



Universidad Nacional  
**SAN LUIS GONZAGA**



## **Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional**

Esta licencia permite a otras combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial, siempre y cuando den crédito y licencia a nuevas creaciones bajo los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0>



**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**UNIDAD DE INVESTIGACION**

**EVALUACION DE ORIGINALIDAD - 2022**

**N° 086 – 84108336 / 2022**

**CONSTANCIA**

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento **INFORME FINAL DE TESIS** cuyo título es:

**ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN  
DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA APLICANDO LA  
NORMA E 030 Y LA NORMA NCH 433, PARA EL BENEFICIO DE  
LA SEGURIDAD Y DESARROLLO DE LA POBLACIÓN DE LA  
CIUDAD DE PALPA-ICA**

presentado por:

**MEDINA INJANTE, DANNY DANIEL**

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **5% de similitud** por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Ica, 26 marzo de 2022

**DAVID MOTTA HUAYANCA**  
Técnico Operador Tecnológico:

Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" Ica  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
DR. ING. MARTIN HAMILTON VILSOP BUAMANCHUMO  
Director de la Unidad de Investigación de la FIC



**UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA DE ICA"**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS**

**PARA OPTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**TÍTULO:**

**ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO  
ARMADO Y ALBAÑILERÍA APLICANDO LA NORMA E 030 Y LA NORMA NCH  
433, PARA EL BENEFICIO DE LA SEGURIDAD Y DESARROLLO DE LA  
POBLACIÓN DE LA CIUDAD DE PALPA-ICA**

**AUTOR:**

**Bach. DANNY DANIEL MEDINA INJANTE**

**ICA – PERÚ**

**2021**

## **DEDICATORIA**

A mi familia, quienes siempre me han apoyado en mi felicidad y educación durante mi vida.

A los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga, quienes me han brindado sus conocimientos a lo largo de formación profesional.

## ÍNDICE GENERAL

### **CAPÍTULO I – MARCO TEÓRICO.**

- 1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.
  - 1.1.1. Antecedentes a Nivel Internacional.
  - 1.1.2. Antecedentes a Nivel Nacional.
  - 1.1.3. Antecedentes a Nivel Local.
- 1.2. BASES TEÓRICAS DE LA INVESTIGACIÓN.
- 1.3. MARCO CONCEPTUAL.

### **CAPÍTULO II – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.**

- 2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.
- 2.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.
  - 2.2.1. Problema General.
  - 2.2.2. Problemas Específicos.
- 2.3. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.
  - 2.3.1. Delimitación Espacial o Geográfica.
  - 2.3.2. Delimitación Temporal.
  - 2.3.3. Delimitación Social.
  - 2.3.4. Delimitación Conceptual.
- 2.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.
  - 2.4.1. Justificación.
  - 2.4.2. Importancia.
- 2.5. OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN.
  - 2.5.1. Objetivo General.
  - 2.5.2. Objetivos Específicos.
- 2.6. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN.
  - 2.6.1. Hipótesis General.
  - 2.6.2. Hipótesis Específica.
- 2.7. VARIABLES DE INVESTIGACIÓN.
  - 2.7.1. Identificación de Variables.
  - 2.7.2. Operacionalización de Variables.

### **CAPÍTULO III – ESTRATEGIA METODOLÓGICA/ METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.**

#### **3.1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.**

3.1.1. Tipo de Investigación.

3.1.2. Nivel de Investigación.

3.1.3. Diseño de Investigación.

#### **3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN.**

3.2.1. Población de Estudio.

3.2.2. Muestra de Estudio.

### **CAPÍTULO IV – TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.**

#### **4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.**

#### **4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.**

#### **4.3. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.**

### **CAPÍTULO V – PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.**

#### **5.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.**

#### **5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.**

### **CAPÍTULO VI – COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.**

#### **6.1. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.**

#### **6.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.**

**CONCLUSIONES.**

**RECOMENDACIONES.**

**FUENTES DE INFORMACIÓN.**

**ANEXOS.**

## **RESUMEN**

La presente investigación tiene como objetivo “determinar el grado de influencia en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa-Ica”

Para ello se analiza una edificación la cual servirá como vivienda multifamiliar permitiendo con esta cubrir la demanda de vivienda de la población en la ciudad de Palpa, cumpliendo para ello con la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en especial con el capítulo sísmico y tomando como referencia de comparación lo establecido en la norma chilena para el diseño de edificaciones sismorresistentes.

## **SUMMARY**

This research aims to "determine the degree of influence in the analysis and comparative design of a reinforced concrete and masonry building, applying" Standard E 030 "and" Standard NCH 433 "for the benefit of safety and development of the population of the city of Palpa-Ica".

For this, a building is analyzed which will serve as a multi-family dwelling, allowing it to cover the housing demand of the population in the city of Palpa, complying for this with the regulations of the National Building Regulations (RNE), especially with the seismic chapter and taking the Chilean norm for the design of earthquake resistant buildings as a reference for comparison.



**UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA DE ICA"  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**TITULO:**

**ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE  
CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA APLICANDO LA NORMA E 030 Y  
LA NORMA NCH 433, PARA EL BENEFICIO DE LA SEGURIDAD Y  
DESARROLLO DE LA POBLACIÓN DE LA CIUDAD DE PALPA-ICA**

**ÁREA DE CONOCIMIENTO:  
INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:  
DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO  
ARMADO Y ALBAÑILERÍA**

**AUTOR:**

**Bach. DANNY DANIEL MEDINA INJANTE**

**ASESOR:**

**INGENIERO CIVIL FÉLIX ALBERTO ORMEÑO GRADOS**

## INTRODUCCIÓN

La presente investigación tiene como objetivo realizar la comparación entre la metodología empleada en el análisis sísmico de las edificaciones contemplado en la “Norma Peruana Sísmica E 030 2016” y la “Norma Sísmica Chilena NCh 433 2012”, tomando como caso el diseño de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Palpa.

La justificación de la presente investigación se encuentra en la necesidad conocer las metodologías empleadas en el análisis sísmico de las edificaciones de otros países con un escenario sísmico similar o mayor, como es el caso chileno, donde se han registrados 02 de los 10 mayor sismo en el planeta.

La finalidad de la presente investigación es servir de guía a los estudiantes para continuar con sus estudios e investigaciones sobre el análisis sísmico de edificaciones, pudiendo ser estas no solo edificios, si no también otras como: obras hidráulicas obras de carreteras, etc.

El desarrollo de la presente investigación se ha empleado los conocimientos adquiridos durante la formación profesional en las aulas de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga, la cual es complementada con el Reglamento Nacional de Edificación (RNE).

En la presente investigación se tiene ocho capítulos para el desarrollo del tema, los cuales en resumen son:

- Capítulo I - Generalidades del Proyecto. En este presente capítulo se describe el planteamiento, descripción y definición del problema, la finalidad y los objetivos de la investigación, así como la formulación de la hipótesis y sus variables.
- Capítulo II – Marco Teórico y Conceptual. En el presente capítulo se describe la teoría y conceptos sísmicos que se emplean en el planteamiento de la Norma Sísmica Peruana y Chilena.
- Capítulo III – Descripción del Proyecto. En el presente capítulo se describe el caso de análisis, la vivienda multifamiliar en la ciudad de Palpa, su arquitectura y estructura proyectada.
- Capítulo IV: Estudio de Mecánica de Suelos. En el presente capítulo se describen las condiciones geológicas y geotécnicas del suelo donde se desarrolla el proyecto.

- Capítulo V – Análisis Sísmico. Este capítulo describe el proceso utilizado para el análisis sísmico de edificios de acuerdo con los estándares peruanos y chilenos.
- Capítulo VI – Diseño de la Edificación. En el presente capítulo se describe en proceso de diseño de la edificación de acuerdo a los parámetros de la Norma Peruana.
- Capítulo VII - Análisis de los Resultados. En el presente capítulo se analiza los resultados del análisis sísmico de la edificación empleando la Norma Peruana y la Norma Chilena.
- Capítulo VIII - Conclusiones y Recomendaciones. En el presente capítulo se desarrolla las conclusiones y las recomendaciones a las que se han llegado luego de haber realizado la investigación.

Bach. Danny Daniel Medina Injante

## **CAPÍTULO I – MARCO TEÓRICO**

### **1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.**

#### **1.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL.**

Rutman Martínez Mendoza (2015), en la tesis titulada “ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO”, de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, “plantea, en cuanto a los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica, cuáles son las discrepancias y similitudes entre las normativas de Perú, Chile, Ecuador y Colombia.”

#### **1.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL.**

Víctor Alfaro Ríos (2017) en la tesis titulada “ESTUDIO COMPARATIVO DE LA NORMA PERUANA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE Y LA NORMA CHILENA NCH433 DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS, Y SU APLICACIÓN A UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO”, de la Universidad Privada de Tacna, “estudio comparativo de las normas sísmicas peruana E.030 y chilena NCh433 aplicado a un edificio multifamiliar de concreto armado de cuatro niveles de tipo dual.”

#### **1.1.3. ANTECEDENTES A NIVEL LOCAL.**

David Alejandro Silva García y Diego Damián Del Águila Rojas (2019), en la tesis titulada “RESPUESTAS SÍSMICAS PARA UN EDIFICIO DE SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN MIGUEL, COMPARANDO LA NORMA E030 Y LA Nch 433.OF1996”, de la Universidad Ricardo Palma, “plantea comparar la respuesta del análisis realizado aplicando la norma E.030 y la norma Nch433Of. 1996, para determinar el comportamiento sísmico de un edificio de sistema de muros estructurales y concluir cual presenta resultados más conservadores.”

## 1.2. BASES TEÓRICAS DE LA INVESTIGACIÓN.

- **MASA Y PESO.**

Según García Reyes (1998), “la masa  $m$ , es una medida de la cantidad de materia y el peso  $w$ , es una medida de la fuerza necesaria para impartir una aceleración dada una masa.”

Además, “A nivel del mar, la aceleración que impone la gravedad del planeta se denomina  $g$  y tiene un valor aproximado de  $9.81 \text{ m/s}^2$ . Por lo tanto, el peso  $w$  que tiene una masa en la tierra, a nivel del mar, es igual al producto de  $w = mg$ .”

- **SISTEMA DE UNIDADES.**

Los ingenieros han utilizado por mucho tiempo el sistema métrico tradicional, o sistema mks (metro-kilogramo-segundo), cuyas unidades son distancia, fuerza y tiempo.

Según García Reyes (1998), “En el sistema SI las unidades son distancia, masa y tiempo. Como unidad de distancia se utiliza el metro (m), como unidad de masa el kilogramo (kg) y como unidad de tiempo el segundo (s). Dentro de este sistema la unidad de fuerza es el Newton (N), definido como la fuerza que impone una aceleración de  $1 \text{ m/s}^2$  a una masa de  $1 \text{ kg}$ .”

- **FRECUENCIA Y PERÍODO.**

Según García Reyes (1998), “el periodo puede ser fácilmente calculado ya que las funciones seno y coseno tienen un periodo de  $2\pi$ .” El periodo  $T$  del movimiento está determinado por:

$$\omega T = 2\pi$$

$$T = 2\pi/\omega \quad \dots (1)$$

Los períodos generalmente se expresan en segundos por ciclo, o simplemente segundos, y se entiende que están implícitos en segundos por ciclo. Según García Reyes (1998), “el valor recíproco del periodo es la frecuencia natural,  $f$ .” De la ecuación (1) obtenemos:

$$f = 1/T = \omega/2\pi \quad \dots (2)$$

Según García Reyes (1998), “la frecuencia natural  $f$  se expresa generalmente en hercios o ciclos por segundo (cps). Debido a que la cantidad  $\omega$  solo difiere de la frecuencia natural  $f$  en el factor constante  $2\pi$ , también algunas veces se la denomina frecuencia natural.”

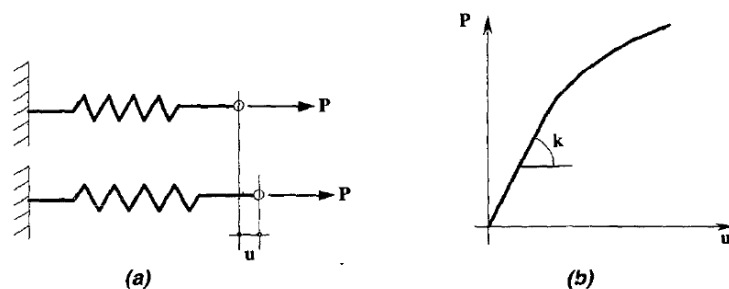
Para distinguir entre estas dos representaciones de frecuencia natural, puede llamar “frecuencia circular” o “frecuencia angular”. A menudo, estas dos cantidades se distinguen por contexto o unidad. Como se muestra, la frecuencia natural  $f$  se da en cps y la frecuencia circular  $\omega$  se da en radianes por segundo (rad / seg).

- **RIGIDEZ.**

Según García Reyes (1998), “todo cuerpo elástico que sea sometido a fuerzas externas, ya sean estáticas o dinámicas, sufre una deformación. La rigidez se define como la relación entre estas fuerzas externas y las deformaciones que ellas inducen en el cuerpo.” El caso más simple corresponde a un resorte helicoidal, como el que se muestra esquemáticamente en la ILUSTRACIÓN 1.

“Cuando el resorte se estira debido a la aplicación de una fuerza  $P$  en uno de sus extremos, estando el otro extremo adherido a un apoyo, las deformaciones son resistidas por medio de un trabajo interno que está asociado con la magnitud de la deformación del extremo libre.” La relación entre la fuerza que resiste el resorte y la deformación entre sus extremos tiene la forma mostrada en la ILUSTRACIÓN 1. En general esta relación no es totalmente lineal, pero cuando las deformaciones son pequeñas se puede idealizar como una línea recta.

**ILUSTRACIÓN 1: RELACIÓN FUERZA-DESPLAZAMIENTO PARA UN RESORTE**



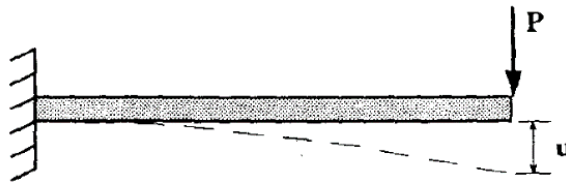
**FUENTE: GARCÍA REYES**

Según García Reyes (1998), “la rigidez, es, por lo tanto, la relación entre las fuerzas y los desplazamientos, usualmente se denomina por medio de la letra  $k$ . Matemáticamente se expresa por medio de la siguiente relación:”

$$k = P/u$$

El mismo concepto puede extenderse a cuerpos elásticos con otras formas. Es el caso de la ILUSTRACIÓN 2, Según García Reyes (1998), “se aplica una fuerza en la punta de una viga en voladizo, lo cual causa en su extremo libre un desplazamiento,  $u$ , en la dirección de la fuerza.”

### ILUSTRACIÓN 2: RELACIÓN FUERZA-DESPLAZAMIENTO PARA UN VOLADIZO



FUENTE: GARCÍA REYES

Utilizando los principios de la resistencia de materiales es posible demostrar que para el voladizo presentado en la ILUSTRACIÓN 2, la deflexión  $u$ , está dada por:

$$u = PL^3/3EI$$

Donde  $L$  es “la luz de la viga”,  $E$  es el “módulo de elasticidad del material de la viga”, e  $I$  es “el momento de Inercia de la sección de la viga”. En este caso la rigidez  $k$ , está dada por:

$$k = P/u = 3EI/L^3$$

La rigidez también se puede definir como la fuerza que se debe aplicar al sistema para lograr la tensión de la unidad en la misma dirección y en la dirección de la carga.

Para el caso de la columna y placa será:  $k = 12 EI/L^3$ , donde  $I$  es inercia, que para la Columna y Placa son igual a  $bh^3/12$ , Este valor se obtiene con respecto al eje neutro y en ambos sentidos de orientación.

- **AMORTIGUAMIENTO VISCOSO.**

Según García Reyes (1998), “un cuerpo que se encuentra en movimiento dentro de un fluido tiende a perder energía cinética debido a que la viscosidad del fluido se opone al movimiento. Esta pérdida de energía cinética está directamente asociada con la velocidad del movimiento.” La descripción matemática del fenómeno de amortiguamiento viscoso es la siguiente:

$$F_a = c\dot{x}$$

Dónde:

$F_a$  = “Fuerza producida por el amortiguador “

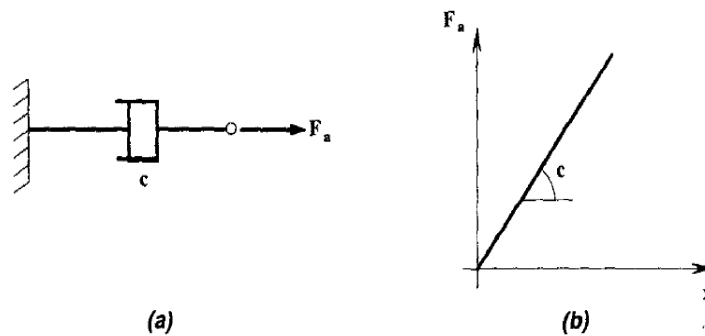
$c$  = “Constante del amortiguador. “

$\dot{x}$  = “Velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador.”

Generalmente representado por el diagrama de la ILUSTRACIÓN 3, que recuerda los amortiguadores utilizados en los automóviles. Los amortiguadores son amortiguadores viscosos que crean un efecto amortiguador al pasar el fluido viscoso a través de los agujeros en el émbolo. De pistón de doble efecto.

Según García Reyes (1998), “la amortiguación viscosa es útil para una descripción matemática simple. Esto le permite resolver ecuaciones diferenciales de movimiento para sistemas dinámicos sin mayores problemas.” Por esta razón, se usa incluso si la descripción matemática no corresponde exactamente a un fenómeno físico.

**ILUSTRACIÓN 3: RELACIÓN FUERZA-VELOCIDAD PARA UN AMORTIGUADOR VISCOSO.**



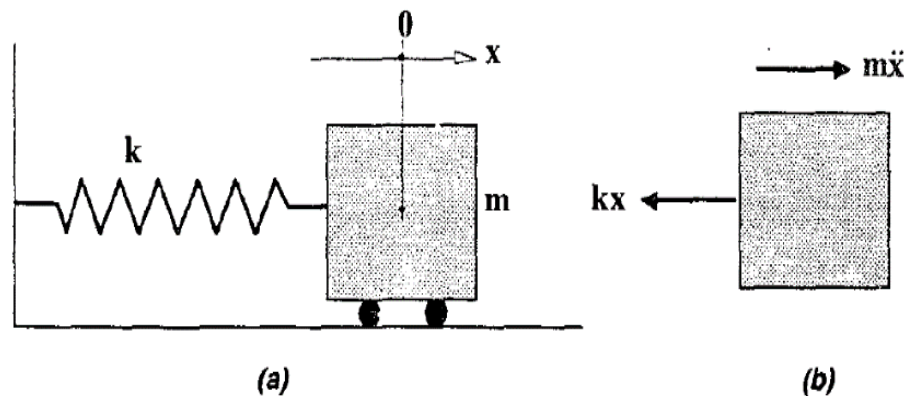
**FUENTE: GARCÍA REYES**

- **VIBRACIÓN LIBRE AMORTIGUADA.**

Según García Reyes (1998), “los movimientos oscilatorios tienden a disminuir con el tiempo hasta desaparecer. Esto se debe al amortiguamiento que se presenta, el cual hace que parte de la energía se disipe. Las causas de este amortiguamiento están asociadas con diferentes fenómenos dentro de los cuales se puede contar la fricción de la masa sobre la superficie de apoyo, el efecto del aire que rodea la masa, el cual tiende a impedir que ocurra el movimiento, la no linealidad del material del resorte, entre otros.”

La ILUSTRACIÓN 4 muestra un sistema lineal amortiguado de grados de libertad. Los grados de libertad se describen mediante la ordenada  $x$ , que indica la posición de la masa  $m$ . Esta masa está conectada a un resorte con una rigidez constante  $k$  y un amortiguador con una constante  $c$ , colocada sobre una superficie sin fricción.

**ILUSTRACIÓN 4: SISTEMA LINEAL AMORTIGUADO DE UN GRADO DE LIBERTAD.**



**FUENTE: GARCÍA REYES**

Utilizando el principio de D'Alembert puede plantearse la siguiente ecuación:

$$Kx + c\dot{x} + m\ddot{x} = 0 \quad \dots (1)$$

La ecuación característica de la ecuación anterior es:

$$m\lambda^2 + c\lambda + k = 0 \quad \dots (2)$$

Cuyas raíces es:

$$\lambda = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m} \quad \dots(3)$$

- **AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO.**

Si el radical en la ecuación (3) es igual a 0, la atenuación  $c$  se llama atenuación crítica, definida como  $C_c$  y se obtiene como:

$$C_c^2 - 4mk = 0 \quad \dots (4)$$

Por lo tanto:

$$C_c = 2\sqrt{mk} = 2\sqrt{mk(m/m)} = 2m\omega \quad \dots (5)$$

Definiendo  $\xi$  como el coeficiente de amortiguamiento crítico, igual al cociente  $C/C_c$ , entonces:

$$C = 2\xi m\omega \quad \dots (6)$$

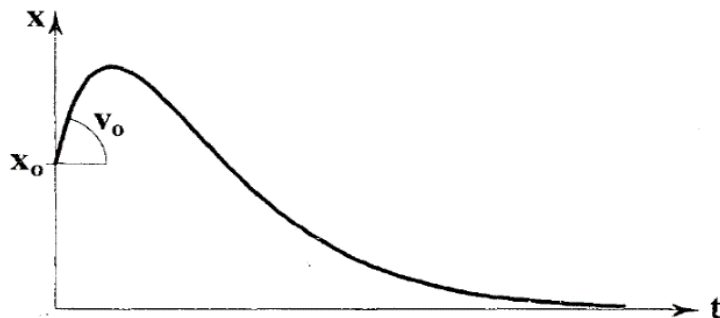
Que al ser reemplazado en la ecuación (4) se obtiene:

$$\lambda_1 = [-\xi + \sqrt{\xi^2 - 1}]\omega \quad \dots (7)$$

$$\lambda_2 = [-\xi - \sqrt{\xi^2 - 1}]\omega \quad \dots (8)$$

Ahora, los 3 casos de interés se han convertido en  $\xi = 1$ ,  $\xi > 1$  y  $\xi < 1$ , que se denominan amortiguamiento igual, mayor y menor del crítico, respectivamente.

**ILUSTRACIÓN 5: RESPUESTA DE UN SISTEMA CON AMORTIGUAMIENTO IGUAL AL CRÍTICO.**



**FUENTE: GARCÍA REYES**

Para el caso de amortiguamiento igual al crítico ( $\xi = 1$ ):

$$\lambda_1 = \lambda_2 = -\omega \quad \dots (9)$$

Debido a la doble raíz la solución para el movimiento  $x$ , es del tipo:

$$x(t) = Ae^{-\omega t} + Bte^{-\omega t} \quad \dots (10)$$

Reemplazando las condiciones iniciales se obtiene:

$$x(t) = [x_0 + t(v_0 + x_0\omega)]e^{-\omega t} \quad \dots (11)$$

Donde  $x_0 + y$  y  $v_0 +$  son el desplazamiento y la velocidad inicial respectivamente.

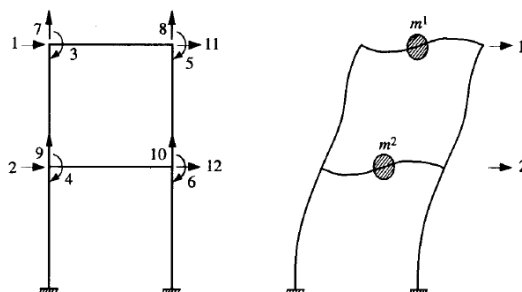
- **GRADOS DE LIBERTAD DINÁMICOS.**

Según García Reyes (1998), “desde el punto de vista dinámico, interesan los grados de libertad en los que se generan fuerzas generalizadas de inercia significativas; es decir, fuerzas iguales a masa por aceleración o momento de inercia por aceleración angular.” En la ILUSTRACIÓN 6 se muestra un marco que tiene 12 grados de libertad estáticos. Sin embargo, si las fuerzas de inercia importantes son solamente las que generan las masas  $m_1$  y  $m_2$  al moverse lateralmente y las deformaciones de los pisos en su plano son depreciables, tenemos un sistema de dos grados de libertad dinámicos, que son precisamente los desplazamientos laterales 1 y 2 en la ILUSTRACIÓN 6.

Esto no significa que el desplazamiento sea compensado por las vueltas restantes, pero es apropiado notar que agregar un valor distinto de cero no crea una fuerza de inercia considerada.

Como se explicó anteriormente, en los edificios es generalmente aceptable suponer que el piso es un diafragma rígido en un plano. Esto le permite representar el movimiento lateral de cualquier punto en el piso en términos de tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales y giratorios. El desplazamiento lateral depende solo de los valores obtenidos por estos tres grados de libertad, como se muestra en ILUSTRACIÓN 6.

**ILUSTRACIÓN 6: GRADOS DE LIBERTAD ESTÁTICOS Y DINÁMICOS.**



**FUENTE: BAZÁN & MELI**

Por otro lado, dado el hecho de que la mayor parte de la masa está directamente soportada por el piso, también es aceptable suponer que toda la masa se concentra en el piso, por lo que la fuerza de inercia generada por el desplazamiento lateral es el producto del lineal. aceleración (dos ejes horizontales verticales) y la masa de cada piso debido al momento de inercia de la masa debido a la aceleración angular alrededor del eje vertical que pasa por el centro de masa.

Esto permite el análisis dinámico de edificios con modelos de tres grados de libertad por piso.

Si el piso no gira alrededor de un eje vertical debido a la simetría, el edificio o sus componentes pueden modelarse como un sistema con un grado de libertad (desplazamiento lateral) por piso.

Nótese que la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos implica que las vigas no tienen deformaciones axiales: tal sería el caso del marco de la ILUSTRACIÓN 6.

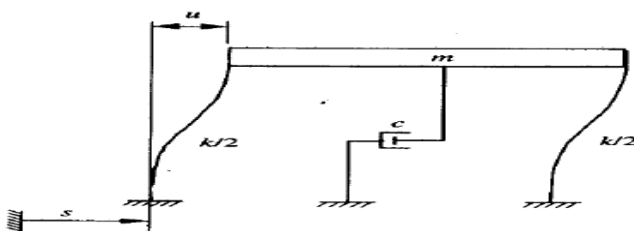
- **SISTEMAS LINEALES DE UN GRADO DE LIBERTAD.**

Según García Reyes (1998), “consideremos el sistema de un piso mostrado en la ILUSTRACIÓN 7, constituido por una masa concentrada que puede tener un desplazamiento horizontal  $u$ , ligado al terreno mediante varios elementos verticales representados esquemáticamente por dos columnas elásticas y por un amortiguador.

Cuando el terreno experimenta un desplazamiento horizontal  $s$ , la ecuación de equilibrio dinámico muestra una fuerza de inercia, que es igual a su aceleración absoluta  $\ddot{x}$ , su rigidez y su fuerza de amortiguación.

En el caso más simple, la rigidez y la fuerza de amortiguación son proporcionales a la velocidad de  $\dot{u}$  con respecto a su base con respecto al desplazamiento  $u$  y la masa, respectivamente.

**ILUSTRACIÓN 7: SISTEMA SIMPLE CON AMORTIGUAMIENTO VISCOSO**



**FUENTE: BAZÁN & MELI**

Deje  $k$  y  $c$  ser constantes proporcionales de correspondencia que no deberían cambiar con el tiempo.  $k$  es lo mismo que la matriz de rigidez transversal, en este caso  $1 \times 1$ , y  $c$  se denomina relación o relación de amortiguamiento.

- **MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO.**

Según García Reyes (1998), “en la actualidad, el método finito constituye la más poderosa herramienta para el análisis de estructura complejas, como ciertos muros de composición y/o geometría complicada. Para fines prácticos, las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales pueden considerarse como exactas.”

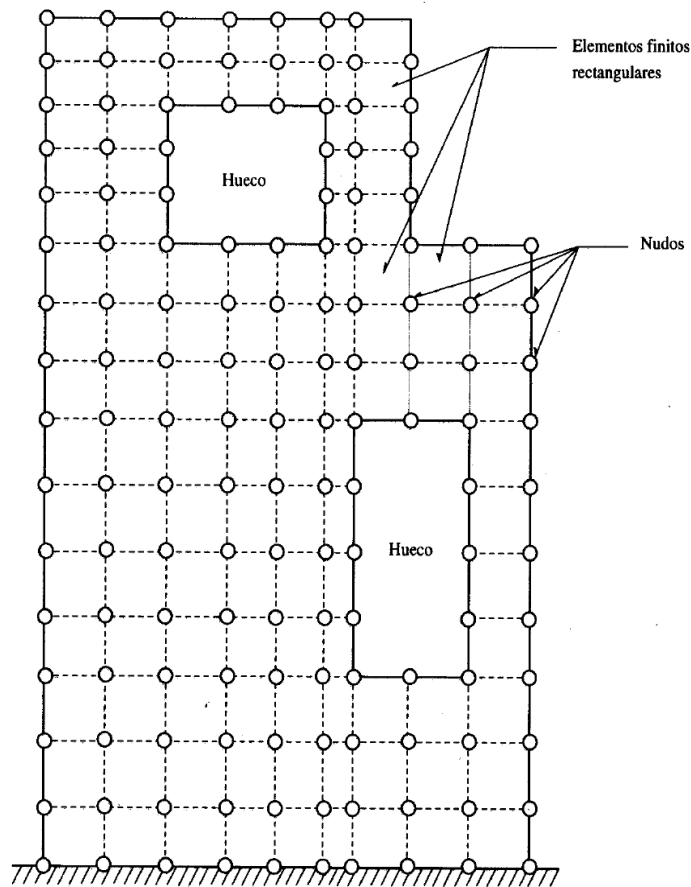
Básicamente, este método divide la estructura en subregiones llamadas elementos finitos y especifica cómo varía el desplazamiento de acuerdo con el valor correspondiente a un punto particular, llamado nodo ILUSTRACIÓN 8.

Al igual que con las vigas y barras, los posibles desplazamientos y rotaciones de nodos constituyen grados de libertad. La matriz de la rigidez de cada elemento se determina en función de las leyes constitutivas del material (es decir, la relación que existe entre la tensión y la deformación, como la ley de Hooke) y las funciones empleadas para definir el desplazamiento. El principio de las obras virtuales. Esta matriz hace referencia a los grados de libertad de nudos de los elementos.

Los métodos de elementos finitos se usan solo en computadoras y hay algunos programas bastante comunes que pueden analizar varios tipos de estructuras. Uno de los más populares es un desarrollador bajo el mando de Wilson, que ha creado varias versiones mejoradas para computadoras personales. En general, los programas modernos, además de ser numéricamente eficientes, tienen herramientas gráficas para preparar datos y examinar los resultados.

Al igual que con las vigas y barras, los posibles desplazamientos y rotaciones de nodos constituyen grados de libertad. La matriz de la rigidez de cada elemento se determina en función de las leyes constitutivas del material (es decir, la relación que existe entre la tensión y la deformación, como la ley de Hooke) y las funciones empleadas para definir el desplazamiento. El principio de las obras virtuales. Esta matriz hace referencia a los grados de libertad de nudos de los elementos.

## ILUSTRACIÓN 8: MALLA DE ELEMENTOS FINITOS PARA ANALIZAR



FUENTE: BAZÁN & MELI

Los métodos de elementos finitos se usan solo en computadoras y hay algunos programas bastante comunes que pueden analizar varios tipos de estructuras. Uno de los más populares es un desarrollador bajo el mando de Wilson, que ha creado varias versiones mejoradas para computadoras personales. En general, los programas modernos, además de ser numéricamente eficientes, tienen herramientas gráficas para preparar datos y examinar los resultados.

- **MÉTODO DE LA COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA.**

Según García Reyes (1998), “el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados parte de la premisa de las respuestas de los grados de libertad desacoplados es estadísticamente independiente. En aquellos casos en los cuales existe interacción modal debe recurrirse a otros procedimientos.” El más utilizado se conoce como Acoplamiento

Cuadrático Completo (CCC). La forma en que se combinan las respuestas de los diversos parámetros de modo  $r$  se expresa como:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m (r_i r_j \rho_{ij})} \quad \dots(11)$$

Donde  $r_i$  y  $r_j$  corresponden a la respuesta modal máxima de los parámetros del modo  $i$  y  $j$ , respectivamente, y  $r_{ij}$  corresponde al coeficiente de correlación entre los dos modos. Por esta última razón, se pueden obtener dos términos de suma del mismo modo del producto. Esto da la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m (r_i r_j \rho_{ij})} \quad \dots(12)$$

Es evidente aquí que la primera sumatoria corresponde al “método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” (RCSC), el cual un caso particular del método CCC cuando los coeficientes de correlación entre modos son cero, lo cual solo ocurre cuando hay independencia estadística entre ellos, confirmado la base del método RCSC.

Primero se propuso este método, y luego Der Kiureghian propuso otro método para calcular el coeficiente de correlación. Este es actualmente el más utilizado y se describe a continuación. Se introducen otros métodos en Gupta y se comparan con los dos anteriores. Todos se basan en la teoría de la vibración aleatoria y su deducción está más allá del alcance de las presentaciones introductorias.

Según el procedimiento Der Kiureghian, el coeficiente de correlación se calcula de la siguiente manera:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij}\xi_j)(\beta_{ij})^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2) + 4\xi_i \xi_j \beta_{ij}(1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)\beta_{ij}^2} \quad \dots (13)$$

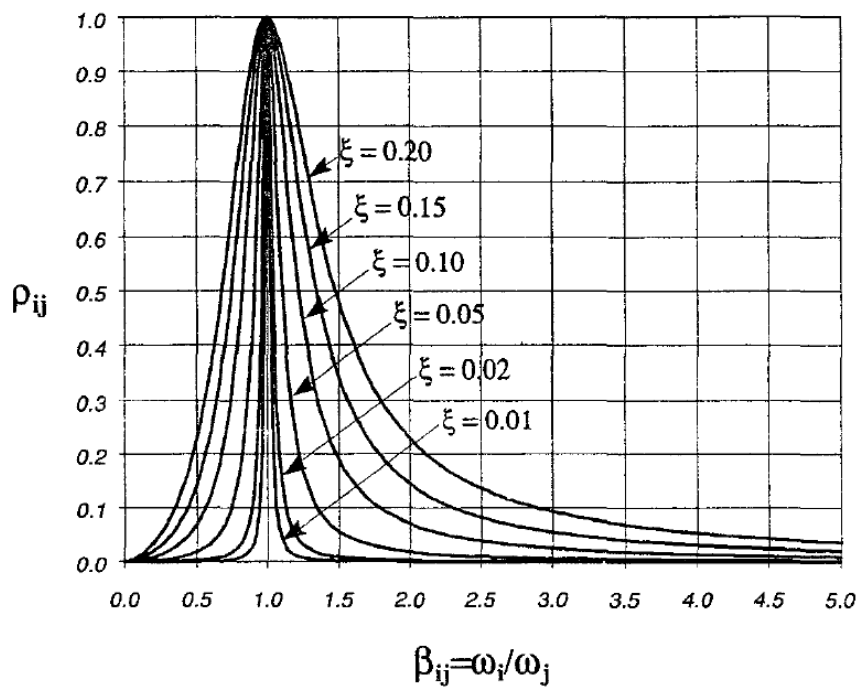
Donde  $\xi_i$  y  $\xi_j$  son los coeficientes de amortiguamiento de los modos  $i$  y  $j$ , respectivamente, y  $\beta_{ij} = \omega_i/\omega_j$ , siendo  $\omega_i$  y  $\omega_j$  las frecuencias naturales, en radianes por segundo de los modos  $i$  y  $j$ , respectivamente. Cuando el coeficiente de

amortiguamiento crítico es el mismo para los dos modos, la ecuación anterior se convierte en:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1 - \beta_{ij})(\beta_{ij})^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}(1 + \beta_{ij}^2)^2} \dots (14)$$

Un aspecto de la ecuación anterior es que el coeficiente de correlación es cero porque no hay atenuación. En la ILUSTRACIÓN 9, se representa la ecuación (14) anterior. Claramente, el coeficiente de correlación aumenta a medida que se acercan las dos frecuencias, y el efecto se vuelve más pronunciado a medida que aumenta la atenuación.

**ILUSTRACIÓN 9: COEFICIENTE DE CORRELACIÓN PARA EL MÉTODO CCC.**



**FUENTE: GARCÍA REYES**

La ILUSTRACIÓN 9 se demuestra que aun para amortiguamiento hasta de 10% del crítico, para frecuencias que difieran por un factor de 2 o más ( $0.5 > \beta_{ij}$  o  $\beta_{ij} > 2$ ), el coeficiente de correlación  $\rho_{ij}$ , se mantiene por debajo de 0.10. La importancia del método CCC se hace manifiesta cuando existen frecuencias naturales cercanas, de resto los

resultados obtenidos son prácticamente los mismos que se obtendrían con el método RCSC.

