0050330 m	0.0211386 m	0.0043230 m	0.0259380 m	CUMPLE
15	3	0.0093010 m	0.0390642 m	0.0042680 m	0.0256080 m	CUMPLE
		0.0696780 m	0.2926476 m	0.0093010 m	0.0558060 m	

COMB3

MARCO EJE 2

Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.1406980 m	0.5909316 m	0.1406980 m	0.8441880 m	NO CUMPLE
2	3	0.3776350 m	1.5860670 m	0.2369370 m	1.4216220 m	NO CUMPLE
3	3	0.6743500 m	2.8322700 m	0.2967150 m	1.7802900 m	NO CUMPLE
4	3	1.0035150 m	4.2147630 m	0.3291650 m	1.9749900 m	NO CUMPLE
5	3	1.3449640 m	5.6488488 m	0.3414490 m	2.0486940 m	NO CUMPLE
6	3	1.6838340 m	7.0721028 m	0.3388700 m	2.0332200 m	NO CUMPLE
7	3	2.0092580 m	8.4388836 m	0.3254240 m	1.9525440 m	NO CUMPLE
8	3	2.3134890 m	9.7166538 m	0.3042310 m	1.8253860 m	NO CUMPLE
9	3	2.5913290 m	10.8835818 m	0.2778400 m	1.6670400 m	NO CUMPLE
10	3	2.8396610 m	11.9265762 m	0.2483320 m	1.4899920 m	NO CUMPLE
11	3	3.0571680 m	12.8401056 m	0.2175070 m	1.3050420 m	NO CUMPLE
12	3	3.2443040 m	13.6260768 m	0.1871360 m	1.1228160 m	NO CUMPLE
13	3	3.4033320 m	14.2939944 m	0.1590280 m	0.9541680 m	NO CUMPLE
14	3	3.5386400 m	14.8622880 m	0.1353080 m	0.8118480 m	NO CUMPLE
15	3	3.6573520 m	15.3608784 m	0.1187120 m	0.7122720 m	NO CUMPLE
		31.8795290 m	133.8940218 m	3.6573520 m	21.9441120 m	

CUADRO 15. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL ESPECTRO DE REPUESTA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

ESPECTRO DE DISEÑO S3-Z3-U3 CON MUROS						
MODO 19						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0035770 m	0.0150234 m	0.0035770 m	0.0214620 m	CUMPLE
2	3	0.0018160 m	0.0076272 m	-0.0017610 m	-0.0105660 m	CUMPLE
3	3	0.0046800 m	0.0196560 m	0.0028640 m	0.0171840 m	CUMPLE
4	3	0.0012060 m	0.0050652 m	-0.0034740 m	-0.0208440 m	CUMPLE
5	3	0.0049950 m	0.0209790 m	0.0037890 m	0.0227340 m	CUMPLE
6	3	0.0000980 m	0.0004116 m	-0.0048970 m	-0.0293820 m	CUMPLE
7	3	0.0038510 m	0.0161742 m	0.0037530 m	0.0225180 m	CUMPLE
8	3	0.0012340 m	0.0051828 m	-0.0026170 m	-0.0157020 m	CUMPLE
9	3	0.0054440 m	0.0228648 m	0.0042100 m	0.0252600 m	CUMPLE
10	3	0.0005610 m	0.0023562 m	-0.0048830 m	-0.0292980 m	CUMPLE
11	3	0.0042880 m	0.0180096 m	0.0037270 m	0.0223620 m	CUMPLE
12	3	0.0001850 m	0.0007770 m	-0.0041030 m	-0.0246180 m	CUMPLE
13	3	0.0044960 m	0.0188832 m	0.0043110 m	0.0258660 m	CUMPLE
14	3	0.0002550 m	0.0010710 m	-0.0042410 m	-0.0254460 m	CUMPLE
15	3	0.0085760 m	0.0360192 m	0.0083210 m	0.0499260 m	CUMPLE
		0.0452620 m	0.1901004 m	0.0085760 m	0.0514560 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0003380 m	0.0014196 m	0.0003380 m	0.0020280 m	CUMPLE
2	3	0.0008420 m	0.0035364 m	0.0005040 m	0.0030240 m	CUMPLE
3	3	0.0015270 m	0.0064134 m	0.0006850 m	0.0041100 m	CUMPLE
4	3	0.0023860 m	0.0100212 m	0.0008590 m	0.0051540 m	CUMPLE
5	3	0.0033830 m	0.0142086 m	0.0009970 m	0.0059820 m	CUMPLE
6	3	0.0045070 m	0.0189294 m	0.0011240 m	0.0067440 m	CUMPLE

7	3	0.0057350 m	0.0240870 m	0.0012280 m	0.0073680 m	CUMPLE
8	3	0.0070460 m	0.0295932 m	0.0013110 m	0.0078660 m	CUMPLE
9	3	0.0084300 m	0.0354060 m	0.0013840 m	0.0083040 m	CUMPLE
10	3	0.0098640 m	0.0414288 m	0.0014340 m	0.0086040 m	CUMPLE
11	3	0.0113340 m	0.0476028 m	0.0014700 m	0.0088200 m	CUMPLE
12	3	0.0128260 m	0.0538692 m	0.0014920 m	0.0089520 m	CUMPLE
13	3	0.0143320 m	0.0601944 m	0.0015060 m	0.0090360 m	CUMPLE
14	3	0.0158340 m	0.0665028 m	0.0015020 m	0.0090120 m	CUMPLE
15	3	0.0173210 m	0.0727482 m	0.0014870 m	0.0089220 m	CUMPLE
		0.1157050 m	0.4859610 m	0.0173210 m	0.1039260 m	

CUADRO 16. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO DE LIMON DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO LIMON CON MUROS						
MODO 25						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052880 m	0.0222096 m	0.0052880 m	0.0317280 m	CUMPLE
2	3	0.0042280 m	0.0177576 m	-0.0010600 m	-0.0063600 m	CUMPLE
3	3	0.0021190 m	0.0088998 m	-0.0021090 m	-0.0126540 m	CUMPLE
4	3	0.0056570 m	0.0237594 m	0.0035380 m	0.0212280 m	CUMPLE
5	3	0.0023310 m	0.0097902 m	-0.0033260 m	-0.0199560 m	CUMPLE
6	3	0.0050550 m	0.0212310 m	0.0027240 m	0.0163440 m	CUMPLE
7	3	0.0047510 m	0.0199542 m	-0.0003040 m	-0.0018240 m	CUMPLE
8	3	0.0011760 m	0.0049392 m	-0.0035750 m	-0.0214500 m	CUMPLE
9	3	0.0056600 m	0.0237720 m	0.0044840 m	0.0269040 m	CUMPLE
10	3	0.0031270 m	0.0131334 m	-0.0025330 m	-0.0151980 m	CUMPLE
11	3	0.0044580 m	0.0187236 m	0.0013310 m	0.0079860 m	CUMPLE
12	3	0.0051090 m	0.0214578 m	0.0006510 m	0.0039060 m	CUMPLE
13	3	0.0001310 m	0.0005502 m	-0.0049780 m	-0.0298680 m	CUMPLE
14	3	0.0055830 m	0.0234486 m	0.0054520 m	0.0327120 m	CUMPLE
15	3	0.0092130 m	0.0386946 m	0.0036300 m	0.0217800 m	CUMPLE
		0.0638860 m	0.2683212 m	0.0092130 m	0.0552780 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE

1	4	0.0357960 m	0.1503432 m	0.0357960 m	0.2147760 m	NO CUMPLE
2	3	0.0882710 m	0.3707382 m	0.0524750 m	0.3148500 m	NO CUMPLE
3	3	0.1590590 m	0.6680478 m	0.0707880 m	0.4247280 m	NO CUMPLE
4	3	0.2464540 m	1.0351068 m	0.0873950 m	0.5243700 m	NO CUMPLE
5	3	0.3475980 m	1.4599116 m	0.1011440 m	0.6068640 m	NO CUMPLE
6	3	0.4606250 m	1.9346250 m	0.1130270 m	0.6781620 m	NO CUMPLE
7	3	0.5829660 m	2.4484572 m	0.1223410 m	0.7340460 m	NO CUMPLE
8	3	0.7129690 m	2.9944698 m	0.1300030 m	0.7800180 m	NO CUMPLE
9	3	0.8483080 m	3.5628936 m	0.1353390 m	0.8120340 m	NO CUMPLE
10	3	0.9878520 m	4.1489784 m	0.1395440 m	0.8372640 m	NO CUMPLE
11	3	1.1294990 m	4.7438958 m	0.1416470 m	0.8498820 m	NO CUMPLE
12	3	1.2718560 m	5.3417952 m	0.1423570 m	0.8541420 m	NO CUMPLE
13	3	1.4142260 m	5.9397492 m	0.1423700 m	0.8542200 m	NO CUMPLE
14	3	1.5561820 m	6.5359644 m	0.1419560 m	0.8517360 m	NO CUMPLE
15	3	1.6964470 m	7.1250774 m	0.1402650 m	0.8415900 m	NO CUMPLE
		11.5381080 m	48.4600536 m	1.6964470 m	10.1786820 m	

ENERGIA CONTRA DESPLAZAMIENTO EN EL NUDO MAS ESFORZADO

Figura 1. Ubicación del Nudo que sufre mayor desplazamiento en un edificio de 10 niveles

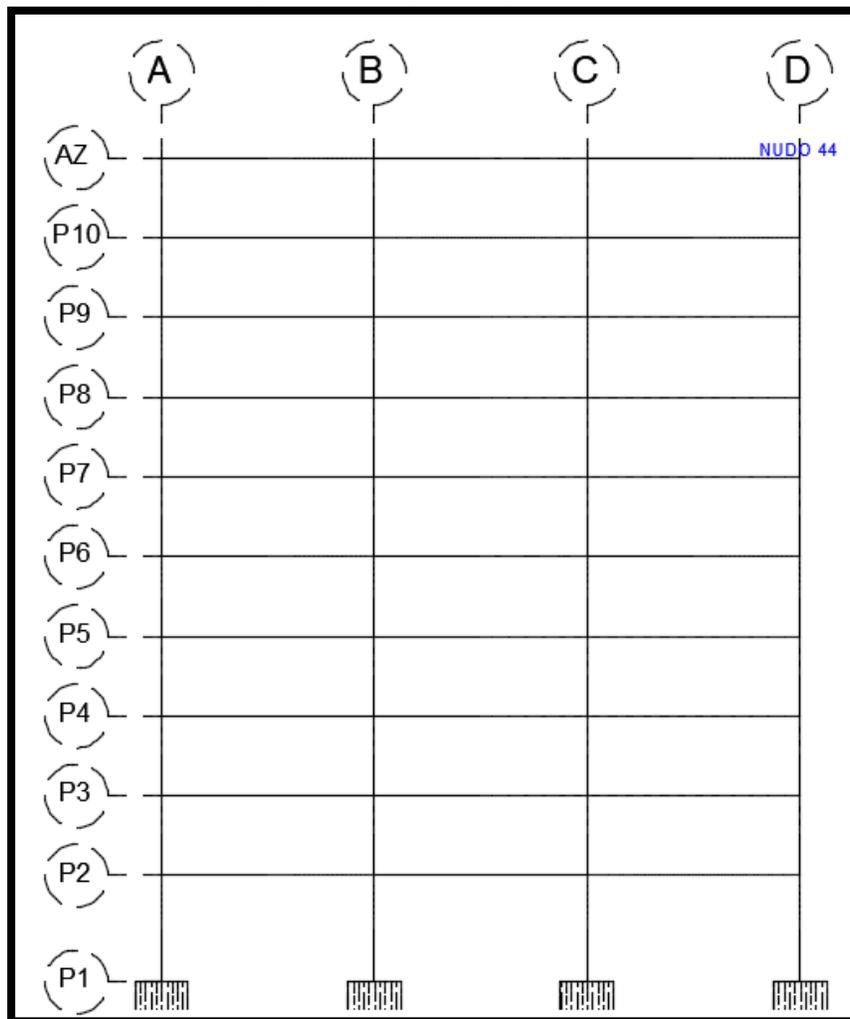
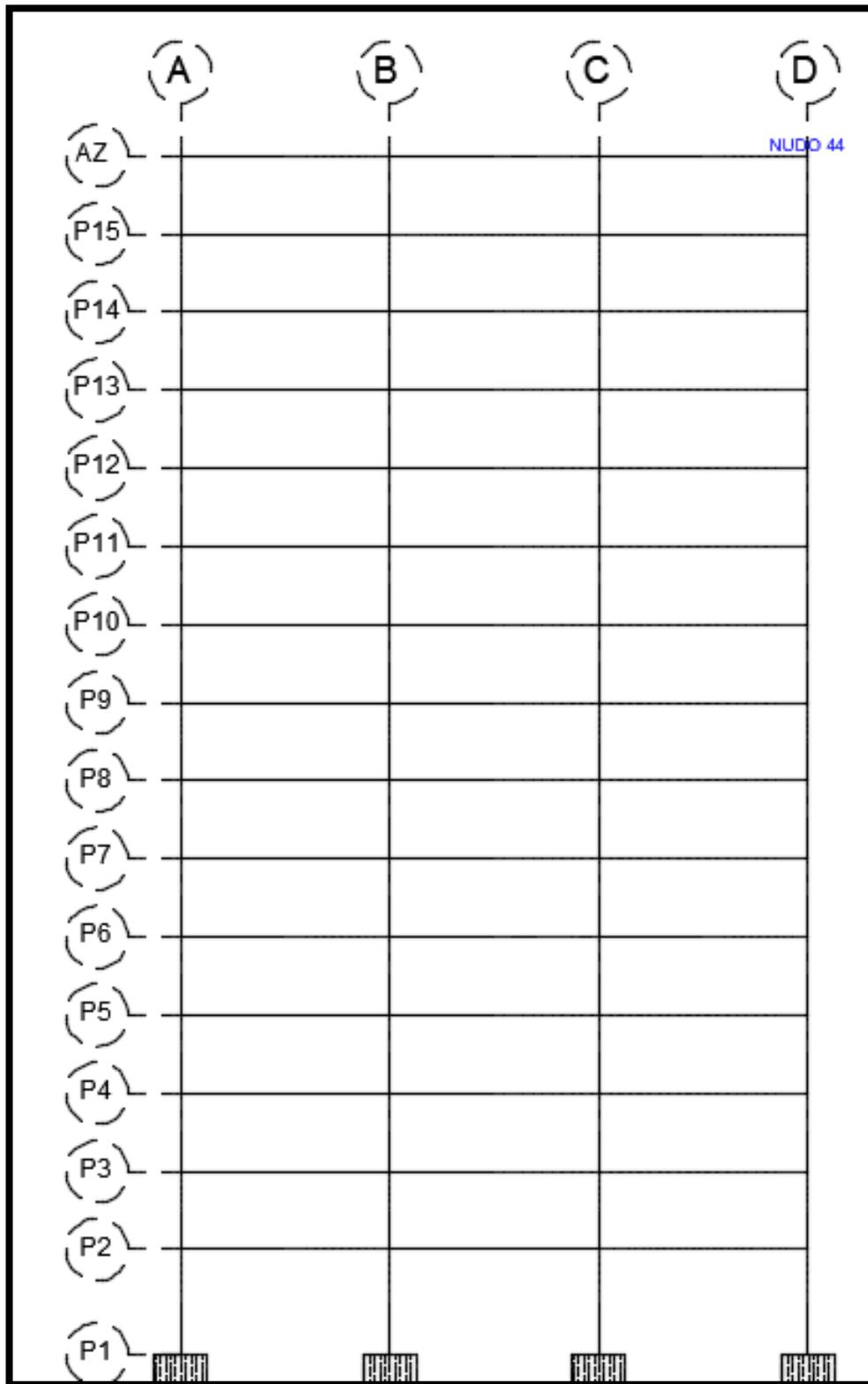
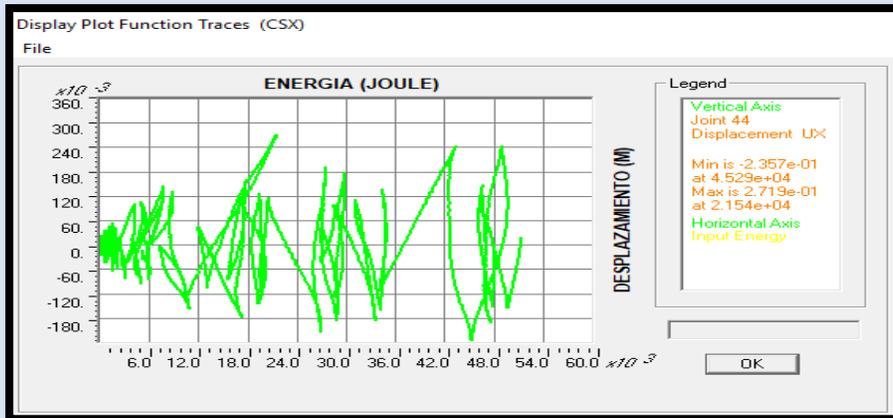