### **1.3. MARCO CONCEPTUAL DE LA INVESTIGACIÓN.**

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL. “Elaboración de análisis para evaluar la vulnerabilidad al daño funcional. De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE. “Una serie de mediciones para análisis estructural y diseño utilizando conceptos básicos de diseño sísmico.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO. “Representa el estrés sísmico mediante un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en cada nivel.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO. “Esto incluye el análisis de fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en estructuras y mecanismos como resultado de desplazamientos y deformaciones.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

ZONIFICACIÓN. “Según análisis previos de su idoneidad, características y cualidades, es la clasificación de usos que se realiza dentro de la unidad territorial del distrito de su gestión integrada.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA. “Este factor se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural a la aceleración del suelo.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

CORTANTE BASAL. “Esta es la fuerza de reacción que ocurre en todos los cuadros en su base, incluida la estructura.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

DEFORMACIÓN CORTANTE BASAL. “Son cambios o desplazamientos que se generan de forma estructural.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

DUCTILIDAD. “Es una propiedad de estos materiales que pueden transformarse bajo la acción de la fuerza sin romperse.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

DERIVAS. “Estos son los desplazamientos producidos por el piso debido a fuerzas horizontales.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

DESPLAZAMIENTO. “Este es el movimiento producido por una estructura por varias fuerzas que actúan sobre ella.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

EXCENTRIDADES. “Un parámetro que determina el grado de desviación de una sección sobre un eje.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

FALLAS ESTRUCTURALES. “Se refiere a un colapso en el que la estructura se destruye parcial o totalmente.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

PARÁMETROS DE DISEÑO. “Los parámetros consisten en variables que permiten que cada unidad sea reconocida dentro del conjunto de elementos por el valor numérico correspondiente.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

IRREGULAR. “Cambios significativos en la rigidez, masa y altura en la estructura de un edificio.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

PERÍODO. “El tiempo que se tarda en completar un ciclo de la construcción de la vibración.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

DIAFRAGMA. “Un elemento estructural a nivel del suelo. Distribuye fuerzas horizontales a elementos verticales resistentes.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

ESTRUCTURA RESISTENTE. “La estructura tolerante del edificio consiste en una serie de elementos considerados en el cálculo como compañeros de trabajo para mantener el trabajo estable contra todas las tensiones que el edificio puede experimentar durante su vida útil.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

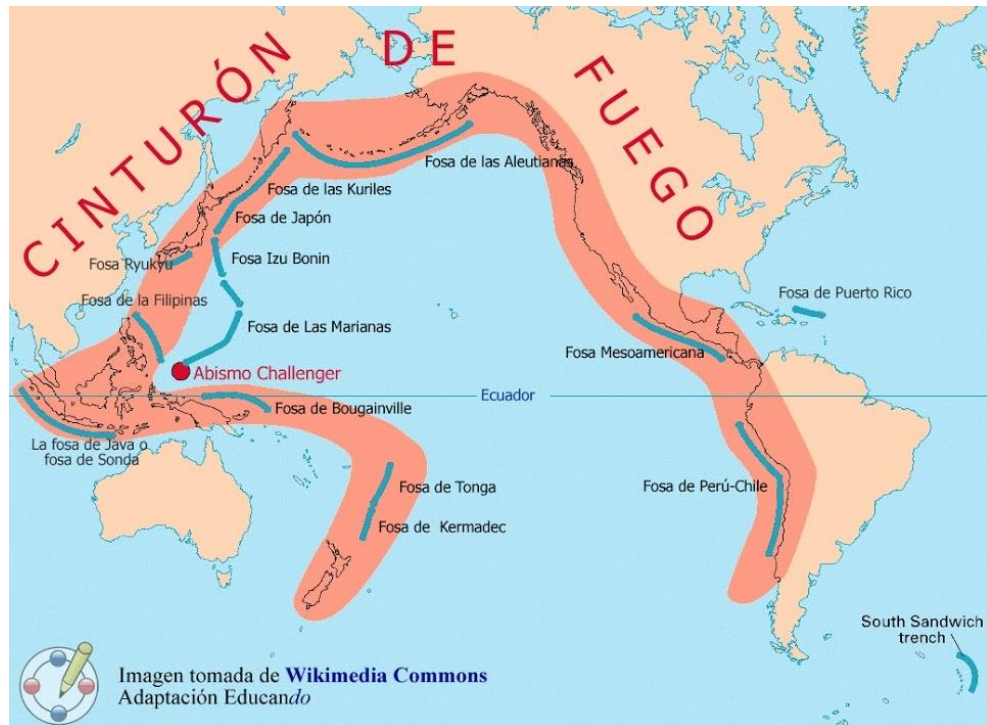
GRADO DE DAÑO SÍSMICO. “Está determinado por los elementos estructurales del edificio afectados por el terremoto.” De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación.

## **CAPÍTULO II – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.**

Las costas de Perú y Chile se encuentran en las llamadas "cinturón de fuego del pacífico". Los terremotos más fuertes ocurren regularmente aquí, afectando a los residentes y edificios cercanos, causando la pérdida de personas y propiedades.

## ILUSTRACIÓN 10: CINTURÓN DE FUEGO DEL PACIFICO



**FUENTE: WIKIPEDIA**

“Un terremoto es un choque repentino y temporal a la corteza causado por la liberación de energía almacenada en forma de ondas sísmicas”. Los terremotos pueden dañar edificios, estos daños van desde leves hasta graves, pudiendo provocar el colapso de la edificación.

Perú y Chile, a lo largo de su historia han registrado sismos importantes, siendo los últimos más reconocibles el de “Pisco de 2007” (con 595 fallecidos) y el de “Cauquenes de 2010” (con 521 fallecidos).

Con la finalidad de evitar pérdidas humanas y materiales, tanto Perú como Chile, se ha desarrollado la normativa que permita analizar, diseñar y construir edificaciones resistentes a los sismos, “edificaciones sismorresistentes”.

Actualmente, el Perú cuenta con la norma “RNE E 0.30”, la cual data del año 2009 y fue actualizada en el año 2016; mientras que Chile cuenta con la “Norma NCH 433”, que data del año 1996 y fue actualizada en el año 2012.

Con la finalidad de conocer las similitudes y diferencias entre la “Norma Peruana” y la “Norma Chilena” se realiza la presente investigación.

## **2.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.**

### **2.2.1. PROBLEMA GENERAL.**

El problema general se presenta como:

- ¿Cómo influye el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” en beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa?

### **2.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.**

Los problemas específicos se presentan como:

- ¿Cómo influye el nivel de desplazamiento lateral en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa?
- ¿Cómo influye los parámetros sísmicos en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa-?
- ¿En qué medida influye el dimensionamiento de los elementos estructurales en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa?

## **2.3. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.**

### **2.3.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL O GEOGRÁFICA.**

En la presente investigación, se toma como caso de análisis el desarrollo de la proyección del condominio habitacional (vivienda multifamiliar) para la ciudad de Palpa, el cual se desarrollará sobre un terreno de 20.00 metros de frente con 20.00 metros de fondo ubicado en la Calle 15 de agosto s/n.

## ILUSTRACIÓN 11: UBICACIÓN



FUENTE: PROPIA

### 2.3.2. DELIMITACIÓN TEMPORAL.

En la presente investigación se ha tomado unos 06 meses para su desarrollo, tomando en este periodo el tiempo para la realización de los trabajos de campo y escritorio.

### 2.3.3. DELIMITACIÓN SOCIAL.

En la presente investigación se ha tomado en cuenta los requerimientos técnicos establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) desarrollado por el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (MVCS) y los parámetros urbanísticos desarrollado por la Municipalidad Provincial de Palpa.

### 2.3.4. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL.

En la presentación investigación se ha tomado en cuenta la información teórica y conceptual desarrollada en los cursos de análisis sísmico de edificaciones desarrollado en las aulas de la facultad de ingeniería civil.

## **2.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.**

### **2.4.1. JUSTIFICACIÓN**

El presente trabajo sirve como guía para estudiantes de ingeniería civil y profesionales que trabajan en los campos de análisis estructural y diseño, con lo cual se pretenderá entender mejor los conceptos y principios que presenta la “Norma de Diseño Sismorresistente E.030 2016”, familiarizándose mejor con nuevos factores y diversos valores de zonificación, periodos, condiciones de irregularidad, desplazamientos, parámetros de suelo entre otros, obteniendo un amplio conocimiento sobre la aplicación de normas para el análisis sísmico.

### **2.4.2. IMPORTANCIA**

Este proyecto tiene como finalidad brindarles una mejoría y mayor seguridad, para las futuras construcciones que puedan realizar los pobladores de la Ciudad de Palpa y zonas aledañas.

## **2.5. OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN.**

### **2.5.1. OBJETIVO GENERAL.**

El objetivo general se presenta como:

- Determinar el grado de influencia en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa-Ica

### **2.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.**

Los objetivos específicos se presentan como:

- Establecer el grado de influencia del nivel de desplazamiento lateral en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa.

- Establecer el grado de influencia de los parámetros sísmicos en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa.

- Determinar el grado de influencia del dimensionamiento de los elementos estructurales en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa.

## **2.6. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN.**

### **2.6.1. HIPÓTESIS GENERAL.**

La hipótesis general se presenta como:

- El análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa-Ica.

### **2.6.2. HIPÓTESIS ESPECIFICA.**

Las hipótesis específicas se presentan como:

- El nivel de desplazamiento lateral en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa.

- los parámetros sísmicos en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa.

- El dimensionamiento de los elementos estructurales en el análisis y diseño comparativo de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” para el beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa.

## 2.7. VARIABLES DE INVESTIGACIÓN.

### 2.7.1. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.

- Variable Independiente: Análisis y diseño de una edificación de concreto armado y albañilería, aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433”.
- Variable Dependiente: la resistencia de la edificación en beneficio de la seguridad y desarrollo de la población de la ciudad de Palpa-Ica.

### 2.7.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

En la operacionalización de las variables se consideró como variable independiente a la “Norma Sísmica” y como variable dependiente a la “Resistencia Estructural”.

**TABLA 1: MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES**

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión
Norma Sísmica	“Un conjunto de criterios para el análisis estructural dinámico de edificios, especialmente para terremotos.”	“Calcule las fuerzas dinámicas que actúan sobre un edificio.”	Fuerza Sísmica.
Resistencia Estructural	“Es la capacidad del edificio y sus elementos para oponerse a las fuerzas que actúan sobre él.”	“Calcule la fuerza que actúa sobre un edificio contra una carga.”	Deriva Lateral.

**FUENTE: PROPIA.**

## **CAPÍTULO III – ESTRATEGIA METODOLÓGICA/METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.**

### **3.1. TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.**

#### **3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.**

La investigación es de tipo “cuantitativa”, puesto que se busca medir el cambio en los resultados obtenidos con la norma sísmica peruana y con la norma sísmica chilena.

#### **3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.**

La investigación es de nivel “explicativa”, puesto que se busca entender el objeto de estudio a través de la descripción de sus características, siendo este objeto la aplicación de la norma sísmica peruana y la norma sísmica chilena en el diseño de una edificación.

#### **3.1.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.**

La investigación es de diseño “experimental”, puesto que se busca establecer la relación entre los resultados obtenidos y las características del objeto de estudio, es decir los resultados luego de aplicar la norma sísmica peruana y la norma sísmica chilena.

### **3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN.**

#### **3.2.1. POBLACIÓN DE ESTUDIO.**

La investigación considera que la población de estudio está conformada por los elementos estructurales de la edificación (cimientos, muros, columnas, vigas y losas), las cuales, en conjunto, deberán soportar las cargas estáticas y dinámicas, esta última producida por el sismo.

#### **3.2.2. MUESTRA DE ESTUDIO.**

La investigación considera que la muestra de estudio está conformada por los elementos estructurales de la edificación con las mayores cargas generadas por las cargas estáticas y dinámicas, esta última producida por el sismo.

## **CAPÍTULO IV – TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

### **4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.**

La investigación emplea como técnica de recolección de datos a la observación, ya que se observará el comportamiento de la edificación frente a la aplicación en su diseño de la norma sísmica peruana y la norma sísmica chilena.

### **4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.**

La investigación emplea como instrumento de recolección de datos a la ficha, en la cual se anota lo observado durante la experimentación, anotando el comportamiento de la edificación frente a la aplicación en su diseño de la norma sísmica peruana y la norma sísmica chilena.

### **4.3. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.**

La investigación emplea como herramienta de procesamiento de datos al programa Etabs, el cual ha sido desarrollado por la empresa CSI, además se ha empleado el programa Excel, el cual ha sido desarrollado por la empresa Microsoft.

## **CAPÍTULO V – PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.**

### **5.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.**

- **DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA.**

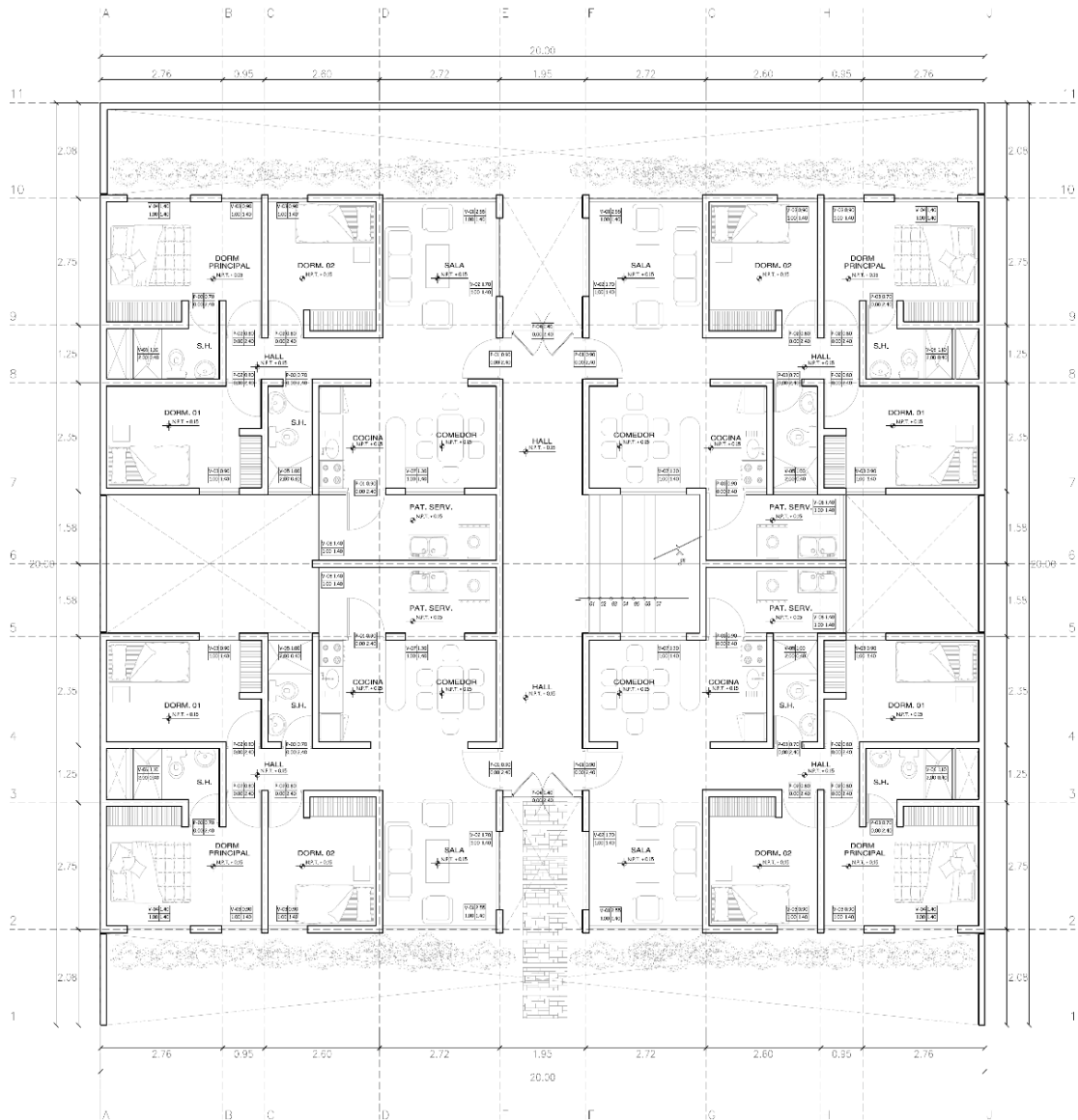
Para el desarrollo de la arquitectura de la edificación se ha considerado lo establecido por la norma A 010 “Condiciones Generales de Diseño” y la norma A 020 “Vivienda”.

La distribución de la edificación es similar en cada piso o nivel, contando en cada uno de ellos de 04 Unidades de Vivienda, el área de cada unidad de vivienda es de 52.00 m<sup>2</sup>.

La edificación tendrá cuatro (04) pisos, siendo la altura de cada uno de 2.40 m, de piso a cielorraso.

Cada Unidad de Vivienda cuenta con los siguientes ambientes: 01 sala, 01 comedor, 01 cocina, 01 lavandería, 03 dormitorios y 02 baños. Los ambientes han sido proyectados de manera que se pueda desarrollar la actividad para las que son destinadas, además de permitir su ocupación con el mobiliario necesario y ocupantes. Cada ambiente cuenta con una ventana al exterior que permite obtener la iluminación y ventilación natural.

### ILUSTRACIÓN 12: ARQUITECTURA



FUENTE: PROPIA

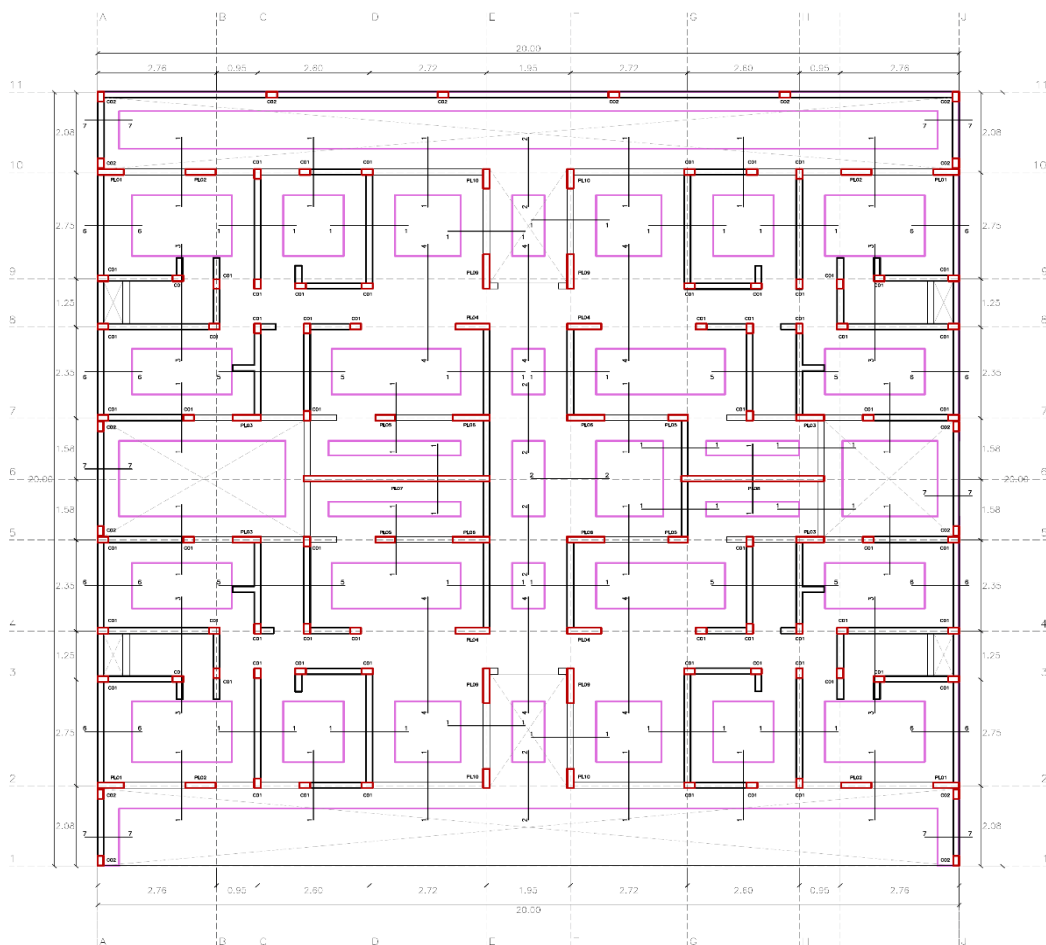
- **DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.**

En el desarrollo de la estructura considero lo establecido por la norma E 050 “Suelos y Cimentaciones”, la norma E 060 “Concreto Armado”, la norma E 070 “Albañilería”, así como la norma E 030 para el realizar el análisis sísmico. Como completamente se realizó el análisis sísmico de la norma NCH 433.

- **SUB ESTRUCTURA.**

La sub estructura está conformada por la cimentación, según Teodoro Harmsen (2002), “es el conjunto de elementos estructurales de una edificación cuya misión es transmitir sus cargas al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen la presión admisible del suelo.”

### ILUSTRACIÓN 13: CIMENTACIÓN



**FUENTE: PROPIA**

Además, “debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de las columnas y/o muros que soporta, el área de contacto entre el suelo y la cimentación debe ser proporcionalmente más grande que los elementos soportados.”

Para el caso, debido a que los elementos de soporte son muros, se ha optado por el empleo de zapatas continuas, las cuales emplearan como material al concreto armado.

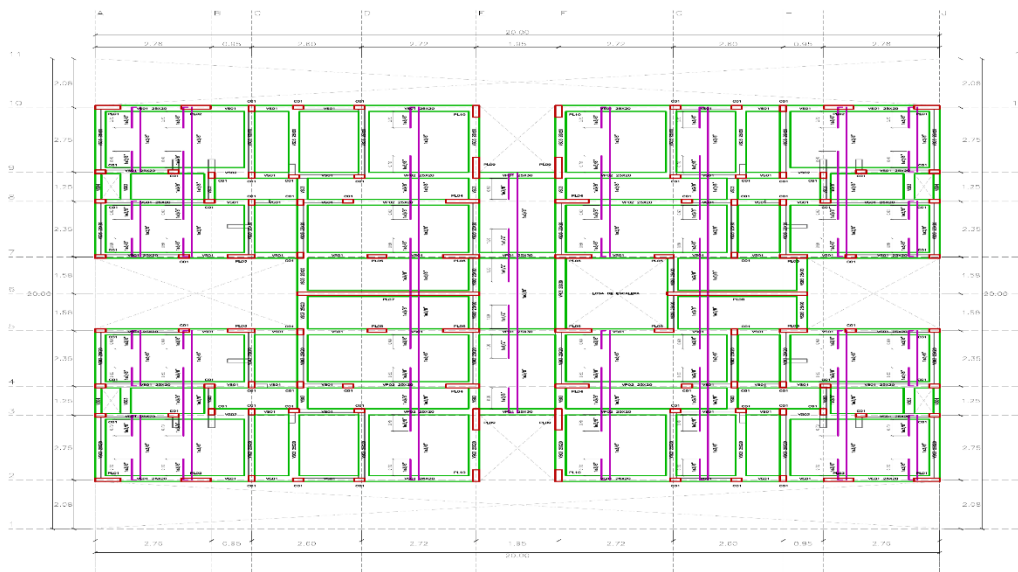
#### - **SÚPER ESTRUCTURA.**

La súper estructura según Teodoro Harmsen (2002), “es la parte de la edificación que se encuentra sobre el suelo, es la parte visible de la edificación, la cual está conformada por los elementos cobertura como son las losas y las vigas y los elementos de sostenimiento como son muros y columnas.”

En la edificación se emplearán losas aligeradas, elementos conformados por viguetas de concreto armado con ladrillos de techo, estos elementos se encontrarán confinados con vigas peraltadas y vigas soleras, siendo los primero elementos que se pueden flexar y el segundo elemento que no se pueden flexar debido a que se encuentran sobre un muro.

En la disposición de la losa aligerada se ha tenido en cuenta la hiperestaticidad, apoyándose dicho elemento en el mayor número de apoyos posibles considerando la luz más corta a cubrir. Siendo para el caso presentado la dirección Y.

**ILUSTRACIÓN 14: VIGA Y LOSA**



**FUENTE: PROPIA**

- **DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.**

Para el dimensionado de los elementos estructurales se ha tomado en cuenta lo expuesto por las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones, siendo estas la norma E 060 para los elementos de concreto armado y la norma E 070 para los muros de albañilería.

En caso no se cuente con la información necesaria para el dimensionado en las normas mencionadas se emplearán los criterios desarrollados por el ingeniero Antonio Blanco Blasco para los elementos de concreto armado y por el ingeniero Ángel San Bartolomé para los elementos de albañilería.

- **LOSA (ESCALERA Y TECHO).**

De acuerdo a la norma E.060, “para el caso de losas aligeradas apoyadas en una dirección se puede tomar en cuenta los siguientes criterios en su dimensionado:”

- “Simplemente apoyado”  $L/16$
- “Con un extremo continuo”  $L/18.5$
- “Ambos extremos continuos”  $L/21$
- “En voladizo”  $L/8$

Para el caso de la edificación en desarrollo, la losa se apoyará en dirección Y, esto debido a que en esta dirección se presentan las menores luces.

Se realiza el cálculo del espesor de la losa para la losa en el extremo, donde se tiene la sala con una luz de 3.00 m, para la cual se calcula un espesor de 0.16 m.

$$e_{losa} = \frac{L}{18.5} = \frac{3.00}{18.5} = 0.16 \text{ m}$$

Además, se realiza el cálculo del espesor de la losa para la losa en el interior, con ambos extremos continuos, donde se tiene el comedor con una luz de 2.50 m, para la cual se calcula un espesor de 0.16 m.

$$e_{losa} = \frac{L}{16} = \frac{2.50}{16} = 0.16 \text{ m}$$

Finalmente, viendo el resultado de los cálculos realizados se considera emplear una losa de 0.17 m en toda la edificación, esto debido a que la losa aligerada tiene un espesor de 0.17 m, 0.20 m, 0.25 m y 0.30 m.

## - LOSA DE ESCALERA

Las escaleras, Según Teodoro Harmsen (2002), “son los elementos estructurales que conectan un nivel con otro de la edificación. La comodidad que brindan al usuario depende en gran medida de su inclinación. En este sentido, es recomendable una inclinación de 20° a 50°. Para pendientes menores lo usual es emplear rampas.”

Además, “las escaleras presentan diferentes tipos de secciones. Los pasos miden entre 25 y 30 cm. y los contrapasos entre 16 y 19 cm.” Como regla práctica se considera que una escalera estará bien proporcionada si cumple la siguiente relación:”

$$6l \text{ cm} \leq 2cp + p \leq 64 \text{ cm.}$$

Dónde:

$cp$  = Longitud del contrapaso.

$p$  = Longitud del paso

Considerando que los Pasos ( $p$ ) deben tener unos 25 cm como mínimo y los contrapasos ( $cp$ ) unos 17 cm como máximo, de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificación, se observa que estas dimensiones se encuentran dentro del rango mostrado, siendo el cálculo:

$$2cp + p = 2(17) + 25 = 59 \text{ cm}$$

Para el cálculo del espesor de la losa se emplea el criterio desarrollado por el ingeniero Antonio Blanco Blasco:

$$\frac{l}{25} < t < \frac{l}{20}$$

La losa de la escalera tiene una luz entre apoyos de unos 2.75 m, siendo el espesor de la losa la siguiente:

$$t = \frac{l}{25} = \frac{2.75}{25} = 0.11$$

Finalmente, viendo el resultado obtenido se considera emplear una losa de escalera con un espesor de 0.15 m para todos los tramos de dicho elemento en la edificación.

## - VIGA (PERALTADA Y SOLERA).

De acuerdo a la norma E.060, “para el caso de vigas peraltadas apoyadas en una dirección se puede tomar en cuenta los siguientes criterios en su dimensionado:”

- “Simplemente apoyado “  $L/16$
- “Con un extremo continuo”  $L/18.5$
- “Ambos extremos continuos”  $L/21$
- “En voladizo”  $L/8$

Considerando que las vigas peraltas a emplear serán simplemente apoyadas y se ubican en la zona de los pasadizos, donde la mayor luz es de 2.00 m y la zona de la escalera, donde la luz a cubrir es de 3.00 m, se tendrán peraltes de 0.13 y 0.18 m respectivamente.

Considerando que estas dimensiones son pequeñas para los esfuerzos que se producirán se considera emplear el criterio desarrollados por el Ingeniero Antonio Blanco Blasco para el dimensionado de vigas peraltas, los cuales son:

$$\frac{l}{12} \leq d \leq \frac{l}{10}$$

Dónde:

$d$  = Peralte de la viga (m)

$l$  = “Luz libre de la viga.”

$$0.3h < b < 0.5h$$

Dónde:

$h$  = “Peralte de la viga.”

$b$  = “Ancho de la viga.”

Operando considerando este criterio se tiene:

Para el pasadizo:

$$d = \frac{l}{12} = \frac{2.00}{12} = 0.17$$

$$b = 0.5h = 0.5(0.17) = 0.085$$

Para la escalera:

$$d = \frac{l}{12} = \frac{3.00}{12} = 0.25$$

$$b = 0.5h = 0.5(0.25) = 0.125$$

Finalmente, viendo los resultados de los cálculos realizados se considera empelar una viga con una sección de 25x30 para las vigas peraltadas en los pasadizos y la escalera.

Para el caso de las vigas dintel, de acuerdo a la norma E 070, se recomienda emplear vigas con un peralte de 30 cm. Esto con la finalidad que sirvan como disipadores de energía.

#### - **MUROS DE ALBAÑILERÍA Y PLACA**

De acuerdo a la norma E 070, “los muros de albañilería confirmada y placas se pueden dimensionar estos calculando la densidad de los muros, siendo necesario para ello primer calcula el espesor de los muros.” Los cálculos son los que se presentan:

#### - **ESPESOR DE MURO.**

Se verifica el espesor mínimo de los muros empleando la siguiente ecuación:

$$t \geq h/20$$

Dónde:

$h$  = “Altura efectiva del muro.”

$t$  = “Espesor del muro.”

$$t \geq \frac{h}{20} = \frac{2.40}{20} = 0.12m$$

Por tanto, el amarre de soga será utilizado para los muros de albañilería y placas con un espesor 0.13 m.

#### **DENSIDAD DE MUROS.**

Como parte del dimensionamiento de los muros, así como estructuración, se verifica la densidad de muros empleando la siguiente ecuación:

$$\frac{\Sigma lt}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Dónde:

$l$  = “Longitud total del muro incluyendo columnas.”

$t$  = “Espesor efectivo del muro.”

$Ap$  = “Área de la planta típica.”

$N$  = “Número de pisos del edificio.”

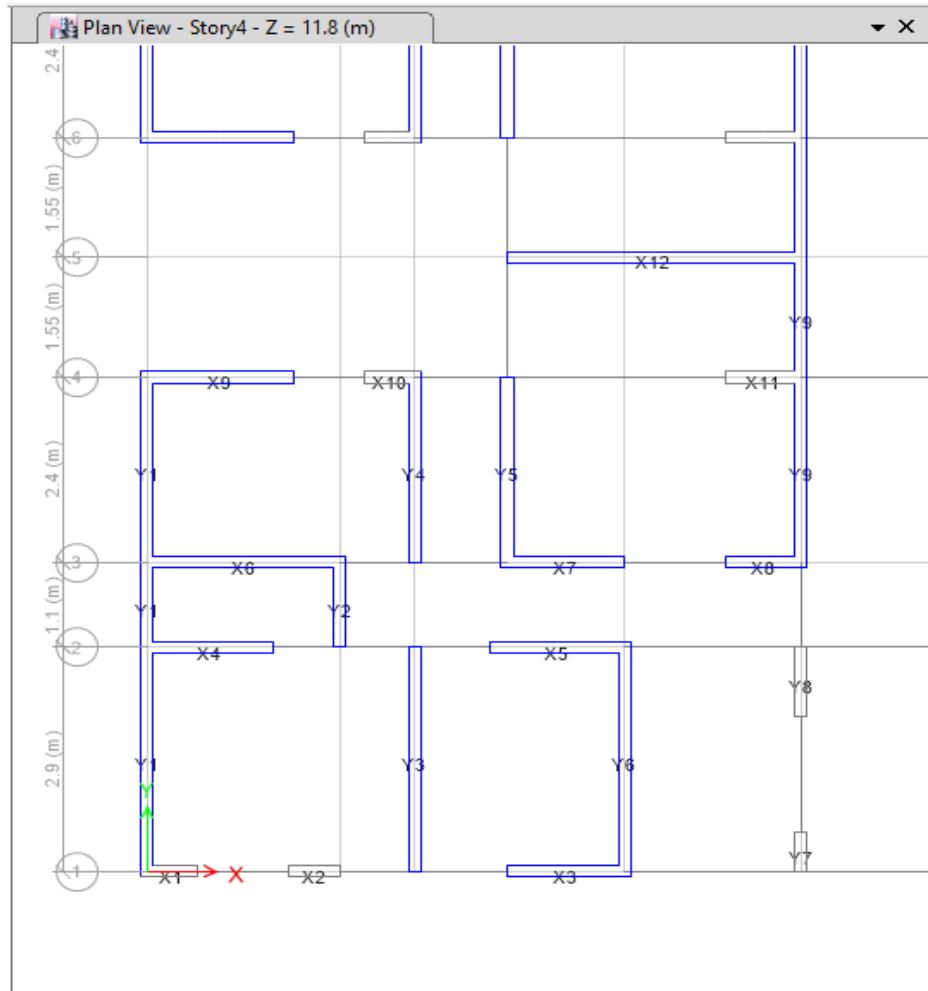
Además, de la norma E030 Diseño Sismorresistente tenemos los siguientes parámetros:

- $Z$ : Factor de zona sísmica. Palpa (Zona 4),  $Z = 0.45$

- $U$ : Factor de importancia. Vivienda (categoría C),  $U = 1.00$
- $S$ : Factor de suelo. Suelo Blando (S3),  $S = 1.10$

$$\frac{ZUSN}{56} = \frac{(0.45)(1.00)(1.10)(4.00)}{56} = 0.0354$$

### ILUSTRACIÓN 15: MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO ARMADO



**FUENTE: PROPIA**

Para el cálculo de la densidad de muros se calcula el área de muros necesaria en cada dirección, siendo este la siguiente:

$$\Sigma lt \geq \frac{ZUSN}{56} Ap = 0.0354(294.35) = 10.42 \text{ m}^2$$

Se observa que para el cálculo de la densidad de muros se puede considerar que la edificación está dividida en 4 secciones donde los muros, en ambas direcciones, se repiten. Ver ILUSTRACIÓN 15.

En el desarrollo del cálculo se observó que los muros en dirección X no cumplen con la densidad de muros, por lo que se ha considerado el empleo de placas de concreto siendo estas las de los muros X1, X2, X8, X10 y X11.

**TABLA 2: DENSIDAD DE MURO EN DIRECCIÓN EN X**

Muro	Cantidad	e (m)	l (m)	Área (m2)
X1*	24.00	0.13	0.60	1.87
X2*	24.00	0.13	0.60	1.87
X3	4.00	0.13	1.50	0.78
X4	4.00	0.13	1.60	0.83
X5	4.00	0.13	1.60	0.83
X6	4.00	0.13	2.35	1.22
X7	4.00	0.13	1.40	0.73
X8*	24.00	0.13	0.90	2.81
X9	4.00	0.13	1.80	0.94
X10*	24.00	0.13	0.60	1.87
X11*	24.00	0.13	0.90	2.81
X12	4.00	0.13	3.00	1.56

18.12

Nota: \* Muro de concreto armado (placa).

Para el considerar las placas en el cálculo de la densidad de muros se toma como referencia la relación entre el módulo de elasticidad del concreto y el módulo de elasticidad de la albañilería, la cual tiene un valor de 6.00, este es cálculo mediante la siguiente relación:

$$\frac{E_c}{E_a} = \frac{2'000,000}{325,000} = 6.15$$

En el desarrollo del cálculo se observó que los muros en dirección Y no cumplen con la densidad de muros, por lo que se ha considerado el empleo de placas de concreto siendo estas las de los muros Y7 y Y8.

**Tabla 3: DENSIDAD DE MURO EN DIRECCIÓN EN Y**

Muro	Cantidad	e (m)	l (m)	Área (m2)
Y1	4.00	0.13	6.40	3.33
Y2	4.00	0.13	1.20	0.62
Y3	4.00	0.13	3.16	1.64
Y4	4.00	0.13	2.45	1.27
Y5	4.00	0.13	2.45	1.27
Y6	4.00	0.13	3.16	1.64
Y7*	24.00	0.13	0.50	1.56
Y8*	24.00	0.13	0.90	2.81
Y9	4.00	0.13	3.90	2.03

16.18

**FUENTE: PROPIA**

Nota: \* Muro de concreto armado (placa).

- **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.**

- **PUNTOS DE INVESTIGACIÓN.**

Para calcular el número de los Puntos de Investigación es necesario determinar, primero, el Tipo de Edificación, empleando la TABLA 4, siendo necesario para ello tener en cuenta el sistema estructural y el número de pisos de esta.

De acuerdo a lo descrito, el sistema estructural de la edificación es el de muros de albañilería, siendo la distancia entre ellas menores a 12 m, y el número de pisos de la edificación es de cuatro (04). De acuerdo a esta información y la TABLA 4 la edificación se clasifica como A.

**TABLA 4: TIPO DE EDIFICACIÓN**

Clase de Estructura	Distancia Entre Apoyos	Número de Pisos			
		< 3	4 a 8	9 a 12	>12
Aporticada de acero	< 12	C	C	C	B
Pórtico y/o muros de concreto	< 10	C	C	B	A
Muros portantes de albañilería	< 12	B	A	-	-
Bases de máquinas y similares	Cualquiera	A	-	-	-
Estructuras especiales	Cualquiera	A	A	A	A
Otras estructuras	Cualquiera	B	A	A	A

**FUENTE: NORMA E 050**

Habiéndose determinado el Tipo de Edificación, el siguiente paso, es determinar el número de puntos de investigación, siendo necesario empleara para ello la TABLA 5 y conocer el área del terreno.

**TABLA 5: NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN**

Tipo de Edificación	Número de Puntos de Investigación (N)
A	1 cada 225 m <sup>2</sup>
B	1 cada 450 m <sup>2</sup>
C	1 cada 800 m <sup>2</sup>

**FUENTE: NORMA E 050**

Siendo la edificación de tipo A, se considera que debe realizarse 01 punto de investigación cada 225 m<sup>2</sup>. Para el caso en estudio, se calcula que se requieren dos (02) puntos de investigación, ya que se tiene un terreno con un área de 400 m<sup>2</sup>.

Se cumple con el criterio, ya que en la zona se cuenta con dos estudios, el primero a través de una calicata (C-03) y el segundo a través de un ensayo de SPL (SPL-11).

Para el cálculo de la profundidad de exploración ( $p$ ), se emplea la siguiente expresión:

$$p = D_f + z$$

Donde:

$D_f$  = “En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación. En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el fondo de la cimentación.”

$z$  = “1.5 B; siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.”

Considerando que el ancho de la cimentación ( $B$ ) es de 1.00 m y que la profundidad de la cimentación ( $D_f$ ) es de 1.00 m se tiene que la profundidad de cimentación debe ser de 2.50 m.

Se cumple con el criterio, ya que la exploración mediante calicata es realizada hasta unos 3.00 m y la exploración mediante SPL es realizada hasta unos 4.00 m.

#### - **ENSAYOS DE LABORATORIO.**

En el laboratorio, se realizó la identificación y clasificación de muestras representativas, y se determinó que las propiedades físicas y mecánicas se realizarían con ellas a través de pruebas realizadas bajo los estándares y especificaciones correspondientes.