Figura 2. Ubicación del Nudo que sufre mayor desplazamiento en un edificio de 15 niveles

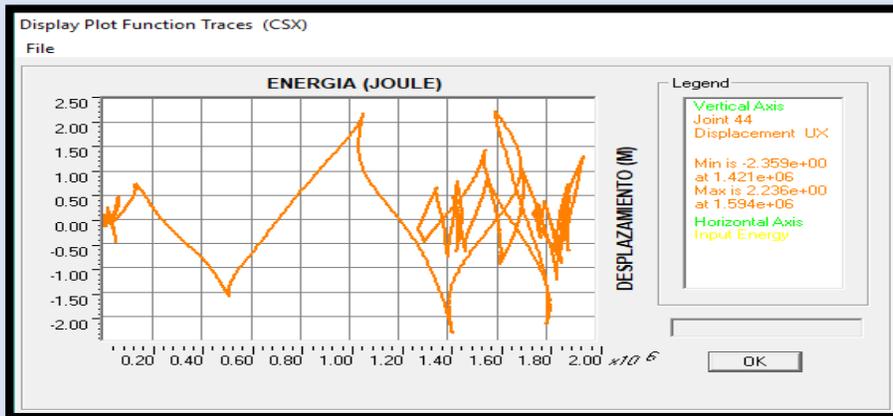


CUADRO 1. ENERGIA EN EL NUDO 44 PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES SIN MUROS DE CORTE Y SIN SOBRE CARGA 1 TON/M2 PARA EL SISMO DE LIMON, ALAJUELA Y CINCHONA

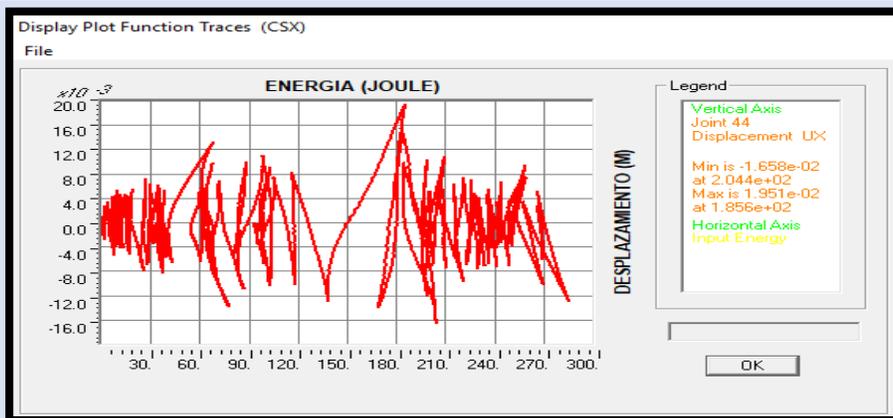
LIMON



ALAJUELA

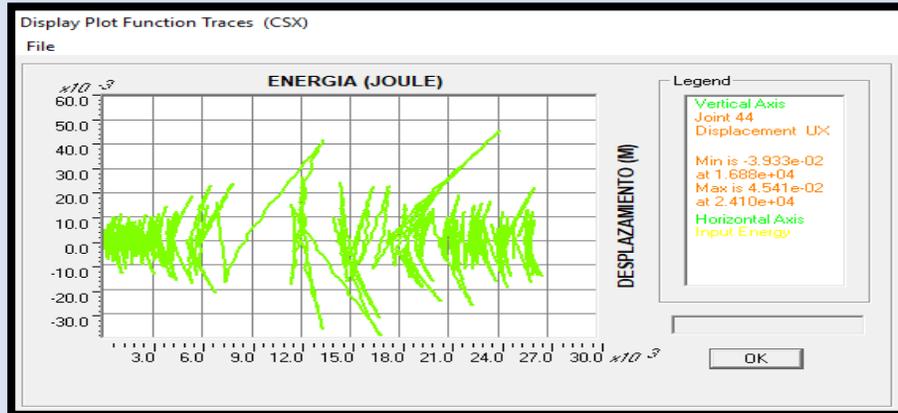


CINCHONA

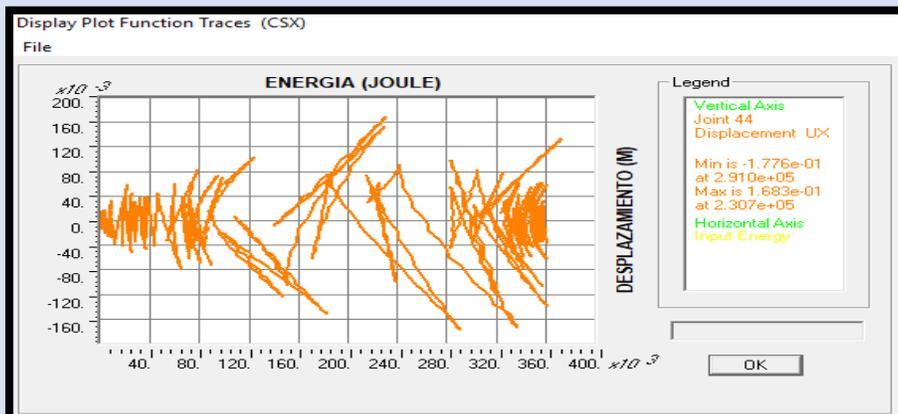


CUADRO 2. ENERGIA EN EL NUDO 44 PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON MUROS DE CORTE Y SIN SOBRE CARGA 1 TON/M2 PARA EL SISMO DE LIMON, ALAJUELA Y CINCHONA

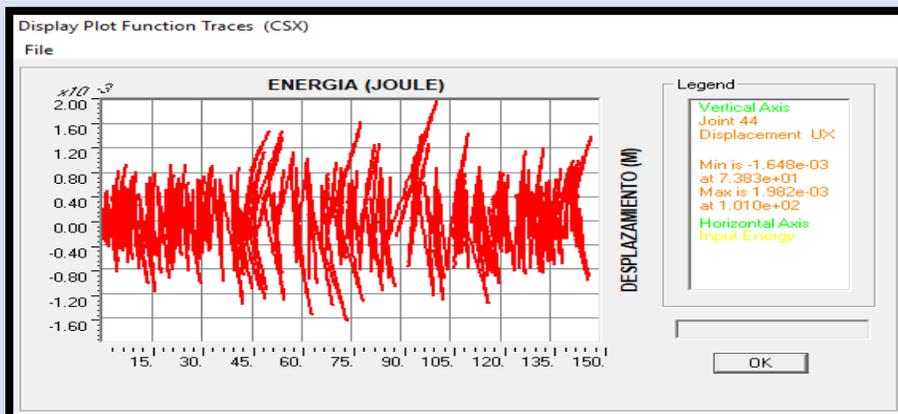
LIMON



ALAJUELA

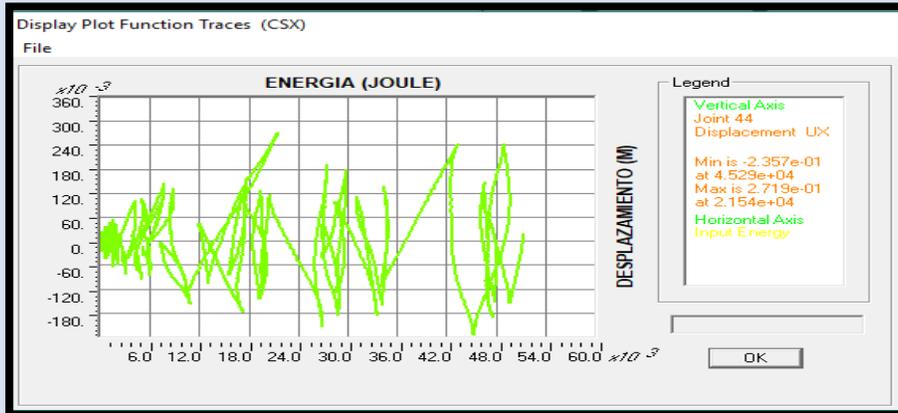


CINCHONA

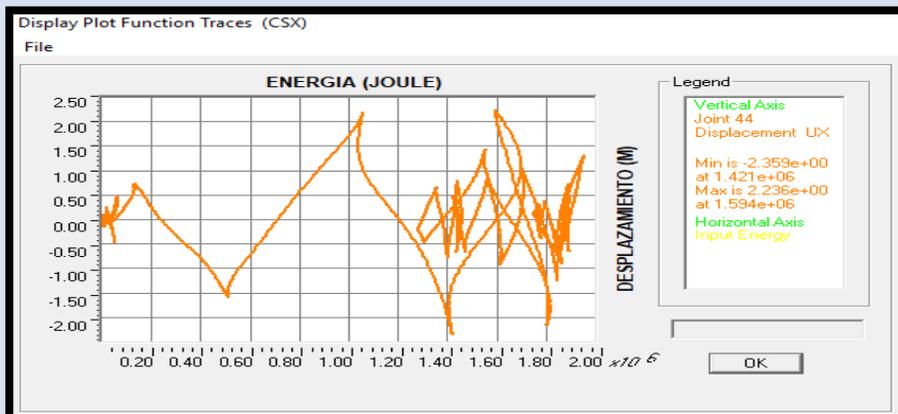


CUADRO 3. ENERGIA EN EL NUDO 44 PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES SIN MUROS DE CORTE Y CON SOBRE CARGA 1 TON/M2 PARA EL SISMO DE LIMON, ALAJUELA Y CINCHONA

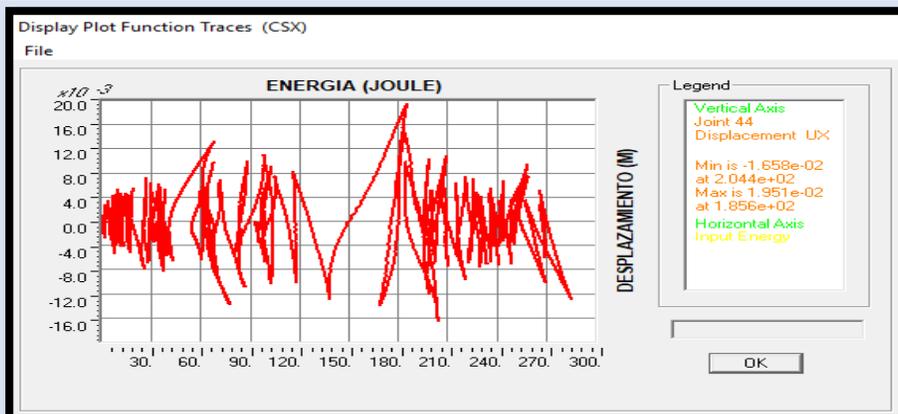
LIMON



ALAJUELA

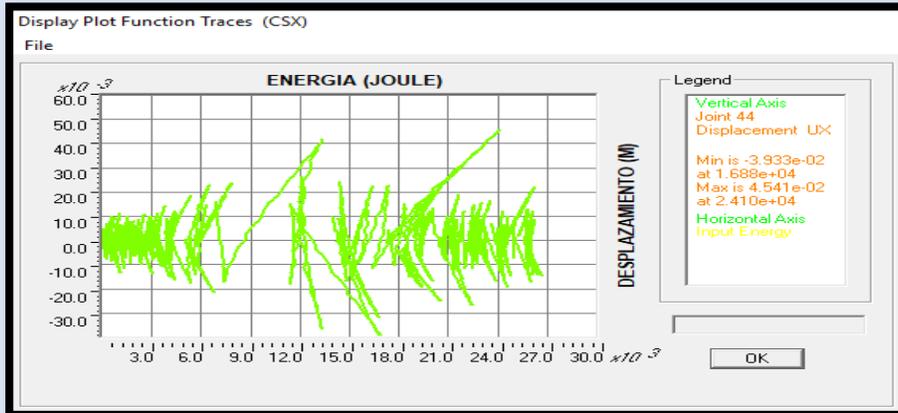


CINCHONA

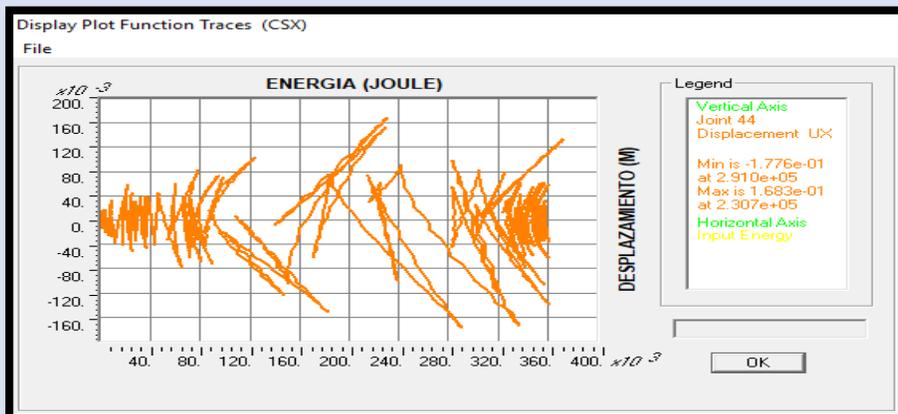


CUADRO 4. ENERGIA EN EL NUDO 44 PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON MUROS DE CORTE Y CON SOBRE CARGA 1 TON/M2 PARA EL SISMO DE LIMON, ALAJUELA Y CINCHONA

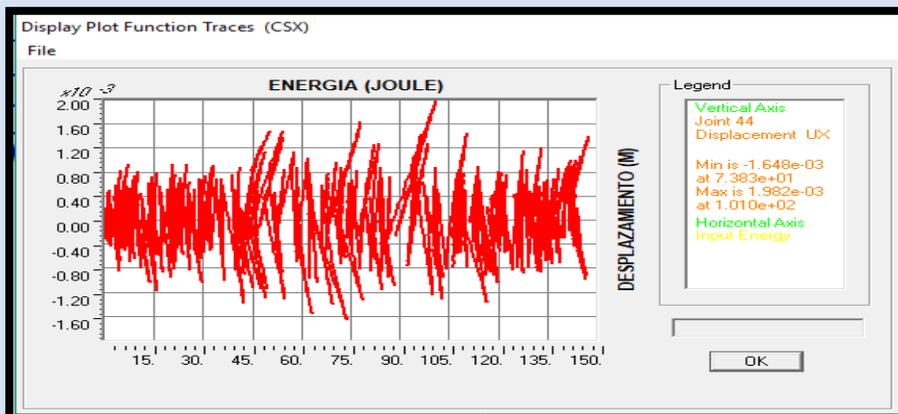
LIMON



ALAJUELA

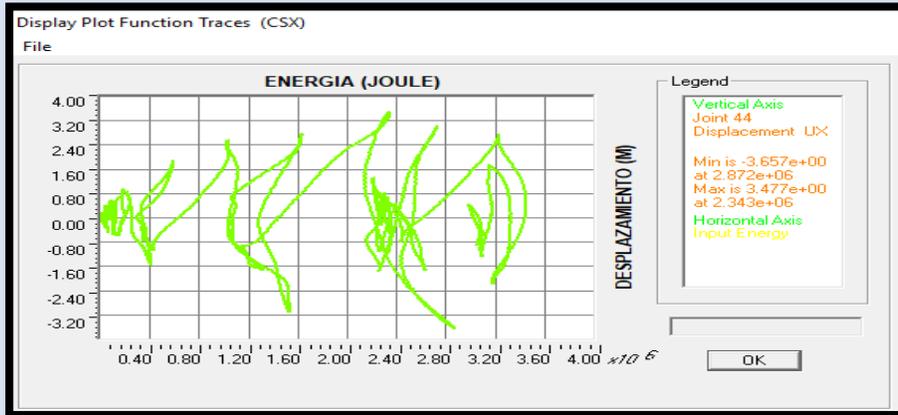


CINCHONA

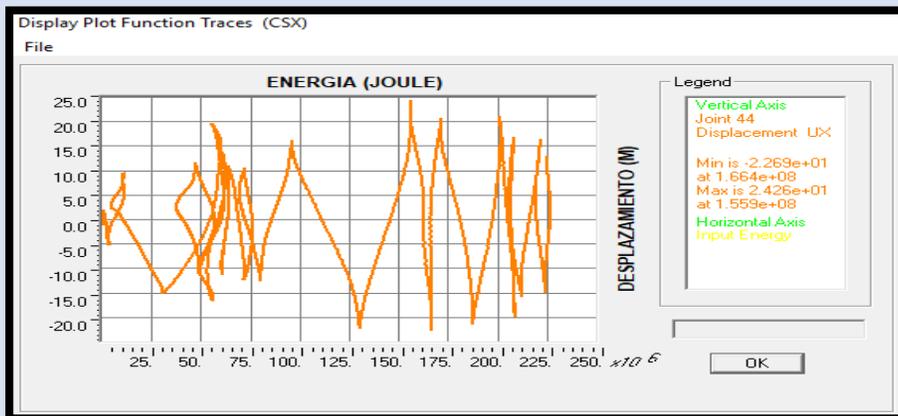


CUADRO 5. ENERGIA EN EL NUDO 44 PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN MUROS DE CORTE Y SIN SOBRE CARGA 1 TON/M2 PARA EL SISMO DE LIMON, ALAJUELA Y CINCHONA

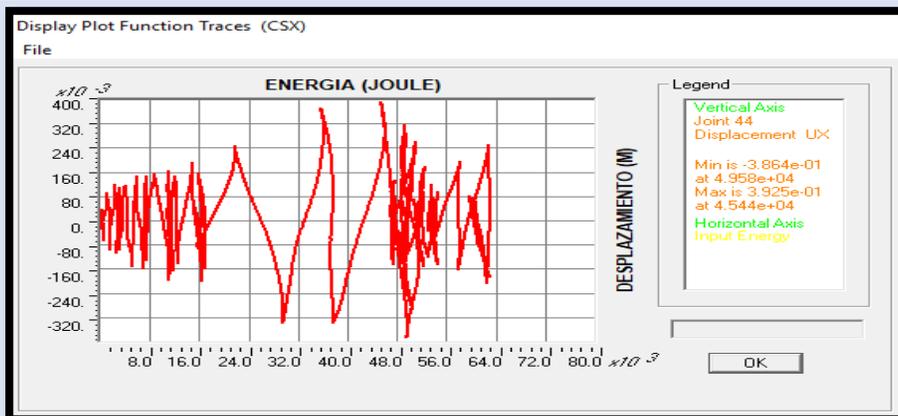
LIMON



ALAJUELA

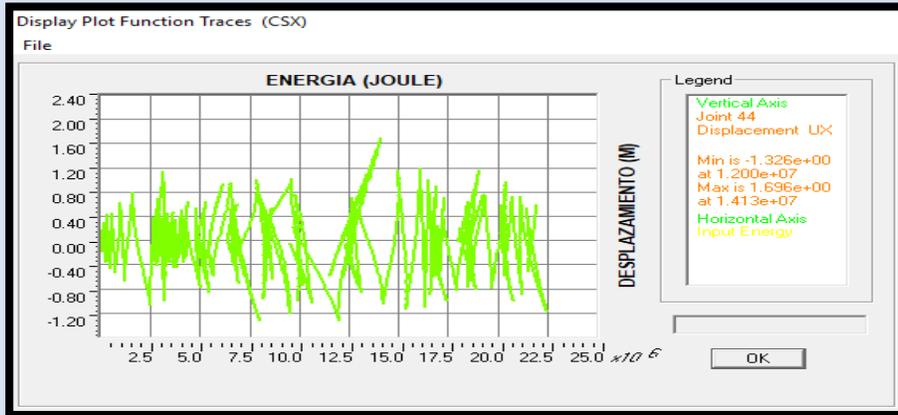


CINCHONA

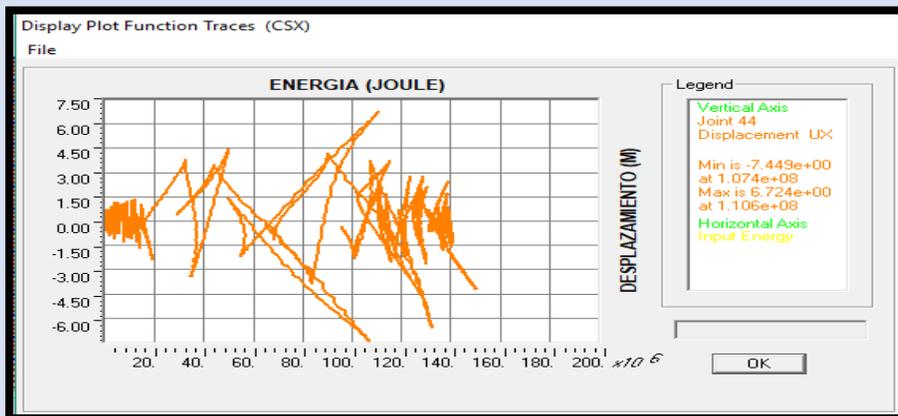


CUADRO 6. ENERGIA EN EL NUDO 44 PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS DE CORTE Y SIN SOBRE CARGA 1 TON/M2 PARA EL SISMO DE LIMON, ALAJUELA Y CINCHONA

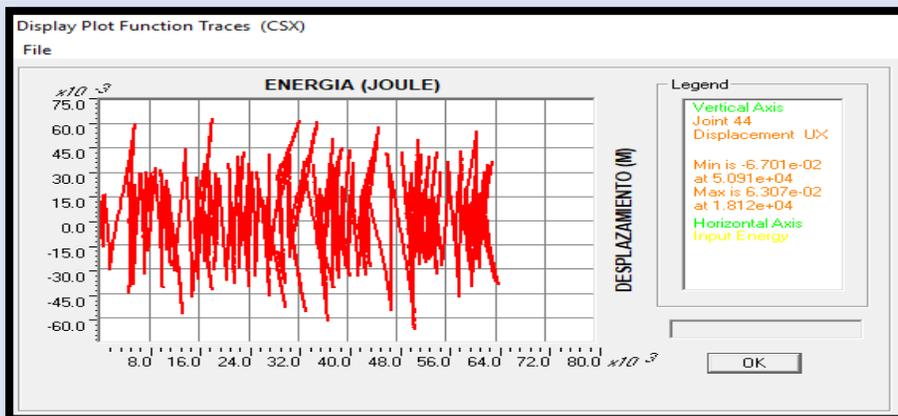
LIMON



ALAJUELA

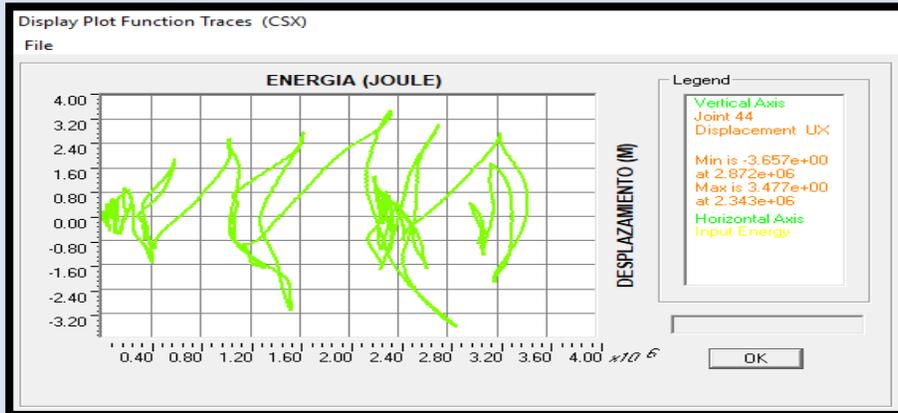


CINCHONA

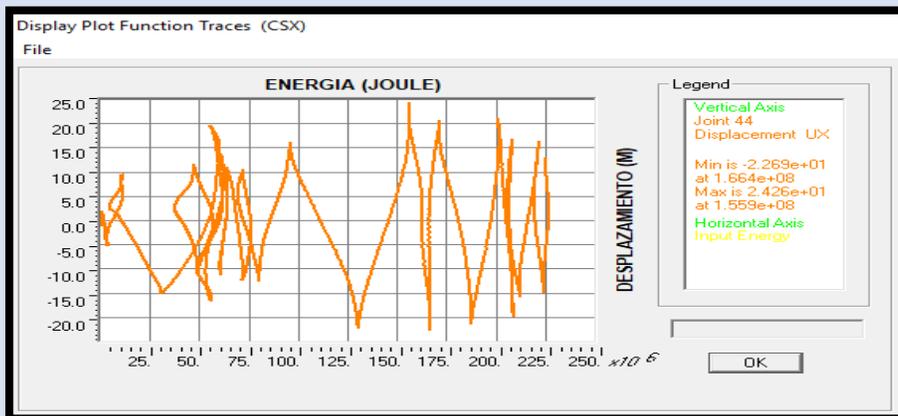


CUADRO 7. ENERGIA EN EL NUDO 44 PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN MUROS DE CORTE Y CON SOBRE CARGA 1 TON/M2 PARA EL SISMO DE LIMON, ALAJUELA Y CINCHONA

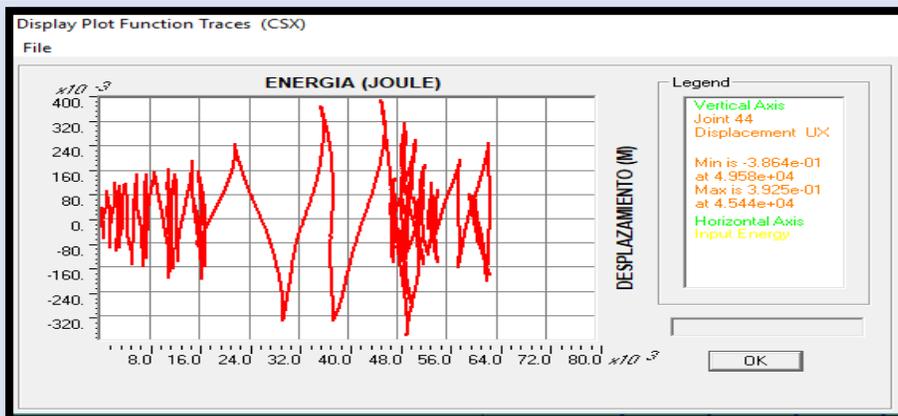
LIMON



ALAJUELA

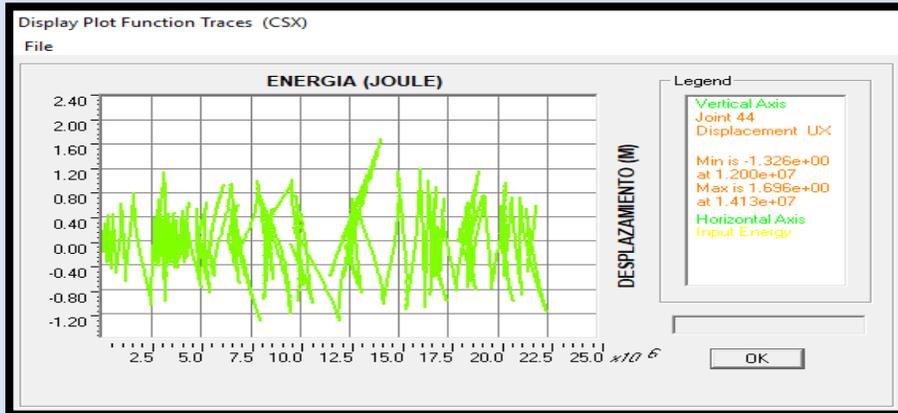


CINCHONA

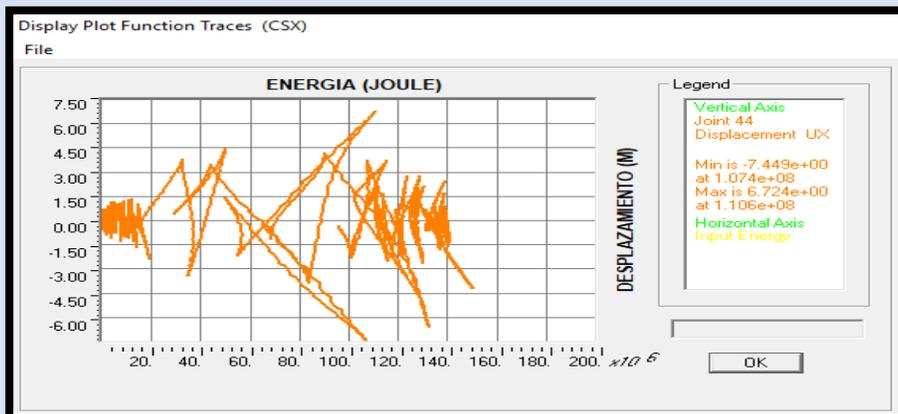


CUADRO 8. ENERGIA EN EL NUDO 44 PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS DE CORTE Y CON SOBRE CARGA 1 TON/M2 PARA EL SISMO DE LIMON, ALAJUELA Y CINCHONA

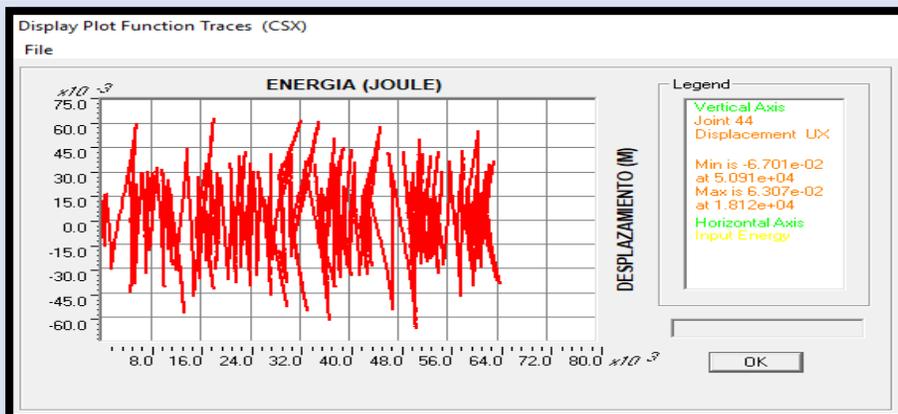
LIMON



ALAJUELA



CINCHONA



CORTANTE BASAL Y PERIODO CALCULADO

EDIFICIO 10 NIVELES SIN MUROS Y CON CARGA				
CORTANTE BASAL	39797.75 kg		CORTANTE BASAL	40794.95 kg
Coeficiente sismico	0.0831		Coeficiente sismico C	0.0831
T SAP	1.087		T SAP	1.087
EDIFICIO 10 NIVELES CON MUROS Y CON CARGA				
CORTANTE BASAL	125330.30 kg		CORTANTE BASAL	98771.90 kg
Coeficiente sismico	0.2012		Coeficiente sismico C	0.2012
T SAP	0.262		T SAP	0.262

EDIFICIO	CONDICION	PERIODO CALCULADO 7.4.6 CSCR
10 NIVELES	SIN MUROS	0.561 s
	CON MUROS	0.297 s

EDIFICIO 15 NIVELES SIN MUROS Y CON CARGA				
CORTANTE BASAL	37513.25 kg		CORTANTE BASAL	38555.25 kg
Coeficiente sismico	0.0521		Coeficiente sismico C	0.0521
T SAP	1.777		T SAP	1.777
EDIFICIO 15 NIVELES CON MUROS Y CON CARGA				
CORTANTE BASAL	158562.47 kg		CORTANTE BASAL	125360.07 kg
Coeficiente sismico	0.1694		Coeficiente sismico C	0.1694
T SAP	0.533		T SAP	0.533

EDIFICIO	CONDICION	PERIODO CALCULADO 7.4.6 CSCR
15 NIVELES	SIN MUROS	1.329 s
	CON MUROS	0.594 s

Análisis de los resultados

Se realizaron dos modelos de edificaciones en el programa Sap 2000, una de 10 niveles y otra de 15 niveles. Estas fueron sometidas a sobrecargas no contempladas en su diseño inicial con el fin de conocer su comportamiento ante diferentes circunstancias. Estas estructuras poseen un periodo inicial de 0.38 segundos y 0.46 segundos como se aprecia en los cuadros 4 y 6 respectivamente.