- “Ensayo de contenido de humedad.” ASTM D 2216
- “Análisis granulométrico.” ASTM D 422
- “Peso específico de los sólidos.” ASTM D 854
- “Corte directo.” ASTM D 854
- “Limite líquido y plástico.” ASTM D 4318

#### - **CLASIFICACIÓN DEL SUELO.**

Los suelos se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

## - **PERFILES ESTRATIGRÁFICO.**

De acuerdo a la referencia presentada en el Anexo 03, el suelo tiene el siguiente perfil:

- **PRIMER ESTRATO (0.00 m a 0.30 m):** Se observa que el suelo es de tipo agrícola, compuesto de arcilla, color beige claro, de alta compresibilidad, con presencia de raíces de plantas. Este suelo se clasifica como R (según clasificación SUCS).
- **SEGUNDO ESTRATO (0.30 m a 0.80 m):** Se observa que el suelo está compuesto por una arcilla medianamente plástica, color marrón a beige, de compresibilidad media, con presencia de un 29.62% de arena. Este suelo se clasifica como CL (según clasificación SUCS).
- **TERCER ESTRATO (0.80 m a 1.80 m):** se observa que el suelo está compuesto por un limo arcillo, color marrón claro a amarillo, de mediana compresibilidad, con presencia de un 10.86% de arena. Este suelo se clasifica como ML (según clasificación SUCS).
- **CUARTO ESTRATO (1.80 m a 2.50 m):** Se observa que el suelo está compuesto por una arcilla con finos limosos, color marrón oscuro a beige, con una compresibilidad media, y presencia de humedad. Este suelo se clasifica como CL (según clasificación SUCS).
- **QUINTO ESTRATO (2.50 m a 3.00 m):** Se observa que el suelo está compuesto por un limo arenoso con presencia de arcilla, color marrón claro a beige, de baja compresibilidad no plástica, con presencia de 39.88% de arena. Este suelo se clasifica como CL (según clasificación SUCS).

## - **TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN.**

La profundidad de los cimientos está controlada por las propiedades estructurales y del suelo. La profundidad de los cimientos depende principalmente de la profundidad de la formación competente y soportará la carga transmitida desde los cimientos sin dañar el suelo o un hundimiento excesivo.

Como resultado de la evaluación de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio, se observa que la cota de fundación más adecuada es de 1.00 m, para que la

estructura tenga un comportamiento adecuado durante la ocurrencia de un sismo, además se recomienda colocar un falso cimientado (solado) de 0.10 m.

#### - **CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA.**

Para el cálculo de la Capacidad Portante del Suelo se ha tomado las ecuaciones de Terzaghi que ha dado muy buenos resultados en la práctica y presenta distintas ecuaciones para los diversos tipos de cimentaciones.

Durante la exploración de campo, por medio de calicatas a cielo abierto, se identificó que el suelo a nivel de la cota de fundación propuesta es de  $D_f = 1.00 \text{ m}$ . Para el cálculo de la capacidad de carga se emplea la siguiente fórmula:

$$q_u = CN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

Donde:

$q_u$  = "Presión Última de carga."

$c$  = "Cohesión del suelo."

$\gamma$  = "Peso específico del suelo."

$q = \gamma D_f$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = "Factores de capacidad de carga."

$$N_q = \tan^2(45 - 0.5\phi)e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q + 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$$

De acuerdo a los ensayos de campo presentados en el Anexo 03 correspondiente a la muestra del Tercer Estrato, se tiene los siguientes datos para el cálculo de la capacidad portante:

- La Cohesión ( $c$ ) es de 0.10 kg/cm<sup>2</sup>
- La Profundidad de Cimentación ( $D_f$ ) es de 1.00 m.
- El Peso Específico del suelo ( $\gamma$ ) es de 1.38 gr/cm<sup>3</sup>.
- El factor  $q$  es de 0.138 kg/cm<sup>2</sup>.
- El Angulo de Fricción ( $\phi$ ) es de 14.2.

Los Factores de Capacidad de Carga pueden ser obtenidos consultando la tabla desarrollada por el Ingeniero Braja M en su libro "Fundamento de Ingeniería Geotécnica",

la cual se presenta en la TABLA 6. Empleando dicha tabla, e iterando, se obtiene los Factores de Capacidad de Carga para el caso en estudio.

$$N_q = 10.49 \quad N_c = 3.66 \quad N_\gamma = 2.36$$

Considerando anchos de cimentación de 0.50, 1.00 y 1.50 m de ancho se calculan las capacidades de carga, siendo los resultados los siguientes:

- Para B = 0.50 m:

$$q_u = 0.100(3.66) + 0.5(0.138)(10.49) + 0.5(0.00138)(50)(2.36)$$

$$q_u = 1.64 \text{ kg/cm}^2$$

- Para B = 1.00 m:

$$q_u = 0.100(3.66) + 0.5(0.138)(10.49) + 0.5(0.00138)(100)(2.36)$$

$$q_u = 1.72 \text{ kg/cm}^2$$

- Para B = 1.50 m:

$$q_u = 0.100(3.66) + 0.5(0.138)(10.49) + 0.5(0.00138)(150)(2.36)$$

$$q_u = 1.80 \text{ kg/cm}^2$$

Se considera que la cimentación de la edificación tendrá un ancho entre 1.00 a 1.50, debido al bajo valor de capacidad del suelo, por lo que se tiene un valor promedio  $q_u$  igual a 1.76 kg/cm<sup>2</sup>.

**TABLA 6: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

FUENTE: BRAJA M

Finalmente, considerando el FS se calcula la capacidad portante admisible local:

$$q_{adm} = q_u / FS = 1.76 / 3 = 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

El Factor de seguridad contra falla por capacidad de carga debe ser mayor o igual a 3, con el objetivo de:

- Prevenir las variaciones de la resistencia al corte del suelo.
- Prevenir la probable disminución de la capacidad de carga durante el proceso constructivo.
- Prevenir asentamientos diferenciales perjudiciales de la cimentación.
- Incertidumbres implicadas en los métodos o fórmulas para la determinación de la carga última de falla.
- Tener en cuenta variaciones en la capacidad de apoyo con los cambios en las dimensiones de la cimentación.

Con la finalidad de validar los cálculos presentados se toma como referencia los obtenidos por el ensayo SPL, los cuales se presentan en el Anexo 03, y muestran que a una profundidad de 1.00 m se tiene una capacidad portante de 0.71 kg/cm<sup>2</sup> para cimientos corridos, 0.74 kg/cm<sup>2</sup> para zapatas cuadradas y de 0.71 para zapatas circulares.

#### - **CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO.**

Con la finalidad de realizar el análisis sísmico de la estructura es necesario determinar el factor del suelo, para ello se puede tomar en cuenta:

- Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ).
- Promedio ponderado de golpes obtenido del ensayo SPT ( $N_{60}$ )
- Resistencia al corte ( $S_u$ ).

De acuerdo a los resultados del ensayo de corte directo presentados en el anexo 03 se observa que la resistencia al corte de la muestra es de 0.61 kg/cm<sup>2</sup>, siendo su equivalencia de 59.82KPa y de 0.06 MPa.

De acuerdo a estos resultados se concluye que el suelo corresponde al tipo S2 en el caso de la Norma Peruana, el valor de  $S_u$  se encuentra entre 50 kPa – 100 kPa.

**TABLA 7: CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO – NORMA PERUANA**

Descripción	$V_s$ (m/s)	$N_{60}$ (golpe/m)	$S_u$ (kPa)
S0	> 1,500	-	-
S1	500 – 1,500	> 50	> 100
S2	180 - 500	15 – 50	50 – 100
S3	< 180	< 15	25 - 50
S4	-	-	-

**FUENTE: NORMA E 050**

De acuerdo a estos resultados se concluye que el suelo corresponde al tipo D en el caso de la Norma Chilena, el valor de  $S_u$  es mayor que 0.05 MPa.

**TABLA 8: CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO – NORMA CHILENA**

Descripción	$V_s$ (m/s)	$N_{60}$ (golpe/pie)	$S_u$ (MPa)
A	> 900	-	-
B	> 350	> 40	-
C	> 500	> 50	-
D	> 180	> 30	> 0.05
E	< 180	> 20	< 0.05
F	-	-	-

**FUENTE: NCH 433**

- **MODELADO DE LA EDIFICACIÓN.**

El análisis de la edificación se realiza empleando el programa Etabs, esto debido a su facilidad de empleo, así como su confiabilidad.

- **MODELADO DE LOS MATERIALES.**

Los materiales a emplear en la edificación son el concreto armado y la albañilería, siendo las características las que se presentan:

- **Concreto Armado:**

- Densidad (Weight per Unit volumen):

$$2,400 \text{ kg/m}^3$$

- Módulo de Elasticidad (Modulus of Elasticity):

$$200,000 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad E_c = 15,000\sqrt{f'_c}$$

- Módulo de Poisson (Poisson's Ratio):

$$0.15$$

- Resistencia (Strength)

$$210 \text{ kg/cm}^2$$

- **Albañilería – Ladrillo Clase IV:**

- Densidad (Weight per Unit volumen):

$$1,800 \text{ kg/m}^3$$

- Módulo de Elasticidad (Modulus of Elasticity):

$$32,500 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad E_m = 500f'_m$$

- Módulo de Poisson (Poisson's Ratio):

$$0.25$$

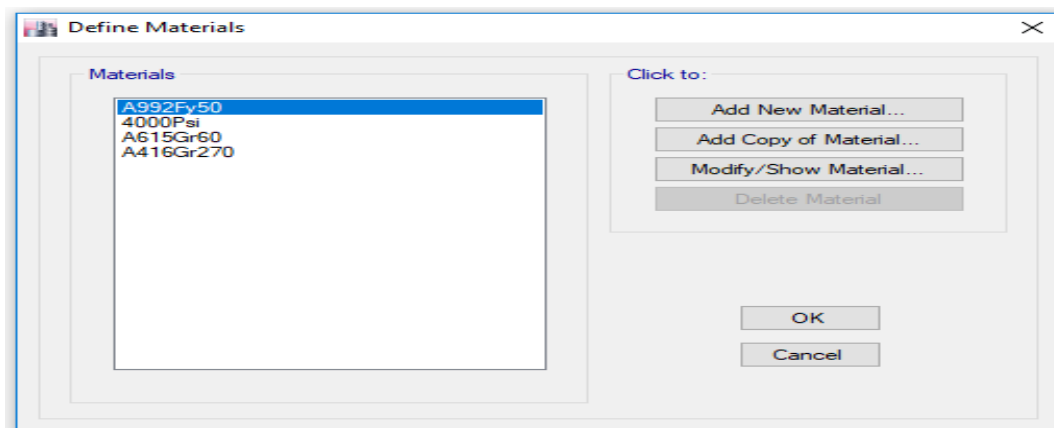
- Resistencia (Strength):

$$65 \text{ kg/cm}^2$$

Para a la definición de los materiales en el programa se sigue la siguiente serie de comandos:

En el menú “Define” se selecciona “Material Properties”. En la ventana emergente se selecciona la opción “Add New Material...”.

## ILUSTRACIÓN 16: DEFINE MATERIALS

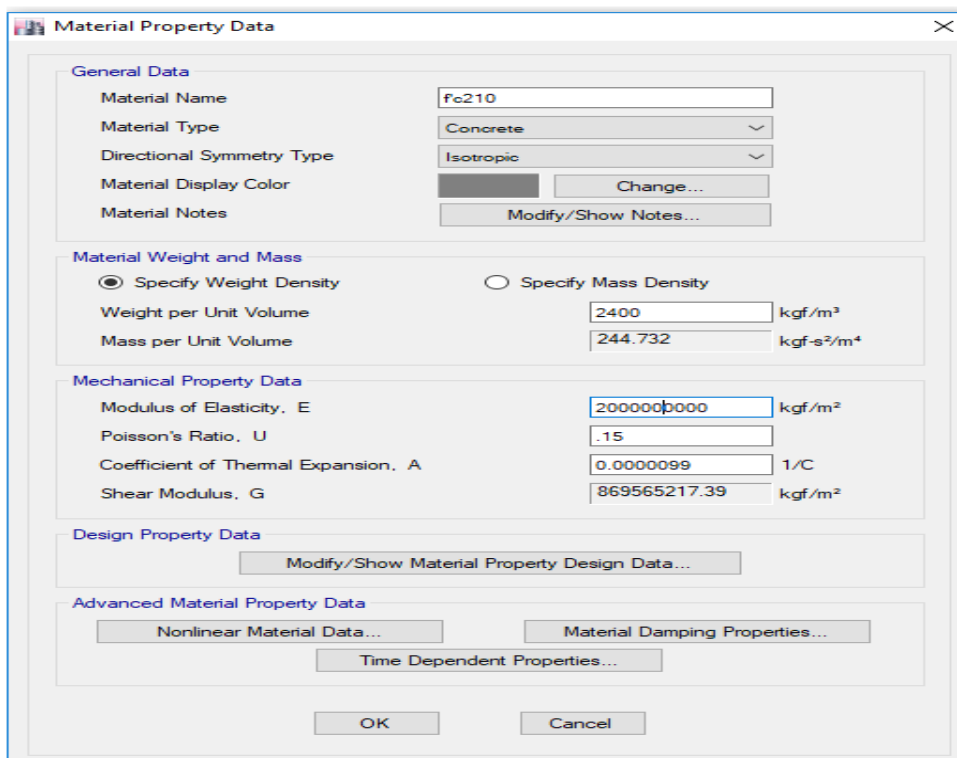


FUENTE: PROGRAMA ETABS

En la siguiente ventana emergente se define el nombre del material y define sus características (Densidad, Módulo de Elasticidad y Módulo de Poisson).

Para asignar la resistencia se debe hacer click en “Modify/Show Material Property Design Data”. En la ventana desplegada se define la resistencia del material. Ver ILUSTRACIÓN 18.

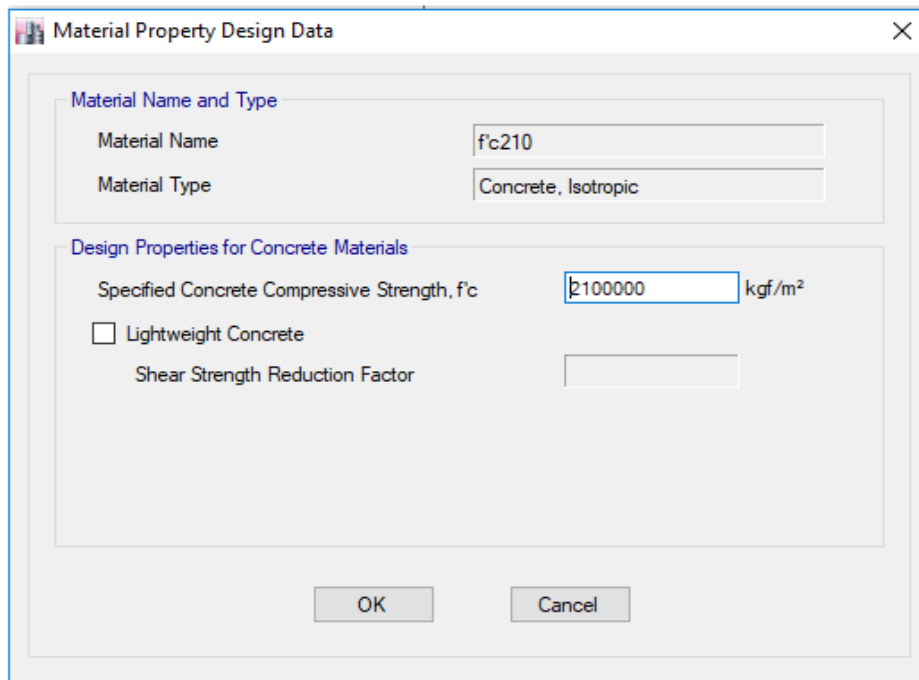
## ILUSTRACIÓN 17: MATERIAL PROPERTY DATA



FUENTE: PROGRAMA ETABS

De emplearse el programa Etabs en el diseño estructural se debe definir el acero de refuerzo. En este caso no se contempla dicha configuración.

### ILUSTRACIÓN 18: MATERIAL PROPERTY DESIGN DATA



FUENTE: PROGRAMA ETABS

#### - MODELADO DE LA LOSA.

Para la definición del elemento estructural tipo losa aligerada se emplea el elemento “Ribbed”, la cual es la que más se asemeja a la forma de la losa y las viguetas, sin el ladrillo de techo o bovedilla.

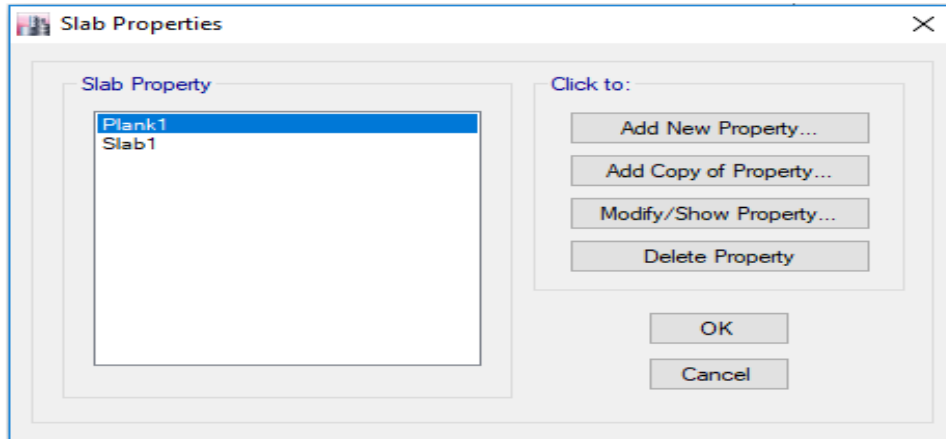
Las características de la losa aligerada de un espesor de 17 cm son las siguientes:

- Espesor (Overall Depth) 17 cm
- Espesor de losa (Slab Thickness) 5 cm
- Espesor superior de alma (Stem Width at Top) 10 cm
- Espesor inferior del alma (Stem Width at Bottom) 10 cm
- Espaciamiento de viguetas (Rib Spacing) 40 cm

Para a la definición de la losa aligerada en el programa se sigue la siguiente serie de comandos:

En el menú “Define” se selecciona “Section Properties”. En el menú desplegado se selecciona “Slab Section”, y finalmente en la ventana emergente se selecciona la opción “Add New Property.” Ver ILUSTRACIÓN 19.

### ILUSTRACIÓN 19: SLAB PROPERTIES

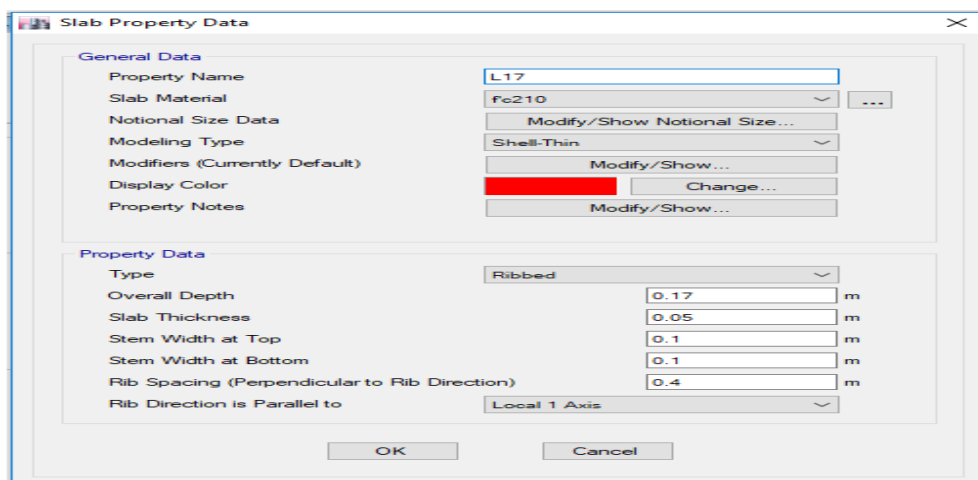


FUENTE: PROGRAMA ETABS

En la ventana “Slab Properties Data” se define el nombre de la sección, además del material a emplear en “Slab Material”, siendo para el caso el del concreto definido previamente.

Finalmente se asignan las dimensiones del elemento, siendo necesario en el caso seleccionar en Type la opción Ribbed. Ver ILUSTRACIÓN 20.

### ILUSTRACIÓN 20: SLAB PROPERTIES DATA



FUENTE: PROGRAMA ETABS

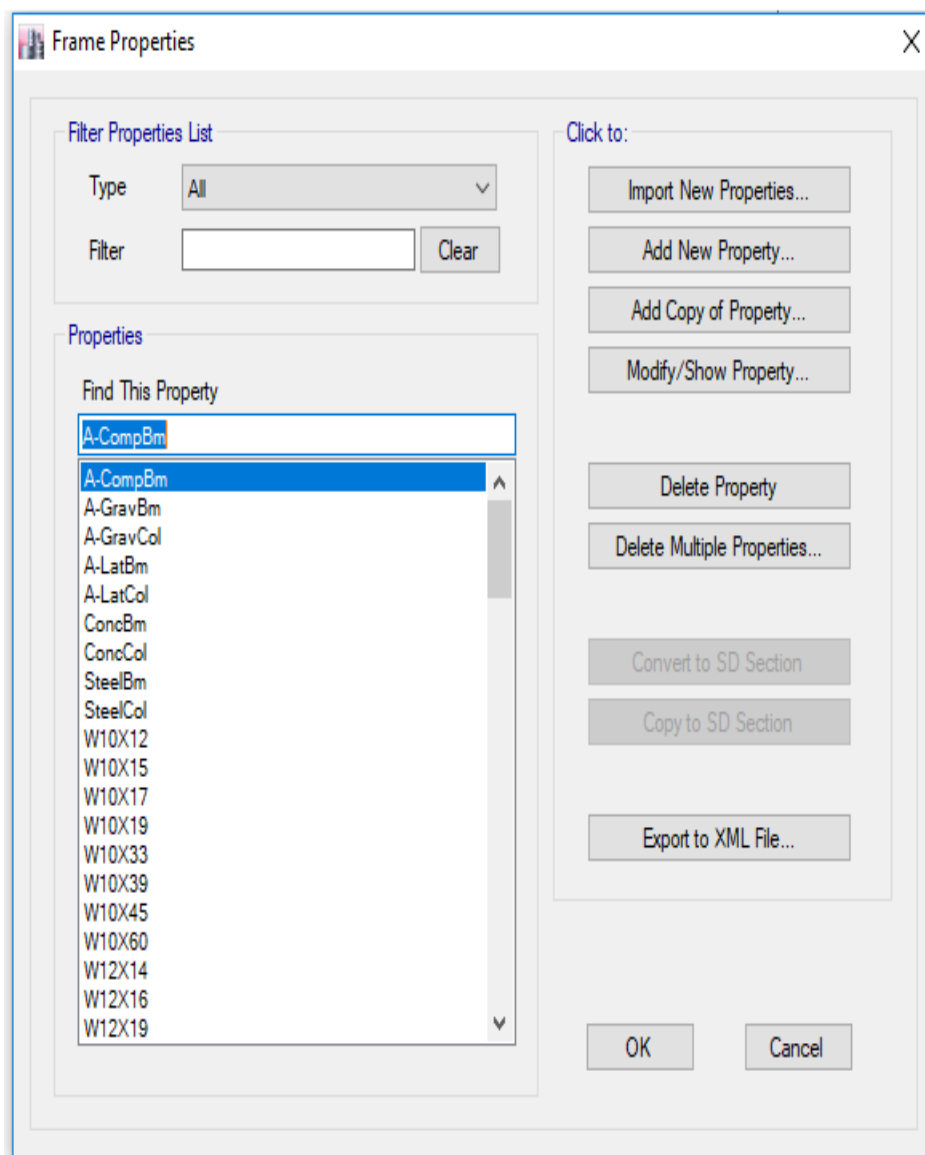
- **MODELADO DE LA VIGA Y COLUMNA.**

Para la definición del elemento estructural tipo viga y columna, que forman los denominados pórticos, emplean para su modelamiento el elemento “frame”.

Los elementos a modelar son: la viga con una sección de 25x30 y la columna con una sección de 25x15.

Para a la definición de la viga y la columna en el programa se sigue la siguiente serie de comandos:

**ILUSTRACIÓN 21: FRAME PROPERTIES**



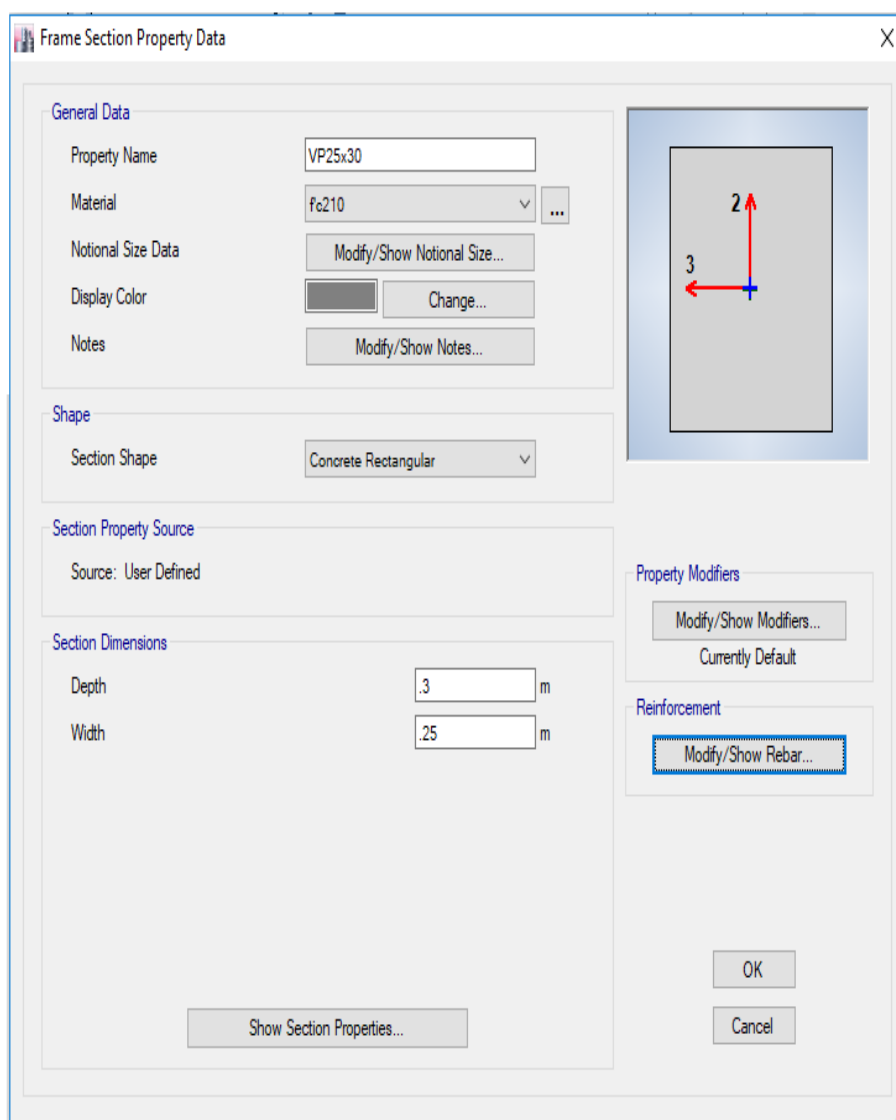
**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

En el menú “Define” se selecciona “Section Properties”. En el menú desplegado se selecciona “frame Section”, y finalmente en la ventana emergente se selecciona la opción “Add New Property.” Ver ILUSTRACIÓN 21,

En la ventana “Frame Section Properties Data” se define el nombre de la sección, además del material a emplear en “Material”, siendo para el caso el del concreto definido previamente. Además, se asigna las dimensiones del elemento siendo la altura “Depth y la base “Width”.

Finalmente, se selecciona en la opción “Modify/Show Rebar...” el tipo de elemento, ya sea viga “Beam” o columna “Column”.

### ILUSTRACIÓN 22: FRAME PROPERTIES



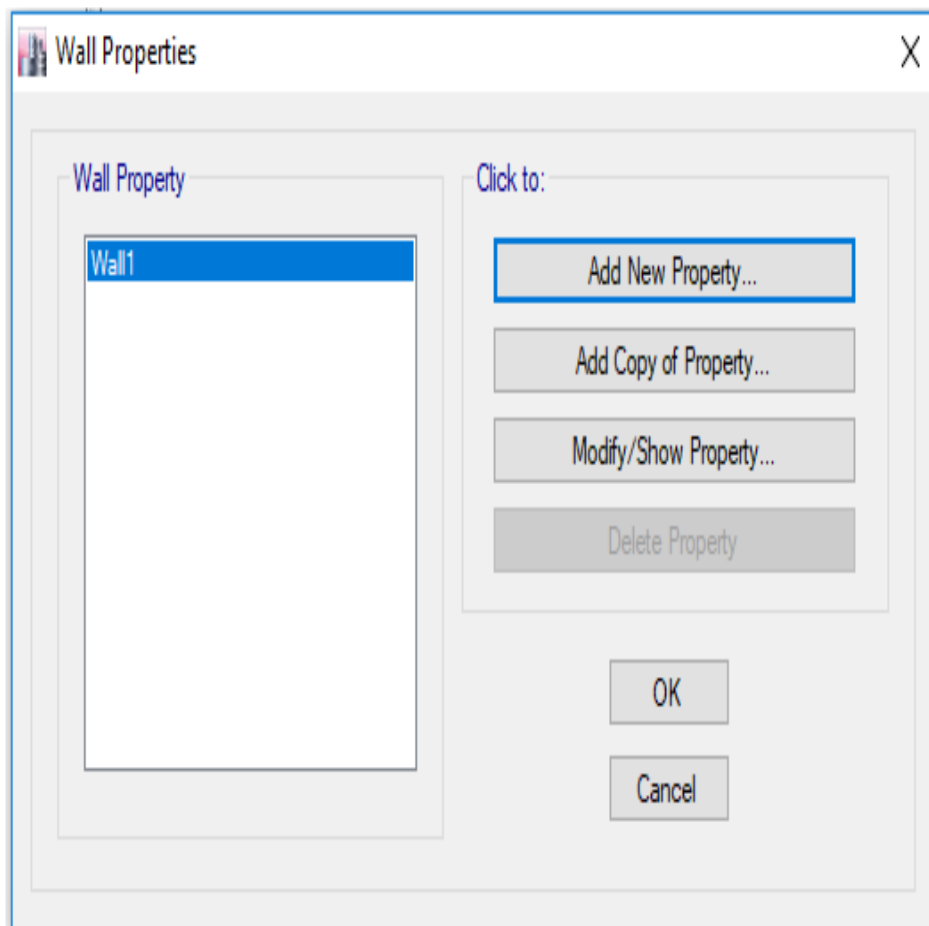
FUENTE: PROGRAMA ETABS

- **MODELADO DEL MURO DE ALBAÑILERÍA Y DE CONCRETO.**

Para la definición del elemento estructural tipo muros, ya sea de albañilería o de concreto, son definidos empleando el elemento “Wall”. Para a la definición de los muros en el programa se sigue la siguiente serie de comandos:

En el menú “Define” se selecciona “Section Properties”. En el menú desplegado se selecciona “Wall Section”, y finalmente en la ventana emergente se selecciona la opción “Add New Property...”

**ILUSTRACIÓN 23: WALL PROPERTIES**



**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

En la ventana “Wall Properties Data” se define el nombre de la sección, además del material a emplear en “Wall Material”, siendo para el caso Concreto o Albañilería definido previamente. Además, se asigna el espesor del muro en “Thickness”.

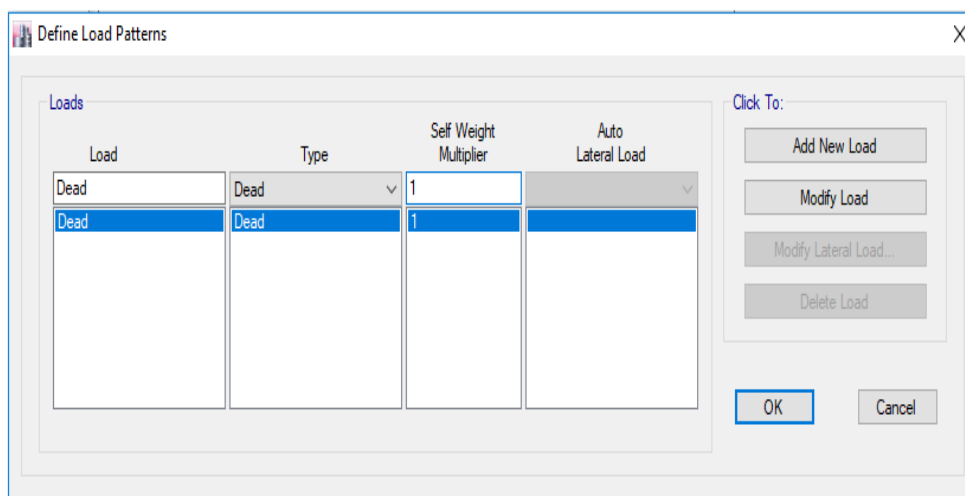
- **MODELADO DE CARGAS ESTÁTICAS.**
- **CARGA MUERTA.**

De acuerdo a la norma E 020, “la carga muerta es la obtenida del peso real de los materiales que conforman y de los que deberá soportar la edificación, calculados en base a los pesos unitarios definidos en la norma, pudiéndose emplear pesos unitarios menores cuando se justifique.”

El peso real se podrá determinar por medio de análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos de los fabricantes.

Para el caso en análisis se emplearán como pesos de los materiales los definidos para el concreto armado ( $2,400 \text{ kg/m}^3$ ) y la albañilería ( $1,800 \text{ kg/m}^3$ ). Además, se considera una carga distribuida sobre la losa de  $100 \text{ kg/m}^2$  que representa a los acabados de la edificación.

#### ILUSTRACIÓN 24: DEFINE LOAD PATTERNS



**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

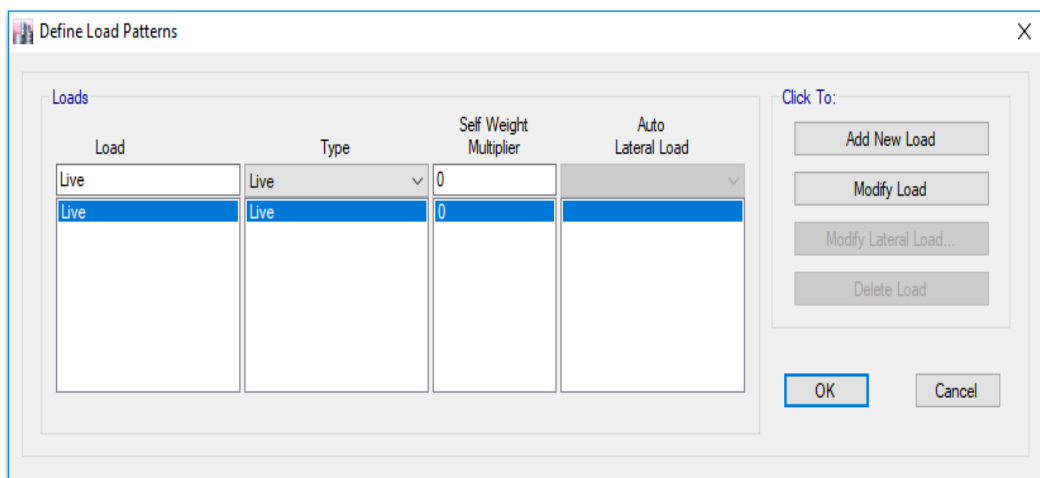
Para la definición de esta carga se sigue la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona la opción “Load Patterns”, en el cuadro emergente se agregan la carga mencionada, dando el valor de 1 para que el programa considere en el cálculo el peso de los elementos estructurales definidos y asignados en el modelado de la estructura.

- **CARGA VIVA.**

De acuerdo a la norma E 020, “la carga viva es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.”

Según la norma E 020, “se considera que la carga viva puede estar repartida o concentrada. Se considera que una carga viva es concentrada cuando esta excede los 500 kg.” La carga viva repartida esta especificada en la Tabla 3.1.1: Cargas Vivas Mínimas Repartidas.”

**ILUSTRACIÓN 25: DEFINE LOAD PATTERNS**



**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

Para el caso en estudio se considera que la carga viva es repartida con un valor de 200 kg/m<sup>2</sup> para todos los ambientes y de 100 kg/m<sup>2</sup> para las azoteas.

Para la definición de esta carga se sigue la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona la opción “Load Patterns”, en el cuadro emergente se agregan la carga mencionada, dando el valor de 0 para que el programa no considere en el cálculo el peso de los elementos estructurales definidos y asignados en el modelado de la estructura.

• **CARGA SÍSMICA - NORMA PERUANA.**

- **COEFICIENTES PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO.**

**FACTOR DE ZONA (Z).**

De acuerdo a la ubicación de la edificación se establece la zona a la que corresponde y su respectivo valor, siendo para el caso la Zona 4, considerada la zona con la mayor intensidad sísmica del país. Esta zona tiene un valor de 0.45.

**TABLA 9: FACTORES DE ZONA “Z”**

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

**FUENTE: NORMA E 030**

**FACTOR DE CONDICIONES GEOTÉCNICAS (S,  $T_p$  y  $T_l$ ).**

De acuerdo a las condiciones geotécnicas del suelo sobre el cual se asentará la edificación se considera que el suelo es intermedio, de tipo S2. Para este tipo de suelo y de acuerdo a la zona se establece un valor de 1.05.

**TABLA 10: FACTOR DE SUELOS**

	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

**FUENTE: NORMA E 030**

Además, se establece que el valor de los periodos de vibración del suelo es  $T_p$  igual a 0.60 seg y  $T_l$  igual a 1.00 seg.

**TABLA 11: PERIODOS TP Y TL**

	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
Tl (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

**FUENTE: NORMA E 030**

**FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C).**

**SISMO ESTÁTICO.**

Para el cálculo del Factor de Amplificación Sísmica se debe comparar los valores de los periodos de vibración del suelo y la estructural.

El periodo de vibración de la estructura es resultado de la relación entre la altura de la edificación y el factor  $C_t$ .