Estos datos indican mediante un espectro de respuesta de S3-zona III del código sísmico de Costa Rica con una ductilidad de 3, indica que la estructura es rígida, sin embargo, al variar en diferentes zonas de las estructuras cargas de 1 tonelada (ver figuras 2, 3 y 4) para tres tipos de condiciones, el periodo tiende a desplazarse hacia la zona flexible del espectro de respuesta provocando que la estructura pierda rigidez con su configuración original. Por otro lado, cabe mencionar que se aplicó para este análisis el análisis modal Ritz, ya que este permite datos más exactos para cuando se está ejecutando un time history.

Por otro lado, se definió utilizar 15 modos de vibración con el fin de poder calcular las derivas de cada modo en el marco más esforzado, y evitar caer en una exuberante cantidad de datos que al final no brinda la misma información. En el apéndice 1 se puede observar las derivas

de los 15 modos para las dos edificaciones. Esto ayudó a conocer el periodo calculado que menciona el código sísmico, tal como se observa en el cuadro 5 y 7. Sin embargo, es apreciable ver que existe una variación amplia en el periodo que indica el código y el SAP200, dando a entender que el código tiende a ser un poco conservador en este campo.

Esta parte del análisis nos hace preguntarnos, ¿se toman las consideraciones en los cambios de periodo en las edificaciones para cargas no esperadas? De acuerdo a lo conversado con diferentes profesionales y a los datos obtenidos, estas consideraciones no se hacen, ya que las obras se construyen con un fin de uso y se espera que sus condiciones a lo largo del tiempo permanezcan. Es esto un error que puede provocar en edificaciones esfuerzos no esperados que a lo largo del tiempo o bien en el instante de un sismo fuerte provoque daños estructurales de gran magnitud, que a lo mejor se pueden evitar si se analizan diferentes escenarios en el diseño.

Al aplicar tres sismos reales, nos damos cuenta que sus efectos son mayores en la estructura si en si aplicáramos un espectro; esto nos genera otra interrogante ¿es mejor utilizar un sismo real para el análisis o con espectro de respuesta es suficiente? Pues a mi criterio

es mejor utilizar los sismos sobre la estructura, aunque esto conlleve un mayor tiempo de cálculo. Las limitantes de este tipo de análisis es el programa que maneja muchos datos elásticos y que a la realidad lo que se requiere es que nos ejecute un análisis inelástico.

También, podemos ver como hay una variación en el cortante basal de la estructura al incrementar la carga original del edificio (ver cuadro 8 y 9); esto nos indica que nuestros cimientos sufren cambios bruscos en sus condiciones cuando se aplican este tipo de cargas en distintas zonas de la estructura, ahora bien si mantenemos un grado de conservación en nuestros cálculos nuestra estructura soportara los cambios que se le ejecuten.

Observando la figura 5 y 6, donde tenemos los momentos en vigas usando el sismo que ocurrió en Alajuela, vemos que hay un incremento alto al momento de incluir cargas en la edificación sobre los elementos estructurales; tanto así que llegamos a tener esfuerzos mayores a 1000 toneladas en los apoyos de las vigas; esto nos indica que se requieren elementos más esbeltos o bien con mayor cantidad de acero para soportar estos momentos flectores.

Por otro lado, también podemos ver que los nudos absorben gran cantidad de energía cuando existente estas variaciones de carga, en la figura 7 y 8 tenemos un puntos que pasa de casi 0.9×10^6 a 1.35×10^6 en cuanto a la energía; este cambio es alto y que nos indica que las uniones o nudos entre vigas y columnas están sufriendo un esfuerzo muy alto, lo que puede provocar el fallo de

los elementos en su punto de apoyo, lo cual es crítico.

Podemos ver que de los tres sismos empleados Alajuela, Limón y Cinchona; el que más esfuerzo a la estructura es el de Alajuela; este es el más viejo de los tres y nos indica que el país no ha sufrido las inclemencias de un sismo en los últimos años. Esto es importante tomarlo en cuenta ya que a la hora de que suceda un sismo de similar magnitud se podría observar muchos vicios faltantes a las normas establecidas para mantener la estructura en pie. Los desplazamientos sobre los elementos son muy grandes al instante de observar el sismo, esto implica que se tiene que poseer una rigidez adecuada para evitar su falla; ya que si lo comparamos con los desplazamientos del análisis modal son muy pequeños con respecto al sismo. Durante el análisis modal cuando el edificio de 10 niveles se encuentra los mayores desplazamientos en el marco 3, sin embargo al cargarlo con las distribuciones ya mencionadas de carga los mayores desplazamientos se retiran al marco 2; cabe destacar que estos desplazamientos son pequeños para la estructura pero de importancia para el cálculo de las derivas tal cual se observa en la figura 24, por otro lado el edificio de 15 pisos mantiene sus desplazamientos mayores en cuanto al análisis modal en el marco 2 (este marco es que se encuentra sin muros internamente), de igual manera los desplazamientos son pequeños y las derivas para el cálculo del periodo cumplen de acuerdo a lo que se indica en el capítulo 7 del código sísmico.

Con base a este detalle surge otra pregunta ¿es considerable el análisis

modal para los desplazamientos y derivas de un edificio o es mejor utilizar los datos que brinda el sismo? Observando los comportamientos de las edificaciones en los dos casos de carga aplicados en el SAP2000, creo que debe ser más conveniente el cálculo de los desplazamientos con el sismo o bien para mejorar el acercamiento a la realidad se debería realizar n cantidad de modos para lograr un acercamiento con lo que indica el sismo.

De acuerdo a la figura 25 los momentos flectores en vigas comparados con los momentos flectores en vigas de la figura 5 son pequeños, y casi despreciables por lo que esto nos indica que se deben utilizar siempre el sismo y las combinaciones donde este se involucre. De igual forma sucede con las columnas las diferencias en sus magnitudes son bastante lejanas.

Conclusiones

1. De los resultados se observa que los periodos en las edificaciones son dependientes de las cargas aplicadas y de las zonas en las que sean aplicadas.
2. A mayor altura las edificaciones tienden a poseer un efecto de torsión mayor a los efectos sísmicos, por lo que es importante contemplarlos en el diseño de la estructura.
3. Los nudos de las estructuras sufren altos cambios de absorción de energía, esto provoca elementos con mayor cantidad de acero en las uniones vigas-columnas y por ende son menos económicas y con mayor dificultad de realizar.
4. Se deben considerar, en los diseños de hoy en día, cambios en las cargas aplicadas sobre la estructura ya que al aumentar esta tiende a sufrir grandes esfuerzos en sus elementos estructurales.
5. De acuerdo a los efectos causados por los sismos, los elementos tienden a ser más esbeltos por lo que, al no encontrarse aptos para soportar los cambios esperados, pueden fallar.
6. Al variar las cargas los mayores desplazamientos se pueden desplazar a los marcos que poseen menos rigidez.
7. Es mejor contemplar los datos generados por el sismo para el cálculo de derivas y de los desplazamientos ya que este tiende a mostrar la realidad lo que el análisis modal no permite.
8. Siempre es bueno observar el comportamiento de los muros en el programa, esto debido a que pueden comportar con la misma rigidez que una columna, por lo que se deben de rigidizar por medio de factores para lograr un mejor comportamiento de la estructura.
9. Los elementos de la estructura sufren un aumento considerable en sus capacidades al aumentar cargas en los diferentes pisos, lo que provoca que con los diseños originales no cumplan con las condiciones de servicio. Esto genera una tendencia a la falla del elemento.
10. En cuanto más altura posea una edificación y a la misma se le incluyan fuerzas que no estaban previstas, el daño en los elementos es mayor cuando golpea el sismo.
11. La condición más crítica es cuando se le aplica al marco el sismo de Alajuela, sin embargo, se recomienda que los datos del mismo se deben de revisar con el laboratorio sísmico de la UCR.
12. Los componentes seleccionados de la estructura cumplen con las capacidades de resistencia de tensión y compresión de la estructura modelada.
13. Los periodos obtenidos tienden a tener menor variación entre CSCR y el programa SAP cuando no existen

- muros, a diferencia de cuando se incluyen muros en la estructura en la que se presenta una mayor variación.
14. Los periodos calculados con el apartado 7.4.6 tienden a tener una variación menor con los periodos obtenidos por el programa cuando existen muros.
 15. Aunque las cargas en los distintos niveles se varían los periodos en las edificaciones no tienen variación, sin embargo, los cortantes basales si sufren modificación lo que implica placas con una mayor capacidad.
 16. Un edificio de menor altura minimiza los desplazamientos en sus niveles al emplear muros de cortante, en condiciones similares un edificio de mayor altura (15 niveles) produce mayor desplazamiento en sus niveles volviendo la estructura más inestable o bien se deben de incorporar mayor cantidad de muros para rigidizar el edificio.
 17. Existen un aumento en la energía del nudo con el mayor desplazamiento cuando aumenta su altura, induciendo a las uniones entre viga-columna a incremento en su capacidad soportante.
 18. Las cargas en la viga y columna con mayor esfuerzo sufren un incremento del triple al aumentar la altura del edificio.

Recomendaciones

Con base en los resultados de este trabajo se recomienda que:

1. Se realice este mismo análisis en obras en metal, para poder tener más a fondo los efectos sísmicos sobre distintas estructuras, en cuanto a un análisis dinámico.
2. Se realicen análisis con sismos de otros países, por ejemplo, Chile, que son de mayor magnitud, esto con el fin de considerar a futuro una liberación de energía en el país mayor a la esperada.
3. Verificar obras construidas bajo sismos no esperados en el país para observar su comportamiento.
4. Siendo la carga de sismo es el principal parámetro para el diseño de edificaciones del país, es recomendable la comparación de sistemas con acelerogramas de sismos ocurridos con los tomados en el diseño espectros para observar sus comportamientos.
5. Hacer el estudio del comportamiento del edificio convirtiendo los acelerogramas a espectros de respuesta con el fin de conocer mejor los comportamientos de la edificación; y de igual manera viceversa.
6. Realizar un estudio similar al de este trabajo para edificaciones con sistemas constructivos como el acero.
7. Realizar un estudio de las placas de apoyo de cada columna para suelos con mayor tendencia al hinchamiento.

Apéndices

1. Derivas para los sismos de Alajuela y Cinchona.
2. Cortante basal y fuerzas sísmicas por nivel.

Apéndice 1

CUADRO 1. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO ALAJUELA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO ALAJUELA SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0047680 m	0.0200256 m	0.0047680 m	0.0286080 m	CUMPLE
2	3	0.0019950 m	0.0083790 m	-0.0027730 m	-0.0166380 m	CUMPLE
3	3	0.0071830 m	0.0301686 m	0.0051880 m	0.0311280 m	CUMPLE
4	3	0.0084000 m	0.0352800 m	0.0012170 m	0.0073020 m	CUMPLE
5	3	0.0079570 m	0.0334194 m	-0.0004430 m	-0.0026580 m	CUMPLE
6	3	0.0058030 m	0.0243726 m	-0.0021540 m	-0.0129240 m	CUMPLE
7	3	0.0022490 m	0.0094458 m	-0.0035540 m	-0.0213240 m	CUMPLE
8	3	0.0021480 m	0.0090216 m	-0.0001010 m	-0.0006060 m	CUMPLE
9	3	0.0067760 m	0.0284592 m	0.0046280 m	0.0277680 m	CUMPLE
10	3	0.0112230 m	0.0471366 m	0.0044470 m	0.0266820 m	CUMPLE
		0.0585020 m	0.2457084 m	0.0112230 m	0.0673380 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.3439180 m	1.4444556 m	0.3439180 m	2.0635080 m	NO CUMPLE
2	3	0.1286100 m	0.5401620 m	-0.2153080 m	-1.2918480 m	NO CUMPLE
3	3	0.6107530 m	2.5651626 m	0.4821430 m	2.8928580 m	NO CUMPLE
4	3	0.9017060 m	3.7871652 m	0.2909530 m	1.7457180 m	NO CUMPLE
5	3	1.1964860 m	5.0252412 m	0.2947800 m	1.7686800 m	NO CUMPLE
6	3	1.4794470 m	6.2136774 m	0.2829610 m	1.6977660 m	NO CUMPLE
7	3	1.7402550 m	7.3090710 m	0.2608080 m	1.5648480 m	NO CUMPLE
8	3	1.9731600 m	8.2872720 m	0.2329050 m	1.3974300 m	NO CUMPLE
9	3	2.1770980 m	9.1438116 m	0.2039380 m	1.2236280 m	NO CUMPLE
10	3	2.3586040 m	9.9061368 m	0.1815060 m	1.0890360 m	NO CUMPLE
		12.9100370 m	54.2221554 m	2.3586040 m	14.1516240 m	

CUADRO 2. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO ALAJUELA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO ALAJUELA CON MUROS						
MODO 16						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052980 m	0.0222516 m	0.0052980 m	0.0317880 m	CUMPLE
2	3	0.0063190 m	0.0265398 m	0.0010210 m	0.0061260 m	CUMPLE
3	3	0.0022950 m	0.0096390 m	-0.0040240 m	-0.0241440 m	CUMPLE
4	3	0.0069420 m	0.0291564 m	0.0046470 m	0.0278820 m	CUMPLE
5	3	0.0031760 m	0.0133392 m	-0.0037660 m	-0.0225960 m	CUMPLE
6	3	0.0057530 m	0.0241626 m	0.0025770 m	0.0154620 m	CUMPLE
7	3	0.0061150 m	0.0256830 m	0.0003620 m	0.0021720 m	CUMPLE
8	3	0.0006700 m	0.0028140 m	-0.0054450 m	-0.0326700 m	CUMPLE
9	3	0.0068390 m	0.0287238 m	0.0061690 m	0.0370140 m	CUMPLE
10	3	0.0107480 m	0.0451416 m	0.0039090 m	0.0234540 m	CUMPLE
		0.0541550 m	0.2274510 m	0.0107480 m	0.0644880 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0204870 m	0.0860454 m	0.0204870 m	0.1229220 m	NO CUMPLE
2	3	0.0087560 m	0.0367752 m	-0.0117310 m	-0.0703860 m	NO CUMPLE
3	3	0.0353920 m	0.1486464 m	0.0266360 m	0.1598160 m	NO CUMPLE
4	3	0.0528920 m	0.2221464 m	0.0175000 m	0.1050000 m	NO CUMPLE
5	3	0.0722600 m	0.3034920 m	0.0193680 m	0.1162080 m	NO CUMPLE
6	3	0.0928790 m	0.3900918 m	0.0206190 m	0.1237140 m	NO CUMPLE
7	3	0.1141650 m	0.4794930 m	0.0212860 m	0.1277160 m	NO CUMPLE
8	3	0.1356140 m	0.5695788 m	0.0214490 m	0.1286940 m	NO CUMPLE
9	3	0.1568590 m	0.6588078 m	0.0212450 m	0.1274700 m	NO CUMPLE
10	3	0.1776220 m	0.7460124 m	0.0207630 m	0.1245780 m	NO CUMPLE
		0.8669260 m	3.6410892 m	0.1776220 m	1.0657320 m	

CUADRO 3. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO ALAJUELA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO ALAJUELA SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0047680 m	0.0200256 m	0.0047680 m	0.0286080 m	CUMPLE
2	3	0.0019950 m	0.0083790 m	-0.0027730 m	-0.0166380 m	CUMPLE
3	3	0.0071830 m	0.0301686 m	0.0051880 m	0.0311280 m	CUMPLE
4	3	0.0084000 m	0.0352800 m	0.0012170 m	0.0073020 m	CUMPLE
5	3	0.0079570 m	0.0334194 m	-0.0004430 m	-0.0026580 m	CUMPLE
6	3	0.0058030 m	0.0243726 m	-0.0021540 m	-0.0129240 m	CUMPLE
7	3	0.0022490 m	0.0094458 m	-0.0035540 m	-0.0213240 m	CUMPLE
8	3	0.0021480 m	0.0090216 m	-0.0001010 m	-0.0006060 m	CUMPLE
9	3	0.0067760 m	0.0284592 m	0.0046280 m	0.0277680 m	CUMPLE
10	3	0.0112230 m	0.0471366 m	0.0044470 m	0.0266820 m	CUMPLE
		0.0585020 m	0.2457084 m	0.0112230 m	0.0673380 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.3439180 m	1.4444556 m	0.3439180 m	2.0635080 m	NO CUMPLE
2	3	0.1286100 m	0.5401620 m	-0.2153080 m	-1.2918480 m	NO CUMPLE
3	3	0.6107530 m	2.5651626 m	0.4821430 m	2.8928580 m	NO CUMPLE
4	3	0.9017060 m	3.7871652 m	0.2909530 m	1.7457180 m	NO CUMPLE
5	3	1.1964860 m	5.0252412 m	0.2947800 m	1.7686800 m	NO CUMPLE
6	3	1.4794470 m	6.2136774 m	0.2829610 m	1.6977660 m	NO CUMPLE
7	3	1.7402550 m	7.3090710 m	0.2608080 m	1.5648480 m	NO CUMPLE
8	3	1.9731600 m	8.2872720 m	0.2329050 m	1.3974300 m	NO CUMPLE
9	3	2.1770980 m	9.1438116 m	0.2039380 m	1.2236280 m	NO CUMPLE
10	3	2.3586040 m	9.9061368 m	0.1815060 m	1.0890360 m	NO CUMPLE
		12.9100370 m	54.2221554 m	2.3586040 m	14.1516240 m	

CUADRO 4. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO ALAJUELA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO ALAJUELA CON MUROS						
MODO 16						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052980 m	0.0222516 m	0.0052980 m	0.0317880 m	CUMPLE
2	3	0.0063190 m	0.0265398 m	0.0010210 m	0.0061260 m	CUMPLE
3	3	0.0022950 m	0.0096390 m	-0.0040240 m	-0.0241440 m	CUMPLE
4	3	0.0069420 m	0.0291564 m	0.0046470 m	0.0278820 m	CUMPLE
5	3	0.0031760 m	0.0133392 m	-0.0037660 m	-0.0225960 m	CUMPLE
6	3	0.0057530 m	0.0241626 m	0.0025770 m	0.0154620 m	CUMPLE
7	3	0.0061150 m	0.0256830 m	0.0003620 m	0.0021720 m	CUMPLE
8	3	0.0006700 m	0.0028140 m	-0.0054450 m	-0.0326700 m	CUMPLE
9	3	0.0068390 m	0.0287238 m	0.0061690 m	0.0370140 m	CUMPLE
10	3	0.0107480 m	0.0451416 m	0.0039090 m	0.0234540 m	CUMPLE
		0.0541550 m	0.2274510 m	0.0107480 m	0.0644880 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0204870 m	0.0860454 m	0.0204870 m	0.1229220 m	NO CUMPLE
2	3	0.0087560 m	0.0367752 m	-0.0117310 m	-0.0703860 m	NO CUMPLE
3	3	0.0353920 m	0.1486464 m	0.0266360 m	0.1598160 m	NO CUMPLE
4	3	0.0528920 m	0.2221464 m	0.0175000 m	0.1050000 m	NO CUMPLE
5	3	0.0722600 m	0.3034920 m	0.0193680 m	0.1162080 m	NO CUMPLE
6	3	0.0928790 m	0.3900918 m	0.0206190 m	0.1237140 m	NO CUMPLE
7	3	0.1141660 m	0.4794972 m	0.0212870 m	0.1277220 m	NO CUMPLE
8	3	0.1356140 m	0.5695788 m	0.0214480 m	0.1286880 m	NO CUMPLE
9	3	0.1568600 m	0.6588120 m	0.0212460 m	0.1274760 m	NO CUMPLE
10	3	0.1776230 m	0.7460166 m	0.0207630 m	0.1245780 m	NO CUMPLE
		0.8669290 m	3.6411018 m	0.1776230 m	1.0657380 m	

CUADRO 5. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO CINCHONA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO CINCHONA SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0047680 m	0.0200256 m	0.0047680 m	0.0286080 m	CUMPLE
2	3	0.0019950 m	0.0083790 m	-0.0027730 m	-0.0166380 m	CUMPLE
3	3	0.0071830 m	0.0301686 m	0.0051880 m	0.0311280 m	CUMPLE
4	3	0.0084000 m	0.0352800 m	0.0012170 m	0.0073020 m	CUMPLE
5	3	0.0079570 m	0.0334194 m	-0.0004430 m	-0.0026580 m	CUMPLE
6	3	0.0058030 m	0.0243726 m	-0.0021540 m	-0.0129240 m	CUMPLE
7	3	0.0022490 m	0.0094458 m	-0.0035540 m	-0.0213240 m	CUMPLE
8	3	0.0021480 m	0.0090216 m	-0.0001010 m	-0.0006060 m	CUMPLE
9	3	0.0067760 m	0.0284592 m	0.0046280 m	0.0277680 m	CUMPLE
10	3	0.0112230 m	0.0471366 m	0.0044470 m	0.0266820 m	CUMPLE
		0.0585020 m	0.2457084 m	0.0112230 m	0.0673380 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0029800 m	0.0125160 m	0.0029800 m	0.0178800 m	CUMPLE
2	3	0.0011200 m	0.0047040 m	-0.0018600 m	-0.0111600 m	CUMPLE
3	3	0.0052610 m	0.0220962 m	0.0041410 m	0.0248460 m	CUMPLE
4	3	0.0077190 m	0.0324198 m	0.0024580 m	0.0147480 m	CUMPLE
5	3	0.0101730 m	0.0427266 m	0.0024540 m	0.0147240 m	CUMPLE
6	3	0.0124950 m	0.0524790 m	0.0023220 m	0.0139320 m	CUMPLE
7	3	0.0146060 m	0.0613452 m	0.0021110 m	0.0126660 m	CUMPLE
8	3	0.0164650 m	0.0691530 m	0.0018590 m	0.0111540 m	CUMPLE
9	3	0.0180780 m	0.0759276 m	0.0016130 m	0.0096780 m	CUMPLE
10	3	0.0195070 m	0.0819294 m	0.0014290 m	0.0085740 m	CUMPLE
		0.1084040 m	0.4552968 m	0.0195070 m	0.1170420 m	

CUADRO 6. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO CINCHONA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO CINCHONA CON MUROS						
MODO 16						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052980 m	0.0222516 m	0.0052980 m	0.0317880 m	CUMPLE
2	3	0.0063190 m	0.0265398 m	0.0010210 m	0.0061260 m	CUMPLE
3	3	0.0022950 m	0.0096390 m	-0.0040240 m	-0.0241440 m	CUMPLE
4	3	0.0069420 m	0.0291564 m	0.0046470 m	0.0278820 m	CUMPLE
5	3	0.0031760 m	0.0133392 m	-0.0037660 m	-0.0225960 m	CUMPLE
6	3	0.0057530 m	0.0241626 m	0.0025770 m	0.0154620 m	CUMPLE
7	3	0.0061150 m	0.0256830 m	0.0003620 m	0.0021720 m	CUMPLE
8	3	0.0006700 m	0.0028140 m	-0.0054450 m	-0.0326700 m	CUMPLE
9	3	0.0068390 m	0.0287238 m	0.0061690 m	0.0370140 m	CUMPLE
10	3	0.0107480 m	0.0451416 m	0.0039090 m	0.0234540 m	CUMPLE
		0.0541550 m	0.2274510 m	0.0107480 m	0.0644880 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0002330 m	0.0009786 m	0.0002330 m	0.0013980 m	CUMPLE
2	3	0.0001000 m	0.0004200 m	-0.0001330 m	-0.0007980 m	CUMPLE
3	3	0.0004010 m	0.0016842 m	0.0003010 m	0.0018060 m	CUMPLE
4	3	0.0005960 m	0.0025032 m	0.0001950 m	0.0011700 m	CUMPLE
5	3	0.0008110 m	0.0034062 m	0.0002150 m	0.0012900 m	CUMPLE
6	3	0.0010400 m	0.0043680 m	0.0002290 m	0.0013740 m	CUMPLE
7	3	0.0012770 m	0.0053634 m	0.0002370 m	0.0014220 m	CUMPLE
8	3	0.0015150 m	0.0063630 m	0.0002380 m	0.0014280 m	CUMPLE
9	3	0.0017510 m	0.0073542 m	0.0002360 m	0.0014160 m	CUMPLE
10	3	0.0019820 m	0.0083244 m	0.0002310 m	0.0013860 m	CUMPLE
		0.0097060 m	0.0407652 m	0.0019820 m	0.0118920 m	

CUADRO 7. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO CINCHONA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO CINCHONA SIN MUROS						
MODO 2						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0047680 m	0.0200256 m	0.0047680 m	0.0286080 m	CUMPLE
2	3	0.0019950 m	0.0083790 m	-0.0027730 m	-0.0166380 m	CUMPLE
3	3	0.0071830 m	0.0301686 m	0.0051880 m	0.0311280 m	CUMPLE
4	3	0.0084000 m	0.0352800 m	0.0012170 m	0.0073020 m	CUMPLE
5	3	0.0079570 m	0.0334194 m	-0.0004430 m	-0.0026580 m	CUMPLE
6	3	0.0058030 m	0.0243726 m	-0.0021540 m	-0.0129240 m	CUMPLE
7	3	0.0022490 m	0.0094458 m	-0.0035540 m	-0.0213240 m	CUMPLE
8	3	0.0021480 m	0.0090216 m	-0.0001010 m	-0.0006060 m	CUMPLE
9	3	0.0067760 m	0.0284592 m	0.0046280 m	0.0277680 m	CUMPLE
10	3	0.0112230 m	0.0471366 m	0.0044470 m	0.0266820 m	CUMPLE
		0.0585020 m	0.2457084 m	0.0112230 m	0.0673380 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0029800 m	0.0125160 m	0.0029800 m	0.0178800 m	CUMPLE
2	3	0.0011200 m	0.0047040 m	-0.0018600 m	-0.0111600 m	CUMPLE
3	3	0.0052610 m	0.0220962 m	0.0041410 m	0.0248460 m	CUMPLE
4	3	0.0077190 m	0.0324198 m	0.0024580 m	0.0147480 m	CUMPLE
5	3	0.0101730 m	0.0427266 m	0.0024540 m	0.0147240 m	CUMPLE
6	3	0.0124950 m	0.0524790 m	0.0023220 m	0.0139320 m	CUMPLE
7	3	0.0146060 m	0.0613452 m	0.0021110 m	0.0126660 m	CUMPLE
8	3	0.0164650 m	0.0691530 m	0.0018590 m	0.0111540 m	CUMPLE
9	3	0.0180790 m	0.0759318 m	0.0016140 m	0.0096840 m	CUMPLE
10	3	0.0195070 m	0.0819294 m	0.0014280 m	0.0085680 m	CUMPLE
		0.1084050 m	0.4553010 m	0.0195070 m	0.1170420 m	

CUADRO 8. DERIVAS EDIFICIO 10 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO CINCHONA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO CINCHONA CON MUROS						
MODO 16						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052980 m	0.0222516 m	0.0052980 m	0.0317880 m	CUMPLE
2	3	0.0063190 m	0.0265398 m	0.0010210 m	0.0061260 m	CUMPLE
3	3	0.0022950 m	0.0096390 m	-0.0040240 m	-0.0241440 m	CUMPLE
4	3	0.0069420 m	0.0291564 m	0.0046470 m	0.0278820 m	CUMPLE
5	3	0.0031760 m	0.0133392 m	-0.0037660 m	-0.0225960 m	CUMPLE
6	3	0.0057530 m	0.0241626 m	0.0025770 m	0.0154620 m	CUMPLE
7	3	0.0061150 m	0.0256830 m	0.0003620 m	0.0021720 m	CUMPLE
8	3	0.0006700 m	0.0028140 m	-0.0054450 m	-0.0326700 m	CUMPLE
9	3	0.0068390 m	0.0287238 m	0.0061690 m	0.0370140 m	CUMPLE
10	3	0.0107480 m	0.0451416 m	0.0039090 m	0.0234540 m	CUMPLE
		0.0541550 m	0.2274510 m	0.0107480 m	0.0644880 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0002340 m	0.0009828 m	0.0002340 m	0.0014040 m	CUMPLE
2	3	0.0001000 m	0.0004200 m	-0.0001340 m	-0.0008040 m	CUMPLE
3	3	0.0004010 m	0.0016842 m	0.0003010 m	0.0018060 m	CUMPLE
4	3	0.0005970 m	0.0025074 m	0.0001960 m	0.0011760 m	CUMPLE
5	3	0.0008140 m	0.0034188 m	0.0002170 m	0.0013020 m	CUMPLE
6	3	0.0010460 m	0.0043932 m	0.0002320 m	0.0013920 m	CUMPLE
7	3	0.0012860 m	0.0054012 m	0.0002400 m	0.0014400 m	CUMPLE
8	3	0.0015300 m	0.0064260 m	0.0002440 m	0.0014640 m	CUMPLE
9	3	0.0017730 m	0.0074466 m	0.0002430 m	0.0014580 m	CUMPLE
10	3	0.0020120 m	0.0084504 m	0.0002390 m	0.0014340 m	CUMPLE
		0.0097930 m	0.0411306 m	0.0020120 m	0.0120720 m	