El primero es igual a 11.90 m, considerando para ello una altura por piso de 2.60 m y una profundidad de cimentación de 1.50 m. El segundo es igual a 60, considerando que el sistema estructural está formado principalmente por muros.

$$T = \frac{h_m}{C_t} = \frac{11.90}{60} = 0.20 \text{ seg}$$

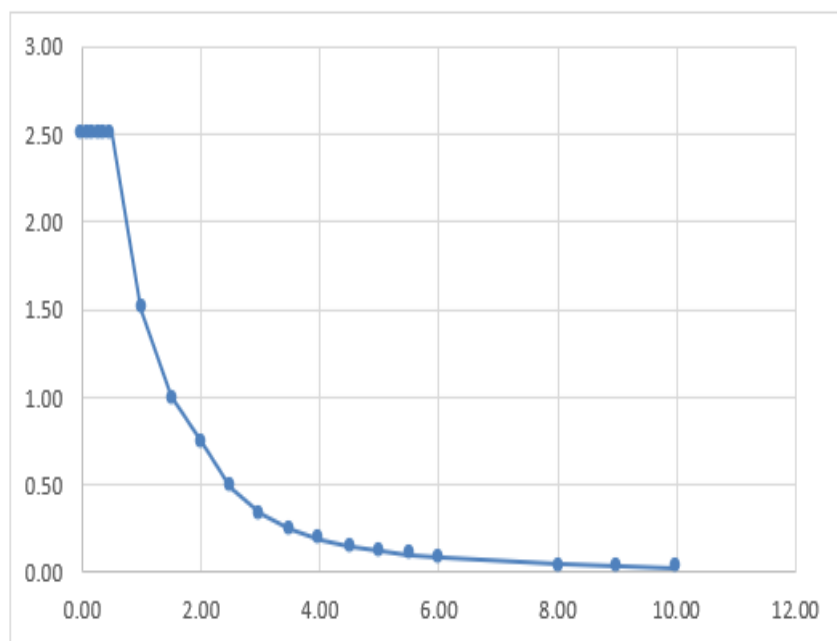
Se observa que el periodo de vibración de la estructura es menor a los periodos de vibración del suelo, por lo que el valor del Factor de Amplificación Sísmica es de 2.50.

**SISMO DINÁMICO.**

Para la evaluación del sismo dinámico, a través del método modal espectral se considera que el valor  $T$  varía entre 0.00 seg y 10.00 seg, tomando  $C$  diferentes valores considerando la relación de  $T$ .

Realizado los cálculos se obtiene la siguiente curva, la cual es el espectro de respuesta sísmica para la edificación

## ILUSTRACIÓN 26: ESPECTRO DE RESPUESTA



**FUENTE: PROPIA**

### **FACTOR DE USO (U).**

De acuerdo al uso de la edificación se determina el factor de uso siendo para el caso de viviendas, ya sea unifamiliar o multifamiliar, la Categoría C edificaciones comunes. Para las edificaciones dentro de la Categoría C se tiene un valor de 1.00.

### **COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R).**

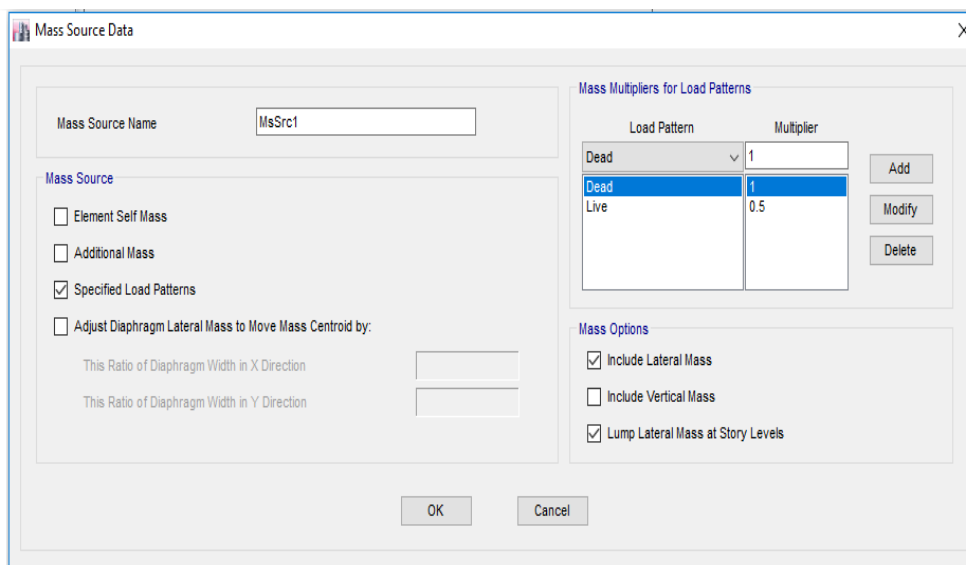
De acuerdo al sistema estructural a emplear en la construcción de la edificación se determina el factor de reducción sísmica, siendo para el caso de muros estructurales de albañilería confinada el valor de 3 para el caso de sismo severo y el valor de 6 para el caso de sismo moderado, de acuerdo a la norma E 070. Para la comparación se empleará el valor de 3.

### **PESO DE LA EDIFICACIÓN.**

El peso de la edificación se calcula considerando el 100% de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva, siendo para el caso de edificación de categoría C del 50%.

Para la definición del peso, de acuerdo a lo establecido a la norma se debe seguir la siguiente serie de comandos. En el menú “Define” seleccionamos “Mass Source” en el indicamos que la carga viva tomara un 0.5 de su valor y la carga muerta un 1.0, tal como se muestra en la figura.

## ILUSTRACIÓN 27: MASS SOURCE DATA



**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

El cálculo del peso de la edificación se realizará empleando el programa Etabs, teniendo en cuenta para ello que para este tipo de edificación el peso no debe ser mayor de 1.0 tn/m<sup>2</sup>.

### - **MODELADO DE LA CARGA SÍSMICA.**

#### **SISMO ESTÁTICO.**

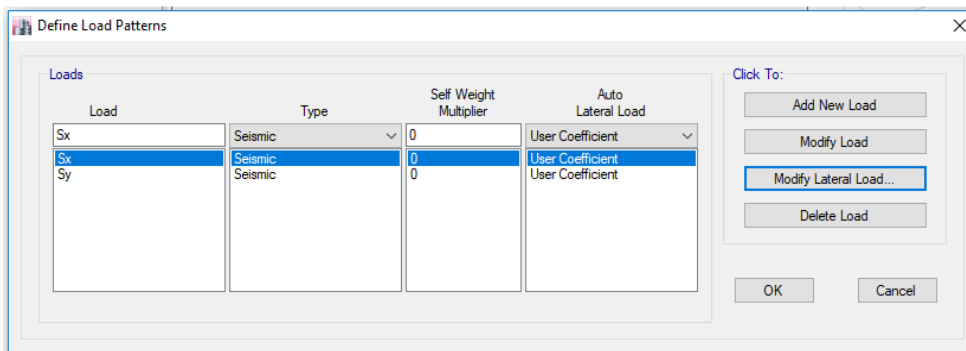
Para el modelado de la carga sísmica para la edificación se puede emplear la opción de los coeficientes, siendo necesario para ello calcular el coeficiente C (Base Shear Coefficient) y el coeficiente K (Building Height Exp).

$$C = \frac{ZUCS}{R} \rightarrow C = \frac{0.45 \times 1.05 \times 2.50 \times 1.10}{3.00} = 0.3938$$

Para  $T \leq 0.5 \text{ seg}$  se emplea  $K = 1.00$

Para la asignación de los coeficientes calculados se sigue la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona la opción “Load Patterns”, en el cuadro emergente se agregan la carga mencionada, dando el valor de 0 para que el programa no considere en el cálculo el peso de los elementos estructurales definidos y asignados en el modelado de la estructura, además de “User Coefficient” en “Auto Lateral Load”. Ver ILUSTRACIÓN 28.

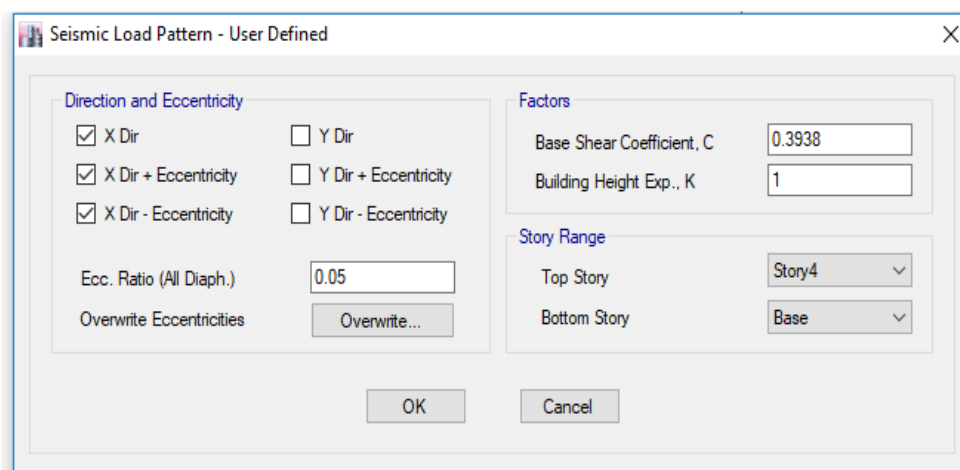
## ILUSTRACIÓN 28: DEFINE LOAD PATTERNS



FUENTE: PROGRAMA ETABS

Para asignar los valores de los coeficientes se debe hacer click en la opción “Modify Lateral Load...”. Asignando en el cuadro emergente los valores calculados.

## ILUSTRACIÓN 29: SEISMIC LOAD PATTERN



FUENTE: PROGRAMA ETABS

La asignación de la carga sísmica se debe realizar en dirección en X e Y, además de una excentricidad de un 5%. Ver ILUSTRACIÓN 29.

### SISMO DINÁMICO.

Para definir la carga sísmica, el programa actualmente tiene incorporado el cálculo automático considerando los parámetros de la norma.

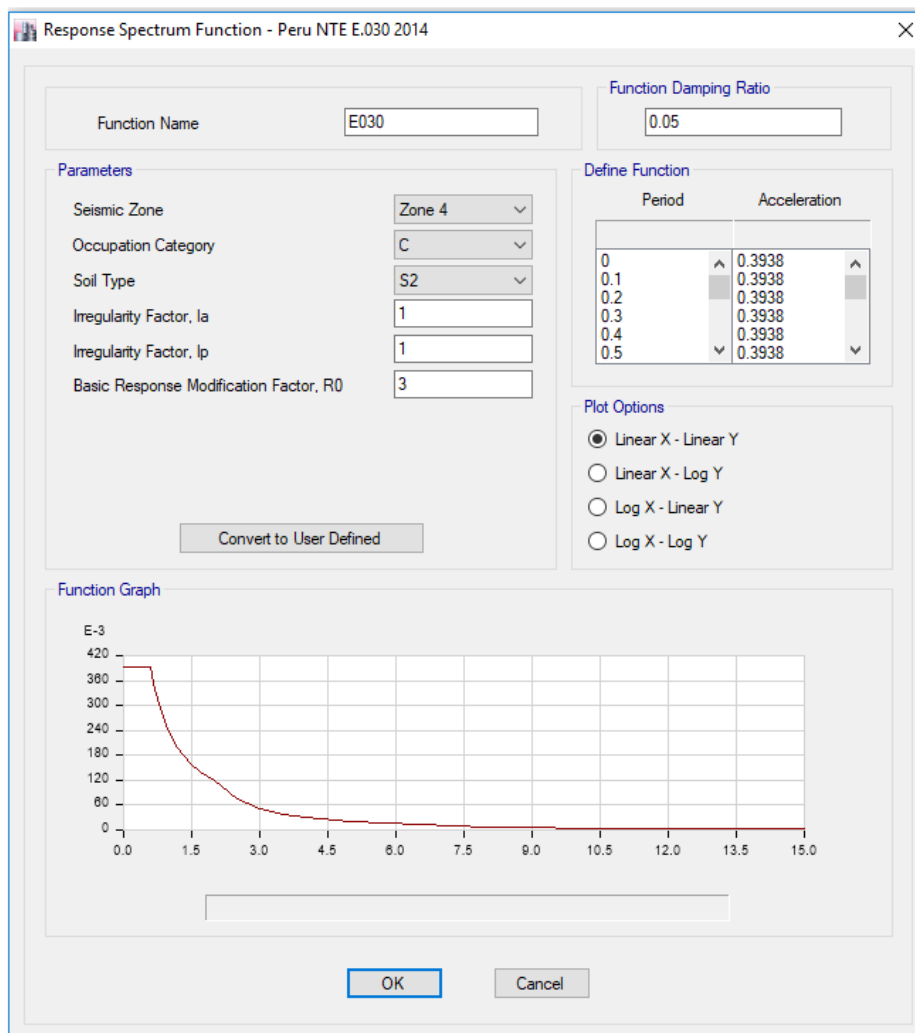
Para definir la carga sísmica, empleando el método de espectro respuesta, se debe seguir la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona “Functions” y “Response Spectrum”.

En la ventana emergente se selecciona en la opción Choose Function Type to Add “Perú NTE E 030 2014” y luego se hace click en “Add New Function...”

Finalmente, en la ventana emergente se asignan los coeficientes sísmicos de acuerdo a la norma, obteniendo la curva de forma automática, ver ILUSTRACIÓN 30.

Para realizar el análisis dinámico empleando el método modal espectral se debe tener en cuenta los criterios de combinación, para ello se definirá las SRSS Sdx y SRSS Sdy, las cuales corresponden a la suma de los cuadrados de las respuestas modales  $\sqrt{\sum r_i^2}$ , así como las ABS Sdx y ABS Sdy, las cuales corresponde a la suma de los absolutos de las respuestas modales.

### ILUSTRACIÓN 30: DEFINE RESPONSE SPECTRUM FUNCTIONS



FUENTE: PROGRAMA ETABS

Para indicar esto al programa se debe ejecutar la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona “Load cases”, en el cuadro emergente se debe dar a “Add New Case”.

En el caso de la suma de los cuadrados de las respuestas modales, las cargas SRSS SDx y SRSS SDy, se debe indicar esto en “modal load case” dando el valor de SRSS (Square Root of Sum of Squares).

### ILUSTRACIÓN 31: LOAD CASE DATA - SUMA DE LOS CUADRADOS

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: SRSS\_SDx [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E030	9.8067
Acceleration	U3	E030	6.5378

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: SRSS

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: [ ]

Rigid Frequency, f2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, td: [ ]

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

FUENTE: PROGRAMA ETABS

En el caso de la suma de los absolutos de las respuestas modales, las cargas ABS Sdx y ABS SDy, se debe indicar esto en “modal load case” dando el valor de “Absolute”. Ver ILUSTRACIÓN 32.

En cada uno de los casos se debe considera los valores de las cargas en la dirección x (U1), la dirección y (U2) y la dirección z (U3), tomando para los dos primero el 100%,

asignando para ello el valor de gravedad (  $9,806.65 \text{ mm/s}^2$  ) y la ultima 66.67% (2/3).  
Ver ILUSTRACIÓN 33.

### ILUSTRACIÓN 32: LOAD CASE DATA - SUMA DE LOS ABSOLUTOS

**General**

Load Case Name: ABS\_SDx [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E030	9.8067
Acceleration	U3	E030	6.5378

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: Absolute

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: [ ]

Rigid Frequency, f2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, td: [ ]

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

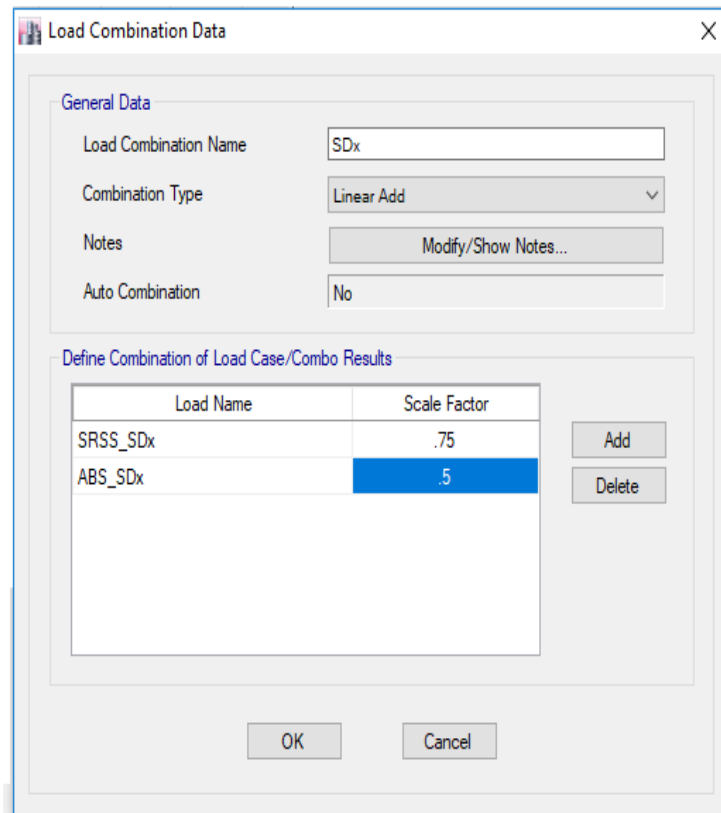
**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

Definida la Suma de los Cuadrados y la Suma de los Absolutos de las cargas sísmicas, se debe definir su combinación, empleado para ello la siguiente formula:

$$r = 0.25\sum|r_i| + 0.75\sqrt{\sum r_i^2}$$

Para ello en el menú “Define” se selecciona “Load Combination”, para finalmente definir en cada una la carga sísmica Sdx y Sdy tomando el 75% de la Suma de los Cuadrados y el 50% Suma de los Absolutos.

### ILUSTRACIÓN 33: LOAD COMBINATION DATA – CARGA SÍSMICA DINÁMICA



FUENTE: PROGRAMA ETABS

#### - FUERZAS CORTANTE Y FUERZA SÍSMICA.

Realizado los cálculos con el programa Etabs se analiza el peso de la edificación. Para observar la carga muerta y la carga viva se debe seguir la siguiente serie de comandos: en el menú “Display” se selecciona la opción “Show Tables”, se selecciona la opción “Analysis”, luego “Results”, luego “Structure Results” y finalmente “Story Forces”.

En la ventana emergente se selecciona solo la carga muerta CM y la carga viva CV.

En la TABLA 12 se muestra el peso acumulado (PAi) y el Peso por cada piso (Pi) así como el peso sobre el área construida de la edificación. Sobre esta última se observa que el valor está dentro del rango para este tipo de edificaciones, cuyo valor no debe ser mayor a 1.00 tn/m<sup>2</sup>-

**TABLA 12: PESO DE LA EDIFICACIÓN**

Piso	PAi	Pi	Pi / At
4	224.37	224.37	0.84
3	491.31	266.94	1.00
2	740.91	249.61	0.94
1	990.52	249.61	0.94
Σ	-	990.52	-

**FUENTE: PROPIA**

Además, se observa la carga sísmica acumulada (SEi) y la carga sísmica por piso (Si) obtenidas por el Método Estático y el Método Dinámico.

Para observar estas cargas se debe seguir la siguiente serie de comandos: en el menú “Display” se selecciona la opción “Show Tables”, se selecciona la opción “Analysis”, luego “Results”, luego “Structure Results” y finalmente “Story Forces”.

En la ventana emergente se selecciona la carga de sismo estático, así como la carga de sismo dinámico. Los resultados obtenidos son los que se muestra a continuación.

**TABLA 13: FUERZA SÍSMICA ACUMULADA (SEI) Y POR PISO (SI) - ESTÁTICO**

Piso	Pi	SEx	Sx	SEy	Sy
4	224.37	103.87	103.87	103.87	103.87
3	266.94	222.26	118.38	222.26	118.38
2	249.61	297.33	75.07	297.33	75.07
1	249.61	333.47	36.14	333.47	36.14
Σ	-	-	333.47	-	333.47

**FUENTE: PROPIA**

**TABLA 14: FUERZA SÍSMICA ACUMULADA (SEI) Y POR PISO (SI) -  
DINÁMICO**

Piso	Pi	SEx	Sx	SEy	Sy
4	224.37	135.16	135.16	133.46	133.46
3	266.94	249.24	114.08	250.23	116.77
2	249.61	317.92	68.68	319.49	69.26
1	249.61	363.28	45.36	368.15	48.66
Σ	-	-	363.28	-	368.15

**FUENTE: PROPIA**

Como es de esperarse se observa discrepancia entre los resultados obtenidos por el método estático y el método dinámico, siendo esto natural.

**- DESPLAZAMIENTO LATERAL.**

Habiéndose realizado el análisis de la estructura considerando las cargas estáticas y dinámicas se calcula el desplazamiento de la edificación en cada uno de los pisos calculándose la deriva, empleando para ello la siguiente formula.

$$ID = 0.75R \frac{di}{h}$$

Para observar los resultados en el menú “Display” se selecciona la opción “Show Tables”, se selecciona la opción “Analysis”, luego “Results”, luego “Displacements” y finalmente “Diaphragm Center of Mass Displacements”. En la ventana emergente se selecciona solo la carga sísmica obtenida por el método estático y el método dinámico.

Operando los resultados se obtiene la deriva, se observa que los primeros resultados están fuera de los resultados esperados superando el valor permitido para edificaciones de albañilería el cual es 0.005

**TABLA 15: DERIVA MÉTODO ESTÁTICO**  
**DIRECCIÓN X**

Piso	hi	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h
4	2.60	0.0082	0.0018	0.0007	0.0016
3	2.60	0.0064	0.0027	0.0010	0.0023
2	2.60	0.0037	0.0024	0.0009	0.0021
1	3.60	0.0013	0.0013	0.0004	0.0008

**DIRECCIÓN Y**

Piso	hi	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h
4	2.60	0.0036	0.0008	0.0003	0.0007
3	2.60	0.0028	0.0011	0.0004	0.0010
2	2.60	0.0017	0.0010	0.0004	0.0009
1	3.60	0.0007	0.0007	0.0002	0.0004

**TABLA 16: DERIVA MÉTODO DINÁMICO**  
**DIRECCIÓN X**

Piso	hi	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h
4	2.60	0.0083	0.0019	0.0007	0.0017
3	2.60	0.0064	0.0026	0.0010	0.0023
2	2.60	0.0037	0.0024	0.0009	0.0021
1	3.60	0.0014	0.0014	0.0004	0.0009

**DIRECCIÓN Y**

Piso	hi	D (m)	d(m)	d/h	0.75R d/h
4	2.60	0.0037	0.0008	0.0003	0.0007
3	2.60	0.0028	0.0011	0.0004	0.0009
2	2.60	0.0017	0.0010	0.0004	0.0009
1	3.60	0.0007	0.0007	0.0002	0.0004

- **CARGA SÍSMICA - NORMA CHILENA.**
- **COEFICIENTES PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO.**

**OCUPACIÓN E IMPORTANCIA (I).**

La “Norma Chilena” clasifica las edificaciones de acuerdo a “la naturaleza de la ocupación, o uso que se le va a dar.” Para el caso en estudio se considera que esta es de Tipo II. De acuerdo esto la importancia y la TABLA 17 de la edificación tienen un valor de 1.00.

**TABLA 17: VALOR DEL COEFICIENTE I**

Categoría del Edificio	I
I	0.60
II	1.00
III	1.20
IV	1.20

**FUENTE: NORMA NCH 433**

**CONDICIONES DEL SUELO (S, To, T', n y p).**

La “Norma Chilena” clasifica los suelos de acuerdo sus condiciones geotécnicas. Tomando como la clasificación del suelo establecido en la Norma Peruana y su similitud con la chilena se considera que el suelo es de Tipo D, el cual corresponde a un suelo medianamente denso o firme. Los factores de este tipo de suelo son: S igual a 1.20, To igual a 0.75, T' igual a 0.85, n igual a 1.80 y p igual a 1.00

**TABLA 18: VALOR DE LOS PARÁMETROS QUE DEPENDEN DEL TIPO DE SUELO**

Tipo de suelo	S	To	T'	n	p
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.00
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.50
C	1.05	0.40	0.45	1.4	1.60

D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.00
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.00

FUENTE: NORMA NCH 433

### ZONIFICACIÓN Y ACELERACIÓN EFECTIVA ( $A_o$ ).

Considerando la ubicación de la edificación en Perú, correspondiente a la zona con la mayor probabilidad e intensidad de sismos, se considera que su equivalencia con respecto a la zonificación chilena.

Siendo la zona de mayor probabilidad e intensidad sísmica es la Zona 4 en Perú, su equivalencia es la Zona 3 en Chile, para esta zona se tiene un valor de aceleración efectiva de 0.40 g.

**TABLA 19: VALOR DE ACELERACIÓN EFECTIVA  $A_o$**

ZONA SÍSMICA	$A_o$
1	0.20 g
2	0.30 g
3	0.40 g

FUENTE: NORMA NCH 433

### COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R).

De acuerdo al sistema estructural a emplear en la construcción de la edificación se determina el factor de reducción, siendo para el caso de muros estructurales de albañilería confinada el valor de 4.

**TABLA 20: VALORES MÁXIMOS DE LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA**

Sistema	Material	R	$R_o$
Pórtico	Acero estructural	7	11
	Hormigón armado	7	11

Muros y Sistemas Arriostrados	Acero estructural	7	11
	Hormigón armado	7	11
	Si se cumple el criterio $A^2$	6	9
	Si no se cumple el criterio $A^2$	4	4
	Madera	5.5	7
	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
	De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos y albañilería de muros doble chapa.	4	4
	De ladrillo cerámico tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos.	3	3
	Cualquier tipo de estructuración o material que no se pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores <sup>3</sup>	2	-

FUENTE: NORMA NCH 433

De acuerdo a este valor se puede determinar el valor máximo al que puede llegar  $C$ , el cual es  $0.55 A_o S/g$  de acuerdo a la TABLA 21.

**TABLA 21: VALORES MÁXIMOS DEL COEFICIENTE SÍSMICO  $C$**

R	$C_{max}$
2.0	$0.90 A_o S/g$
3.0	$0.60 A_o S/g$
4.0	$0.55 A_o S/g$
5.5	$0.40 A_o S/g$
6.0	$0.35 A_o S/g$
7.0	$0.35 A_o S/g$

FUENTE: NORMA NCH 433

## PESO DE LA EDIFICACIÓN.

El peso de la edificación se calcula considerando el 100% de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva del 25%, considerando que la construcción es destinada a la habitación privada donde no es usual la aglomeración de personas o cosas.

### ILUSTRACIÓN 34: MASS SOURCE DATA

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
  - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
  - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Live	0.25
Dead	1
Live	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

### FUENTE: PROGRAMA ETABS

Para la definición del peso, de acuerdo a lo establecido a la norma se debe seguir la siguiente serie de comandos. En el menú “Define” seleccionamos “Mass Source” en el indicamos que la carga viva tomara un 0.5 de su valor y la carga muerta un 1.0, tal como se muestra en la ILUSTRACIÓN 34,

## - MODELADO DE LA CARGA SÍSMICA.

## SISMO ESTÁTICO.

Para el modelado de la carga sísmica para la edificación se debe calcular la fuerza sísmica en cada uno de los pisos, siendo necesario para ello calcular:

$$Q_o = CIP$$

Donde:

$I$ : “Es el coeficiente de importancia de la edificación.” Su valor es 1.00.

$P$ : “Es el peso total del edificio.” Su valor es 990.52 tn.

$C$ : “Es el coeficiente sísmico que se define como:”

$$C = \frac{2.75 S A_o \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n}{gR} \quad \dots(a)$$

Donde:

$A_o$ : “Es la aceleración efectiva”. Su valor es 0.40 g

$R$ : “Es el factor de reducción.” Su valor es 4

$n$ : “Es un parámetro que depende del tipo de suelo.” Su valor es 1.80

$T'$ : “Es un parámetro que depende del tipo de suelo.” Su valor es 0.85

$T^*$ : “Es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.”

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gk}} \quad \dots (b)$$

Donde:

$P$ : “Es el peso total del edificio.” Su valor es 990.52 tn.

$g$ : “Es la gravedad.” Su valor es 10 m/s<sup>2</sup>

$k$ : “Es la rigidez de la edificación en dirección x y en dirección y”

El cálculo de la rigidez se realiza en ambas direcciones, de la siguiente manera, considerando que los elementos de soporte son muros:

$$k = \frac{E_m t}{4\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{l}\right)}$$

A continuación, se muestra el cálculo de la rigidez en dirección en X y en dirección en Y. El resultado es  $R_x$  es igual a 247,983.34 tn/m y  $R_y$  es igual 364,288.38 tn/m.

**TABLA 22: RIGIDEZ EN DIRECCIÓN X**

Muro	n	e (m)	l (m)	h (m)	Em (Tn/m)	h/l	k (tn/m)	n.k (tn/m)
X1*	24.00	0.13	0.60	2.60	3.25E+05	4.33	124.82	2,995.73
X2*	24.00	0.13	0.60	2.60	2.00E+06	4.33	768.14	18,435.28
X3	4.00	0.13	1.50	2.60	3.25E+05	1.73	1,623.08	6,492.31
X4	4.00	0.13	1.60	2.60	3.25E+05	1.63	1,917.05	7,668.20
X5	4.00	0.13	1.60	2.60	3.25E+05	1.63	1,917.05	7,668.20
X6	4.00	0.13	2.35	2.60	3.25E+05	1.11	4,836.11	19,344.42
X7	4.00	0.13	1.40	2.60	3.25E+05	1.86	1,354.50	5,417.98
X8*	24.00	0.13	0.90	2.60	2.00E+06	2.89	2,473.70	59,368.85
X9	4.00	0.13	1.80	2.60	3.25E+05	1.44	2,578.07	10,312.30
X10*	24.00	0.13	0.60	2.60	2.00E+06	4.33	768.14	18,435.28
X11*	24.00	0.13	0.90	2.60	2.00E+06	2.89	2,473.70	59,368.85
X12	4.00	0.13	3.00	2.60	3.25E+05	0.87	8,118.99	32,475.94

247,983.34

**TABLA 23: RIGIDEZ EN DIRECCIÓN Y**

Muro	n	e (m)	l (m)	h (m)	E (Tn/m)	h/l	k (tn/m)	n.k (tn/m)
Y1	4.00	0.13	6.40	2.60	3.25E+05	0.41	28,414.09	113,656.35
Y2	4.00	0.13	1.20	2.60	2.00E+06	2.17	5,510.20	22,040.82
Y3	4.00	0.13	3.16	2.60	3.25E+05	0.82	8,996.30	35,985.22
Y4	4.00	0.13	2.45	2.60	3.25E+05	1.06	5,304.95	21,219.78
Y5	4.00	0.13	2.45	2.60	3.25E+05	1.06	5,304.95	21,219.78
Y6	4.00	0.13	3.16	2.60	3.25E+05	0.82	8,996.30	35,985.22
Y7*	24.00	0.13	0.50	2.60	3.25E+05	5.20	73.09	1,754.23
Y8*	24.00	0.13	0.90	2.60	2.00E+06	2.89	2,473.70	59,368.85
Y9	4.00	0.13	3.90	2.60	3.25E+05	0.67	13,264.53	53,058.14

364,288.38

Remplazando los valores calculados en (b) se determina:

- En dirección en X.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gk}} = 2\pi \sqrt{\frac{990.52}{10(247,983.34)}} = 0.13 \text{ seg}$$

- En dirección en Y.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gk}} = 2\pi \sqrt{\frac{990.52}{10(364,288.38)}} = 0.10 \text{ seg}$$

Remplazando los valores calculados en (a) se determina:

- En dirección en X.

$$C = \frac{2.75 S A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n = \frac{2.75 (1.20)(0.40)}{4} \left(\frac{0.85}{0.13}\right)^{1.80} = 10.31$$

- En dirección en X.

$$C = \frac{2.75 S A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n = \frac{2.75(1.20) (0.40)}{4} \left(\frac{0.85}{0.10}\right)^{1.80} = 14.58$$

Se debe verificar si el valor de C está dentro del rango mínimo y máximo.

$$C_{min} = \frac{A_o S}{6g} = \frac{(0.40)(1.20)}{6} = 0.08$$

$$C_{max} = 0.55 \frac{A_o S}{g} = 0.55 \frac{(0.40)(1.20)}{1} = 0.26$$

Como el valor calculado es mayor al  $C_{max}$ , se usa este para continuar con el cálculo. Por lo que el valor de C será igual a 0.26 en ambas direcciones.

$$Q_o = 0.26(1.00)(990.52) = 261.50 \text{ tn}$$

La distribución del esfuerzo de corte basal en cada uno de los pisos se realiza empleando la siguiente formula:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum A_k P_k} Q_o$$

Donde:

$P_k$ : "Peso sísmico del piso."

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{z_{k-1}}{h}} - \sqrt{1 - \frac{z_k}{h}}$$

Donde:

$z_k$ : "Es la altura en el piso con respecto al piso."

$h$ : “Es la altura de la edificación.”

A continuación, se muestra el cálculo de la distribución de la fuerza sísmica. Ver TABLA 24.

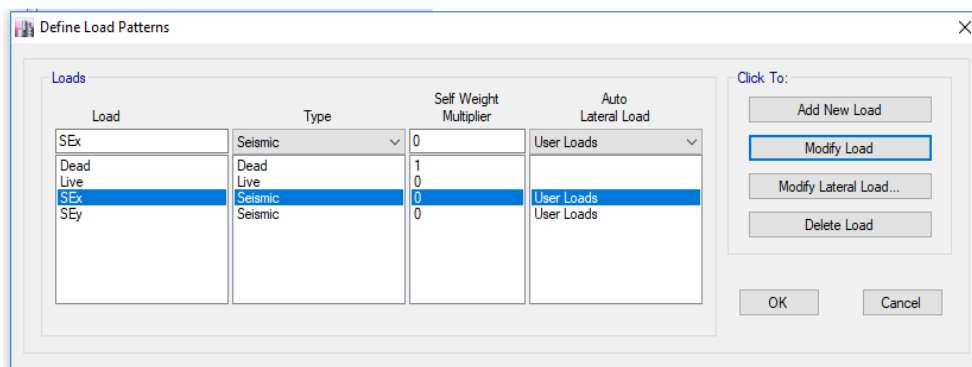
Habiendo se determinado el valor de la fuerza sísmica en cada uno de los pisos ( $F_k$ ) se asigna esta carga a cada uno de los pisos de edificación mediante la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona la opción “Load Patterns”, en el cuadro emergente se agregan la carga mencionada, dando el valor de 0 para que el programa no considere en el cálculo el peso de los elementos estructurales definidos y asignados en el modelado de la estructura, además de “User Loads” en “Auto Lateral Load”. Ver ILUSTRACIÓN 35.

**TABLA 24: DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA**

Piso	$z_k$	$\frac{z_k}{h}$	$1 - \frac{z_k}{h}$	$\sqrt{1 - \frac{z_k}{h}}$	$A_k$	$P_k$	$A_k P_k$	$F_k$	$Q_i$
0	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-
1	3.60	0.32	0.68	0.83	0.17	224.37	38.78	40.91	261.50
2	6.20	0.54	0.46	0.68	0.15	266.94	40.52	42.74	220.59
3	8.80	0.77	0.23	0.48	0.20	249.61	49.38	52.09	177.84
4	11.40	1.00	0.00	0.00	0.48	249.61	119.20	125.75	125.75
Total	-	-	-	-	-	990.52	-	-	-

**FUENTE: PROPIA**

**ILUSTRACIÓN 35: DEFINE LOAD PATTERNS**



**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

Para asignar los valores de las cargas se debe hacer click en la opción “Modify Lateral Load...”. asignando en el cuadro emergente los valores calculados. La asignación de la carga sísmica se debe realizar en dirección en X e Y, además de una excentricidad de un 5%. Ver ILUSTRACIÓN 36.

### ILUSTRACIÓN 36: SEISMIC LOAD PATTERN

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	D1	123.85	0	0
Story3	D1	51.3	0	0
Story2	D1	42.1	0	0
Story1	D1	40.29	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

FUENTE: PROGRAMA ETABS

### SISMO DINÁMICO.

Para el modelado de la carga sísmica para la edificación se debe determinar el espectro sísmico, el cual se define como:

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{R^*/I}$$

Donde:

$A_o$ : “Es la aceleración efectiva.” Su valor es 0.40 g

$S$ : “Es el factor del suelo.” su valor es 1.20

$I$ : “Es el factor de importancia.” su valor es 1.00

$R^*$  = “Factor de Reducción”. se determina de la siguiente manera:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + T^*/R_o}$$

Donde:

$T_o$  = “Es el factor del suelo.” su valor es 0.75.

$R_o$  = “Es el factor de la reducción.” su valor es 4.00.

$T^*$ : “Es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.” Tiene un valor en dirección X igual a 0.13 seg y en dirección E igual a 0.10 seg.

- En dirección en X.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + T^*/R_o} = 1 + \frac{0.13}{0.10(0.75) + 0.13/4} = 2.18$$

- En dirección en Y.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + T^*/R_o} = 1 + \frac{0.10}{0.10(0.75) + 0.10/4} = 2.03$$

$\alpha$  = “Factor de amplificación, se determina para cada modo de vibrar n, de acuerdo a la siguiente expresión:”

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$$

Donde:

$T_o$  = “Es el factor del suelo.” su valor es 0.75.

$o$  = “Es el factor del suelo.” su valor es 1.00.

$T_n$  = “Período de vibración del modo n.” este valor varía entre 0.00 seg y 10.00 seg

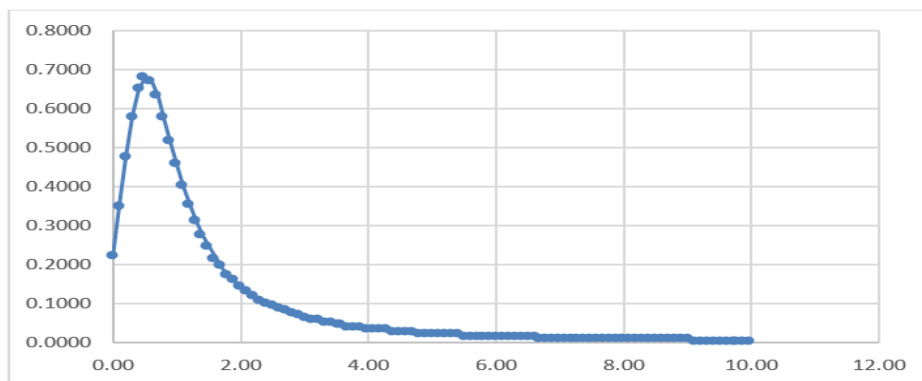
Realizando la operación por cada valor de  $T_n$  se obtienen diferentes valores de  $\alpha$  y finalmente los valores de  $S_\alpha$ . Ver TABLA 25.