CUADRO 9. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO ALAJUELA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO ALAJUELA SIN MUROS						
MODO 3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019390 m	0.0081438 m	0.0019390 m	0.0116340 m	CUMPLE
2	3	0.0045130 m	0.0189546 m	0.0025740 m	0.0154440 m	CUMPLE
3	3	0.0065250 m	0.0274050 m	0.0020120 m	0.0120720 m	CUMPLE
4	3	0.0071590 m	0.0300678 m	0.0006340 m	0.0038040 m	CUMPLE
5	3	0.0060970 m	0.0256074 m	-0.0010620 m	-0.0063720 m	CUMPLE
6	3	0.0035350 m	0.0148470 m	-0.0025620 m	-0.0153720 m	CUMPLE
7	3	0.0001070 m	0.0004494 m	-0.0034280 m	-0.0205680 m	CUMPLE
8	3	0.0033070 m	0.0138894 m	0.0032000 m	0.0192000 m	CUMPLE
9	3	0.0058120 m	0.0244104 m	0.0025050 m	0.0150300 m	CUMPLE
10	3	0.0067320 m	0.0282744 m	0.0009200 m	0.0055200 m	CUMPLE
11	3	0.0057830 m	0.0242886 m	-0.0009490 m	-0.0056940 m	CUMPLE
12	3	0.0031250 m	0.0131250 m	-0.0026580 m	-0.0159480 m	CUMPLE
13	3	0.0007100 m	0.0029820 m	-0.0024150 m	-0.0144900 m	CUMPLE
14	3	0.0050330 m	0.0211386 m	0.0043230 m	0.0259380 m	CUMPLE
15	3	0.0093010 m	0.0390642 m	0.0042680 m	0.0256080 m	CUMPLE
		0.0696780 m	0.2926476 m	0.0093010 m	0.0558060 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.8275620 m	3.4757604 m	0.8275620 m	4.9653720 m	NO CUMPLE
2	3	2.2387160 m	9.4026072 m	1.4111540 m	8.4669240 m	NO CUMPLE
3	3	4.0339120 m	16.9424304 m	1.7951960 m	10.7711760 m	NO CUMPLE
4	3	6.0618910 m	25.4599422 m	2.0279790 m	12.1678740 m	NO CUMPLE
5	3	8.2083790 m	34.4751918 m	2.1464880 m	12.8789280 m	NO CUMPLE
6	3	10.3856150 m	43.6195830 m	2.1772360 m	13.0634160 m	NO CUMPLE
7	3	12.5252040 m	52.6058568 m	2.1395890 m	12.8375340 m	NO CUMPLE
8	3	14.5732800 m	61.2077760 m	2.0480760 m	12.2884560 m	NO CUMPLE
9	3	16.4879760 m	69.2494992 m	1.9146960 m	11.4881760 m	NO CUMPLE
10	3	18.2379840 m	76.5995328 m	1.7500080 m	10.5000480 m	NO CUMPLE
11	3	19.8023900 m	83.1700380 m	1.5644060 m	9.3864360 m	NO CUMPLE
12	3	21.1720110 m	88.9224462 m	1.3696210 m	8.2177260 m	NO CUMPLE

13	3	22.3516390 m	93.8768838 m	1.1796280 m	7.0777680 m	NO CUMPLE
14	3	23.3639300 m	98.1285060 m	1.0122910 m	6.0737460 m	NO CUMPLE
15	3	24.2553900 m	101.8726380 m	0.8914600 m	5.3487600 m	NO CUMPLE
		204.5258790 m	859.0086918 m	24.2553900 m	145.5323400 m	

CUADRO 10. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO ALAJUELA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO ALAJUELA CON MUROS						
MODO 25						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052880 m	0.0222096 m	0.0052880 m	0.0317280 m	CUMPLE
2	3	0.0042280 m	0.0177576 m	-0.0010600 m	-0.0063600 m	CUMPLE
3	3	0.0021190 m	0.0088998 m	-0.0021090 m	-0.0126540 m	CUMPLE
4	3	0.0056570 m	0.0237594 m	0.0035380 m	0.0212280 m	CUMPLE
5	3	0.0023310 m	0.0097902 m	-0.0033260 m	-0.0199560 m	CUMPLE
6	3	0.0050550 m	0.0212310 m	0.0027240 m	0.0163440 m	CUMPLE
7	3	0.0047510 m	0.0199542 m	-0.0003040 m	-0.0018240 m	CUMPLE
8	3	0.0011760 m	0.0049392 m	-0.0035750 m	-0.0214500 m	CUMPLE
9	3	0.0056600 m	0.0237720 m	0.0044840 m	0.0269040 m	CUMPLE
10	3	0.0031270 m	0.0131334 m	-0.0025330 m	-0.0151980 m	CUMPLE
11	3	0.0044580 m	0.0187236 m	0.0013310 m	0.0079860 m	CUMPLE
12	3	0.0051090 m	0.0214578 m	0.0006510 m	0.0039060 m	CUMPLE
13	3	0.0001310 m	0.0005502 m	-0.0049780 m	-0.0298680 m	CUMPLE
14	3	0.0055830 m	0.0234486 m	0.0054520 m	0.0327120 m	CUMPLE
15	3	0.0092130 m	0.0386946 m	0.0036300 m	0.0217800 m	CUMPLE
		0.0638860 m	0.2683212 m	0.0092130 m	0.0552780 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.1615280 m	0.6784176 m	0.1615280 m	0.9691680 m	NO CUMPLE
2	3	0.3962970 m	1.6644474 m	0.2347690 m	1.4086140 m	NO CUMPLE
3	3	0.7125370 m	2.9926554 m	0.3162400 m	1.8974400 m	NO CUMPLE
4	3	1.0996140 m	4.6183788 m	0.3870770 m	2.3224620 m	NO CUMPLE
5	3	1.5464840 m	6.4952328 m	0.4468700 m	2.6812200 m	NO CUMPLE
6	3	2.0450310 m	8.5891302 m	0.4985470 m	2.9912820 m	NO CUMPLE
7	3	2.5839150 m	10.8524430 m	0.5388840 m	3.2333040 m	NO CUMPLE

8	3	3.1537720 m	13.2458424 m	0.5698570 m	3.4191420 m	NO CUMPLE
9	3	3.7464950 m	15.7352790 m	0.5927230 m	3.5563380 m	NO CUMPLE
10	3	4.3555540 m	18.2933268 m	0.6090590 m	3.6543540 m	NO CUMPLE
11	3	4.9742250 m	20.8917450 m	0.6186710 m	3.7120260 m	NO CUMPLE
12	3	5.5969740 m	23.5072908 m	0.6227490 m	3.7364940 m	NO CUMPLE
13	3	6.2192490 m	26.1208458 m	0.6222750 m	3.7336500 m	NO CUMPLE
14	3	6.8381420 m	28.7201964 m	0.6188930 m	3.7133580 m	NO CUMPLE
15	3	7.4487610 m	31.2847962 m	0.6106190 m	3.6637140 m	NO CUMPLE
		50.8785780 m	213.6900276 m	7.4487610 m	44.6925660 m	

CUADRO 11. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO ALAJUELA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO ALAJUELA SIN MUROS						
MODO 3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019390 m	0.0081438 m	0.0019390 m	0.0116340 m	CUMPLE
2	3	0.0045130 m	0.0189546 m	0.0025740 m	0.0154440 m	CUMPLE
3	3	0.0065250 m	0.0274050 m	0.0020120 m	0.0120720 m	CUMPLE
4	3	0.0071590 m	0.0300678 m	0.0006340 m	0.0038040 m	CUMPLE
5	3	0.0060970 m	0.0256074 m	-0.0010620 m	-0.0063720 m	CUMPLE
6	3	0.0035350 m	0.0148470 m	-0.0025620 m	-0.0153720 m	CUMPLE
7	3	0.0001070 m	0.0004494 m	-0.0034280 m	-0.0205680 m	CUMPLE
8	3	0.0033070 m	0.0138894 m	0.0032000 m	0.0192000 m	CUMPLE
9	3	0.0058120 m	0.0244104 m	0.0025050 m	0.0150300 m	CUMPLE
10	3	0.0067320 m	0.0282744 m	0.0009200 m	0.0055200 m	CUMPLE
11	3	0.0057830 m	0.0242886 m	-0.0009490 m	-0.0056940 m	CUMPLE
12	3	0.0031250 m	0.0131250 m	-0.0026580 m	-0.0159480 m	CUMPLE
13	3	0.0007100 m	0.0029820 m	-0.0024150 m	-0.0144900 m	CUMPLE
14	3	0.0050330 m	0.0211386 m	0.0043230 m	0.0259380 m	CUMPLE
15	3	0.0093010 m	0.0390642 m	0.0042680 m	0.0256080 m	CUMPLE
		0.0696780 m	0.2926476 m	0.0093010 m	0.0558060 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.8275630 m	3.4757646 m	0.8275630 m	4.9653780 m	NO CUMPLE
2	3	2.2387180 m	9.4026156 m	1.4111550 m	8.4669300 m	NO CUMPLE

3	3	4.0339150 m	16.9424430 m	1.7951970 m	10.7711820 m	NO CUMPLE
4	3	6.0618950 m	25.4599590 m	2.0279800 m	12.1678800 m	NO CUMPLE
5	3	8.2083830 m	34.4752086 m	2.1464880 m	12.8789280 m	NO CUMPLE
6	3	10.3856230 m	43.6196166 m	2.1772400 m	13.0634400 m	NO CUMPLE
7	3	12.5252160 m	52.6059072 m	2.1395930 m	12.8375580 m	NO CUMPLE
8	3	14.5732980 m	61.2078516 m	2.0480820 m	12.2884920 m	NO CUMPLE
9	3	16.4880020 m	69.2496084 m	1.9147040 m	11.4882240 m	NO CUMPLE
10	3	18.2380210 m	76.5996882 m	1.7500190 m	10.5001140 m	NO CUMPLE
11	3	19.8024410 m	83.1702522 m	1.5644200 m	9.3865200 m	NO CUMPLE
12	3	21.1720790 m	88.9227318 m	1.3696380 m	8.2178280 m	NO CUMPLE
13	3	22.3517250 m	93.8772450 m	1.1796460 m	7.0778760 m	NO CUMPLE
14	3	23.3640360 m	98.1289512 m	1.0123110 m	6.0738660 m	NO CUMPLE
15	3	24.2555190 m	101.8731798 m	0.8914830 m	5.3488980 m	NO CUMPLE
		204.5264340 m	859.0110228 m	24.2555190 m	145.5331140 m	

CUADRO 12. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO ALAJUELA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO ALAJUELA CON MUROS						
MODO 25						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052880 m	0.0222096 m	0.0052880 m	0.0317280 m	CUMPLE
2	3	0.0042280 m	0.0177576 m	-0.0010600 m	-0.0063600 m	CUMPLE
3	3	0.0021190 m	0.0088998 m	-0.0021090 m	-0.0126540 m	CUMPLE
4	3	-0.0056570 m	-0.0237594 m	-0.0077760 m	-0.0466560 m	CUMPLE
5	3	0.0023310 m	0.0097902 m	0.0079880 m	0.0479280 m	CUMPLE
6	3	0.0050550 m	0.0212310 m	0.0027240 m	0.0163440 m	CUMPLE
7	3	0.0047510 m	0.0199542 m	-0.0003040 m	-0.0018240 m	CUMPLE
8	3	0.0011760 m	0.0049392 m	-0.0035750 m	-0.0214500 m	CUMPLE
9	3	0.0056600 m	0.0237720 m	0.0044840 m	0.0269040 m	CUMPLE
10	3	0.0031270 m	0.0131334 m	-0.0025330 m	-0.0151980 m	CUMPLE
11	3	0.0044580 m	0.0187236 m	0.0013310 m	0.0079860 m	CUMPLE
12	3	0.0051090 m	0.0214578 m	0.0006510 m	0.0039060 m	CUMPLE
13	3	0.0001310 m	0.0005502 m	-0.0049780 m	-0.0298680 m	CUMPLE
14	3	0.0055830 m	0.0234486 m	0.0054520 m	0.0327120 m	CUMPLE
15	3	0.0092130 m	0.0386946 m	0.0036300 m	0.0217800 m	CUMPLE
		0.0525720 m	0.2208024 m	0.0092130 m	0.0552780 m	
COMB3						

MARCO EJE 2							TABLA 7.2 CSCR
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i		
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m		CUMPLE
1	4	0.1615340 m	0.6784428 m	0.1615340 m	0.9692040 m		NO CUMPLE
2	3	0.3963120 m	1.6645104 m	0.2347780 m	1.4086680 m		NO CUMPLE
3	3	0.7125670 m	2.9927814 m	0.3162550 m	1.8975300 m		NO CUMPLE
4	3	1.0996530 m	4.6185426 m	0.3870860 m	2.3225160 m		NO CUMPLE
5	3	1.5465390 m	6.4954638 m	0.4468860 m	2.6813160 m		NO CUMPLE
6	3	2.0450960 m	8.5894032 m	0.4985570 m	2.9913420 m		NO CUMPLE
7	3	2.5839850 m	10.8527370 m	0.5388890 m	3.2333340 m		NO CUMPLE
8	3	3.1538450 m	13.2461490 m	0.5698600 m	3.4191600 m		NO CUMPLE
9	3	3.7465580 m	15.7355436 m	0.5927130 m	3.5562780 m		NO CUMPLE
10	3	4.3555990 m	18.2935158 m	0.6090410 m	3.6542460 m		NO CUMPLE
11	3	4.9742430 m	20.8918206 m	0.6186440 m	3.7118640 m		NO CUMPLE
12	3	5.5969580 m	23.5072236 m	0.6227150 m	3.7362900 m		NO CUMPLE
13	3	6.2191860 m	26.1205812 m	0.6222280 m	3.7333680 m		NO CUMPLE
14	3	6.8380300 m	28.7197260 m	0.6188440 m	3.7130640 m		NO CUMPLE
15	3	7.4485950 m	31.2840990 m	0.6105650 m	3.6633900 m		NO CUMPLE
		50.8787000 m	213.6905400 m	7.4485950 m	44.6915700 m		

CUADRO 13. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO CINCHONA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO CINCHONA SIN MUROS						
MODO 3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	δ_e	δ_i	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019390 m	0.0081438 m	0.0019390 m	0.0116340 m	CUMPLE
2	3	0.0045130 m	0.0189546 m	0.0025740 m	0.0154440 m	CUMPLE
3	3	0.0065250 m	0.0274050 m	0.0020120 m	0.0120720 m	CUMPLE
4	3	0.0071590 m	0.0300678 m	0.0006340 m	0.0038040 m	CUMPLE
5	3	0.0060970 m	0.0256074 m	-0.0010620 m	-0.0063720 m	CUMPLE
6	3	0.0035350 m	0.0148470 m	-0.0025620 m	-0.0153720 m	CUMPLE
7	3	0.0001070 m	0.0004494 m	-0.0034280 m	-0.0205680 m	CUMPLE
8	3	0.0033070 m	0.0138894 m	0.0032000 m	0.0192000 m	CUMPLE
9	3	0.0058120 m	0.0244104 m	0.0025050 m	0.0150300 m	CUMPLE
10	3	0.0067320 m	0.0282744 m	0.0009200 m	0.0055200 m	CUMPLE
11	3	0.0057830 m	0.0242886 m	-0.0009490 m	-0.0056940 m	CUMPLE
12	3	0.0031250 m	0.0131250 m	-0.0026580 m	-0.0159480 m	CUMPLE

13	3	0.0007100 m	0.0029820 m	-0.0024150 m	-0.0144900 m	CUMPLE
14	3	0.0050330 m	0.0211386 m	0.0043230 m	0.0259380 m	CUMPLE
15	3	0.0093010 m	0.0390642 m	0.0042680 m	0.0256080 m	CUMPLE
		0.0696780 m	0.2926476 m	0.0093010 m	0.0558060 m	