**TABLA 25: CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA**

Tn	$\alpha$	Sa x	Sa y
0.00	1.00	0.2202	0.2368
0.10	1.60	0.3514	0.3780
0.20	2.16	0.4753	0.5113
0.30	2.63	0.5794	0.6232
0.40	2.95	0.6499	0.6991
0.50	3.09	0.6793	0.7308
1.00	2.08	0.4572	0.4919
1.50	1.11	0.2446	0.2631
2.00	0.65	0.1434	0.1542
2.50	0.42	0.0926	0.0996
3.00	0.29	0.0644	0.0692
3.50	0.21	0.0472	0.0508
4.50	0.13	0.0284	0.0306
5.00	0.10	0.0230	0.0247
6.00	0.07	0.0159	0.0171
7.00	0.05	0.0116	0.0125
8.00	0.04	0.0089	0.0096
9.00	0.03	0.0070	0.0075
10.00	0.03	0.0057	0.0061

**FUENTE: PROPIA**

**ILUSTRACIÓN 37: ESPECTRO DE RESPUESTA**



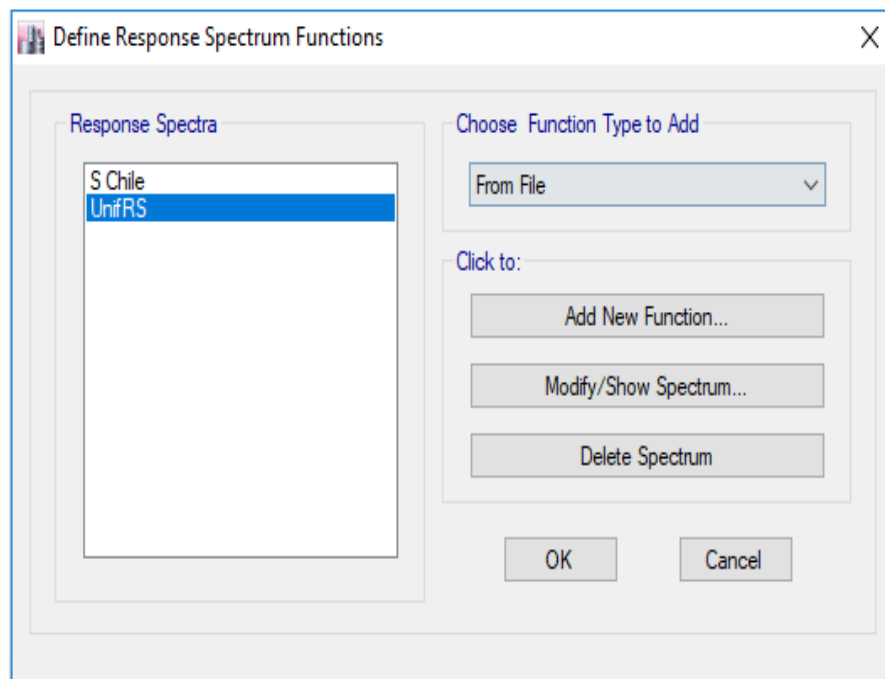
**FUENTE: PROPIA**

Para definir la carga sísmica, empleando el método de espectro respuesta, se debe seguir la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona “Functions” y “Response Spectrum”.

En la ventana emergente se selecciona en la opción Choose Function Type to Add “from file” y luego se hace click en “Add New Function...”. Ver ILUSTRACIÓN 38.

En la ventana emergente se agrega el espectro de frecuencia el cual previamente debe ser guardado en formato txt. Haciendo click “Browse” y finalmente en “Convert to User Defined”. Ver ILUSTRACIÓN 39.

### ILUSTRACIÓN 38: DEFINE RESPONSE SPECTRUM FUNCTIONS



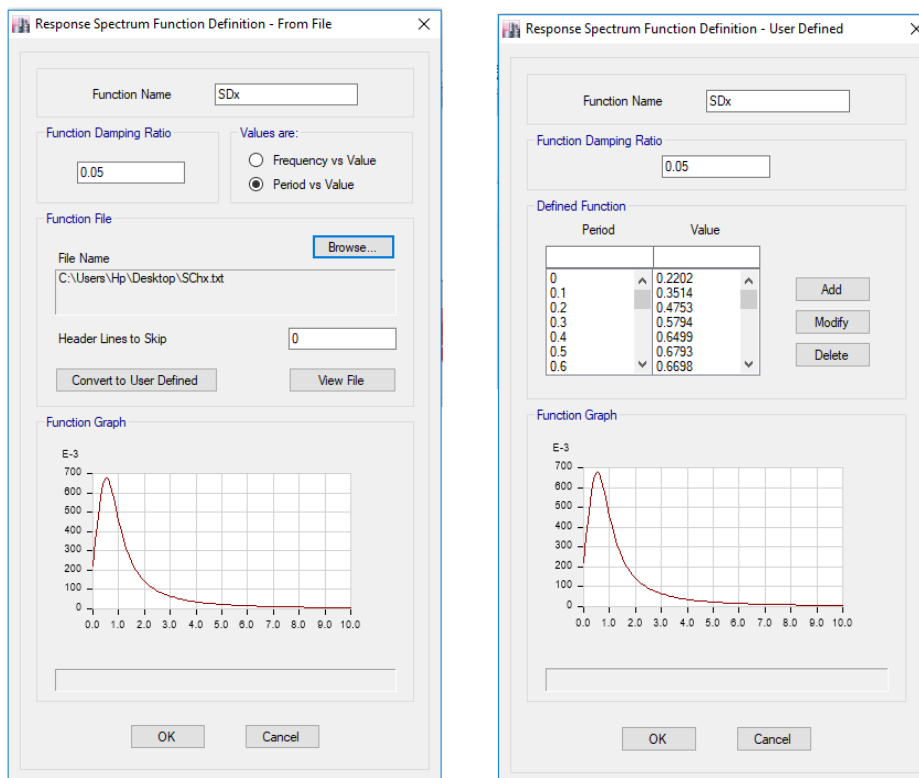
**FUENTE: PROPIA**

Para realizar el análisis dinámico empleando el método modal espectral se debe tener en cuenta los criterios de combinación, por obtener los mayores valores empleando para ello el método CQC.

El método CQC, por sus siglas en inglés Complete Quadratic Combination, toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre los modos espaciados más cercanos causados por amortiguación modal. Incrementando la amortiguación modal se incrementa el acoplamiento entre los modos espaciados-próximos.

Para ello se sigue la siguiente serie de comandos: en el menú “define” se selecciona la opción “load cases”, en la ventana emergente se selecciona la opción “Add New Case”.

### ILUSTRACIÓN 39: RESPONSE SPECTRUM FUNCTIONS - FROM FILE

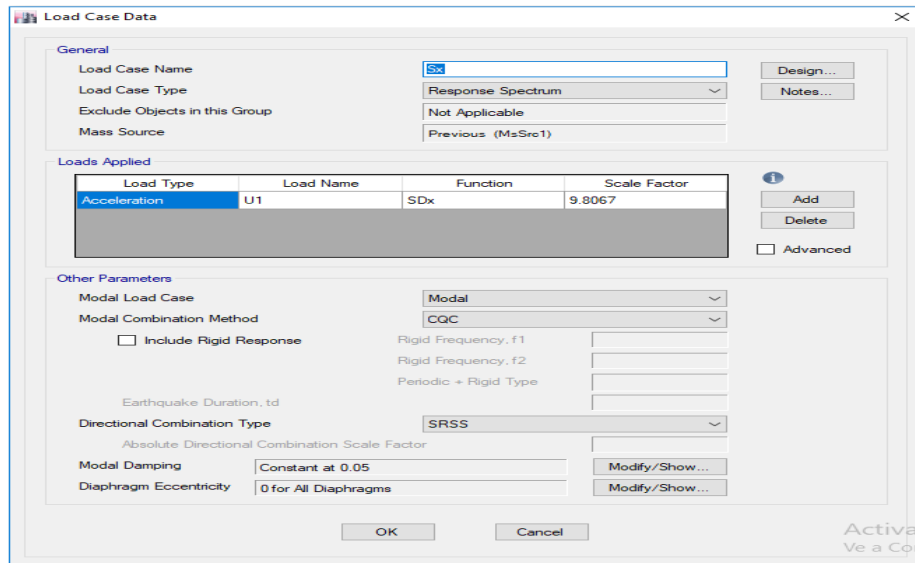


**FUENTE: PROPIA**

Finalmente, en la ventana emergente se define el tipo de carga Si, la cual corresponde a la aplicación de la Fuerza Sísmica Sin Efecto de la Torsión Accidental, para ello se selecciona en “Load Case Type” la opción “Response Spectrum”, además se agrega en “Load Applied” los datos del espectro siendo para la dirección en X la opción U1 y la dirección en Y la opción U2, finalmente se selecciona en “Modal Combination Method” la opción CQC. Ver ILUSTRACIÓN 40,

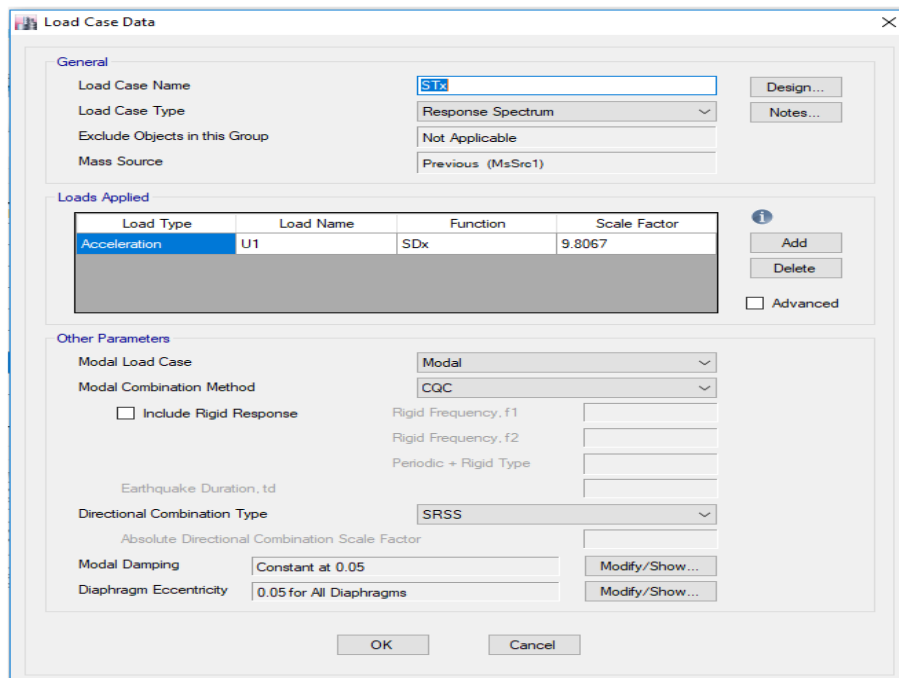
Además, se debe definir la carga STi correspondiente a la Fuerza Sísmica Con Efecto de la Torsión Accidental, siendo necesario para ello repetir los pasos agregando: en Diaphragm Eccentricity se da el valor de 0.05, el cual corresponde a una excentricidad accidental de 5%. Ver ILUSTRACIÓN 41.

## ILUSTRACIÓN 40: LOAD CASE DATA – CQC SIN EXCENRICIDAD



FUENTE: PROGRAMA ETABS

## ILUSTRACIÓN 41: LOAD CASE DATA – CQC CON EXCENRICIDAD

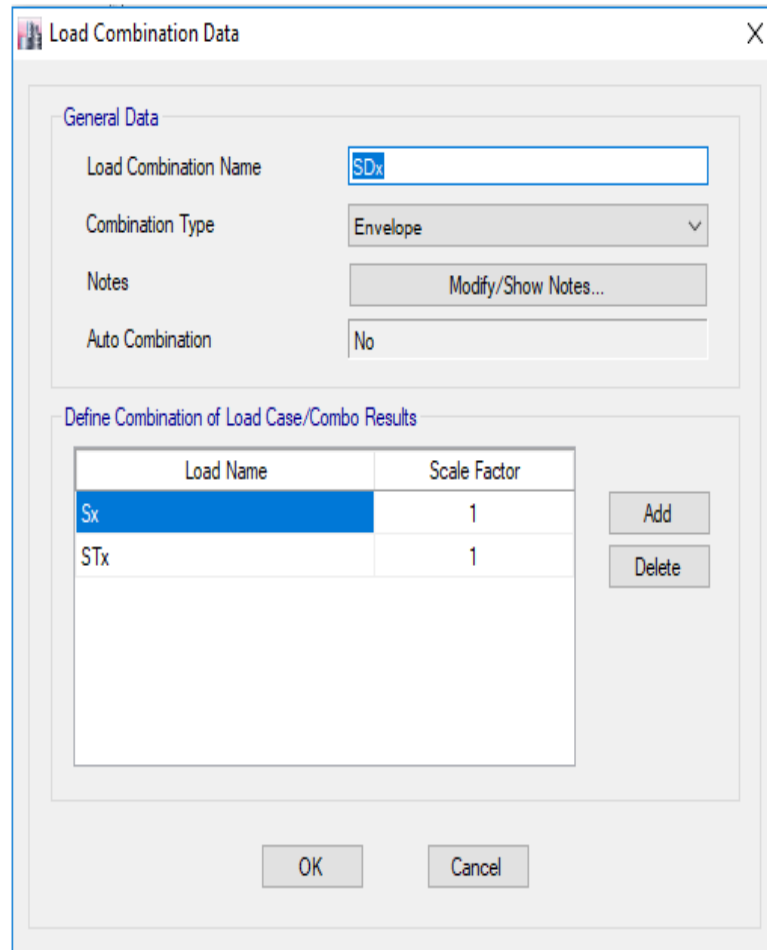


FUENTE: PROGRAMA ETABS

Finalmente, para obtener la fuerza sísmica se define las combinaciones debiendo tomar esta lo valores máximos entre  $S_i + ST_i$ , tanto en dirección X como en dirección Y, para ello se sigue la siguiente serie de comandos: en el menú “Define” se selecciona la opción “Load Combination”.

En la ventana emergente se define la carga como SDx, se selecciona en “Combination Type” la opción “Envelope” y se agregan las cargas Sx y STx.

#### **ILUSTRACIÓN 42: LOAD COMBINATION DATA – CARGA SÍSMICA**



**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

#### **- FUERZAS CORTANTE Y FUERZA SÍSMICA.**

Realizado los cálculos con el programa Etabs se analiza las cargas sísmicas obtenidas a través del método estático y del método dinámico. Siendo estas acumuladas (SEi) y por pisos (Si).

Para observar estas cargas se debe seguir la siguiente serie de comandos: en el menú “Display” se selecciona la opción “Show Tables”, se selecciona la opción “Analysis”, luego “Results”, luego “Structure Results” y finalmente “Story Forces”.

En la ventana emergente se selecciona la carga de sismo estático, así como la carga de sismo dinámico. Los resultados obtenidos son los que se muestra a continuación.

**TABLA 26: FUERZA SÍSMICA ACUMULADA (SEI) Y POR PISO (SI) - ESTÁTICO**

Piso	Pi	SE <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	SE <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>
4	224.37	125.75	125.75	125.75	125.75
3	266.94	177.84	52.09	177.84	52.09
2	249.61	220.58	42.74	220.58	42.74
1	249.61	261.49	40.91	261.49	40.91
Σ	-	-	261.49	-	261.49

**FUENTE: PROPIA**

**TABLA 27: FUERZA SÍSMICA ACUMULADA (SEI) Y POR PISO (SI) - DINÁMICO**

Piso	Pi	SE <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	SE <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>
4	224.37	103.15	103.15	110.96	110.96
3	266.94	215.49	112.34	231.80	120.84
2	249.61	281.06	65.58	302.34	70.54
1	249.61	305.39	24.33	328.51	26.17
Σ	-	-	305.39	-	328.51

**FUENTE: PROPIA**

Como es de esperarse se observa discrepancia entre los resultados obtenidos por el método estático y el método dinámico, siendo esto natural.

- **DESPLAZAMIENTO LATERAL.**

Habiendo realizado el análisis de la estructura considerando las cargas estáticas y dinámicas se calcula el desplazamiento de la edificación en cada uno de los pisos calculándose la deriva, empleando para ello la siguiente formula.

$$ID = R^* \frac{K_d di}{3 h}$$

Donde:

$R^*$  = “Factor de Reducción.” Tiene un valor en dirección X igual a 2.18 y en dirección E igual a 2.03.

$K_d$  = “Factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico de los elementos.” Se considera que  $K_d$  tendrá valor aproximado al  $R_o$ . su valor es 4.00.

Para observar los resultados en el menú “Display” se selecciona la opción “Show Tables”, se selecciona la opción “Analysis”, luego “Results”, luego “Displacements” y finalmente “Diaphragm Center of Mass Displacements”. En la ventana emergente se selecciona solo la carga sísmica obtenida por el método estático y el método dinámico.

Operando los resultados se obtiene la deriva, se observa que los primeros resultados están fuera de los resultados esperados superando el valor permitido para edificaciones de albañilería el cual es  $0.002h$ , siendo para el primer piso de 0.0072 y para los demás de 0.0052.

**TABLA 28: DERIVA MÉTODO ESTÁTICO**

**DIRECCIÓN X**

Piso	h	D (m)	d(m)	d/h	ID RK/3
4	2.60	0.0068	0.0017	0.0007	0.0019
3	2.60	0.0051	0.0022	0.0009	0.0025
2	2.60	0.0029	0.0019	0.0007	0.0021
1	3.60	0.0010	0.0010	0.0003	0.0008

**DIRECCIÓN Y**

Piso	h	D (m)	d(m)	d/h	ID RK/3
4	2.60	0.0030	0.0007	0.0003	0.0008
3	2.60	0.0022	0.0009	0.0004	0.0010
2	2.60	0.0013	0.0008	0.0003	0.0008
1	3.60	0.0005	0.0005	0.0001	0.0004

**FUENTE: PROPIA**

**TABLA 29: DERIVA MÉTODO DINÁMICO  
DIRECCIÓN X**

Piso	h	D (m)	d(m)	d/h	ID RK/3
4	2.60	0.0078	0.0018	0.0007	0.0020
3	2.60	0.0060	0.0026	0.0010	0.0029
2	2.60	0.0034	0.0022	0.0009	0.0025
1	3.60	0.0012	0.0012	0.0003	0.0010

**DIRECCIÓN Y**

Piso	h	D (m)	d(m)	d/h	ID R.K/3
4	2.60	0.0030	0.0007	0.0003	0.0007
3	2.60	0.0024	0.0010	0.0004	0.0010
2	2.60	0.0014	0.0008	0.0003	0.0009
1	3.60	0.0006	0.0006	0.0002	0.0004

**FUENTE: PROPIA**

- **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN.**

En el presente capítulo se desarrolla el diseño de los elementos estructurales, para ello se considera su resistencia mínima y máxima para compararlo con las fuerzas actuantes obtenidas de los análisis de acuerdo a la “Norma Sísmica Peruana” y “Norma Sísmica Chilena”.

- **DISEÑO DE ELEMENTOS TIPO LOSA DE TECHO.**

**DIMENSIONES.**

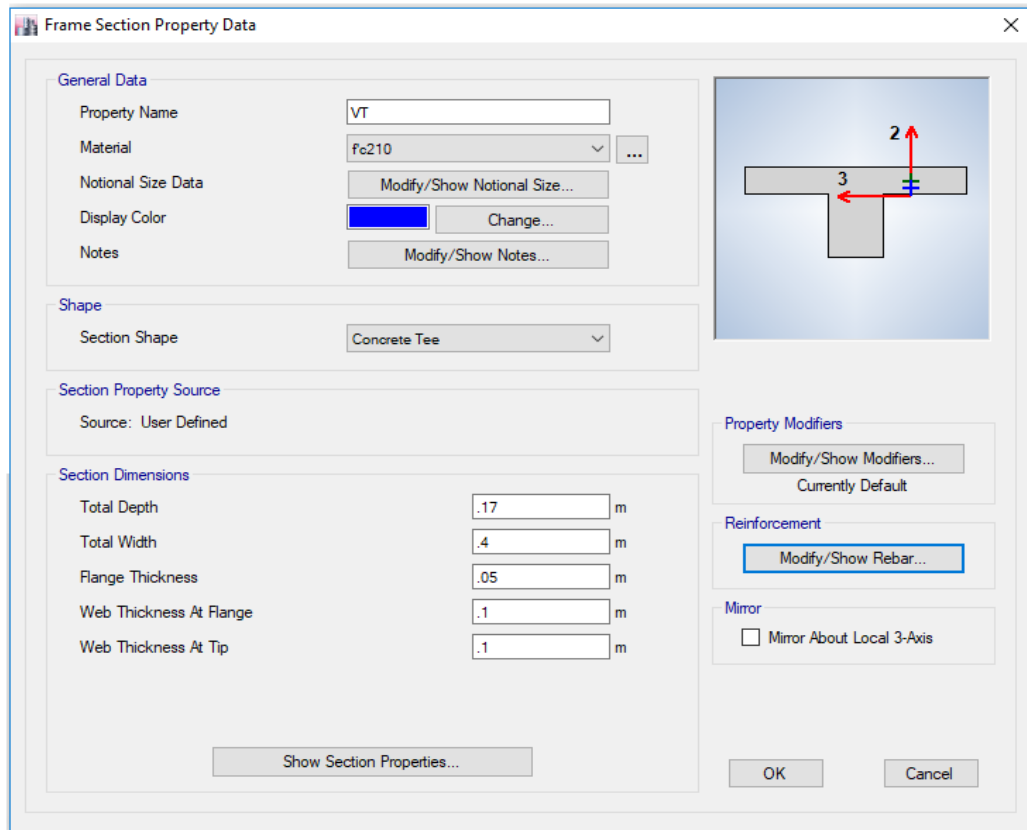
La losa aligerada tiene un espesor de 17 cm, se considera para su construcción un concreto con una resistencia ( $f'_c$ ) de 210 kg/cm<sup>2</sup> y un acero de refuerzo con una resistencia de ( $f_y$ ) de 4,200 kg/cm<sup>2</sup>.

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

Empleando el programa Etabs modelamos la vigueta de la losa aligerada, para calcular la cortante y el momento que está actuando sobre la vigueta, para ello se

considera la amplificación de las cargas empleadas, la Carga Muerta (CM) y la Carga Viva (CV).

### ILUSTRACIÓN 43: DEFINICIÓN DE VIGUETA



FUENTE: PROGRAMA ETABS

Par el modelamiento es necesario calcular la CV y La CM distribuida sobre la vigueta, siendo estos cálculos los siguientes:

$$w_{cv} = CV B = 200 (0.40) = 0.08 \text{ tn/m}$$

$$w_{cm} = CM B = (280 + 100) 0.40 = 0.15 \text{ tn/m}$$

En el cálculo de CM se ha considerado el peso propio de la losa aligerada para un espesor de 17 cm y de los acabados.

Empleando el programa Etabs calculamos la cortante y el momento que se genera a lo largo de la vigueta.

En el análisis de la losa se considera el incremento de la carga de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

Realizado el modelado de la vigueta, considerando sus 08 tramos se obtienen los siguientes resultados.

**TABLA 30: MOMENTOS Y CORTANTES ÚLTIMAS SOBRE VIGUETA**

Punto/Tramo	Distancia (m)	Vu (Tn)	Mu (Tn.m)
A	0.00	-0.55	-0.28
A-B	1.50	-	0.14
B	3.00	0.55	-0.28
B	0.00	-0.18	-0.03
B-C	0.50	-	0.02
C	1.00	0.18	-0.03
C	0.00	-0.41	-0.15
C-D	1.13	-	0.07
D	2.25	0.41	-0.15
D	0.00	-0.28	-0.07
D-E	0.75	-	0.02
E	1.50	0.28	-0.07
E	0.00	-0.28	-0.07
E-F	0.75	-	0.02
F	1.50	0.28	-0.07
F	0.00	-0.41	-0.15
F-G	1.13	-	0.07
G	2.25	0.41	-0.15
G	0.00	-0.18	-0.03
G-H	0.50	-	0.02
H	1.00	0.18	-0.03
H	0.00	-0.55	-0.28
H-I	1.50	-	0.14
I	3.00	0.55	-0.28

**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

### **MOMENTO RESISTENTE.**

Con la finalidad de determinar la resistencia de la losa, tanto en la zona positiva como la zona negativa, se calcula está considerando la cuantía mínima de acero y la cuantía máxima de acero, siendo estas:

- Cuantía máxima: 0.0159
- Cuantía mínima: 0.0020

Tomando estos valores se calcula el rango de resistencia de la vigueta.

#### **EN LA ZONA POSITIVA.**

Se calcula el acero mínimo y máximo considerando que la zona en compresión es la parte superior de la vigueta, donde la base  $b$  tiene un valor de 40 cm y el peralte  $d$  tiene un valor de 14.5 cm.

- Acero máximo:

$$A_{s\ max} = \rho b d = 0.0159(40)(14.5) = 9.22\ cm^2$$

- Acero mínimo:

$$A_{s\ min} = \rho b d = 0.002(40)(14.5) = 1.16\ cm^2$$

Con el acero mínimo y máximo se calcula el valor del  $a$  la distancia desde el extremo en compresión hacia el eje neutro.

- $a$  máximo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.22(4,200)}{0.85(210)(40)} = 5.42\ cm$$

- $a$  mínimo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.16(4,200)}{0.85(210)(40)} = 0.68\ cm$$

Con estos valores de calcular el valor del momento, siendo estos:

- Momento máximo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(9.22)(4,200)[14.5 - 0.5(5.42)] = 4.10\ tn.m$$

- Momento mínimo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(1.16)(4,200)[14.5 - 0.5(0.68)] = 0.62\ tn.m$$

Se observa que el mayor momento positivo actuante se presenta en los tramos A-B y el H-I, siendo el valor de 0.14 tn.m.

Además, se observa que este valor es menor que el momento resistente mínimo, por lo que se considera el empleo de la cuantía mínima para el diseño de la losa en la zona positiva. Siendo esta de 3/8".

#### EN LA ZONA NEGATIVA.

Se calcula el acero mínimo y máximo considerando que la zona en compresión es la parte inferior de la vigueta, donde la base  $b$  tiene un valor de 10 cm y el peralte  $d$  tiene un valor de 14.5 cm.

- Acero máximo:

$$A_{s\ max} = \rho b d = 0.0159(10)(14.5) = 2.30\ cm^2$$

- Acero mínimo:

$$A_{s\ min} = \rho b d = 0.002(10)(14.5) = 0.29\ cm^2$$

Con el acero mínimo y máximo se calcula el valor de  $a$ , la distancia desde el extremo en compresión hacia el eje neutro.

- $a$  máximo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2.30(4,200)}{0.85(210)(10)} = 5.42\ cm$$

- $a$  mínimo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{0.29(4,200)}{0.85(210)(10)} = 0.68\ cm$$

Con estos valores de calcular el valor del momento, siendo estos:

- Momento máximo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(2.30)(4,200)[14.5 - 0.5(5.42)] = 1.02\ tn.m$$

- Momento mínimo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(0.29)(4,200)[14.5 - 0.5(0.68)] = 0.15\ tn.m$$

Se identifica que el mayor momento ultimo positivo se presenta en el punto A, el punto B además del punto H y el punto I; cuyo valor es de 0.28 tn-m.

Además, se observa que este valor se encuentra dentro del rango mínimo y máximo, por lo que se calcula el área de acero requerido, siendo esta de 1/2".

#### FUERZA CORTANTE RESISTENTE.

La resistencia al corte de la sección se determina en los extremos de la vigueta, donde su base tiene un valor de 10 cm, siendo esta la siguiente:

$$\phi V_c = \phi 1.10(0.53\sqrt{f'_c}bd) = 0.85(1.10)(0.53)\sqrt{210}(10)(14.5) = 1.04 \text{ tn}$$

Se observa que este valor es mayor a los valores de la cortante última sobre la vigueta, por lo que se considera la sección adecuada.

#### ACERO DE TEMPERATURA.

Para el cálculo del acero de temperatura se toma en cuenta la cuantía necesaria, además se considera que la separación de las varillas será de 20 cm tomando este valor como base para el cálculo obteniendo:

$$A_s = 0.0020(20)(14.5) = 0.58 \text{ cm}^2$$

Se considera el empleo de una varilla de 3/8" a cada 20 cm.

#### - DISEÑO DE ELEMENTOS TIPO LOSA DE ESCALERA.

##### DIMENSIONES.

La losa de escalera será de 15 cm, empleará un concreto con una resistencia ( $f'_c$ ) de 210 kg/cm<sup>2</sup> y un acero de refuerzo con una resistencia de ( $f_y$ ) de 4,200 kg/cm<sup>2</sup>.

##### ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Empleando el Etabs se modela el tramo de la escalera como una viga con una sección 100x15.

Para ello se calcula de manera diferencial las CM, siendo necesario calcular el espesor relativo de la losa en la zona inclinada.

El espesor de la losa en la zona inclinada de la escalera se calcula empleando la siguiente ecuación.

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{25}{\sqrt{25^2 + 17.5^2}} = 0.82$$

$$t_p = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2} = \frac{20}{0.82} + \frac{17.5}{2} = 33.15 \text{ cm} \approx 0.33 \text{ m}$$

Con estos datos se calcula las cargas CM y CV de manera que sea distribuida a lo largo de la losa.

$$w_{cv} = CV B = 200 (1.00) = 0.20 \text{ tn/m}$$

Para el cálculo de la CM se toma en cuenta su espesor en la zona horizontal e inclinada.

$$CM_{inclinado} = 0.33 \times 2.40 = 0.79 \text{ tn/m}^2$$

$$CM_{horizontal} = 0.20 \times 2.40 = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

Con estos valores se calcula las cargas distribuidas para la zona horizontal e inclinada.

$$\text{Tramo Inclinado} - w_{CM} = CM (B) = (790 + 100)1.00 = 0.89 \text{ tn/m}$$

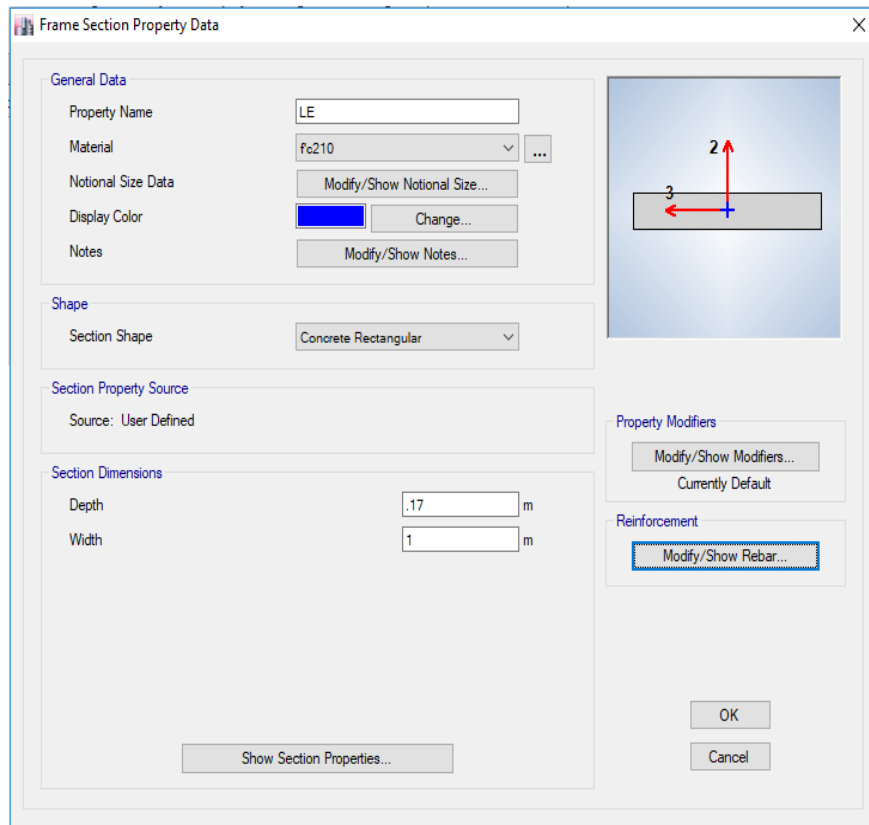
$$\text{Tramo Horizontal} - w_{CM} = CM (B) = (480 + 100)1.00 = 0.58 \text{ tn/m}$$

Empleando el programa Etabs se calcula la cortante y el momento que se genera a lo largo de la losa.

En el análisis se considera el incremento de la carga de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

#### ILUSTRACIÓN 44: DEFINICIÓN DE LOSA DE ESCALERA



**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

Realizado el modelado de losa considerando se asigna las cargas y se realiza el cálculo obteniendo los siguientes resultados.

**TABLA 31: MOMENTOS Y CORTANTES ÚLTIMAS SOBRE LOSA**

Punto/Tramo	Distancia (m)	Vu (Tn)	Mu (Tn.m)
A	0.00	0.46	0.31
A-B	1.50	-	-0.76
B	2.50	0.46	0.31

**FUENTE: PROGRAMA ETABS****MOMENTO RESISTENTE.**

Con la finalidad de determinar la resistencia de la losa, tanto en la zona positiva como la zona negativa, se calcula está tomando la cuantía mínima de acero y la cuantía máxima de acero, siendo estas las siguientes:

- Cuantía máxima: 0.0159
- Cuantía mínima: 0.0020

Tomando estos valores se calcula el rango de resistencia de la losa.

**ZONA POSITIVA Y NEGATIVA**

Se calcula el acero mínimo y máximo en la zona positiva y negativa, considerando para ello que la base  $b$  tiene un valor de 100 cm y el peralte  $d$  tiene un valor de 12.5 cm

Acero máximo:

$$A_{s \max} = \rho b d = 0.0159(100)(12.5) = 19.87 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo:

$$A_{s \min} = \rho b d = 0.002(100)(12.5) = 2.50 \text{ cm}^2$$

Con el acero mínimo y máximo se calcula el valor de  $a$ , la distancia desde el extremo en compresión hacia el eje neutro.

- $a$  máximo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{19.87(4,200)}{0.85(210)(100)} = 4.67 \text{ cm}$$

- $a$  mínimo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2.50(4,200)}{0.85(210)(100)} = 0.60 \text{ cm}$$

Con estos valores de calcular el valor del momento, siendo estos:

- Momento máximo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(19.87)(4,200)[12.5 - 0.5(5.67)] = 7.25 \text{ tn.m}$$

- Momento mínimo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(2.50)(4,200)[12.5 - 0.5(0.60)] = 1.15 \text{ tn.m}$$

Se observa que mayor momento último se presenta en el tramo A-B, el cual tiene un valor de 0.76 tn.m. Como se observa que este valor es menor al momento resistente mínimo, por lo que se considera el empleo de la cuantía mínima para el refuerzo de la losa en la zona positiva y negativa. Se emplearán varillas de 3/8" a cada 20 cm.

#### **FUERZA CORTANTE RESISTENTE.**

La resistencia al corte de la sección se determina en los extremos de esta, donde su base tiene un valor de 100 cm, siendo:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.85(0.53) \sqrt{210}(100)(12.5) = 8.16 \text{ tn}$$

Se observa que este valor es mayor a los valores de la cortante última sobre la losa, por lo que se considera que la sección es la adecuada.

#### **ACERO DE TEMPERATURA.**

Para el cálculo del acero de temperatura se toma en cuenta su cuantía, además se considera que la separación de las varillas será de 20 cm tomando este valor como base para el cálculo obteniendo:

$$A_s = 0.0020(20)(12.5) = 0.50 \text{ cm}^2$$

Se considera el empleo de una varilla de 3/8" a cada 20 cm.

#### **- DISEÑO DE ELEMENTOS TIPO VIGAS PERALTADA.**

#### **DIMENSIONES.**

La viga, peraltada, tiene una sección de 25x30, empleara un concreto con una resistencia ( $f'_c$ ) de 210 kg/cm<sup>2</sup> y un acero de refuerzo con una resistencia de ( $f_y$ ) de 4,200 kg/cm<sup>2</sup>.

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Habiendo realizado el análisis estructural de la edificación, haciendo uso de la “Norma Sísmica Peruana” y la “Norma Sísmica Chilena” empleando el método sísmico estático y dinámico, se realiza la amplificación de las cargas empleando las siguientes hipótesis, que estable la norma peruana.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Terminado el análisis se toman los valores actuantes sobre la viga, tomando como ejemplo la viga ubicada en el eje 4 y entre el eje E y eje F. los resultados sobre esta en todos los casos son:

**TABLA 32: MOMENTOS Y CORTANTES ULTIMAS SOBRE LA VIGA**

-	Método Sismo Estático		Método Sismo Dinámico	
	Norma Peruana			
D (m)	Vu (tn)	Mu (tn.m)	Vu (tn)	Mu (tn.m)
0.00	-2.71	1.60	-4.30	-3.05
0.46	-1.63	1.20	-3.30	-1.29
0.92	1.55	0.83	-2.30	0.84
1.38	2.27	0.45	2.33	0.84
1.84	3.27	-1.26	3.32	-1.29
2.30	4.27	-2.99	4.32	-3.05
Norma Chilena				
0.00	-3.02	1.14	-4.15	-2.86
0.46	-1.81	0.92	-3.15	-1.18
0.92	1.14	0.74	-2.16	0.80
1.38	1.86	0.51	2.16	0.80
1.84	2.86	-0.98	3.15	-1.18
2.30	3.85	-2.52	4.15	-2.86

**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

### **MOMENTO RESISTENTE.**

Con la finalidad de determinar la resistencia de la viga, tanto en la zona positiva como la zona negativa, esta se calcula tomando la cuantía mínima y la cuantía máxima de acero, siendo estas las siguientes:

- Cuantía máxima: 0.0159
- Cuantía mínima: 0.0024

Tomando estos valores se calcula el rango de resistencia de la viga.

#### **TANTO EN LA ZONA POSITIVA Y NEGATIVA.**

Se calcula el acero mínimo y máximo para ambas zonas, teniendo la viga una sección rectangular, considerando que la base  $b$  es de 25 cm y el peralte  $d$  es de 25 cm.

- Acero máximo:

$$A_{s\ max} = \rho b d = 0.0159(25)(25) = 9.93\ cm^2$$

- Acero mínimo:

$$A_{s\ min} = \rho b d = 0.0024(25)(25) = 1.50\ cm^2$$

Con el acero mínimo y máximo se calcula el valor de  $a$ , la distancia desde el extremo en compresión hacia el eje neutro

- $a$  máximo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.93(4,200)}{0.85(210)(25)} = 9.35\ cm$$

- $a$  mínimo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.50(4,200)}{0.85(210)(25)} = 1.40\ cm$$

Con estos valores de calcular el valor del momento, siendo estos:

- Momento máximo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(9.35)(4,200)[25 - 0.5(9.35)] = 7.18\ tn.m$$

- Momento mínimo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(1.40)(4,200)[25 - 0.5(1.40)] = 1.28\ tn.m$$

Se observa que los momentos actuantes para todos los casos presentan valores menores al máximo, por lo que no es necesario cambiar la sección de la viga.

Se observa que en los extremos se presentan valores mayores al mínimo, siendo en el caso de la Norma Peruana el de -3.05 tn.m y en el caso de la Norma Chilena de -2.86 tn.m; para esta zona se calcula el área de acero necesaria, siendo necesario el empleo de 2 varillas de 1/2" en dichas zonas para reforzar.