COMB3

MARCO EJE 2

Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0127820 m	0.0536844 m	0.0127820 m	0.0766920 m	NO CUMPLE
2	3	0.0347070 m	0.1457694 m	0.0219250 m	0.1315500 m	NO CUMPLE
3	3	0.0628080 m	0.2637936 m	0.0281010 m	0.1686060 m	NO CUMPLE
4	3	0.0947990 m	0.3981558 m	0.0319910 m	0.1919460 m	NO CUMPLE
5	3	0.1289250 m	0.5414850 m	0.0341260 m	0.2047560 m	NO CUMPLE
6	3	0.1637950 m	0.6879390 m	0.0348700 m	0.2092200 m	NO CUMPLE
7	3	0.1983240 m	0.8329608 m	0.0345290 m	0.2071740 m	NO CUMPLE
8	3	0.2316190 m	0.9727998 m	0.0332950 m	0.1997700 m	NO CUMPLE
9	3	0.2629660 m	1.1044572 m	0.0313470 m	0.1880820 m	NO CUMPLE
10	3	0.2917990 m	1.2255558 m	0.0288330 m	0.1729980 m	NO CUMPLE
11	3	0.3177440 m	1.3345248 m	0.0259450 m	0.1556700 m	NO CUMPLE
12	3	0.3405950 m	1.4304990 m	0.0228510 m	0.1371060 m	NO CUMPLE
13	3	0.3604020 m	1.5136884 m	0.0198070 m	0.1188420 m	NO CUMPLE
14	3	0.3774640 m	1.5853488 m	0.0170620 m	0.1023720 m	NO CUMPLE
15	3	0.3925400 m	1.6486680 m	0.0150760 m	0.0904560 m	NO CUMPLE
		3.2712690 m	13.7393298 m	0.3925400 m	2.3552400 m	

CUADRO 14. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO CINCHONA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y SIN CARGA 1 TON/M2

SISMO CINCHONA CON MUROS

MODO 25

MARCO EJE 2

Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052880 m	0.0222096 m	0.0052880 m	0.0317280 m	CUMPLE
2	3	0.0042280 m	0.0177576 m	-0.0010600 m	-0.0063600 m	CUMPLE
3	3	0.0021190 m	0.0088998 m	-0.0021090 m	-0.0126540 m	CUMPLE
4	3	0.0056570 m	0.0237594 m	0.0035380 m	0.0212280 m	CUMPLE
5	3	0.0023310 m	0.0097902 m	-0.0033260 m	-0.0199560 m	CUMPLE
6	3	0.0050550 m	0.0212310 m	0.0027240 m	0.0163440 m	CUMPLE
7	3	0.0047510 m	0.0199542 m	-0.0003040 m	-0.0018240 m	CUMPLE

8	3	0.0011760 m	0.0049392 m	-0.0035750 m	-0.0214500 m	CUMPLE
9	3	0.0056600 m	0.0237720 m	0.0044840 m	0.0269040 m	CUMPLE
10	3	0.0031270 m	0.0131334 m	-0.0025330 m	-0.0151980 m	CUMPLE
11	3	0.0044580 m	0.0187236 m	0.0013310 m	0.0079860 m	CUMPLE
12	3	0.0051090 m	0.0214578 m	0.0006510 m	0.0039060 m	CUMPLE
13	3	0.0001310 m	0.0005502 m	-0.0049780 m	-0.0298680 m	CUMPLE
14	3	0.0055830 m	0.0234486 m	0.0054520 m	0.0327120 m	CUMPLE
15	3	0.0092130 m	0.0386946 m	0.0036300 m	0.0217800 m	CUMPLE
		0.0638860 m	0.2683212 m	0.0092130 m	0.0552780 m	

COMB3

MARCO EJE 2

Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0013490 m	0.0056658 m	0.0013490 m	0.0080940 m	CUMPLE
2	3	0.0033650 m	0.0141330 m	0.0020160 m	0.0120960 m	CUMPLE
3	3	0.0061010 m	0.0256242 m	0.0027360 m	0.0164160 m	CUMPLE
4	3	0.0094970 m	0.0398874 m	0.0033960 m	0.0203760 m	CUMPLE
5	3	0.0134630 m	0.0565446 m	0.0039660 m	0.0237960 m	CUMPLE
6	3	0.0179130 m	0.0752346 m	0.0044500 m	0.0267000 m	CUMPLE
7	3	0.0227540 m	0.0955668 m	0.0048410 m	0.0290460 m	CUMPLE
8	3	0.0278940 m	0.1171548 m	0.0051400 m	0.0308400 m	CUMPLE
9	3	0.0332590 m	0.1396878 m	0.0053650 m	0.0321900 m	CUMPLE
10	3	0.0387880 m	0.1629096 m	0.0055290 m	0.0331740 m	CUMPLE
11	3	0.0444220 m	0.1865724 m	0.0056340 m	0.0338040 m	CUMPLE
12	3	0.0501060 m	0.2104452 m	0.0056840 m	0.0341040 m	CUMPLE
13	3	0.0557900 m	0.2343180 m	0.0056840 m	0.0341040 m	CUMPLE
14	3	0.0614410 m	0.2580522 m	0.0056510 m	0.0339060 m	CUMPLE
15	3	0.0670100 m	0.2814420 m	0.0055690 m	0.0334140 m	CUMPLE
		0.4531520 m	1.9032384 m	0.0670100 m	0.4020600 m	

CUADRO 15. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO CINCHONA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, SIN MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO CINCHONA SIN MUROS						
MODO 3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δe	Δi	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0019390 m	0.0081438 m	0.0019390 m	0.0116340 m	CUMPLE
2	3	0.0045130 m	0.0189546 m	0.0025740 m	0.0154440 m	CUMPLE
3	3	0.0065250 m	0.0274050 m	0.0020120 m	0.0120720 m	CUMPLE
4	3	0.0071590 m	0.0300678 m	0.0006340 m	0.0038040 m	CUMPLE
5	3	0.0060970 m	0.0256074 m	-0.0010620 m	-0.0063720 m	CUMPLE
6	3	0.0035350 m	0.0148470 m	-0.0025620 m	-0.0153720 m	CUMPLE
7	3	0.0001070 m	0.0004494 m	-0.0034280 m	-0.0205680 m	CUMPLE
8	3	0.0033070 m	0.0138894 m	0.0032000 m	0.0192000 m	CUMPLE
9	3	0.0058120 m	0.0244104 m	0.0025050 m	0.0150300 m	CUMPLE
10	3	0.0067320 m	0.0282744 m	0.0009200 m	0.0055200 m	CUMPLE
11	3	0.0057830 m	0.0242886 m	-0.0009490 m	-0.0056940 m	CUMPLE
12	3	0.0031250 m	0.0131250 m	-0.0026580 m	-0.0159480 m	CUMPLE
13	3	0.0007100 m	0.0029820 m	-0.0024150 m	-0.0144900 m	CUMPLE
14	3	0.0050330 m	0.0211386 m	0.0043230 m	0.0259380 m	CUMPLE
15	3	0.0093010 m	0.0390642 m	0.0042680 m	0.0256080 m	CUMPLE
		0.0696780 m	0.2926476 m	0.0093010 m	0.0558060 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δe	Δi	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0127830 m	0.0536886 m	0.0127830 m	0.0766980 m	NO CUMPLE
2	3	0.0347100 m	0.1457820 m	0.0219270 m	0.1315620 m	NO CUMPLE
3	3	0.0628110 m	0.2638062 m	0.0281010 m	0.1686060 m	NO CUMPLE
4	3	0.0948020 m	0.3981684 m	0.0319910 m	0.1919460 m	NO CUMPLE
5	3	0.1289290 m	0.5415018 m	0.0341270 m	0.2047620 m	NO CUMPLE
6	3	0.1638020 m	0.6879684 m	0.0348730 m	0.2092380 m	NO CUMPLE
7	3	0.1983360 m	0.8330112 m	0.0345340 m	0.2072040 m	NO CUMPLE
8	3	0.2316370 m	0.9728754 m	0.0333010 m	0.1998060 m	NO CUMPLE
9	3	0.2629920 m	1.1045664 m	0.0313550 m	0.1881300 m	NO CUMPLE
10	3	0.2918360 m	1.2257112 m	0.0288440 m	0.1730640 m	NO CUMPLE
11	3	0.3177950 m	1.3347390 m	0.0259590 m	0.1557540 m	NO CUMPLE
12	3	0.3406630 m	1.4307846 m	0.0228680 m	0.1372080 m	NO CUMPLE

13	3	0.3604880 m	1.5140496 m	0.0198250 m	0.1189500 m	NO CUMPLE
14	3	0.3775710 m	1.5857982 m	0.0170830 m	0.1024980 m	NO CUMPLE
15	3	0.3926690 m	1.6492098 m	0.0150980 m	0.0905880 m	NO CUMPLE
		3.2718240 m	13.7416608 m	0.3926690 m	2.3560140 m	

CUADRO 16. DERIVAS EDIFICIO 15 NIVELES CON RESPECTO AL SISMO CINCHONA DE ACUERDO AL CASO MODAL Y COMBINACION DE CARGA 3, CON MUROS Y CON CARGA 1 TON/M2

SISMO CINCHONA CON MUROS						
MODO 25						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0052880 m	0.0222096 m	0.0052880 m	0.0317280 m	CUMPLE
2	3	0.0042280 m	0.0177576 m	-0.0010600 m	-0.0063600 m	CUMPLE
3	3	0.0021190 m	0.0088998 m	-0.0021090 m	-0.0126540 m	CUMPLE
4	3	0.0056570 m	0.0237594 m	0.0035380 m	0.0212280 m	CUMPLE
5	3	0.0023310 m	0.0097902 m	-0.0033260 m	-0.0199560 m	CUMPLE
6	3	0.0050550 m	0.0212310 m	0.0027240 m	0.0163440 m	CUMPLE
7	3	0.0047510 m	0.0199542 m	-0.0003040 m	-0.0018240 m	CUMPLE
8	3	0.0011760 m	0.0049392 m	-0.0035750 m	-0.0214500 m	CUMPLE
9	3	0.0056600 m	0.0237720 m	0.0044840 m	0.0269040 m	CUMPLE
10	3	0.0031270 m	0.0131334 m	-0.0025330 m	-0.0151980 m	CUMPLE
11	3	0.0044580 m	0.0187236 m	0.0013310 m	0.0079860 m	CUMPLE
12	3	0.0051090 m	0.0214578 m	0.0006510 m	0.0039060 m	CUMPLE
13	3	0.0001310 m	0.0005502 m	-0.0049780 m	-0.0298680 m	CUMPLE
14	3	0.0055830 m	0.0234486 m	0.0054520 m	0.0327120 m	CUMPLE
15	3	0.0092130 m	0.0386946 m	0.0036300 m	0.0217800 m	CUMPLE
		0.0638860 m	0.2683212 m	0.0092130 m	0.0552780 m	
COMB3						
MARCO EJE 2						
Nivel	hi (m)	$\bar{\delta}_e$	$\bar{\delta}_i$	Δ_e	Δ_i	TABLA 7.2 CSCR
Base	0	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	0.0000000 m	CUMPLE
1	4	0.0013540 m	0.0056868 m	0.0013540 m	0.0081240 m	CUMPLE
2	3	0.0033790 m	0.0141918 m	0.0020250 m	0.0121500 m	CUMPLE
3	3	0.0061310 m	0.0257502 m	0.0027520 m	0.0165120 m	CUMPLE
4	3	0.0095360 m	0.0400512 m	0.0034050 m	0.0204300 m	CUMPLE
5	3	0.0135170 m	0.0567714 m	0.0039810 m	0.0238860 m	CUMPLE
6	3	0.0179770 m	0.0755034 m	0.0044600 m	0.0267600 m	CUMPLE
7	3	0.0228240 m	0.0958608 m	0.0048470 m	0.0290820 m	CUMPLE

8	3	0.0279660 m	0.1174572 m	0.0051420 m	0.0308520 m	CUMPLE
9	3	0.0333210 m	0.1399482 m	0.0053550 m	0.0321300 m	CUMPLE
10	3	0.0388330 m	0.1630986 m	0.0055120 m	0.0330720 m	CUMPLE
11	3	0.0444400 m	0.1866480 m	0.0056070 m	0.0336420 m	CUMPLE
12	3	0.0500900 m	0.2103780 m	0.0056500 m	0.0339000 m	CUMPLE
13	3	0.0557270 m	0.2340534 m	0.0056370 m	0.0338220 m	CUMPLE
14	3	0.0613290 m	0.2575818 m	0.0056020 m	0.0336120 m	CUMPLE
15	3	0.0668450 m	0.2807490 m	0.0055160 m	0.0330960 m	CUMPLE
		0.4532690 m	1.9037298 m	0.0668450 m	0.4010700 m	

Apéndice 2

CUADRO 1. CORTANTE BASAL Y CALCULO DE PERIODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES SIN MUROS Y SIN SOBRE CARGA

CORTANTE BASAL	39797.75 kg
Coefficiente sísmico C	0.0831
T SAP	1.087

MARCO EJE 2			
Nivel	hi (m)	Wi	Fi
Base	0	0.00 kg	0.00 kg
1	4	63582.00 kg	1277.73 kg
2	7	48222.00 kg	1695.85 kg
3	10	48222.00 kg	2422.64 kg
4	13	48222.00 kg	3149.43 kg
5	16	48222.00 kg	3876.22 kg
6	19	48222.00 kg	4603.01 kg
7	22	48222.00 kg	5329.80 kg
8	25	48222.00 kg	6056.59 kg
9	28	48222.00 kg	6783.39 kg
10	31	29556.00 kg	4603.10 kg
		478914.00 kg	39797.75 kg

MARCO EJE 2				
Nivel	hi (m)	Wi(δ_e)²	Fi*δ_e	T
Base	0	0.00 kg-m ²	0.00 kg-m ²	0.561
1	5	0.25 kg-m ²	2.55 kg-m ²	
2	4	1.10 kg-m ²	8.09 kg-m ²	
3	4	2.49 kg-m ²	17.40 kg-m ²	
4	4	3.40 kg-m ²	26.46 kg-m ²	
5	4	3.05 kg-m ²	30.84 kg-m ²	
6	4	1.62 kg-m ²	26.71 kg-m ²	
7	4	0.24 kg-m ²	11.99 kg-m ²	
8	4	0.22 kg-m ²	13.01 kg-m ²	
9	4	2.21 kg-m ²	45.96 kg-m ²	
10	4	3.72 kg-m ²	51.66 kg-m ²	
		18.32 kg-m ²	234.67 kg-m ²	

CUADRO 2. CORTANTE BASAL Y CALCULO DE PERIODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON MUROS Y SIN SOBRE CARGA

CORTANTE BASAL	125330.30 kg
Coeficiente sísmico C	0.2012
T SAP	0.262

MARCO EJE 2			
Nivel	hi (m)	Wi	Fi
Base	0	0.00 kg	0.00 kg
1	4	85182.00 kg	4167.32 kg
2	7	62622.00 kg	5361.35 kg
3	10	62622.00 kg	7659.07 kg
4	13	62622.00 kg	9956.79 kg
5	16	62622.00 kg	12254.51 kg
6	19	62622.00 kg	14552.23 kg
7	22	62622.00 kg	16849.95 kg
8	25	62622.00 kg	19147.67 kg
9	28	62622.00 kg	21445.39 kg
10	31	36756.00 kg	13936.03 kg
		622914.00 kg	125330.30 kg

MARCO EJE 2				
Nivel	hi (m)	Wi(δ_e)²	Fi*δ_e	T
Base	0	0.00 kg-m ²	0.00 kg-m ²	0.297
1	5	0.01 kg-m ²	1.70 kg-m ²	
2	4	0.06 kg-m ²	5.25 kg-m ²	
3	4	0.19 kg-m ²	13.21 kg-m ²	
4	4	0.43 kg-m ²	26.04 kg-m ²	
5	4	0.82 kg-m ²	44.25 kg-m ²	
6	4	1.37 kg-m ²	68.08 kg-m ²	
7	4	2.10 kg-m ²	97.49 kg-m ²	
8	4	2.99 kg-m ²	132.25 kg-m ²	
9	4	4.03 kg-m ²	172.01 kg-m ²	
10	4	3.05 kg-m ²	126.94 kg-m ²	
		15.04 kg-m ²	687.23 kg-m ²	