### **FUERZA CORTANTE RESISTENTE.**

Para verificar la resistencia de la viga peraltada se considera el siguiente refuerzo:

$$[] \text{ } \emptyset 3/8'' - 1@0.05, 5@0.10, R@0.20$$

Para ello se ha considerado una zona de confinamiento de 50 cm, considerando un  $Z_c$  igual a  $2d$ , además se ha considerado que la separación de los estribos será menor de  $d/2$ , siendo 10 cm en esta zona.

Calculando la resistencia del concreto:

$$\emptyset V_c = \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.85(0.53) \sqrt{210}(25)(25) = 4.08 \text{ tn}$$

Calculando la resistencia del acero, donde  $S = 10 \text{ cm}$ .

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} = \frac{(2 \times 0.71)(4,200)(25)}{10} = 14.91 \text{ tn}$$

Calculando la resistencia del acero, donde  $S = 20 \text{ cm}$ .

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} = \frac{(2 \times 0.71)(4,200)(25)}{20} = 7.45 \text{ tn}$$

Se calcula la resistencia de la sección frente al corte, siendo para la zona donde los estribos están a una separación de 10 cm de 18.99 tn y donde los estribos están a una separación de 20 cm de 4.53 tn.

Se observa que la resistencia frente al corte para ambas separaciones es mayor a las que se presentan sobre la viga en todos los casos.

### **- DISEÑO DE ELEMENTOS TIPO MURO. DE CONCRETO.**

#### **DIMENSIONES.**

El muro estructural de concreto armado (placa) tiene un espesor de 15 cm, empleara un concreto con una resistencia ( $f'_c$ ) de 210 kg/cm<sup>2</sup> y un acero de refuerzo con una resistencia de ( $f_y$ ) de 4,200 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

Habiendo realizado el análisis estructural de la edificación, haciendo uso de la "Norma Sísmica Peruana" y la "Norma Sísmica Chilena" empleando el método sísmico

estático y dinámico, se realiza la amplificación de las cargas empleando las siguientes hipótesis, que establece la norma peruana.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Para el análisis se ha tomado como ejemplo la placa X12 ubicada en el eje 5 y entre el eje C y eje E. Esta placa tiene una longitud de 3.00 m y una altura de 3.60 en el primer piso y de 2.60 m en los pisos superiores.

**TABLA 33: MOMENTOS Y CORTANTES ULTIMAS SOBRE LA PLACA**

Método Sismo Estático			Método Sismo Dinámico		
Pu (tn)	Vu (tn)	Mu (tn.m)	Pu (tn)	Vu (tn)	Mu (tn.m)
Norma Peruana					
-24.65	15.35	45.45	-46.20	18.17	50.77
Norma Chilena					
-22.18	19.69	50.79	-47.76	21.20	49.89

**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

### **FUERZA RESISTENTE A LA COMPRESIÓN.**

Para determinar la resistencia de la placa frente a la carga axial se emplea la siguiente ecuación:

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{K l_c}{32 b} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times (15 \times 300) \left[ 1 - \left( \frac{1 \times 360}{32 \times 15} \right)^2 \right] = 159.17 \text{ tn}$$

Se observa que la fuerza resistente a la compresión de la placa es superior a las cargas últimas de compresión en todos los casos.

### **MOMENTO RESISTENTE.**

Con la finalidad de determinar la resistencia de la placa, se calcula está tomando la cuantía mínima de acero y la cuantía máxima de acero, siendo estas las siguientes:

- Cuantía máxima: 0.0159

- Cuantía mínima: 0.0020

Tomando estos valores se calcula el rango de resistencia de la placa. Se calcula el acero mínimo y máximo para ambas zonas, teniendo la placa una sección rectangular, considerando para ello que la base  $b$  es de 15 cm y un peralte  $d$  de 240 cm. Para el cálculo del peralte se considera el 80% del largo del muro.

- Acero máximo:

$$A_{s\ max} = \rho b d = 0.0159(15)(240) = 57.24\ cm^2$$

- Acero mínimo:

$$A_{s\ min} = \rho b d = 0.0024(15)(240) = 8.64\ cm^2$$

Con el acero mínimo y máximo se calcula el valor de  $a$ , la distancia desde el extremo en compresión hacia el eje neutro.

- $a$  máximo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{57.24(4,200)}{0.85(210)(15)} = 89.78\ cm$$

- $a$  mínimo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{8.64(4,200)}{0.85(210)(15)} = 13.55\ cm$$

Con estos valores de calcular el valor del momento, siendo estos:

- Momento máximo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(57.24)(4,200)[84 - 0.5(89.79)] = 84.61\ tn.m$$

- Momento mínimo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(8.64)(4,200)[84 - 0.5(13.55)] = 25.22\ tn.m$$

Se observa que los momentos actuantes para todos los casos presentan valores mayores al mínimo, pero menores al máximo, por lo que se opta por el cálculo del acero. El resultado 14 varillas de 1/2".

### **FUERZA CORTANTE RESISTENTE.**

Para verificar la resistencia de la placa se considera un reforzamiento mínimo, el cual es el siguiente:

$$[] \text{ } \emptyset 1/2'' - 1@0.05, R@0.10$$

Calculando la resistencia del concreto:

$$\emptyset V_c = \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.85(0.53) \sqrt{210}(84)(15) = 8.22 \text{ tn}$$

Calculando la resistencia del acero:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} = \frac{(2 \times 1.29)(4,200)(15)}{10} = 16.25 \text{ tn}$$

Finalmente, se calcula la resistencia de la sección frente al corte, siendo para la zona donde los estribos están a 10 cm de 24.47 tn.

Se observa que la resistencia frente al corte es mayor para la separación de 10cm, por lo que se emplea esta separación.

Finalmente, se calcula el refuerzo vertical considerando:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{100 + 260 \times 4}{300} \right) (0.007 - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho = 0.0025$$

$$A_v = 0.0025 \times 15 \times 20 = 0.75 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a los resultados, el refuerzo a emplear será de 1/2" a cada 15 cm.

## - **DISEÑO DE ELEMENTOS TIPO MURO. DE ALBAÑILERÍA.**

### **DIMENSIONES.**

El muro de albañilería confinada tiene un espesor de 15 cm, se empleará una unidad de albañilería con una resistencia de 65 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia, el murete tendrá una resistencia de 8.1 kg/cm<sup>2</sup>, el concreto para los elementos de confinamiento empleará un concreto con una resistencia ( $f'_c$ ) de 210 kg/cm<sup>2</sup> y un acero de refuerzo con una resistencia de ( $f_y$ ) de 4,200 kg/cm<sup>2</sup>.

### **ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

Habiendo realizado el análisis estructural de la edificación, haciendo uso de la “Norma Sísmica Peruana” y la “Norma Sísmica Chilena” empleando el método sísmico estático y dinámico, se toma las cargas sobre los muros de albañilería y concreto siendo los resultados los que se presentan.

Los resultados, de acuerdo a la norma peruana, no considera la amplificación de las cargas. Estas corresponden a la carga por sismo moderado, donde el valor de R es duplicado.

**TABLA 34: MOMENTOS Y CORTANTES SOBRE EL MURO DE ALBAÑILERÍA NORMA PERUANA**

Muro	Pu (tn)	Método Sismo Estático		Método Sismo Dinámico	
		Vu (tn)	Mu (tn.m)	Vu (tn)	Mu (tn.m)
X1	9.91	2.73	4.46	3.37	5.38
X2	9.66	2.73	4.46	3.27	5.26
X3	8.28	2.42	4.63	2.86	5.32
X4	6.61	2.33	4.93	2.71	5.53
X5	9.80	3.11	6.12	3.55	6.82
X6	10.48	6.00	12.75	6.75	13.90
X7	8.09	3.03	5.24	3.43	5.81
X8	4.23	1.76	2.66	1.97	2.95
X9	7.62	4.28	7.88	4.68	8.36
X10	12.25	3.24	5.09	3.64	5.66
X11	21.30	4.37	8.73	4.96	9.63
X12	16.93	9.59	28.99	10.34	30.04
Y1	25.42	12.99	43.82	16.57	52.88
Y2	5.38	1.28	1.97	1.59	2.42
Y3	14.68	3.83	10.08	4.69	11.93
Y4	9.96	3.41	7.11	4.19	8.48
Y5	14.17	2.82	6.87	3.46	8.05
Y6	17.28	4.13	10.08	4.86	11.43
Y7	9.65	1.10	1.70	1.27	1.94
Y8	17.90	3.26	5.68	3.75	6.43

## NORMA CHILENA

Muro	Pu (tn)	Método Sismo Estático		Método Sismo Dinámico	
		Vu (tn)	Mu (tn.m)	Vu (tn)	Mu (tn.m)
X1	9.91	1.93	3.18	2.78	4.51
X2	9.66	1.97	3.23	2.70	4.42
X3	8.28	1.75	3.37	2.40	4.58
X4	6.61	1.74	3.69	2.22	4.74
X5	9.80	2.32	4.59	2.99	5.91
X6	10.48	4.46	9.64	5.73	12.22
X7	8.09	2.26	3.94	2.93	5.05
X8	4.23	1.34	2.02	1.68	2.54
X9	7.62	3.38	6.16	3.99	7.29
X10	12.25	2.48	3.91	3.04	4.78
X11	21.30	3.45	6.84	4.04	8.12
X12	16.93	7.42	22.82	8.82	26.98
Y1	25.42	8.44	29.80	12.66	42.56
Y2	5.38	0.89	1.37	1.19	1.84
Y3	14.68	2.72	7.13	3.51	9.31
Y4	9.96	2.40	5.02	3.14	6.56
Y5	14.17	2.01	4.95	2.57	6.23
Y6	17.28	3.05	7.49	3.62	8.93
Y7	9.65	0.85	1.32	0.93	1.44
Y8	17.90	2.55	4.43	2.77	4.83

**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

### **FUERZA RESISTENTE A LA COMPRESIÓN.**

Los muros de albañilería deben resistir la carga axial que hay sobre ellos, para ello se debe calcular su esfuerzo resistente y compáralo con su esfuerzo actuante debido a carga axial.

El esfuerzo resistente por carga axial (compresión) se calcula con la siguiente ecuación:

$$\sigma_m = 0.2f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 0.2(650) \left[ 1 - \left( \frac{2.40}{35(0.15)} \right)^2 \right] = 93.83 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{m \text{ max}} = 0.15f'_m = 0.15(650) = 97.50 \text{ ton/m}^2$$

Se considera el menor de los valores como esfuerzo resistente, el cual es de 93.83 tn/m<sup>2</sup>.

El esfuerzo actuante es resultado del cociente entre la carga axial sobre el muro y el área de este mismo, siendo en el caso de los muros de albañilería el siguiente:

**TABLA 35: ESFUERZO ACTUANTE SOBRE EL MURO DE ALBAÑILERÍA**

Muro	e (m)	l (m)	P (tn)	$\sigma_m$ (tn/m <sup>2</sup> )
X3	0.13	1.5	8.28	42.45
X4	0.13	1.6	6.61	31.76
X5	0.13	1.6	9.80	47.11
X6	0.13	2.35	10.48	34.29
X7	0.13	1.4	8.09	44.45
X8	0.13	0.9	4.23	36.13
X9	0.13	1.8	7.62	32.55
Y1	0.13	6.4	25.42	30.56
Y2	0.13	1.2	5.38	34.51
Y3	0.13	3.16	14.68	35.73
Y4	0.13	2.45	9.96	31.28
Y5	0.13	2.45	14.17	44.49
Y6	0.13	3.16	17.28	42.06
Y9	0.13	3.9	17.27	34.07

**FUENTE: PROGRAMA ETABS**

Se observa que el esfuerzo resistente de los muros es mayor que el esfuerzo actuante, por lo que se concluye que el muro puede soportar la carga axial.

### FUERZA CORTANTE RESISTENTE.

Se calcula la fuerza cortante resistente de los muros de albañilería y de los muros de concreto empleando las siguientes ecuaciones.

- Muro de albañilería:

$$V_m = 0.5v'_m \alpha t l + 0.23P_i$$

Donde:

$$0.33 \leq \alpha = \frac{V_e \cdot l}{M_e} \leq 1.00$$

- Muro de concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$$

El resultado de los cálculos realizados son los que se presentan a continuación:

**TABLA 36: RESISTENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO /  
SISMO ESTÁTICO - PERÚ**

I.D.	l (m)	t (m)	Pi (tn)	Sismo Moderado		$\alpha$	Vm (tn)	0.55Vm	Vm/Vi	Sismo Severo	
				Vi (tn)	Mi (tn.m)					Vu (tn)	Mui (tn.m)
X1	0.13	0.60	9.91	2.73	4.46	-	5.09	-	-	-	-
X2	0.13	0.60	9.66	2.73	4.46	-	5.09	-	-	-	-
X3	0.13	1.50	8.28	2.42	4.63	0.79	8.11	4.46	3.00	7.27	13.88
X4	0.13	1.60	6.61	2.33	4.93	0.76	7.89	4.34	3.00	6.99	14.79
X5	0.13	1.60	9.80	3.11	6.12	0.81	9.11	5.01	2.93	9.11	17.91
X6	0.13	2.35	10.48	6.00	12.75	1.10	16.08	8.84	2.68	16.08	34.20
X7	0.13	1.40	8.09	3.03	5.24	0.81	7.83	4.30	2.58	7.83	13.54
X8	0.13	0.90	4.23	1.76	2.66	-	7.64	-	-	-	-
X9	0.13	1.80	7.62	4.28	7.88	0.98	11.02	6.06	2.57	11.02	20.28
X10	0.13	0.60	12.25	3.24	5.09	-	5.09	-	-	-	-
X11	0.13	0.90	21.30	4.37	8.73	-	7.64	-	-	-	-
X12	0.13	3.00	16.93	9.59	28.99	0.99	19.57	10.76	2.04	19.57	59.16

Y1	0.13	6.40	25.42	12.99	43.82	1.00	39.54	21.75	3.00	38.97	131.46
Y2	0.13	1.20	5.38	1.28	1.97	0.78	6.16	3.39	3.00	3.83	5.90
Y3	0.13	3.16	14.68	3.83	10.08	1.00	20.01	11.01	3.00	11.50	30.24
Y4	0.13	2.45	9.96	3.41	7.11	1.00	15.19	8.35	3.00	10.24	21.33
Y5	0.13	2.45	14.17	2.82	6.87	1.00	16.16	8.89	3.00	8.45	20.60
Y6	0.13	3.16	17.28	4.13	10.08	1.00	20.61	11.34	3.00	12.39	30.25
Y7	0.13	0.50	9.65	1.10	1.70	-	4.24	-	-	-	-
Y8	0.13	0.90	17.90	3.26	5.68	-	7.64	-	-	-	-
Y9	0.13	3.90	17.27	8.59	16.42	1.00	24.51	13.48	2.85	24.51	46.86

FUENTE: PROPIO

**TABLA 37: RESISTENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO /  
SISMO DINÁMICO - PERÚ**

I.D.	l (m)	t (m)	Pi (tn)	Sismo Moderado		$\alpha$	Vm (tn)	0.55Vm	Vm/Vi	Sismo Severo	
				Vi (tn)	Mi (tn.m)					Vu (tn)	Mui (tn.m)
X1	0.13	0.60	9.91	3.37	5.38	-	5.09	-	-	-	-
X2	0.13	0.60	9.66	3.27	5.26	-	5.09	-	-	-	-
X3	0.13	1.50	8.28	2.86	5.32	0.81	8.28	4.55	2.89	8.28	15.38
X4	0.13	1.60	6.61	2.71	5.53	0.78	8.13	4.47	3.00	8.13	16.58
X5	0.13	1.60	9.80	3.55	6.82	0.83	9.28	5.10	2.61	9.28	17.80
X6	0.13	2.35	10.48	6.75	13.90	1.00	14.78	8.13	2.19	14.78	30.44
X7	0.13	1.40	8.09	3.43	5.81	0.83	7.95	4.37	2.32	7.95	13.48
X8	0.13	0.90	4.23	1.97	2.95	-	7.64	-	-	-	-
X9	0.13	1.80	7.62	4.68	8.36	1.00	11.23	6.18	2.40	11.23	20.06
X10	0.13	0.60	12.25	3.64	5.66	-	5.09	-	-	-	-
X11	0.13	0.90	21.30	4.96	9.63	-	7.64	-	-	-	-
X12	0.13	3.00	16.93	10.34	30.04	1.00	19.69	10.83	1.90	19.69	57.22
Y1	0.13	6.40	25.42	16.57	52.88	1.00	39.54	21.75	2.39	39.54	126.15
Y2	0.13	1.20	5.38	1.59	2.42	0.79	6.20	3.41	3.00	4.76	7.26
Y3	0.13	3.16	14.68	4.69	11.93	1.00	20.01	11.01	3.00	14.08	35.80

Y4	0.13	2.45	9.96	4.19	8.48	1.00	15.19	8.35	3.62	15.19	30.70
Y5	0.13	2.45	14.17	3.46	8.05	1.00	16.16	8.89	3.00	10.39	24.16
Y6	0.13	3.16	17.28	4.86	11.43	1.00	20.61	11.34	3.00	14.57	34.30
Y7	0.13	0.50	9.65	1.27	1.94	-	4.24	-	-	-	-
Y8	0.13	0.90	17.90	3.75	6.43	-	7.64	-	-	-	-
Y9	0.13	3.90	17.27	9.47	17.83	1.00	24.51	13.48	2.59	24.51	46.11

FUENTE: PROPIO

**TABLA 38: RESISTENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO /  
SISMO ESTÁTICO - CHILE**

I.D.	l (m)	t (m)	Pi (tn)	Sismo Moderado		$\alpha$	Vm (tn)	0.55Vm	Vm/Vi	Sismo Severo	
				Vi (tn)	Mi (tn.m)					Vu (tn)	Mui (tn.m)
X1	0.13	0.60	9.91	1.93	3.18	-	5.09	-	-	-	-
X2	0.13	0.60	9.66	1.97	3.23	-	5.09	-	-	-	-
X3	0.13	1.50	8.28	1.75	3.37	0.78	8.07	4.44	3.00	5.26	10.11
X4	0.13	1.60	6.61	1.74	3.69	0.75	7.85	4.32	3.00	5.21	11.07
X5	0.13	1.60	9.80	2.32	4.59	0.81	9.07	4.99	3.00	6.96	13.76
X6	0.13	2.35	10.48	4.46	9.64	1.00	14.78	8.13	3.00	13.37	28.92
X7	0.13	1.40	8.09	2.26	3.94	0.80	7.78	4.28	3.00	6.77	11.81
X8	0.13	0.90	4.23	1.34	2.02	-	7.64	-	-	-	-
X9	0.13	1.80	7.62	3.38	6.16	0.99	11.11	6.11	3.00	10.14	18.49
X10	0.13	0.60	12.25	2.48	3.91	-	5.09	-	-	-	-
X11	0.13	0.90	21.30	3.45	6.84	-	7.64	-	-	-	-
X12	0.13	3.00	16.93	7.42	22.82	0.97	19.29	10.61	2.60	19.29	59.37
Y1	0.13	6.40	25.42	8.44	29.80	1.00	39.54	21.75	3.00	25.32	89.41
Y2	0.13	1.20	5.38	0.89	1.37	0.78	6.16	3.39	3.00	2.66	4.10
Y3	0.13	3.16	14.68	2.72	7.13	1.00	20.01	11.01	3.00	8.17	21.38
Y4	0.13	2.45	9.96	2.40	5.02	1.00	15.19	8.35	3.00	7.19	15.06
Y5	0.13	2.45	14.17	2.01	4.95	0.99	16.08	8.84	3.00	6.02	14.85
Y6	0.13	3.16	17.28	3.05	7.49	1.00	20.61	11.34	3.00	9.16	22.46

Y7	0.13	0.50	9.65	0.85	1.32	-	4.24	-	-	-	-
Y8	0.13	0.90	17.90	2.55	4.43	-	7.64	-	-	-	-
Y9	0.13	3.90	17.27	6.62	12.70	1.00	24.51	13.48	3.70	24.51	47.01

FUENTE: PROPIO

**TABLA 39: RESISTENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO /  
SISMO DINÁMICO - CHILE**

I.D.	l (m)	t (m)	Pi (tn)	Sismo Moderado		$\alpha$	Vm (tn)	0.55Vm	Vm/Vi	Sismo Severo	
				Vi (tn)	Mi (tn.m)					Vu (tn)	Mui (tn.m)
X1	0.13	0.60	9.91	2.78	4.51	-	5.09	-	-	-	-
X2	0.13	0.60	9.66	2.70	4.42	-	5.09	-	-	-	-
X3	0.13	1.50	8.28	2.40	4.58	0.79	8.11	4.46	3.00	7.20	13.74
X4	0.13	1.60	6.61	2.22	4.74	0.75	7.84	4.31	3.00	6.67	14.21
X5	0.13	1.60	9.80	2.99	5.91	0.81	9.08	5.00	3.00	8.98	17.72
X6	0.13	2.35	10.48	5.73	12.22	1.00	14.78	8.13	2.58	14.78	31.54
X7	0.13	1.40	8.09	2.93	5.05	0.81	7.84	4.31	2.68	7.84	13.53
X8	0.13	0.90	4.23	1.68	2.54	-	7.64	-	-	-	-
X9	0.13	1.80	7.62	3.99	7.29	0.98	11.07	6.09	2.78	11.07	20.26
X10	0.13	0.60	12.25	3.04	4.78	-	5.09	-	-	-	-
X11	0.13	0.90	21.30	4.04	8.12	-	7.64	-	-	-	-
X12	0.13	3.00	16.93	8.82	26.98	0.98	19.39	10.67	2.20	19.39	59.29
Y1	0.13	6.40	25.42	12.66	42.56	1.00	39.54	21.75	3.00	37.98	127.69
Y2	0.13	1.20	5.38	1.19	1.84	0.78	6.15	3.38	3.00	3.58	5.52
Y3	0.13	3.16	14.68	3.51	9.31	1.00	20.01	11.01	3.00	10.53	27.94
Y4	0.13	2.45	9.96	3.14	6.56	1.00	15.19	8.35	3.00	9.43	19.69
Y5	0.13	2.45	14.17	2.57	6.23	1.00	16.16	8.89	3.00	7.71	18.70
Y6	0.13	3.16	17.28	3.62	8.93	1.00	20.61	11.34	3.00	10.87	26.80
Y7	0.13	0.50	9.65	0.93	1.44	-	4.24	-	-	-	-
Y8	0.13	0.90	17.90	2.77	4.83	-	7.64	-	-	-	-
Y9	0.13	3.90	17.27	7.29	14.09	1.00	24.51	13.48	3.00	21.87	42.27

FUENTE: PROPIO

Analizando los resultados observamos:

- Se cumple que  $V_i \leq 0.55 V_m$  en cada muro por lo que ningún muro se agrieta ante fuerza cortante por Sismo Moderado.
- Se cumple que  $V_u < V_m$  por lo que los muros pueden ser diseñados como muros no agrietados, en el primero piso.

Además, se verifica la resistencia de la edificación, considerando para ellos la resistencia al corte de los muros en ambas direcciones, siendo necesario para ellos sumar la resistencia, para cada uno de los casos y comparándolo con la cortante basal.

**TABLA 40: RESISTENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO EN DIRECCIÓN X**

Muro	Norma Peruana		Norma chilena	
	estático	dinámico	estático	dinámico
X1	5.09	5.09	5.09	5.09
X2	5.09	5.09	5.09	5.09
X3	8.11	8.28	8.07	8.11
X4	7.89	8.13	7.85	7.84
X5	9.11	9.28	9.07	9.08
X6	16.08	14.78	14.78	14.78
X7	7.83	7.95	7.78	7.84
X8	7.64	7.64	7.64	7.64
X9	11.02	11.23	11.11	11.07
X10	5.09	5.09	5.09	5.09
X11	7.64	7.64	7.64	7.64
X12	19.57	19.69	19.29	19.39
$\Sigma$	110.16	109.89	108.5	108.66
$4\Sigma$	440.64	439.56	434.00	434.64

**FUENTE: PROPIO**

**TABLA 41: RESISTENCIA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO EN DIRECCIÓN X**

Muro	Norma Peruana		Norma chilena	
	estático	dinámico	estático	dinámico
Y1	39.54	39.54	39.54	39.54
Y2	6.16	6.2	6.16	6.15
Y3	20.01	20.01	20.01	20.01
Y4	15.19	15.19	15.19	15.19
Y5	16.16	16.16	16.08	16.16
Y6	20.61	20.61	20.61	20.61
Y7	4.24	4.24	4.24	4.24
Y8	7.64	7.64	7.64	7.64
Y9	24.51	24.51	24.51	24.51
$\Sigma$	283.79	283.68	281.77	282.1
$4\Sigma$	1,135.16	1,134.72	1,127.08	1,128.40

**FUENTE: PROPIO**

Se debe tener presente que la resistencia de los muros corresponde a la 1/4 parte de la resistencia de la edificación. Por lo que se multiplica por 4 la resistencia calculada.

Realizado los cálculos y comparándolo con las cortante basal en cada uno de los casos, se observa que la primera es mayor a la segunda cumpliéndose que  $\Sigma V_m \geq VE$  en todos los casos.

**TABLA 42: CORTANTE BASAL**

Norma Peruana				Norma Chilena			
Estático		Dinámico		Estático		Dinámico	
SEx	SEy	SEx	SEy	SEx	SEy	SEx	SEy
333.47	333.47	261.49	261.49	261.49	261.49	305.39	328.51

**FUENTE: PROPIO**

- **DISEÑO DE ELEMENTOS TIPO ZAPATA CONTINUA.**

**DIMENSIONAMIENTO.**

Para el dimensionamiento de la zapata continua se considera que la carga de servicio se amplifica en un 20%, esto debido a que se considera que la capacidad portante del suelo no se reduce debido a los pesos de los materiales de relleno que soporta.

$$P = 1.20(CV + CM)/3.00 = 1.20(10.91 + 3.30)/3.00 = 5.68 \text{ tn/m}$$

$$B_z = \frac{P}{q_s} = \frac{17.05}{6} = 0.95 \text{ m} \approx 1.20 \text{ m}$$

Para el cálculo de la altura de la zapata se considera la longitud de desarrollo del acero de las columnas y placas, el cual de 3/4, para el cual, la longitud de desarrollo es de 45 cm por lo que la zapata tendrá una altura de 50 cm.

$$h_z = 50 \text{ cm}$$

**REACCIÓN DEL SUELO.**

Dimensionada la zapata se realiza el análisis estructural calculando la reacción neta del suelo.

$$q_{sn} = \frac{P_u}{A_z} = \frac{1.4 \times 10.91 + 1.7 \times 3.30}{1.00 \times 1.20} = 17.40 \text{ n/m}^2$$

**FUERZA CORTANTE RESISTENTE.**

Se realiza la verificación por corte por flexión, siendo la sección crítica la que se ubica a una distancia  $d$  de la cara del muro. Considerando 50 cm., la fuerza cortante última es:

$$V_u = q_{sn} b m$$

El valor de  $m$  es el punto donde se presenta la sección crítica, resultado de restar al volado del cimiento  $0.5(B_z - t_m)$  el valor de  $d$ .

$$V_u = 17.40 \times 1.00 \times \left( \frac{1.20 - 0.15}{2} - 0.40 \right) = 2.17 \text{ tn}$$

Se verifica que este valor sea menor al valor de la cortante resistente. el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 120 \times 43 = 33.68 \text{ tn}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es superior a la última.

### **MOMENTO RESISTENTE.**

Se calcula el valor del momento flector empleando la siguiente ecuación:

$$M_u = q_{sn} \frac{bm^2}{2} = 17.40 \frac{1.00 \times 0.125^2}{2} = 0.15 \text{ tn.m}$$

Con la finalidad de determinar la resistencia de la losa, tanto en la zona positiva como la zona negativa, se calcula está tomando la cuantía mínima de acero y la cuantía máxima de acero, siendo estas las siguientes:

- Cuantía máxima: 0.0159
- Cuantía mínima: 0.0020

Tomando estos valores se calcula el rango de resistencia de la zapata. Se calcula el acero mínimo y máximo en la zona positiva, considerando que  $b$  tiene un valor de 100 cm y el peralte  $d$  es de 40 cm.

- Acero máximo:

$$A_{s \max} = \rho b d = 0.0159(100)(40) = 63.60 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo:

$$A_{s \min} = \rho b d = 0.002(100)(40) = 8.00 \text{ cm}^2$$

Con el acero mínimo y máximo se calcula la resistencia calculando primero el valor de  $a$ :

- $a$  máximo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{63.60(4,200)}{0.85(210)(100)} = 14.96 \text{ cm}$$

- $a$  mínimo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{8.00(4,200)}{0.85(210)(100)} = 1.88 \text{ cm}$$

Con estos valores de calcular el valor del momento, siendo estos:

- Momento máximo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(63.60)(4,200)[40 - 0.5(14.96)] = 78.18 \text{ tn.m}$$

- Momento mínimo:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - 0.5a) = 0.9(8.00)(4,200)[40 - 0.5(1.88)] = 11.81 \text{ tn.m}$$

Se observa que el momento actuante presenta un valor menor al momento resistente mínimo por lo que se empleara el acero mínimo para el refuerzo de la cimentación.

## 5.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

- **COEFICIENTES DE ANÁLISIS SÍSMICO.**
- **FACTOR DE ZONA.**

Tanto la “Norma Peruana” como la “Norma Chilena” divide el territorio en zonas de acuerdo a la distribución de la sismicidad, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.

En el caso de la “Norma Peruana” el territorio se divide en 4 zonas y en el caso de “Norma Chilena” se divide en 3 zonas. Los valores para cada una de las zonas son similares.

**TABLA 43: COMPARACIÓN DE FACTORES DE ZONA**

Intensidad Sísmica	“Norma Peruana”		“Norma Chilena”	
	Z	Valor	Ao	Valor
Alta	4	0.45	3	0.40
Media	3	0.35	2	0.30
Baja	2	0.25	1	0.20
	1	0.10		

**FUENTE: NORMA E 030 y NCH 433**

- **FACTOR DE SUELO.**

Tanto la “Norma Peruana” como la “Norma Chilena” clasifica a los suelos de acuerdo a sus características básicas, identificando a suelos como: rocas, suelos rígidos, suelos intermedios, suelos blandos y suelos especiales.

**TABLA 44: COMPARACIÓN DE CLASIFICACIÓN DE SUELO**

Tipo de Suelo	“Norma Peruana”				“Norma Chilena”			
	Descripción	$V_s$ (m/s)	$N_{60}$ (golpe/m)	$S_u$ (kPa)	Descripción	$V_s$ (m/s)	$N_{60}$ (golpe/pie)	$S_u$ (MPa)
Rocas	S0	> 1,500	-	-	A	> 900	-	-
Suelos rígidos	S1	500 – 1,500	> 50	> 100	B	> 350	> 40	-
					C	> 500	> 50	
Suelos intermedios	S2	180 - 500	15 – 50	50 – 100	D	> 180	> 30	> 0.05
Suelos blandos	S3	< 180	< 15	25 - 50	E	< 180	> 20	< 0.05
Suelos especiales	S4	-	-	-	F	-	-	-

**FUENTE: NORMA E 030 y NCH 433**

Para los efectos de la “Norma Peruana”, como la “Norma Chilena”, los suelos se clasifican tomando en cuenta: “la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte” ( $V_s$ ), o alternatively, para suelos granulares, “el promedio ponderado de los golpes obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar” ( $N_{60}$ ), o “el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada” ( $S_u$ ) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación.

De acuerdo a la clasificación del suelo se observa que los valores para cada tipo de suelo son similares para el caso de rocas y suelos rígidos, mientras que, para el caso de suelos intermedios, en el caso de la “Norma Peruana”, los valores varían entre 1.05 y 1.60 según la zonificación, mientras que en el caso de la “Norma Chilena” tiene un valor de 1.20; esta diferencia se observa también en el caso de los suelos blandos.

**TABLA 45: COMPARACIÓN DE FACTORES DE SUELO**

Tipo de Suelo	“Norma Peruana”		“Norma Chilena”	
	Suelo	Valor	Suelo	Valor
Rocas	S0	0.80	A	0.90
Suelos rígidos	S1	1.00	B	1.00
			C	1.05
Suelos intermedios	S2	1.05 a 1.60	D	1.20
Suelos blandos	S3	1.10 a 2.00	E	1.30

**FUENTE: NORMA E 030 y NCH 433****- FACTOR DE USO.**

Tanto la “Norma Peruana” como la “Norma Chilena” clasifica a las edificaciones de acuerdo a su uso al que estará destinada, diferenciando 04 categorías o tipo de uso, siendo estas edificaciones esenciales, edificaciones importantes, edificaciones comunes, y edificaciones temporales.

Los valores para cada una de estas categorías se tienen valores similares tanto en la “Norma Peruana” como en la “Norma Chilena”.

**TABLA 46: COMPARACIÓN DE FACTORES DE USO**

Tipo de uso	“Norma Peruana”		“Norma Chilena”	
	U	Valor	Ao	Valor
Edificaciones Esenciales	A	1.50	IV	1.20
Edificaciones Importantes	B	1.30	III	1.20
Edificaciones Comunes	C	1.00	II	1.00
Edificaciones Temporales	D	-	I	0.60

**FUENTE: NORMA E 030 y NCH 433**

- **FACTOR DE REDUCCIÓN.**

Este factor está relacionado al sistema estructural a emplear, en el caso de la “Norma Peruana” la clasificación se realiza de acuerdo al material emplea (acero, concreto armado, albañilería y madera), para luego sub categorizarlo en función del sistema de apoyo (Pórticos y muros). En el caso de la “Norma Chilena” la categorización se realiza de forma inversa a la peruana.

**TABLA 47: COMPARACIÓN DE FACTORES DE USO**

Tipo de Estructura	“Norma Peruana”	“Norma Chilena”
Pórtico de Concreto	8.00	7.00
Muro de Concreto	6.00	7.00
Muro de albañilería	3.00	4.00

**FUENTE: NORMA E 030 y NCH 433**

Para el análisis se considera el análisis de los valores de las edificaciones de concreto y albañilería. Se observa que los valores son similares, además en el caso de la “Norma Chilena” se tiene un valor de R para ser empleado en el caso del método estático y otro para el caso del método dinámico.

- **FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.**

En el caso de la “Norma Peruana”, el factor de amplificación sísmica se calcula en función del periodo de vibración de la edificación (T) y el periodo de vibración del suelo (Tp y Tl).

$$T < T_p \qquad C = 2.50$$

$$T_p < T < T_l \qquad C = 2.5 \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_l \qquad C = 2.5 \frac{T_p T_l}{T^2}$$

De acuerdo a estas fórmulas se observa que el valor máximo de C es de 2.50.

En el caso de la “Norma Chilena”, el factor de amplificación sísmica se calcula en función del factor de zonificación, factor de suelo, factor de reducción sísmica y los periodos de vibración del suelo y la edificación.

$$C = \frac{2.75 S A_o}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n$$

El valor de C tendrá un valor mínimo y un valor máximo siendo el segundo determinado en función del valor de R.

Tomando los menores valores de  $A_o$  y de  $S$ , se calcula que el menor valor de C será 0.03 y que el mayor valor de C será 0.47. el primer se obtiene para una Zona 1 con un Suelo A; el segundo se obtiene para una Zona 3 con un Suelo E.

**TABLA 48: VALORES MÍNIMOS Y MÁXIMO DE C**

$$C_{min} = A_o S / 6g$$

R	$C_{max}$
2.0	$0.90 A_o S / g$
3.0	$0.60 A_o S / g$
4.0	$0.55 A_o S / g$
5.5	$0.40 A_o S / g$
6.0	$0.35 A_o S / g$
7.0	$0.35 A_o S / g$

**FUENTE: NORMA NCH 433**

**- FACTOR DE PESO.**

La “Norma Peruana” considera que se debe tomar un porcentaje de la carga viva, siendo esta del “50% para edificaciones tipo A y B” y de “25% para edificaciones tipo C”.

En el caso de la “Norma Chilena” se considera que se debe tomar el “25% de la carga vivía en edificaciones destinada a la habitación privada (vivienda) y las edificaciones donde no es usual la aglomeración de personas o cosas” y un “50% en

edificaciones donde es usual la aglomeración de personas o cosas.” De esta forma la asignación del porcentaje se toma en función del criterio del proyectista.

- **FUERZA CORTANTE Y FUERZA SÍSMICA.**
- **ANÁLISIS ESTÁTICO.**

Para el cálculo de la cortante basal la “Norma Peruana” emplea la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R}P$$

Donde:

$V$  = “Cortante basal.”

$Z$  = “Factor de Zona.”

$U$  = “Factor de Uso.”

$S$  = “Factor de Suelo.”

$R$  = “Reducción Sísmica.”

$P$  = “Peso de la edificación.”

$C$  = “Amplificación Sísmica.”

$$T < T_p$$

$$C = 2.50$$

$$T_p < T < T_l$$

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_l$$

$$C = 2.5 \frac{T_p T_l}{T^2}$$

Donde:

$T_p$  y  $T_l$  = “Periodos de vibración del suelo.”

$T$  = “periodo de vibración de la edificación.”

$$T = h_n / C_t$$

Donde:

$h_n$  = “Altura de la edificación.”

$C_t$  = “Factor relacionado al sistema estructural.”

En el caso de la “Norma Chilena” la cortante basal se calcula mediante la siguiente ecuación:

El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_o = CIP$$

Donde:

Q = “Cortante basal.”

I = “Factor de uso (importancia en la Norma Chilena).”

P = “Peso de la edificación.”

C = “Coeficiente sísmico, se calcula mediante:”

$$C = \frac{2.75 S A_o}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n$$

Donde:

S = “Factor de suelo.”

A<sub>o</sub> = “Factor de zona.”

R = “Factor de reducción sísmica.”

T' = “Periodo de vibración del suelo.”

T\* = “Periodo de vibración de la estructura.”

$$T^* = 2\pi\sqrt{m/k}$$

Donde:

m = “Masa”

k = “Rigidez en la dirección de análisis.”

En cuanto al cálculo del periodo de vibración de la edificación es importante mencionar que en el caso de la “Norma Peruana” se establece una forma simplificada donde se relaciona la altura de la edificación con el factor  $C_t$ , el cual está en relación al tipo de la estructura (muro o pórtico). En el caso de la “Norma Chilena” el periodo de vibración de la estructura está en relación de la rigidez de la estructura lo cual se puede considerar más acercado a la realidad de la edificación. Sin embargo, esto dificulta la definición de los factores para su uso en el programa Etabs.