CUADRO 3. CORTANTE BASAL Y CALCULO DE PERIODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES SIN MUROS Y CON SOBRE CARGA

CORTANTE BASAL	40794.95 kg
Coeficiente sísmico C	0.0831
T SAP	1.087

MARCO EJE 2			
Nivel	hi (m)	Wi	Fi
Base	0	0.00 kg	0.00 kg
1	4	67582.00 kg	1359.19 kg
2	7	48222.00 kg	1697.20 kg
3	10	48222.00 kg	2424.58 kg
4	13	48222.00 kg	3151.95 kg
5	16	52222.00 kg	4201.11 kg
6	19	48222.00 kg	4606.69 kg
7	22	48222.00 kg	5334.07 kg
8	25	48222.00 kg	6061.44 kg
9	28	52222.00 kg	7351.94 kg
10	31	29556.00 kg	4606.78 kg
		490914.00 kg	40794.95 kg

MARCO EJE 2				
Nivel	hi (m)	Wi(δ_e)²	Fi*δ_e	T
Base	0	0.00 kg-m ²	0.00 kg-m ²	0.559
1	5	0.27 kg-m ²	2.71 kg-m ²	
2	4	1.10 kg-m ²	8.09 kg-m ²	
3	4	2.49 kg-m ²	17.42 kg-m ²	
4	4	3.40 kg-m ²	26.48 kg-m ²	
5	4	3.31 kg-m ²	33.43 kg-m ²	
6	4	1.62 kg-m ²	26.73 kg-m ²	
7	4	0.24 kg-m ²	12.00 kg-m ²	
8	4	0.22 kg-m ²	13.02 kg-m ²	
9	4	2.40 kg-m ²	49.82 kg-m ²	
10	4	3.72 kg-m ²	51.70 kg-m ²	
		18.77 kg-m ²	241.39 kg-m ²	

CUADRO 4. CORTANTE BASAL Y CALCULO DE PERIODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION PARA UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON MUROS Y CON SOBRE CARGA

CORTANTE BASAL	98771.90 kg
Coefficiente sísmico C	0.2012
T SAP	0.262

MARCO EJE 2			
Nivel	hi (m)	Wi	Fi
Base	0	0.00 kg	0.00 kg
1	4	67582.00 kg	3290.85 kg
2	7	48222.00 kg	4109.23 kg
3	10	48222.00 kg	5870.33 kg
4	13	48222.00 kg	7631.43 kg
5	16	52222.00 kg	10171.64 kg
6	19	48222.00 kg	11153.63 kg
7	22	48222.00 kg	12914.73 kg
8	25	48222.00 kg	14675.83 kg
9	28	52222.00 kg	17800.37 kg
10	31	29556.00 kg	11153.85 kg
		490914.00 kg	98771.90 kg

MARCO EJE 2				
Nivel	hi (m)	Wi(δ_e)²	Fiδ_e	T
Base	0	0.00 kg-m ²	0.00 kg-m ²	0.298
1	5	0.01 kg-m ²	1.34 kg-m ²	
2	4	0.05 kg-m ²	4.02 kg-m ²	
3	4	0.14 kg-m ²	10.13 kg-m ²	
4	4	0.33 kg-m ²	19.96 kg-m ²	
5	4	0.68 kg-m ²	36.73 kg-m ²	
6	4	1.06 kg-m ²	52.18 kg-m ²	
7	4	1.61 kg-m ²	74.72 kg-m ²	
8	4	2.30 kg-m ²	101.37 kg-m ²	
9	4	3.36 kg-m ²	142.78 kg-m ²	
10	4	2.45 kg-m ²	101.60 kg-m ²	
		11.99 kg-m ²	544.82 kg-m ²	

CUADRO 5. CORTANTE BASAL Y CALCULO DE PERIODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN MUROS Y SIN SOBRE CARGA

CORTANTE BASAL	37513.25 kg
Coeficiente sísmico C	0.0521
T SAP	1.777

MARCO EJE 2			
Nivel	hi (m)	Wi	Fi
Base	0	0.00 kg	0.00 kg
1	4	63582.00 kg	551.93 kg
2	7	48222.00 kg	732.54 kg
3	10	48222.00 kg	1046.49 kg
4	13	48222.00 kg	1360.43 kg
5	16	48222.00 kg	1674.38 kg
6	19	48222.00 kg	1988.33 kg
7	22	48222.00 kg	2302.27 kg
8	25	48222.00 kg	2616.22 kg
9	28	48222.00 kg	2930.17 kg
10	31	48222.00 kg	3244.11 kg
11	34	48222.00 kg	3558.06 kg
12	37	48222.00 kg	3872.00 kg
13	40	48222.00 kg	4185.95 kg
14	43	48222.00 kg	4499.90 kg
15	46	29556.00 kg	2950.48 kg
		720024.00 kg	37513.25 kg

MARCO EJE 2				
Nivel	hi (m)	Wi(δ_e)²	Fi*δ_e	T
Base	0	0.00 kg-m ²	0.00 kg-m ²	1.329
1	4	1.29 kg-m ²	2.49 kg-m ²	
2	7	2.05 kg-m ²	4.78 kg-m ²	
3	10	2.47 kg-m ²	7.49 kg-m ²	
4	13	1.79 kg-m ²	8.29 kg-m ²	
5	16	0.60 kg-m ²	5.92 kg-m ²	
6	19	0.00 kg-m ²	0.21 kg-m ²	
7	22	0.53 kg-m ²	7.61 kg-m ²	
8	25	1.63 kg-m ²	15.21 kg-m ²	
9	28	2.19 kg-m ²	19.73 kg-m ²	
10	31	1.61 kg-m ²	18.76 kg-m ²	
11	34	0.47 kg-m ²	11.12 kg-m ²	
12	37	0.02 kg-m ²	2.75 kg-m ²	
13	40	1.22 kg-m ²	21.07 kg-m ²	

14	43	4.17 kg-m ²	41.85 kg-m ²
15	46	143.50 kg-m ²	205.58 kg-m ²
		163.55 kg-m ²	372.87 kg-m ²

CUADRO 6. CORTANTE BASAL Y CALCULO DE PERIODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS Y SIN SOBRE CARGA

CORTANTE BASAL	158562.47 kg
Coeficiente sísmico C	0.1694
T SAP	0.533

MARCO EJE 2			
Nivel	hi (m)	Wi	Fi
Base	0	0.00 kg	0.00 kg
1	4	85182.00 kg	2413.67 kg
2	7	62622.00 kg	3105.23 kg
3	10	62622.00 kg	4436.05 kg
4	13	62622.00 kg	5766.86 kg
5	16	62622.00 kg	7097.68 kg
6	19	62622.00 kg	8428.49 kg
7	22	62622.00 kg	9759.31 kg
8	25	62622.00 kg	11090.12 kg
9	28	62622.00 kg	12420.94 kg
10	31	62622.00 kg	13751.75 kg
11	34	62622.00 kg	15082.57 kg
12	37	62622.00 kg	16413.38 kg
13	40	62622.00 kg	17744.20 kg
14	43	62622.00 kg	19075.01 kg
15	46	36756.00 kg	11977.20 kg
		936024.00 kg	158562.47 kg

MARCO EJE 2				
Nivel	hi (m)	Wi(δe)²	Fi*δe	T
Base	0	0.00 kg-m ²	0.00 kg-m ²	0.594
1	4	0.28 kg-m ²	4.38 kg-m ²	
2	7	1.37 kg-m ²	14.53 kg-m ²	
3	10	0.09 kg-m ²	5.35 kg-m ²	
4	13	1.56 kg-m ²	28.81 kg-m ²	
5	16	0.00 kg-m ²	0.70 kg-m ²	
6	19	0.93 kg-m ²	32.46 kg-m ²	
7	22	0.10 kg-m ²	12.04 kg-m ²	
8	25	1.86 kg-m ²	60.37 kg-m ²	
9	28	0.02 kg-m ²	6.97 kg-m ²	

10	31	1.15 kg-m2	58.97 kg-m2
11	34	0.00 kg-m2	2.79 kg-m2
12	37	1.27 kg-m2	73.79 kg-m2
13	40	0.00 kg-m2	4.52 kg-m2
14	43	4.61 kg-m2	163.59 kg-m2
15	46	75.30 kg-m2	542.11 kg-m2
		88.54 kg-m2	1011.39 kg-m2

CUADRO 7. CORTANTE BASAL Y CALCULO DE PERIODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES SIN MUROS Y CON SOBRE CARGA

CORTANTE BASAL	38555.25 kg
Coeficiente sísmico C	0.0521
T SAP	1.777

MARCO EJE 2			
Nivel	hi (m)	Wi	Fi
Base	0	0.00 kg	0.00 kg
1	4	67582.00 kg	587.58 kg
2	7	48222.00 kg	733.70 kg
3	10	48222.00 kg	1048.15 kg
4	13	48222.00 kg	1362.59 kg
5	16	52222.00 kg	1816.15 kg
6	19	52222.00 kg	2156.67 kg
7	22	48222.00 kg	2305.93 kg
8	25	48222.00 kg	2620.37 kg
9	28	48222.00 kg	2934.82 kg
10	31	52222.00 kg	3518.79 kg
11	34	48222.00 kg	3563.70 kg
12	37	48222.00 kg	3878.15 kg
13	40	48222.00 kg	4192.59 kg
14	43	52222.00 kg	4880.90 kg
15	46	29556.00 kg	2955.16 kg
		740024.00 kg	38555.25 kg

MARCO EJE 2				
Nivel	hi (m)	Wi(δ_e)²	Fi*δ_e	T
Base	0	0.00 kg-m2	0.00 kg-m2	1.320
1	4	1.38 kg-m2	2.65 kg-m2	
2	7	2.05 kg-m2	4.79 kg-m2	
3	10	2.47 kg-m2	7.50 kg-m2	
4	13	1.79 kg-m2	8.31 kg-m2	
5	16	0.65 kg-m2	6.42 kg-m2	

6	19	0.00 kg-m2	0.23 kg-m2
7	22	0.53 kg-m2	7.63 kg-m2
8	25	1.63 kg-m2	15.23 kg-m2
9	28	2.19 kg-m2	19.76 kg-m2
10	31	1.75 kg-m2	20.35 kg-m2
11	34	0.47 kg-m2	11.14 kg-m2
12	37	0.02 kg-m2	2.75 kg-m2
13	40	1.22 kg-m2	21.10 kg-m2
14	43	4.52 kg-m2	45.40 kg-m2
15	46	143.50 kg-m2	205.91 kg-m2
		164.16 kg-m2	379.16 kg-m2

CUADRO 8. CORTANTE BASAL Y CALCULO DE PERIODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION PARA UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS Y CON SOBRE CARGA

CORTANTE BASAL	125360.07 kg
Coeficiente sísmico C	0.1694
T SAP	0.533

MARCO EJE 2			
Nivel	hi (m)	Wi	Fi
Base	0	0.00 kg	0.00 kg
1	4	67582.00 kg	1910.49 kg
2	7	48222.00 kg	2385.59 kg
3	10	48222.00 kg	3407.99 kg
4	13	48222.00 kg	4430.39 kg
5	16	52222.00 kg	5905.09 kg
6	19	52222.00 kg	7012.30 kg
7	22	48222.00 kg	7497.58 kg
8	25	48222.00 kg	8519.98 kg
9	28	48222.00 kg	9542.38 kg
10	31	52222.00 kg	11441.12 kg
11	34	48222.00 kg	11587.17 kg
12	37	48222.00 kg	12609.57 kg
13	40	48222.00 kg	13631.96 kg
14	43	52222.00 kg	15869.94 kg
15	46	29556.00 kg	9608.53 kg
		740024.00 kg	125360.07 kg

MARCO EJE 2				
Nivel	hi (m)	Wi(δe)²	Fi*δe	T
Base	0	0.00 kg-m2	0.00 kg-m2	0.594
1	4	0.22 kg-m2	3.47 kg-m2	

2	7	1.06 kg-m2	11.16 kg-m2
3	10	0.07 kg-m2	4.11 kg-m2
4	13	1.20 kg-m2	22.13 kg-m2
5	16	0.00 kg-m2	0.58 kg-m2
6	19	0.77 kg-m2	27.00 kg-m2
7	22	0.07 kg-m2	9.25 kg-m2
8	25	1.43 kg-m2	46.38 kg-m2
9	28	0.02 kg-m2	5.35 kg-m2
10	31	0.96 kg-m2	49.06 kg-m2
11	34	0.00 kg-m2	2.14 kg-m2
12	37	0.97 kg-m2	56.69 kg-m2
13	40	0.00 kg-m2	3.48 kg-m2
14	43	3.84 kg-m2	136.10 kg-m2
15	46	60.55 kg-m2	434.90 kg-m2
		71.18 kg-m2	811.82 kg-m2

Referencias

1. ACI, (2014), Requisitos de Reglamento para concreto Estructural (ACI 318US-14), Estados Unidos.
2. AMBHER. (2014, 13/10). Resonancia en Estructuras. Empresa AMBHER.com. Obtenido 21, 2017, de <http://www.ambher.com/infraestructura/resonancia-en-estructuras>.
3. ARQHYS. (2012, 12). Definición de Estructuras. Revista ARQHYS.com. Obtenido 05, 2017, de <http://www.arqhys.com/casas/estructuras-definicion.html>.
4. Boroschek, R. y Soto P. (2014). Informe Preliminar N° 1. Chile, Universidad de Chile.
5. CFIA, (2010), Código Sismo de Costa Rica, Cuarta Edición, Cartago, Costa Rica, Editorial Tecnológica de Costa Rica.
6. Chopra, Anil K. (2014). Dinámica de Estructuras, Cuarta Edición. México, PEARSON EDUCACION.
7. González, V. C. (1994). Temblores, Terremotos, Inundaciones y Erupciones Volcánicas en Costa Rica 1608-1910. Cartago, C.R.: Editorial Tecnológica de Costa Rica. MFN: 215.
8. Julián Pérez Porto y María Merino (2012). Definición de oscilación. Definicion.de. Obtenido 21, 2017, de <http://definicion.de/oscilacion/>
9. Julián Pérez Porto y María Merino (2012). Definición de rigidez. Definicion.de. Obtenido 21, 2017, de <http://definicion.de/rigidez/>
10. Laboratorio de Ingeniería Sísmica. (2012, 09). Daños en edificios públicos. Terremoto Sámara 05 de setiembre, 2012. UCR, San José, Costa Rica. Obtenido 21, 2017, de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=734>.
11. Laboratorio de Ingeniería Sísmica. (2012, 09). Daños en edificios públicos. Terremoto Sámara 05 de setiembre, 2012. UCR, San José, Costa Rica. Obtenido 21, 2017, de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=734>.
12. Mora, J.C. y Murillo, H.F. (2013). Modelado y análisis de edificaciones históricas de tipo colonial con incorporación de aislamientos sísmicos aplicación a las edificaciones de la Dirección Nacional de Fe y Alegría. Trabajo en clase no publicado, Universidad Técnica de Machala, Machala, Ecuador.
13. Santana, G., Vargas, W., Sancho, V., Segura, C., Ramirez, A., y Sibaja, J. (1991). Registro de Aceleraciones del Terremoto de Limón, 22 de abril de 1991. San José, Costa Rica, UCR, Instituto de Investigación en Ingeniería.
14. Solórzano, L.C. (2005). Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras de Viviendas de uno y dos pisos en una Zona Piloto del Valle Central. Tesis de Licenciatura no publicada, UCR, San José, Costa Rica.
15. Vallejos, S., Esquivel, L., e Hidalgo, M. (2012). Histórico de desastres en Costa Rica (Febrero 1723 - Setiembre 2012). San José, Costa Rica, CNE.
16. White, Glen. (2010). Introducción al Análisis de Vibraciones. Estados Unidos, Woburn, Azima DLI.