De acuerdo al caso en análisis se observa que la cortante en la base y en los pisos, es la siguiente

**TABLA 49: COMPARACIÓN DE FUERZA CORTANTE**

Piso	“Norma Peruana”		“Norma Chilena”	
	Vx	Vy	Qx0	Qy
4	103.87	103.87	125.75	125.75
3	222.26	222.26	177.84	177.84
2	297.33	297.33	220.58	220.58
1	333.47	333.47	261.49	261.49

**FUENTE: PROPIA**

Se observa que la fuerza cortante en la base tiene un menor valor en el caso de la “Norma Chilena”, siendo esta de 261.49 tn en ambas direcciones y de 333.47 tn en ambas direcciones de acuerdo a la “Norma Peruana”. Mediante la “Norma Peruana” se tiene una fuerza cortante mayor en un 21.58%.

Para el cálculo de la fuerza sísmica para cada uno de los pisos, la “Norma Peruana” toma en cuenta la relación de la altura del piso y del peso de este, empleando:

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum P_j(h_j)^k} V$$

De igual forma en la “Norma Chilena”, sin embargo, en cuanto a la relación de la altura se toma en cuenta la relación entre la altura del piso  $z$  y la altura de la edificación  $h$ , siendo las ecuaciones siguientes:

$$F_i = \frac{A_i P_i}{\sum A_j P_j} Q$$

Donde:

$$A_i = \sqrt{1 - Z_{i-1}/h} - \sqrt{1 - Z_i/h}$$

De acuerdo al caso en análisis se observa que la fuerza sísmica en la edificación es la siguiente

**TABLA 50: COMPARACIÓN DE FUERZA SÍSMICA**

Piso	“Norma Peruana”			“Norma Chilena”		
	Fx	Fy	%	Fx	Fy	%
4	135.67	135.67	41%	125.75	125.75	48%
3	124.60	124.60	37%	52.09	52.09	20%
2	82.09	82.09	25%	42.74	42.74	16%
1	47.66	47.66	14%	40.91	40.91	16%
Σ	333.47	333.47	-	261.49	261.49	-

**FUENTE: PROPIA**

Se observa que la fuerza sísmica va incrementando de manera constante a media que se incrementa el nivel.

- **ANÁLISIS DINÁMICO.**

Para el análisis dinámico se emplea el espectro de respuesta, la cual se determina con la siguiente ecuación.

- “Norma Peruana”.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

- “Norma Chilena”.

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{R^*/I}$$

En ambos casos el valor de  $S_a$  varía de acuerdo al periodo de vibración de la estructura la cual variara de 0.00 seg a 10.00 seg, el cual es T en el caso de la “Norma Peruana” y de  $T_n$  en el caso de la “Norma Chilena”.

Realizando el análisis de la edificación empleando este método se observa que la cortante en la base y en los pisos, es la siguiente.

**TABLA 51: COMPARACIÓN DE FUERZA CORTANTE**

Piso	“Norma Peruana”		“Norma Chilena”	
	$V_x$	$V_y$	$Q_x$	$Q_y$
4	135.16	133.46	103.15	110.96
3	249.24	250.23	215.49	231.80
2	317.92	319.49	281.06	302.34
1	363.28	368.15	305.39	328.51

**FUENTE: PROPIA**

Se observa que la fuerza cortante en la base tiene un menor valor en el caso de la “Norma Chilena”, siendo esta de 305.39 tn en dirección X y de 328.51 tn en dirección Y; de acuerdo a la “Norma Peruana”, esta tiene un valor de 363.28 tn en dirección X y de 368.15 tn en dirección Y. La diferencia entre ambas fuerzas es de un 15.93% en dirección X y de 10.76% en dirección Y.

De igual forma se calcula la fuerza sísmica siendo los resultados los que se presentan.

**TABLA 52: COMPARACIÓN DE FUERZA SÍSMICA**

Piso	“Norma Peruana”			“Norma Chilena”		
	$F_x$	$F_y$	%	$F_x$	$F_y$	%
4	135.16	133.46	37%	103.15	110.96	34%
3	114.08	116.77	31%	112.34	120.84	37%
2	68.68	69.26	19%	65.58	70.54	21%
1	45.36	48.66	12%	24.33	26.17	8%
$\Sigma$	363.28	368.15	-	305.39	328.51	-

**FUENTE: PROPIA**

Se observa que la fuerza sísmica va incrementando de manera constante a media que se incrementa el nivel.

## - DESPLAZAMIENTO Y DERIVA

La deriva es la relación entre el desplazamiento del piso y la altura del mismo, este valor debe estar dentro de los rangos establecidos por la “Norma Peruana” y la “Norma Chilena”, siendo en ambos casos incrementada por los siguientes factores:

- “Norma Peruana”.  $0.75R$
- “Norma Chilena”.  $1/3 R^* K_d$

En el caso de la “Norma Peruana” se incrementa el valor de la deriva tomando el “75% del factor de reducción sísmica R”.

En el caso de la “Norma Chilena” se incrementa la deriva tomando “1/3 de producto de  $R^* K_d$ ”, donde R se obtiene a través de la siguiente ecuación.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + T^*/R_o}$$

El valor de  $K_d$  en el caso de los elementos estructurales se toma con un valor similar a  $R_o$ .

**TABLA 53: LIMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO**

Material	$\Delta/h_{ei}$
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
MDL	0.005

**FUENTE: NORMA E 030**

El valor máximo admisible para el caso de la “Norma Peruana” está en relación del material de construcción, siendo estos valores los que se presentan:

En el caso de la “Norma Chilena” se toma en cuenta que la deriva no debe ser mayor que  $0.002 h$ , siendo  $h$  la altura de entrepiso.

**TABLA 54: DERIVA SISMO ESTÁTICO**

Piso	0.75R d/h		1/3 R* K <sub>d</sub> d/h	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
4	0.0016	0.0007	0.0019	0.0008
3	0.0023	0.0010	0.0025	0.0010
2	0.0021	0.0009	0.0021	0.0008
1	0.0008	0.0004	0.0008	0.0004

**FUENTE: PROPIA****TABLA 55: DERIVA SISMO DINÁMICO**

Piso	0.75R d/h		1/3 R* K <sub>d</sub> d/h	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
4	0.0017	0.0007	0.0020	0.0007
3	0.0023	0.0009	0.0029	0.0010
2	0.0021	0.0009	0.0025	0.0009
1	0.0009	0.0004	0.0010	0.0004

**FUENTE: PROPIA**

De acuerdo a los resultados obtenidos se observa que la deriva de la edificación frente a la carga sísmica calculada mediante el método estático cumple en un valor similar tanto en el caso de la “Norma Peruana” como en el caso de la “Norma Chilena”, siendo esta deriva menor en dirección Y que en dirección X. La diferencia entre estas es de casi el doble.

Este comportamiento se observa frente a la carga sísmica calculada mediante el método dinámico.

## **CAPÍTULO VI – COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.**

### **6.1. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.**

Se contrasta la hipótesis general concluyendo que el diseño de la edificación aplicando la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” es segura frente a los sismos en ambos casos, en beneficio de la población de la ciudad de palpa.

### **6.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECIFICAS.**

Se contrasta la primera hipótesis específica concluyendo que el desplazamiento lateral de la edificación cumple con los requisitos que establece la norma la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433”, asegurando una edificación segura frente a los sismos en ambos casos, en beneficio de la población de la ciudad de palpa.

Se contrasta la segunda hipótesis específica concluyendo que los parámetros sísmico empleados con la norma la “Norma E 030” y la “Norma NCH 433” son similares, permitiendo un diseño seguro de una edificación segura frente a los sismos en ambos casos, en beneficio de la población de la ciudad de palpa.

Se contrasta la tercera hipótesis específica concluyendo que los elementos estructurales diseñados son los suficientemente resistentes como para soportar las cargas resultantes del análisis sísmico, obteniendo una edificación segura frente a los sismos en ambos casos, en beneficio de la población de la ciudad de palpa.

## CONCLUSIONES.

Las conclusiones a las que se ha llegado son las siguientes:

- Se concluye que, en el cálculo de la Cortante Sísmica y Fuerza Sísmica, empleando el método estático y método dinámico, se utilizan parámetros sísmicos como son: factor de zona sísmica, tipo de suelo, categoría de la edificación, factor de amplificación sísmica y factor de reducción.
- Se concluye que los mayores valores del Factor de Zonificación sísmica, tanto en la Norma Peruana como en la “Norma Chilena”, se presentan en la costa. Esto debido a su cercanía a la zona de subducción entre la plaza sudamericana y la placa de nazca. Se observa que los valores de zonificación de la Norma Peruana son mayores que la “Norma Chilena”.
- Por ejemplo, para zona de mayor intensidad sísmica, en el caso de la norma peruana se tiene un valor de  $Z=0.45$  y en el caso de la “Norma Chilena” se tiene un valor de  $Z=0.40$ .
- Se concluye que el Factor de Uso de las edificaciones, tanto en la Norma Peruana, como en la “Norma Chilena” diferencia a las edificaciones considerándolas como: esenciales, importantes, comunes y temporales. Se observa que los mayores valores se presentan en la “Norma Chilena”, además se observa que la “Norma Chilena” no diferencia el análisis empleando aisladores sísmicos como en el caso de la Norma Peruana.
- Se concluye que el Factor de Amplificación Sísmica, tanto en la Norma Peruana como en la “Norma Chilena” dependen de los periodos de vibración del suelo y de la edificación; sin embargo, en el caso de la “Norma Chilena” dicho factor también depende del factor de zona, el factor de suelo y el factor de reducción.
- También se observa que el periodo de vibración de la edificación, en el caso de la “Norma Chilena” se calcula está teniendo en cuenta la rigidez de la edificación, mientras que en el caso de la Norma Peruana no se tiene en cuenta, en esta se emplea un factor  $C_t$  que depende del tipo de estructura.
- Se concluye que el Factor del Suelo, tanto en la Norma Peruana como en la “Norma Chilena” se clasifica al suelo como roca, suelo rígido, suelo intermedio y suelo blando, observándose que los valores son similares.

- Se concluye que el factor de reducción sísmica, en el caso de la Norma Peruana, ya sea el cálculo empleando el método estático y método dinámico, se tiene un mismo factor para el método estático y método dinámico, en el caso de la “Norma Chilena” se tiene factores diferenciados para el método estático y método dinámico.

- Por ejemplo, para el sistema estructural albañilería, en el caso de la Norma Peruana se tiene el factor  $R=8$  para el método estático y método dinámico, en el caso de la “Norma Chilena” se tiene el factor  $R=7$  para el caso del método estático y  $R=11$  para el caso del método dinámico.

- Se concluye que las fuerzas de corte obtenidas mediante el método estático son mayores en el caso de la Norma Peruana en comparación con la “Norma Chilena” en un 28%. La cortante obtenida con la Norma Peruana es de 333.47 tn y en el caso de la “Norma Chilena” es de 261.49 tn.

- Se concluye que las fuerzas de corte obtenidas mediante el método dinámico son mayores en el caso de la Norma Peruana en comparación con la “Norma Chilena” en un 20%. La cortante obtenida en dirección en X, con la Norma Peruana es de 363.28 tn y en el caso de la “Norma Chilena” es de 305.39 tn. La cortante obtenida en dirección en Y, con la Norma Peruana es de 368.15 tn y en el caso de la “Norma Chilena” es de 328.51 tn.

- Se concluye que las derivas son mayores en el caso de la “Norma Chilena” con respecto a la Norma Peruana, siendo la diferencia de un 10% tanto para el caso del cálculo del método estático y el método dinámico.

- Se concluye que el análisis de las deformaciones sísmicas, en el caso de la Norma Peruana se establece que las derivas son inelásticas y se tiene límites según el tipo de material, en cambio en la “Norma Chilena”, las derivas son elásticas y se tiene límites tomado el  $2\%_0h$ .

## **RECOMENDACIONES.**

Las recomendaciones a las que se ha llegado son las siguientes:

- Se recomienda realizar estudios para que la norma peruana pueda adoptar un factor de reducción sísmica diferenciado para el método estático y para el método dinámico, así como para edificaciones de menor altura (< 30 m) y de mayor altura (> 30 m).
- Se recomienda realizar estudios futuros en los que se pueda analizar la estructura con diferentes normas de análisis sísmico en situaciones similares como la ecuatoriana.
- Se recomienda realizar estudios futuros en los que se pueda analizar la estructura con diferentes sistemas estructurales teniendo en cuenta los resultados con normas diferentes.

## FUENTES DE INFORMACIÓN.

La bibliografía empleada es la siguiente:

- Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2016), Norma E 030 diseño sismorresistente, Perú.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2012), Norma Nch 433.of96. (2012) diseño sísmico de edificación, Chile,
- San Bartolomé, Ángel (2011), Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería, PUCP - Lima
- Harmsen, Teodoro (2002), Diseño de Estructuras de Concreto, PUCP - Lima
- Quiroz Torres, Luis (2011), Análisis y Diseño de Edificación en ETABS, Macro - Lima.
- Morales Morales, Roberto (2006), Diseño en Concreto Armado, Fondo Editorial ICG - Lima.
- Blanco Blasco, Antonio (-), Estructuración y Diseño de Edificación de Concreto Armado, CIP – Lima.
- Feliz Hernández Guillen y Juan Luna Arce (199), Tesis “Evaluación de la Capacidad Admisible del Suelo con Fines de Cimentación de la Ciudad de Palpa, UNICA – Ica.
- Bazán, E. y Meli, R. (2004). Diseño Sísmico en Edificios. Limusa – México.
- García Reyes (1998). Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. Bogotá, Colombia.

## **ANEXOS.**

## **ANEXO 01: NORMA SÍSMICA PERUANA**



# El Peruano

190 AÑOS

1825-2015. LA HISTORIA PARA CONTAR | **DIARIO OFICIAL**



Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

**DECRETO SUPREMO  
N° 003-2016-VIVIENDA**

**DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA  
LA NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO  
SISMORRESISTENTE” DEL REGLAMENTO  
NACIONAL DE EDIFICACIONES,  
APROBADA POR DECRETO SUPREMO  
N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON  
DECRETO SUPREMO  
N° 002-2014-VIVIENDA**

**NORMAS LEGALES**

**SEPARATA ESPECIAL**



**DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA LA NORMA TÉCNICA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA**

**DECRETO SUPREMO  
N° 003-2016-VIVIENDA**

EL PRESIDENTE DE LA REPÚBLICA

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Ley N° 30156, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, es competencia del Ministerio formular, normar, dirigir, coordinar, ejecutar, supervisar y evaluar las políticas nacionales y sectoriales en materia de vivienda, construcción, saneamiento, urbanismo y desarrollo urbano, bienes estatales y propiedad urbana, para lo cual dicta normas de alcance nacional y supervisa su cumplimiento;

Que, el Decreto Supremo N° 015-2004-VIVIENDA, aprobó el Índice y la Estructura del Reglamento Nacional de Edificaciones, en adelante RNE, aplicable a las Habilitaciones Urbanas y a las Edificaciones, como instrumento técnico normativo que rige a nivel nacional, el cual contempla sesenta y nueve (69) Normas Técnicas;

Que, mediante Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, se aprobaron sesenta y seis (66) Normas Técnicas del RNE, comprendidas en el referido Índice, y se constituyó la Comisión Permanente de Actualización del RNE, encargada de analizar y formular las propuestas para la actualización de las Normas Técnicas; precisándose que a la fecha las referidas normas han sido modificadas por sendos Decretos Supremos;

Que, es preciso señalar que con los Decretos Supremos N° 001-2010-VIVIENDA y N° 017-2012-VIVIENDA, se aprobaron dos normas técnicas adicionales, de acuerdo al Índice y a la Estructura del RNE aprobado mediante Decreto Supremo N° 015-2004-VIVIENDA; y con los Decretos Supremos N° 011-2012-VIVIENDA, N° 005-2014-VIVIENDA y N° 006-2014-VIVIENDA, se incorporaron tres nuevas normas al citado cuerpo legal;

Que, con Informe N° 001-2015-CPARNE de fecha 17 de junio de 2015, el Presidente de la Comisión Permanente de Actualización del RNE, eleva la propuesta de modificación de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del RNE, aprobada con Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA; la misma que ha sido materia de evaluación y aprobación por la mencionada Comisión conforme al Acta de aprobación de la Quincuagésima Segunda Sesión de fecha 10 de junio de 2015, que forma parte del expediente correspondiente;

Que, la propuesta normativa tiene por objeto actualizar la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" de acuerdo con las nuevas tecnologías en sismorresistencia y los avances científicos en el campo de la sismología, a fin de disminuir la vulnerabilidad de las edificaciones nuevas, evitar las pérdidas de vidas humanas en caso de sismos y asegurar la continuidad de los servicios básicos;

Que, conforme a lo señalado por la Comisión Permanente de Actualización del RNE, corresponde disponer la modificación de la Norma Técnica a que se refiere el considerando anterior, a fin de actualizar y complementar su contenido; y,

De conformidad con lo dispuesto en el numeral 8) del artículo 118 de la Constitución Política del Perú; el numeral 3) del artículo 11 de la Ley N° 29158, Ley Orgánica del Poder Ejecutivo; la Ley N° 30156, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento; y el Reglamento de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, aprobado por Decreto Supremo N° 010-2014-VIVIENDA, modificado por el Decreto Supremo N° 006-2015-VIVIENDA;

DECRETA:

**Artículo 1.- Modificación de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE**

Modifícase la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" contenida en el Numeral III.2 Estructuras,

del Título III Edificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA, la cual forma parte integrante del presente Decreto Supremo.

**Artículo 2.- Publicación y Difusión**

Publícase el presente Decreto Supremo y la Norma Técnica a que se refiere el artículo 1 de la presente norma, en el Portal Institucional del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento ([www.vivienda.gob.pe](http://www.vivienda.gob.pe)), el mismo día de su publicación en el Diario Oficial "El Peruano", de conformidad con lo dispuesto por el Decreto Supremo N° 001-2009-JUS.

**Artículo 3.- Refrendo**

El presente Decreto Supremo es refrendado por el Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

**DISPOSICIÓN COMPLEMENTARIA TRANSITORIA**

**Única.- Normativa aplicable a proyectos de inversión pública y procedimientos administrativos en trámite**

Los proyectos de inversión pública que a la fecha de la entrada en vigencia del presente Decreto Supremo, cuentan con la declaratoria de viabilidad en el marco del Sistema Nacional de Inversión Pública - SNIP, y los procedimientos administrativos en los que se haya solicitado a las Municipalidades la licencia de edificación correspondiente, se rigen por la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA, hasta su conclusión.

Dado en la Casa de Gobierno, en Lima, a los veintidós días del mes de enero del año dos mil dieciséis.

OLLANTA HUMALA TASSO  
Presidente de la República

FRANCISCO ADOLFO DUMLER CUYA  
Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento

**NORMA TÉCNICA E.030**

**"DISEÑO SISMORRESISTENTE"**

**ÍNDICE**

**CAPÍTULO 1. GENERALIDADES**

- 1.1 Nomenclatura
- 1.2 Alcances
- 1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente
- 1.4 Concepción Estructural Sismorresistente
- 1.5 Consideraciones Generales
- 1.6 Presentación del Proyecto

**CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO**

- 2.1 Zonificación
- 2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio
- 2.3 Condiciones Geotécnicas
- 2.4 Parámetros de Sitio ( $S$ ,  $T_p$  y  $T_f$ )
- 2.5 Factor de Amplificación Sísmica ( $C$ )

**CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES**

- 3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso ( $U$ )
- 3.2 Sistemas Estructurales
- 3.3 Categoría y Sistemas Estructurales
- 3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ( $R_0$ )
- 3.5 Regularidad Estructural
- 3.6 Factores de Irregularidad ( $I_a$ ,  $I_b$ )
- 3.7 Restricciones a la Irregularidad
- 3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas,

R

3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

#### CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- 4.1 Consideraciones Generales para el Análisis
- 4.2 Modelos para el Análisis
- 4.3 Estimación del Peso ( $P$ )
- 4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico
- 4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes
- 4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral
- 4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

#### CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

- 5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales
- 5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles
- 5.3 Separación entre Edificios ( $s$ )
- 5.4 Redundancia
- 5.5 Verificación de Resistencia Última

#### CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS

- 6.1 Generalidades
- 6.2 Responsabilidad Profesional
- 6.3 Fuerzas de Diseño
- 6.4 Fuerza Horizontal Mínima
- 6.5 Fuerzas Sísmicas Verticales
- 6.6 Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por Debajo de la Base y Cercos
- 6.7 Otras Estructuras
- 6.8 Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles

#### CAPÍTULO 7 CIMENTACIONES

- 7.1 Generalidades
- 7.2 Capacidad Portante
- 7.3 Momento de Volteo
- 7.4 Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante

#### CAPÍTULO 8 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

- 8.1 Evaluación de estructuras después de un sismo
- 8.2 Reparación y reforzamiento

#### CAPÍTULO 9 INSTRUMENTACIÓN

- 9.1 Estaciones Acelerométricas
- 9.2 Requisitos para su Ubicación
- 9.3 Mantenimiento
- 9.4 Disponibilidad de Datos

#### ANEXOS

##### ANEXO N° 1 ZONIFICACIÓN SISMICA

##### ANEXO N° 2 PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS

#### CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

##### 1.1 Nomenclatura

Para efectos de la presente Norma Técnica, se consideran las siguientes nomenclaturas:

$C$  Factor de amplificación sísmica.

$C_T$  Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio.

$d_i$  Desplazamientos laterales del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ .

$e_i$  Excentricidad accidental en el nivel " $i$ ".

$F_i$  Fuerza sísmica horizontal en el nivel " $i$ ".

$g$  Aceleración de la gravedad.

$h_i$  Altura del nivel " $i$ " con relación al nivel del terreno.

$h_{ei}$  Altura del entrepiso " $i$ ".

$h_n$  Altura total de la edificación en metros.

$M_{\theta}$  Momento torsor accidental en el nivel " $i$ ".

$m$  Número de modos usados en la combinación modal.

$n$  Número de pisos del edificio.

$P$  Peso total de la edificación.

$P_i$  Peso del nivel " $i$ ".

$R$  Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

$r$  Respuesta estructural máxima elástica esperada.

$r_i$  Respuestas elásticas máximas correspondientes al modo " $i$ ".

$S$  Factor de amplificación del suelo.

$S_a$  Espectro de pseudo aceleraciones.

$T$  Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

$T_p$  Período que define la plataforma del factor  $C$ .

$T_i$  Período que define el inicio de la zona del factor  $C$  con desplazamiento constante.

$U$  Factor de uso o importancia.

$V$  Fuerza cortante en la base de la estructura.

$Z$  Factor de zona.

$R_0$  Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.

$I_a$  Factor de irregularidad en altura.

$I_p$  Factor de irregularidad en planta.

$f_i$  Fuerza lateral en el nivel  $i$ .

$\bar{V}_S$  Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.

$\bar{N}_{60}$  Promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar.

$\bar{S}_{u_i}$  Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada.

##### 1.2 Alcances

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en numeral 1.3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en el numeral 3.2, deberá ser aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

##### 1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

**1.4 Concepción Estructural Sismorresistente**

Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

**1.5 Consideraciones Generales**

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas prescritas en esta Norma, siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del numeral 1.3, se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

**1.6 Presentación del Proyecto**

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán estar firmados por el ingeniero civil colegiado responsable del diseño, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán incluir la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismorresistente.
- b. Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- c. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- d. Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.

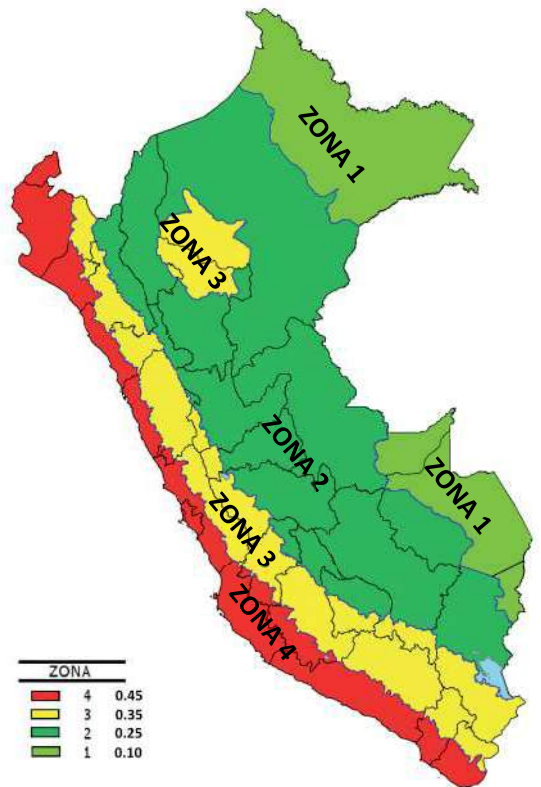
- e. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.
- f. La ubicación de las estaciones acelerométricas, si éstas se requieren conforme al Capítulo 9.

**CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO**

**2.1 Zonificación**

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El Anexo N° 1 contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.

**ZONAS SÍSMICAS**



**FIGURA N° 1**

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

**2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio**

**2.2.1 Microzonificación Sísmica**

Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación

de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Para los siguientes casos podrán ser considerados los resultados de los estudios de microzonificación correspondientes:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

### 2.2.2 Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

Los estudios de sitio deberán realizarse, entre otros casos, en grandes complejos industriales, industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

## 2.3 Condiciones Geotécnicas

### 2.3.1 Perfiles de Suelo

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $\bar{V}_s$ ), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $\bar{N}_{60}$  obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $\bar{S}_u$ ) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2.

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula  $\bar{N}_{60}$  considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$  se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de  $\bar{N}_{60}$  para los estratos con suelos granulares y de  $\bar{S}_u$  para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

#### a. Perfil Tipo $S_0$ : Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte  $\bar{V}_s$  mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de  $\bar{V}_s$ .

#### b. Perfil Tipo $S_1$ : Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada  $q_u$  mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con  $\bar{N}_{60}$  mayor que 50.

- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$  mayor que 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

#### c. Perfil Tipo $S_2$ : Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT  $\bar{N}_{60}$ , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada  $\bar{S}_u$ , entre 50 kPa (0,5 kg/cm<sup>2</sup>) y 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

#### d. Perfil Tipo $S_3$ : Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT  $\bar{N}_{60}$  menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$ , entre 25 kPa (0,25 kg/cm<sup>2</sup>) y 50 kPa (0,5 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo  $S_4$  y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad  $P_i$  mayor que 20, contenido de humedad  $\omega$  mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$  menor que 25 kPa.

#### e. Perfil Tipo $S_4$ : Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo  $S_4$  cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

La Tabla N° 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
$S_0$	> 1500 m/s	-	-
$S_1$	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
$S_2$	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
$S_3$	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
$S_4$	Clasificación basada en el EMS		

### 2.3.2 Definición de los Perfiles de Suelo

Las expresiones de este numeral se aplicarán a los 30 m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice  $i$  se refiere a uno cualquiera de los  $n$  estratos con distintas características,  $m$  se refiere al número de estratos con suelos granulares y  $k$  al número de estratos con suelos cohesivos.

#### a. Velocidad Promedio de las Ondas de Corte, $\bar{V}_s$

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinará con la siguiente fórmula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

donde  $d_i$  es el espesor de cada uno de los  $n$  estratos y  $V_{si}$  es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

**b. Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración,  $\bar{N}_{60}$**

El valor  $\bar{N}_{60}$  se calculará considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \left( \frac{d_i}{N_{60i}} \right)}$$

Donde  $d_i$  es el espesor de cada uno de los  $m$  estratos con suelo granular y  $\bar{N}_{60}$  es el correspondiente valor corregido del SPT.

**c. Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada,  $\bar{S}_u$**

El valor  $\bar{S}_u$  se calculará considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left( \frac{d_i}{S_{ui}} \right)}$$

Donde  $d_i$  es el espesor de cada uno de los  $k$  estratos con suelo cohesivo y  $\bar{S}_u$  es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).

**Consideraciones Adicionales:**

En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo será el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

**2.4 Parámetros de Sitio ( $S$ ,  $T_p$  y  $T_L$ )**

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo  $S$  y de los períodos  $T_p$  y  $T_L$  dados en las Tablas N° 3 y N° 4.

SUELO	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$T_p$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

**2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

T es el período de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

**CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES**

**3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)**

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar  $U = 1$ .

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul> Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.  También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de  $U$  será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

## 3.2 Sistemas Estructurales

### 3.2.1 Estructuras de Concreto Armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

**Pórticos.** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

**Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

**Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

**Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

### 3.2.2 Estructuras de Acero

Los Sistemas que se indican a continuación forman parte del Sistema Estructural Resistente a Sismos.

**Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)**  
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.

**Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)**  
Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)**  
Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)**

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.

**Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)**

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

**Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)**

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

### 3.2.3 Estructuras de Albañilería

Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

### 3.2.4 Estructuras de Madera

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

### 3.2.5 Estructuras de Tierra

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

## 3.3 Categoría y Sistemas Estructurales

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(\*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

**3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ( $R_o$ )**

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente  $R_o$  que corresponda.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

(\*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E.080 "Adobe" del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos  $S_3$ , ni se permite en suelos  $S_4$ .

**3.5 Regularidad Estructural**

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente  $R$  de reducción de fuerzas sísmicas.

**Estructuras Regulares** son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

En estos casos, el factor  $I_a$  o  $I_p$  será igual a 1,0.

**Estructuras Irregulares** son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

**3.6 Factores de Irregularidad ( $I_a, I_p$ )**

El factor  $I_a$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor  $I_p$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas N° 8 y 9 se obtuvieran valores distintos de los factores  $I_a$  o  $I_p$  para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$
<b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75
<b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
<b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,50
<b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
<b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
<b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$
<b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,60
Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$
<b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
<b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{CM}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60
<b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
<b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
<b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90

### 3.7 Restricciones a la Irregularidad

#### 3.7.1 Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

#### 3.7.2 Sistemas de Transferencia

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.

En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones.

#### 3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, $R$

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$  obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

#### 3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

“Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía deberá someterse a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil.

### CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### 4.1 Consideraciones Generales para el Análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

#### 4.2 Modelos para el Análisis

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

En los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L).

#### 4.3 Estimación del Peso ( $P$ )

El peso ( $P$ ), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

#### 4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5).
- Análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, descrito en el numeral 4.7, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los numerales 4.5 y 4.6.

#### 4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

##### 4.5.1 Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

##### 4.5.2 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de  $C/R$  no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

#### 4.5.3 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde  $n$  es el número de pisos del edificio,  $k$  es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para  $T$  menor o igual a 0,5 segundos:  $k = 1,0$ .
- Para  $T$  mayor que 0,5 segundos:  $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$ .

#### 4.5.4 Período Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$  Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2\right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i\right)}}$$

Donde:

-  $f_i$  es la fuerza lateral en el nivel  $i$  correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

-  $d_i$  es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental  $T$  deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

#### 4.5.5 Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

#### 4.5.6 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a  $2/3 Z \cdot U \cdot S$ .

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

#### 4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

##### 4.6.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

##### 4.6.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

##### 4.6.3 Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse

usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde  $r$  representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

$\beta$ , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05

$\omega_i, \omega_j$  son las frecuencias angulares de los modos  $i, j$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

#### 4.6.4 Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

#### 4.6.5 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

#### 4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

El análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6.

En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

##### 4.7.1 Registros de Aceleración

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales.

Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre 0,2  $T$  y 1,5  $T$  (siendo  $T$  el período fundamental),

el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada según el numeral 4.6.2 con  $R = 1$ .

Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de  $C$ , definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ( $T < 0,2 T_p$ ) en la que se considerará:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_p}\right)$$

**4.7.2 Modelo para el Análisis**

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.

El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.

La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.

Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.

Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos.

Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

**4.7.3 Tratamiento de Resultados**

En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizaran menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces de los valores indicados en la Tabla N° 11.

Las deformaciones en los elementos no excederán de 2/3 de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30 %.

Para verificar la resistencia de los elementos se dividirán los resultados del análisis entre  $R = 2$ , empleándose las normas aplicables a cada material.

**CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD**

**5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales**

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75  $R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $R$  los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de  $C/R$  indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4.

**5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles**

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la

fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$(\Delta_r / h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

**5.3 Separación entre Edificios (s)**

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima  $s$  para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

Donde  $h$  es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar  $s$ .

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de 2/3 del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que  $s/2$  si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de  $s/2$  que le corresponde más el valor  $s/2$  de la estructura vecina.

**5.4 Redundancia**

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

**5.5 Verificación de Resistencia Última**

En caso se realice un análisis de la resistencia última se podrá utilizar las especificaciones del ASCE/SEI 41 SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS. Esta disposición no constituye una exigencia de la presente Norma.

**CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS**

**6.1 Generalidades**

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando conectados o no al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema pero su aporte a la rigidez no es significativo.

Para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sismorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños.

Dentro de los elementos no estructurales que deben tener adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas se incluyen:

- Cercos, tabiques, parapetos, paneles prefabricados.
- Elementos arquitectónicos y decorativos entre ellos cielos rasos, enchapes.

- Vidrios y muro cortina.
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias.
- Instalaciones eléctricas.
- Instalaciones de gas.
- Equipos mecánicos.
- Mobiliario cuya inestabilidad signifique un riesgo.

### 6.2 Responsabilidad Profesional

Los profesionales que elaboran los diferentes proyectos serán responsables de proveer a los elementos no estructurales la adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas.

### 6.3 Fuerzas de Diseño

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección ( $F$ ) asociada a su peso ( $P_e$ ), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde  $a_i$  es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema estructural de la edificación y debe evaluarse mediante un análisis dinámico de la estructura.

Alternativamente podrá utilizarse la siguiente ecuación:

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde  $F_i$  es la fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural calculada de acuerdo al numeral 4.5 y  $P_i$  el peso de dicho nivel.

Los valores de  $C_1$  se tomarán de la Tabla N° 12.

Para calcular las solicitaciones de diseño en muros, tabiques, parapetos y en general elementos no estructurales con masa distribuida, la fuerza  $F$  se convertirá en una carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para muros y tabiques soportados horizontalmente en dos niveles consecutivos, se tomará el promedio de las aceleraciones de los dos niveles.

Tabla N° 12 VALORES DE $C_1$	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

### 6.4 Fuerza Horizontal Mínima

En ningún nivel del edificio la fuerza  $F$  calculada con el numeral 6.3 será menor que  $0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$ .

### 6.5 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como 2/3 de la fuerza horizontal.

Para equipos soportados por elementos de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

### 6.6 Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por Debajo de la Base y Cercos

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:

$$F = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e$$

### 6.7 Otras Estructuras

Para letreros, chimeneas, torres y antenas de comunicación instaladas en cualquier nivel del edificio, la fuerza de diseño se establecerá considerando las propiedades dinámicas del edificio y de la estructura a instalar. La fuerza de diseño no deberá ser menor que la correspondiente a la calculada con la metodología propuesta en este capítulo con un valor de  $C_1$  mínimo de 3,0.

### 6.8 Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles

Cuando el elemento no estructural o sus anclajes se diseñen utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles, las fuerzas sísmicas definidas en este Capítulo se multiplicarán por 0,8.

## CAPÍTULO 7 CIMENTACIONES

### 7.1 Generalidades

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.

### 7.2 Capacidad Portante

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

### 7.3 Momento de Volteo

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según los numerales 4.5 o 4.6. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma deberá ser mayor o igual que 1,2.

### 7.4 Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo  $S_3$  y  $S_4$  y para las Zonas 4 y 3 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10 % de la carga vertical que soporta la zapata.

Para suelos de capacidad portante menor que 0,15 MPa se proveerá vigas de conexión en ambas direcciones.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15 % de la carga vertical que soportan.

## CAPÍTULO 8 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Las estructuras dañadas por sismos deben ser evaluadas, reparadas y/o reforzadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron los daños y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con la filosofía del diseño sismorresistente señalada en el Capítulo 1.

**8.1 Evaluación de estructuras después de un sismo**

Ocurrido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si la edificación se encuentra en buen estado o requiere de reforzamiento, reparación o demolición. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.

**8.2 Reparación y reforzamiento**

La reparación o reforzamiento deberá dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.

El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.

Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones se seguirán los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Solo en casos excepcionales se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en el RNE, con la debida justificación técnica y con aprobación del propietario y de la autoridad competente.

Las edificaciones esenciales se podrán intervenir empleando los criterios de reforzamiento sísmico progresivo y en la medida que sea aplicable, usando los criterios establecidos en el documento "Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation", FEMA P-420, Risk Management Series, USA, 2009.

**CAPÍTULO 9 INSTRUMENTACIÓN**

**9.1 Estaciones Acelerométricas**

Las edificaciones que individualmente o en forma conjunta, tengan un área techada igual o mayor que 10 000 m<sup>2</sup>, deberán contar con una estación acelerométrica, instalada a nivel del terreno natural o en la base del edificio. Dicha estación acelerométrica deberá ser provista por el propietario, siendo las especificaciones técnicas, sistemas de conexión y transmisión de datos debidamente aprobados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

En edificaciones con más de 20 pisos o en aquellas con dispositivos de disipación sísmica o de aislamiento en la base, de cualquier altura, se requerirá además de una estación acelerométrica en la base, otra adicional, en la azotea o en el nivel inferior al techo.

**9.2 Requisitos para su Ubicación**

La estación acelerométrica deberá instalarse en un área adecuada, con acceso fácil para su mantenimiento y apropiada iluminación, ventilación, suministro de energía eléctrica estabilizada. El área deberá estar alejada de fuentes generadoras de cualquier tipo de ruido antrópico. El plan de instrumentación será preparado por los proyectistas de cada especialidad, debiendo indicarse claramente en los planos de arquitectura, estructuras e instalaciones del edificio.

**9.3 Mantenimiento**

El mantenimiento operativo de las partes, de los componentes, del material fungible, así como el servicio de los instrumentos, deberán ser provistos por los propietarios del edificio y/o departamentos, bajo control de la municipalidad y debe ser supervisado por el Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad del propietario se mantendrá por 10 años.

**9.4 Disponibilidad de Datos**

La información registrada por los instrumentos será integrada al Centro Nacional de Datos Geofísicos y se encontrará a disposición del público en general.

**ANEXO N° 01  
ZONIFICACIÓN SÍSMICA**

Las zonas sísmicas en las que se divide el territorio peruano, para fines de esta Norma se muestran en la Figura 1.

A continuación se especifican las provincias y distritos de cada zona.

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO	
LORETO	MARISCAL RAMÓN CASTILLA	RAMÓN CASTILLA	1	TODOS LOS DISTRITOS	
		PEBAS			
		SAN PABLO			
		YAVARI			
	MAYNAS		ALTO NANAY	1	TODOS LOS DISTRITOS
			BELÉN		
			FERNANDO LORES		
			INDIANA		
			IQUITOS		
			LAS AMAZONAS		
			MAZÁN		
			NAPO		
PUNCHANA					
PUTUMAYO					
LORETO	REQUENA	SAQUENA	1	UN DISTRITO	
		REQUENA	2	DIEZ DISTRITOS	
		CAPELO			
		SOPLÍN			
		TAPICHE			
		JENARO HERRERA			
		YAQUERANA			
		ALTO TAPICHE			
		EMILIO SAN MARTÍN			
		MAQUÍA			
PUINAHUA					
LORETO		NAUTA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
		PARINARI			
		TIGRE			
		TROMPETEROS			
		URARINAS			
ALTO AMAZONAS		LAGUNAS	2	UN DISTRITO	
		YURIMAGUAS	3	CINCO DISTRITOS	
		BALSAPUERTO			
		JEBEROS			
		SANTA CRUZ			
		TNTE. CÉSAR LÓPEZ ROJAS			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LORETO	UCAYALI	CONTAMANA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		INAHUAYA		
		PADRE MÁRQUEZ		
		PAMPA HERMOSA		
		SARAYACU		

DATEM DEL MARAÑÓN	ALFREDO VARGAS GUERRA	2	CUATRO DISTRITOS
	YANAYACU		
	MANSERICHE		
	MORONA	3	DOS
	PASTAZA		
	ANDOAS		
	BARRANCA		
CAHUAPANAS			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
UCAYALI	PURÚS	PURÚS	1	ÚNICO DISTRITO
		ATALAYA	RAIMONDI	2
	SEPAHUA			
	TAHUANÍA			
	PADRE ABAD	YURÚA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CURIMANÁ		
		IRAZOLA		
	CORONEL PORTILLO	PADRE ABAD	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CALLERÍA		
		CAMPOVERDE		
		IPARÍA		
		MANANTAY		
		MASISEA		
NUEVA REQUENA				
YARINACOCHA				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
MADRE DE DIOS	TAMBOPATA	INAMBARI	1	TODOS LOS DISTRITOS
		LABERINTO		
		LAS PIEDRAS		
		TAMBOPATA		
	TAHUAMANU	IBERIA	1	TODOS LOS DISTRITOS
		IÑAPARI		
		TAHUAMANU		
	MANU	FITZCARRALD	2	TODOS LOS DISTRITOS
		HUEPETUHE		
		MADRE DE DIOS		
MANU				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
PUNO	SANDIA	ALTO INAMBARI	1	TRES DISTRITOS
		SAN JUAN DEL ORO		
		YANAHUAYA		
		CUYOCUYO	2	SIETE DISTRITOS
		LIMBANI		
		PATAMBUCO		
		PHARA		
		QUIACA		
		SAN PEDRO DE PUTINA PUNCO		
	SANDIA			
	SAN ANTONIO DE PUTINA	ANANEA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		QUILCAPUNCU		
		SINA		
		PEDRO VILCA APAZA		
		PUTINA		
	CARABAYA	AYAPATA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		COASA		

HUANCANÉ	CRUCERO	2	TODOS LOS DISTRITOS
	ITUATA		
	SAN GABÁN		
	USICAYOS		
	AJOYANI		
	CORANI		
	MACUSANI		
	OLLACHEA		
	COJATA		
	HUANCANÉ		
MOHO	HUATASANI	2	TODOS LOS DISTRITOS
	INCHUPALLA		
	PUSI		
	ROSASPATA		
PUNO	TARACO	3	DOCE DISTRITOS
	VILQUE CHICO		
	HUAYRAPATA		
	MOHO		
	CONIMA		
	TILALI		
	COATA		
	CAPACHICA		
	AMANTANI		
	ACORA		
ATUNCOLLA			
CHUCUITO			
HUATA			
MAÑAZO			
PAUCARCOLLA			
PICHACANI			
PLATERIA			
PUNO			
SAN ANTONIO			
TIQUILLACA			
VILQUE			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
PUNO	AZÁNGARO	AZÁNGARO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		ACHAYA		
		ARAPA		
		ASILLO		
		CAMINACA		
		CHUPA		
		JOSÉ DOMINGO CHOQUEHUANCA		
		MUÑANI		
		POTONI		
		SAMAN		
		SAN ANTÓN		
		SAN JOSÉ		
		SAN JUAN DE SALINAS		
		SANTIAGO DE PUPUJA		
		TIRAPATA		
		CHUCUITO		
	HUACULLANI			
	JULI			
	KELLUYO			
	PISACOMA			
	EL COLLAO	POMATA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ZEPITA		
		CAPAZO		
		CONDURIRI		
	ILAVE	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	PILCUCUYO			

PUNO	LAMPA	SANTA ROSA	2	TRES DISTRITOS
		CALAPUJA		
		NICASIO		
		PUCARÁ	3	SIETE DISTRITOS
		CABANILLA		
		LAMPA		
		OCUVIRI		
	PALCA			
	PARATIA			
	SANTA LUCÍA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	VILAVILA			
	ANTAUTA			
	AYAVIRI			
	CUPI			
	LLALLI			
	MACARI			
	NUÑO A	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	ORURILLO			
	SANTA ROSA			
	UMACHIRI			
JULIACA	3	TODOS LOS DISTRITOS		
CABANA				
CABANILLAS				
CARACOTO				
YUNGUYO	3	TODOS LOS DISTRITOS		
ANAPIA				
COPANI				
CUTURAPI				
OLLARAYA				
TINICACHI				
UNICACHI				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO		
AMAZONAS	CAHACHAPOYAS	ASUNCIÓN	2	TODOS LOS DISTRITOS		
		BALSAS				
		CHACHAPOYAS				
		CHETO				
		CHILIQUÍN				
		CHUQUIBAMBA				
		GRANADA				
		HUANCAS				
		LA JALCA				
		LEVANTO				
		LEYMEBAMBA				
		MAGDALENA				
		MARISCAL CASTILLA				
		MOLINOPAMPA				
		MONTEVIDEO				
		OLLEROS				
		QUINJALCA				
		SAN FRANCISCO DE DAGUAS				
		SAN ISIDRO DE MAINO				
		SOLOCO				
		SONCHE				
		ARAMANGO			2	TODOS LOS DISTRITOS
		BAGUA				
	COPALLIN					
	EL PARCO					
	IMAZA	2	TODOS LOS DISTRITOS			
	LA PECA					
	CHISQUILLA					
	CHURUJA					
	COROSHA					
	CUISPES					

CONDORCANQUI	FLORIDA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	JAZAN		
	JUMBILLA		
	RECTA		
	SAN CARLOS		
	SHIPASBAMBA		
	VALERA		
	YAMBRASBAMBA		
	EL CENEPA		
	NIEVA		
RÍO SANTIAGO			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
AMAZONAS	LUYA	CAMPORREDONDO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		COCABAMBA		
		COLCAMAR		
		CONILA		
		INGUILPATA		
		LAMUD		
		LONGUITA		
		LONYA CHICO		
		LUYA		
		LUYA VIEJO		
		MARÍA		
		OCALLI		
		OCUMAL		
		PISUQUÍA		
		PROVIDENCIA		
		SAN CRISTÓBAL		
		SAN FRANCISCO DEL YESO		
		SAN JERÓNIMO		
		SAN JUAN DE LOPECANCHA		
		SANTA CATALINA		
	SANTO TOMÁS			
	TINGO			
	TRITA			
	BAGUA GRANDE	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	CAJARURO			
	CUMBA			
	EL MILAGRO			
	JAMALCA	2	ONCE DISTRITOS	
	LONYA GRANDE			
	YAMON			
	CHIRIMOTO			
	COCHAMAL			
	HUAMBO			
LIMABAMBA				
LONGAR				
MARISCAL BENAVIDES				
MILPUC				
OMIA				
SAN NICOLÁS				
SANTA ROSA				
TOTORA				
VISTA ALEGRE	3	UN DISTRITO		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
BELLAVISTA		BELLAVISTA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		ALTO BIAVO		
		BAJO BIAVO		
		HUALLAGA		
		SAN PABLO		
SAN RAFAEL				

SAN MARTÍN	HUALLAGA	SAPOSOA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		EL ESLABÓN		
		PISCOYACU		
		SACANCHE		
		TINGO DE SAPOSOA		
		ALTO SAPOSOA		
	LAMAS	LAMAS	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ALONSO DE ALVARADO		
		BARRANQUILLA		
		CAYNARACHI		
		CUÑUMBUQUI		
		PINTO RECODO		
		RUMISAPA		
		SAN ROQUE DE CUMBAZA		
		SHANAO		
		TABALOSOS		
		ZAPATEROS		
	MARISCAL CÁCERES	JUANJUÍ	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CAMPANILLA		
		HUICUNGO		
		PACHIZA		
		PAJARILLO		
	JUANJUICILLO			
	PICOTA	PICOTA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		BUENOS AIRES		
		CASPISAPA		
		PILLUANA		
PUCACACA				
SAN CRISTÓBAL				
SAN HILARIÓN				
SHAMBOYACU				
TINGO DE PONAZA				
TRES UNIDOS				
MOYOBAMBA	MOYOBAMBA	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	CALZADA			
	HABANA			
	JEPELACIO			
	SORITOR			
	YANTALO			
RIOJA	RIOJA	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	AWAJÚN			
	ELÍAS SOPLÍN VARGAS			
	NUEVA CAJAMARCA			
	PARDO MIGUEL			
	POSIC			
	SAN FERNANDO			
	YORONGOS			
	YURACYACU			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
SAN MARTÍN	SAN MARTÍN	CHIPURANA	2	CUATRO DISTRITOS
		EL PORVENIR		
		HUIMBAYOC		
		PAPAPLAYA		
		TARAPOTO		
		ALBERTO LEVEU	3	DIEZ DISTRITOS
		CACATACHI		
		CHAZUTA		
		JUAN GUERRA		
		LA BANDA DE SHILCAYO		
		MORALES		
		SAN ANTONIO		

TOCACHE	SAUCE	2	TODOS LOS DISTRITOS
	SHAPAJA		
	TOCACHE		
	NUEVO PROGRESO		
	PÓLVORA		
	SHUNTE		
EL DORADO	UCHIZA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	SAN JOSÉ DE SISA		
	AGUA BLANCA		
	SAN MARTÍN		
	SANTA ROSA		
SHANTOJA			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
HUÁNUCO	HUÁNUCO	HUÁNUCO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		AMARILIS		
		CHINCHAO		
		CHURUMBAMBA		
		MARGOS		
		PILLCO MARCA		
		QUISQUI		
		SAN FRANCISCO DE CAYRÁN		
		SAN PEDRO DE CHAULÁN		
		SANTA MARÍA DEL VALLE		
		YARUMAYO		
		YACUS		
		HUACAYBAMBA		
	CANCHABAMBA			
	COCHABAMBA			
	PINRA			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO			
HUÁNUCO	LEONCIO PRADO	RUPA-RUPA	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		JOSÉ CRESPO Y CASTILLO					
		MARIANO DÁMASO BERAÚN					
		DANIEL ALOMÍA ROBLES					
		FELIPE LUYANDO					
		HERMILIO VALDIZÁN					
		MARAÑÓN			HUACACHUCRO	2	TODOS LOS DISTRITOS
					CHOLÓN		
					SAN BUENAVENTURA		
		PUERTO INCA			PUERTO INCA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CODO DEL POZUZO						
	HONORIA						
	TOURNAVISTA						
	YUYAPICHIS						
	YAROWILCA	CHAVINILLO	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		CAHUAC					
		CHACABAMBA					
		CHUPAN					
		JACAS CHICO					
		OBAS					
PAMPAMARCA							
CHORAS							

PACHITEA	PANAO	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CHAGLLA		
	MOLINO		
	UMARI		
AMBO	AMBO	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CAYNA		
	COLPAS		
	CONCHAMARCA		
	HUÁCAR		
	SAN FRANCISCO		
	SAN RAFAEL		
	TOMAY KICHWA		

DANIEL A. CARRIÓN	SIMÓN BOLIVAR	3	TODOS LOS DISTRITOS
	TINYAHUARCO		
	VICCO		
	YANAHUANCA		
	CHACAYAN		
	GOYLLARISQUIZGA		
	PAUCAR		
	SAN PEDRO DE PILLAO		
	SANTA ANA DE TUSI		
	TAPUC		
VILCABAMBA			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO	
HUÁNUCO	HUAMALÍES	ARANCAY	2	OCHO DISTRITOS	
		CHAVÍN DE PARIARCA			
		JACAS GRANDE			
		JIRCAN			
		MONZÓN			
		PUNCHAO			
		SINGA			
		TANTAMAYO			
		LLATA			
		MIRAFLORES			
	PUÑOS	3	TRES DISTRITOS		
	CHUQUIS			2	TRES DISTRITOS
	MARIÁS				
	QUIVILLA				
	LA UNIÓN				
	DOS DE MAYO	PACHAS	3	SEIS DISTRITOS	
		RIPÁN			
		SHUNQUI			
		SILLAPATA			
		YANAS			
		YANAS			
	LAURICOCHA	BAÑOS	3	TODOS LOS DISTRITOS	
		JESÚS			
		JIVIA			
QUEROPALCA					
RONDOS					
SAN FRANCISCO DE ASÍS					
SAN MIGUEL DE CAURI					
SAN MIGUEL DE CAURI					

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
JUNÍN	CHANCHAMAYO	CHANCHAMAYO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		PERENÉ		
		PICHANAQUI		
		SAN LUIS DE SHUARO		
		SAN RAMON		
		VITOC		
		VITOC		
	SATIOPO	COVIRIALI	2	TODOS LOS DISTRITOS
		LLAYLLA		
		MAZAMARI		
		PAMPA HERMOSA		
		PANGOA		
		RÍO NEGRO		
	TARMA	RÍO TAMBO	2	SEIS DISTRITOS
		SATIOPO		
		ACOBAMBA		
		HUASAHUASI		
		PALCA		
		PALCAMAYO		
		SAN PEDRO DE CAJAS		
TAPO				
TARMA	HUARICOLCA	3	TRES DISTRITOS	
	LA UNIÓN			
	TARMA			
	TARMA			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO		
PASCO	OXAPAMPA	OXAPAMPA	2	TODOS LOS DISTRITOS		
		CHONTABAMBA				
		HUANCABAMBA				
		PALCAZU				
		POZUZO				
		PUERTO BERMÚDEZ				
		VILLA RICA				
		VILLA RICA				
		VILLA RICA				
		VILLA RICA				
	PASCO	HUACHÓN	2	OCHO DISTRITOS		
		HUARIACA				
		NINACACA				
		PALLANCHACRA				
		PAUCARTAMBO				
		SAN FRANCISCO DE ASÍS DE YARUSYACÁN				
		TICLACAYÁN				
		YANACANCHA				
		CHAUPIIMARCA (c. de Pasco)			3	CINCO DISTRITOS
		HUAYLLAY				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
JUNÍN	CONCEPCIÓN	ANDAMARCA	2	CUATRO DISTRITOS
		COCHAS		
		COMAS		
		MARISCAL CASTILLA		
		ACO		
		CHAMBARA		
		CONCEPCIÓN		
		HEROÍNAS DE TOLEDO		
		MANZANARES		
		MANZANARES		
		MATAHUASI		
		MITO		
		NUEVE DE JULIO		
	CHUPACA	ORCOTUNA	3	ONCE DISTRITOS
		SAN JOSÉ DE QUERO		
		SANTA ROSA DE OCOPA		
		OCOPA		
		AHUAC		
		CHONGOS BAJO		
		CHUPACA		
		HUACHAC		
		HUAMANCACA		
		CHICO		

JUNÍN	HUANCAYO	SAN JUAN DE JARPA	2	DOS DISTRITOS
		SAN JUAN DE YSCOS		
		TRES DE DICIEMBRE		
		YANACANCHA		
		PARIAHUANCA		
	SANTO DOMINGO DE ACOBAMBA	3	VEINTISEIS DISTRITOS	
	CARHUACALLANGA			
	CHACAPAMPA			
	CHICCHE			
	CHILCA			
	CHONGOS ALTO			
	CHUPURO			
	COLCA			
	CULLHUAS			
	EL TAMBO			
	HUACRAPUQUIO			
	HUALHUAS			
	HUANCAN			
	HUANCAYO			
	HUASICANCHA			
	HUAYUCACHI			
	INGENIO			
	PILCOMAYO			
	PUCARA			
	QUICHUAY			
	QUILCAS			
	SAN AGUSTÍN			
	SAN JERÓNIMO DE TUNÁN			
	SAÑO			
	SAPALLANGA			
	SICAYA			
	VIQUES			

JUNÍN	SAN PEDRO DE CHUNAN	2	DOS DISTRITOS
	SAUSA		
	SINCOS		
	TUNANMARCA		
	YAUJI		
YAUYOS			
JUNÍN	CARHUAMAYO	3	DOS DISTRITOS
	ULCUMAYO		
	ONDORES		
YAULI	CHACAPALPA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	HUAY-HUAY		
	LA OROYA		
	MARCAPOMACOCHA		
	MOROCOCHA		
	PACCHA		
	SANTA BÁRBARA DE CARHUACAYÁN		
	SANTA ROSA DE SACCO		
	SUITUCANCHA		
	YAULI		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
JUNÍN	JAUJA	APATA	2	CUATRO DISTRITOS
		MOLINOS		
		MONOBAMBA		
		RICRAN		
		ACOLLA		
		ATAURA		
		CANCHAYLLO		
		CURICACA		
		EL MANTARO		
		HUAMALI		
		HUARIPAMPA		
		HUERTAS		
		JANJAILLO		
		JAUJA		
		JULCAN		
		LEONOR ORDÓÑEZ	3	TREINTA DISTRITOS
		LLOCLLAPAMPA		
		MARCO		
		MASMA		
		MASMA CHICCHE		
		MUQUI		
		MUQUIYAUYO		
		PACA		
		PACCHA		
		PANCÁN		
		PARCO		
	POMACANCHA			
	SAN LORENZO			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO			
CUSCO	CALCA	CALCA	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		COYA					
		LAMAY					
		LARES					
		PISAC					
		SAN SALVADOR					
		TARAY					
		YANATILE					
		URUBAMBA			CHINCHERO	2	TODOS LOS DISTRITOS
					HUAYLLABAMBA		
	MACHU PICCHU						
	MARAS						
	OLLANTAYTAMBO						
	URUBAMBA						
	PAUCARTAMBO	YUCAY	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		CAICAY					
		CHALLABAMBA					
		COLQUEPATA					
		HUANCARANI					
	ANTA	KOSÑIPATA	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		PAUCARTAMBO					
		ANCAHUASI					
		ANTA					
		CACHIMAYO					
		CHINCHAYPUJIO					
		HUAROCONDO					
		LIMATAMBO					
	MOLLEPATA						
	QUISPICANCHIS	PUCYURA	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		ZURITE					
		ANDAHUAYLILLAS					
		CAMANTI					
		CCARHUAYO					
CCATCA							
CUSIPATA							
HUARO							
LUCRE							
MARCAPATA							
OCONGATE							
OROPESA							
QUIQUIJANA							
URCOS							

PARURO	ACCHA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CCAPI		
	COLCHA		
	HUANOQUITE		
	OMACHA		
	PACCARITAMBO		
	PILLPINTO		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
CUSCO	CANCHIS	ALTO PICHIGUA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		COMBAPATA		
		MARANGANI		
		PITUMARCA		
		SAN PABLO		
		SAN PEDRO		
		SUYCKUTAMBO		
		TINTA		
	CANAS	CHECCA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		KUNTURKANKI		
		LANGUI		
		LAYO		
		PAMPAMARCA		
		QUEHUE		
	ACOMAYO	TÚPAC AMARU	2	TODOS LOS DISTRITOS
		YANAOCA		
		ACOMAYO		
		ACOPIA		
		ACOS		
		MOSOC LLACTA		
	CUSCO	POMACANCHI	2	TODOS LOS DISTRITOS
		RONDOCAN		
		SANGARARÁ		
		CCORCA		
		CUSCO		
		POROY		
		SAN JERÓNIMO		
SAN SEBASTIÁN				
LA CONVENCION	SANTIAGO	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	SAYLLA			
	WANCHAQ			
	ECHERATE			
	HUAYOPATA			
	MARANURA			
	OCOBAMBA			
	PICHARI			
CHUMBIVILCAS	QUELLOUNO	2	CUATRO DISTRITOS	
	QUIMBIRI			
	SANTA ANA			
	SANTA TERESA			
	VILCABAMBA			
	CAPACMARCA			
CHUMBIVILCAS	CHAMACA	3	CUATRO DISTRITOS	
	COLQUEMARCA			
	LIVITACA			
	LLUSCO			
	QUIÑOTA			
ESPINAR	SANTO TOMÁS	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	VELILLE			
	CONDOROMA			
	COPORAQUE			
	ESPINAR			
	OCORURO			
	PALLPATA			
PICHIGUA				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO			
HUANCAVELICA	CHURCAMP	ANCO	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		CHINCHUASI					
		CHURCAMP					
		COSME					
		EL CARMEN					
		LA MERCED					
		LOCROJA					
		PACHAMARCA					
		PAUCARBAMBA					
		SAN MIGUEL DE MAYOC					
		SAN PEDRO DE CORIS					
	ACOBAMBA	ACOBAMBA	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		ANDABAMBA					
		ANTA					
		CAJA					
		MARCAS					
		PAUCARÁ					
	TAYACAJA	POMACOCOCHA	2	DIEZ DISTRITOS			
		ROSA RIO					
		COLCABAMBA					
		DANIEL HERNÁNDEZ					
		HUACHOCOLPA					
		HUARIBAMBA					
		QUISHUAR					
		SALCABAMBA					
		SAN MARCOS DE ROCCHAC					
		SARCAHUASI					
		SURCUBAMBA					
		TINTAY PUNCU					
		ANGARAE			ACOSTAMBO	3	SIETE DISTRITOS
					ACRAQUIA		
					AHUAYCHA		
	HUANDO						
	ÑAHUIMPUQUIO						
	PAMPAS						
	PAZOS						
	CHINCHO		2	UN DISTRITO			
	ANGARAE	ANCHONGA	3	ONCE DISTRITOS			
		CALLANMARCA					
		CCOCHACCASA					
		CONGALLA					
		HUANCA HUANCA					
HUAYLLAY GRANDE							
JULCAMARCA							
LIRCAY							
SAN ANTONIO DE ANTAPARCO							
SECCLLA							
STO TOMÁS DE PATA							

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
HUANCAVELICA		ACOBAMBILLA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ACORIA		
		ASCENSIÓN		
		CONAYCA		
		CUENCA		
		HUACHOCOLPA		
		HUANCAVELICA		
		HUAYLLAHUARA		
IZCUCHACA				

HUANCAVELICA	LARIA	3	ONCE DISTRITOS	PACAYCASA	3	CINCO DISTRITOS		
							MANTA	QUINUA
							MARISCAL CÁCERES	SAN JOSÉ DE TICLLAS
							MOYA	SANTIAGO DE PISCHA
							NUEVO OCCORO	TAMBILLO
							PALCA	CARMEN ALTO
							PILCHACA	CHIARA
							VILCA	SAN JUAN BAUTISTA
							YAULI	SOCOS
							ARMA	VINCOS
	AURAHUA	CONCEPCIÓN	2	UN DISTRITO				
	CASTROVIRREYNA	ACOMARCA	3	SIETE DISTRITOS				
	CHUPAMARCA	CARHUANCA						
	COCAS	HUAMBALPA						
	HUACHOS	INDEPENDENCIA						
	HUAMATAMBO	SAURAMA						
	MOLLEPAMPA	VILCASHUAMÁN						
	SANTA ANA	VISCHONGO						
	TANTARÁ	CARAPO	3	TODOS LOS DISTRITOS				
	TICRAPO	SÁCSAMARCA						
	CAPILLAS	SANCOS						
	SAN JUAN	SANTIAGO DE LUCANAMARCA	3	TODOS LOS DISTRITOS				
	SAN ANTONIO DE CUSCANCHA	CANGALLO						
	PILPICHACA	CHUSCHI						
	QUERCO	LOS MOROCHUCOS						
	AYAVÍ	MARÍA PARADO DE BELLIDO						
	CÓRDOVA	PARAS						
	HUAYACUNDO	TOTOS						
	ARMA							
	HUAYTARÁ							
	LARAMARCA							
	OCOYO							
	QUITO ARMA							
SAN FRANCISCO DE SANGAYAICO								
SAN ISIDRO								
SANTIAGO DE CHOCORVOS								
SANTIAGO DE QUIRAHUARA								
SANTO DOMINGO DE CAPILLAS								
TAMBO								

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
AYACUCHO	HUANTA	AYAHUANCO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		HIGUAIN		
		HUAMANGUILLA		
		HUANTA		
		LLOCHEGUA		
		LURICOCHA		
		SANTILLANA		
		SIVIA		
	LA MAR	ANCO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		AYNA		
		CHILCAS		
		CHUNGUI		
		LUIS CARRANZA		
		SAN MIGUEL		
		SANTA ROSA		
	TAMBO			
	HUAMANGA	ACOCRO	2	DIEZ DISTRITOS
		ACOSVINCHOS		
		AYACUCHO		
		JESÚS NAZARENO		
		OCROS		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
AYACUCHO	PÁUCAR DEL SARA SARA	COLTA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CORCULLA		
		LAMPA		
		MARCABAMBA		
		OYOLO		
		PARARCA		
		PAUSA		
		SAN JAVIER DE ALPABAMBA		
		SAN JOSÉ DE USHUA		
		SARA SARA		
	SUCRE	BELÉN	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CHALCOS		
		CHILCAYOC		
		HUACAÑA		
		MORCOLLA		
		PAICO		
		QUEROBAMBA		
		SAN PEDRO DE LARCAY		
		SAN SALVADOR DE QUIJE		
		SANTIAGO DE PAUCARAY		
	VÍCTOR FAJARDO	SORAS	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ALCAMENCA		
		APONGO		
		ASQUIPATA		
		CANARIA		
		CAYARA		
		COLCA		
HUAMANQUIQUIA				

PARINACOCHAS	HUANCAPÍ	3	SEIS DISTRITOS		
	HUANCARAYLLA				
	HUAYA				
	SARHUA				
	VILCANCHOS				
	CHUMPI				
	CORACORA				
	CORONEL CASTAÑEDA				
	PACAPAUZA				
	SAN FRANCISCO DE RAVACAYCU				
	UPAHUACHO				
	PULLO				
	PUYUSCA			4	DOS DISTRITOS

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
AYACUCHO	LUCANAS	AUCARA	3	DIEZ DISTRITOS
		CABANA		
		CARMEN SALCEDO		
		CHAVIÑA		
		CHIPAO		
		LUCANAS		
		PUQUIO		
		SAN JUAN		
		SAN PEDRO DE PALCO		
		SANTA ANA DE HUAYCAHUACHO		
		HUAC HUAS	4	ONCE DISTRITOS
		LARAMATE		
		LEONCIO PRADO		
		LLAUTA		
		OCAÑA		
		OTOCA		
		SAISA		
		SAN CRÍSTOBAL		
		SAN PEDRO		
		SANCOS		
		SANTA LUCÍA		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
APURÍMAC	COTABAMBAS	CALLHUAHUACHO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		COTABAMBAS		
		COYLLURQUI		
		HAQUIRA		
		MARA		
		TAMBOBAMBA		
	GRAU	CHUQUIBAMBILLA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CURASCO		
		CURPAHUASI		
		GAMARRA		
		HUAYLLATI		
		MAMARA		
		MICAELA BASTIDAS		
		PATAYPAMPA		
		PROGRESO		
		SAN ANTONIO		
		SANTA ROSA		
		TURPAY		
		VILCABAMBA		
		VIRUNDO		
	ABANCAY	ABANCAY	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CHACOCHE		
		CIRCA		
		CURAHUASI		

HUANIPACA
LAMBRAMA
PICHIRHUA
SAN PEDRO DE CACHORA
TAMBURCO

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO			
APURÍMAC	CHINCHEROS	ANCO-HUALLO	2	TODOS LOS DISTRITOS			
		CHINCHEROS					
		COCHARCAS					
		HUACCANA					
		OCOBAMBA					
		ONGOY					
		RANRACANCHA					
		URANMARCA					
		ANDAHUAYLAS			ANDAHUAYLAS	2	TRECE DISTRITOS
					ANDARAPA		
	HUANCARAMA						
	HUANCARAY						
	KAQUIABAMBA						
	KISHUARA						
	PACOBAMBA						
	PACUCHA						
	SAN ANTONIO DE CACHI						
	SAN JERONIMO						
	SANTA MARIA DE CHICMO						
	TALAVERA						
	TURPO						
	AYMARAES	CHIARA	3	SEIS DISTRITOS			
		HUAYANA					
		PAMPACHIRI					
		POMACOCCHA					
		SAN MIGUEL DE CHACCRAMPA					
		TUMAY HUARACA					
		CHAPIMARCA			2	CINCO DISTRITOS	
		COLCABAMBA					
		LUCRE					
		SAN JUAN DE CHACÑA					
TINTAY							
CAPAYA							
CARAYBAMBA							
CHALHUANCA							
COTARUSE							
HUAYLLO							
ANTABAMBA	JUSTO APU SAHUARAURA	3	DOCE DISTRITOS				
	POCOHUANCA						
	SAÑAYCA						
	SORAYA						
	TAPAIRIHUA						
	TORAYA						
	YANACA						
	ANTABAMBA			3	TODOS LOS DISTRITOS		
	EL ORO						
	HIAQUIRCA						
JUAN ESPINOZA MEDRANO							
OROPESA							
PACHACONAS							
SABAINO							

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
TUMBES	CONTRALMIRANTE VILLAR	CASITAS	4	TODOS LOS DISTRITOS
		ZORRITOS		
	TUMBES	CORRALES	4	TODOS LOS DISTRITOS
		LA CRUZ		
		PAMPAS DE HOSPITAL		
		SAN JACINTO		
		SAN JUAN DE LA VIRGEN		
		TUMBES		
	ZARUMILLA	AGUAS VERDES	4	TODOS LOS DISTRITOS
		MATAPALO		
		PAPAYAL		
		ZARUMILLA		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO			
PIURA	HUANCABAMBA	CANCHAQUE	3	TODOS LOS DISTRITOS			
		EL CARMEN DE LA FRONTERA					
		HUANCABAMBA					
		HUARMACA					
		LALAQUIZ					
		SAN MIGUEL DE EL FAIQUE					
		SONDOR					
		SONDORILLO					
	AYABACA	AYABACA	3	SEIS DISTRITOS			
		JILILÍ					
		LAGUNAS					
		MONTERO					
		PACAIPAMPA					
		SICCHEZ					
		FRIAS					
		PAIMAS					
	MORROPÓN	SAPILLICA	4	CUATRO DISTRITOS			
		SUYO					
		PIURA			BUENOS AIRES	4	TODOS LOS DISTRITOS
					CHALACO		
	SALITRAL						
	SAN JUAN DE BIGOTE						
	SANTA CATALINA DE MOSSA						
	YAMANGO						
	CHULUCANAS						
	LA MATANZA						
	PIURA	MORROPÓN	4	TODOS LOS DISTRITOS			
		SANTO DOMINGO					
		CASTILLA					
		CATACAOS					
		CURA MORI					
		EL TALLÁN					
		LA ARENA					
		LA UNIÓN					
	LAS LOMAS						
	PIURA						
	TAMBO GRANDE						

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
	PAITA	AMOTAPE	4	TODOS LOS DISTRITOS
		ARENAL		
		COLÁN		
		LA HUACA		
		PAITA		
		TAMARINDO		

PIURA	SECHURA	VICHAYAL	4	TODOS LOS DISTRITOS
		BELLAVISTA LA UNION		
		BERNAL		
		CRISTO NOS VALGA		
		RINCONADA LLICUAR		
		SECHURA		
		VICE		
	SULLANA	BELLAVISTA	4	TODOS LOS DISTRITOS
		IGNACIO ESCUDERO		
		LANCONES		
		MARCAVELICA		
		MIGUEL CHECA		
		QUERECOTILLO		
		SALITRAL		
	SULLANA			
	TALARA	EL ALTO	4	TODOS LOS DISTRITOS
		LA BREA		
		LOBITOS		
		LOS ÓRGANOS		
		MÁNCORA		
		PARIÑAS		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LAMBAYEQUE	FERREÑAFE	CAÑARIS	3	DOS DISTRITOS
		INCAHUASI		
		FERREÑAFE	4	CUATRO DISTRITOS
		MANUEL A. MESONES MURO		
		PITTIPO		
		PUEBLO NUEVO		
	LAMBAYEQUE	SALAS	3	UN DISTRITO
		CHOCHOPE		
		ILLIMO	4	SIETE DISTRITOS
		JAYANCA		
		LAMBAYEQUE		
		MOCHUMI		
		MÓRROPE		
		MOTUPE		
		OLMOS		
		PACORA		
	SAN JOSÉ			
	TÚCUME			
	CHICLAYO	CAYALTÍ	4	TODOS LOS DISTRITOS
		CHICLAYO		
		CHONGOYAPE		
		ETEN		
		ETEN PUERTO		
		JOSÉ LEONARDO ORTIZ		
		LA VICTORIA		
		LAGUNAS		
		MONSEFÚ		
		NUEVAARICA		
		OYOTÚN		
		PATAPO		
PICSI				
PIMENTEL				
POMALCA				
PUCALÁ				
REQUE				
SANTA ROSA				
SAÑA				
TUMÁN				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO	
CAJAMARCA	HUALGAYOC	BAMBAMARCA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
		CHUGUR			
		HUALGAYOC			
	SAN IGNACIO	CHIRINOS	2	CINCO DISTRITOS	
		HUARANGO			
		LA COIPA			
		NAMBALLE			
		SAN IGNACIO	2	DOS DISTRITOS	
		SAN JOSE DE LOURDES			
		TABACONAS			
	CELENDÍN	CELENDÍN	2	TODOS LOS DISTRITOS	
		CHUMUCH			
		CORTEGANA			
		HUASMIN			
		JORGE CHÁVEZ			
		JOSÉ GÁLVEZ			
		LA LIBERTAD DE PALLAN			
		MIGUEL IGLESIAS			
		OXAMARCA			
		SOROCHUCO			
		SUCRE			
		UTCO			
	CUTERVO	CALLAYUC	2	CATORCE DISTRITOS	
		CHOROS			
		CUJILLO			
		CUTERVO			
		LA RAMADA			
		PIMPINGOS			
		SAN ANDRÉS DE CUTERVO			
		SAN JUAN DE CUTERVO			
		SAN LUIS DE LUCMA			
		SANTA CRUZ			
		SANTO DOMINGO DE LA CAPILLA			
SANTO TOMÁS					
SOCOTA					
TORBIO					
CASANOVA					
QUEROCOTILLO		3			UN DISTRITO
JAÉN		BELLAVISTA			2
	CHONTALI				
	COLASAY				
	HUABAL				
	JAÉN				
	LAS PIRIAS				
	SAN JOSÉ DEL ALTO	3	CUATRO DISTRITOS		
	SANTA ROSA				
	POMAHUACA				
	PUCARÁ				
	SALLIQUE				
SAN FELIPE					

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
	SAN MARCOS	GREGORIO PITA	2	CUATRO DISTRITOS
		ICHOCÁN		
		JOSÉ MANUEL QUIROZ		
		JOSÉ SABOGAL		

CAJAMARCA	CHOTA	CHANCA Y	3	TRES DISTRITOS		
		EDUARDO VILLANUEVA				
		PEDRO GÁLVEZ				
	CHOTA	ANGUIA	2	DOCE DISTRITOS		
		CHADÍN				
		CHALAMARCA				
		CHIGUIRIP				
		CHIMBAN				
		CHOROPAMPA				
		CHOTA				
		CONCHAN				
		LAJAS				
		PACCHA				
		PIÓN				
		TACABAMBA				
	COCHABAMBA	3	SIETE DISTRITOS			
	HUAMBOS					
	LLAMA					
	MIRACOSTA					
	QUEROCOTO					
	CAJABAMBA	SAN JUAN DE LICUPIS	2	UN DISTRITO		
		TOCMOCHE				
		SITACOCHA			3	TRES DISTRITOS
		CACHACHI				
	CAJABAMBA					
	CONDEBAMBA	2	UN DISTRITO			
	CAJAMARCA	ENCAÑADA	3	ONCE DISTRITOS		
		ASUNCIÓN				
		CAJAMARCA				
		CHETILLA				
		COSPÁN				
		JESÚS				
		LLACANORA				
LOS BAÑOS DEL INCA						
MAGDALENA						
MATARA						
NAMORA						
SAN JUAN						

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
CAJAMARCA	CONTUMAZÁ	CHILETE	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CONTUMAZÁ		
		CUPISNIQUE		
		GUZMANGO		
		SAN BENITO		
		SANTA CRUZ DE TOLEDO		
		TANTARICA		
	YONÁN			
	SAN MIGUEL	BOLÍVAR	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CALQUIS		
		CATILLUC		
		EL PRADO		
		LA FLORIDA		
		LLAPA		
		NANCHOC		
		NIEPOS		
		SAN GREGORIO		
		SAN MIGUEL		
		SAN SILVESTRE DE COCHAN		
		TONGOD		
		UNIÓN AGUA BLANCA		

SAN PABLO	SAN BERNARDINO	2	TODOS LOS DISTRITOS
	SAN LUIS		
	SAN PABLO		
	TUMBADEN		
SANTA CRUZ	ANDABAMBA	2	TODOS LOS DISTRITOS
	CATACHE		
	CHANCAYBAÑOS		
	LA ESPERANZA		
	NINABAMBA		
	PULÁN		
	SANTA CRUZ		
	SAUCEPAMPA		
	SEXI		
	UTICYACU		
YAYUCAN			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LA LIBERTAD	BOLÍVAR	BAMBAMARCA	2	TODOS LOS DISTRITOS
		BOLÍVAR		
		CONDORMARCA		
		LONGOTEA		
		UCHUMARCA		
		UCUNCHA		
	PATAZ	BULDIBUYO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		CHILLIA		
		HUANCASPATA		
		HUAYLILLAS		
		HUAYO		
		ONGÓN		
		PARCOY		
		PATAZ		
		PIAS		
		SANTIAGO DE CHALLAS		
		TAURIJA		
		TAYABAMBA		
	URPAY			
	SÁNCHEZ CARRIÓN	COCHORCO	2	DOS DISTRITOS
		SARTIMBAMBA		
		CHUGAY	3	SEIS DISTRITOS
		CURGOS		
		HUAMACHUCO		
		MARCABAL		
		SANAGORAN		
	SARÍN			
	SANTIAGO DE CHUCO	ANGASMARCA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CACHICADÁN		
		MOLLEBAMBA		
		MOLLEPATA		
		QUIRUVILCA		
SANTA CRUZ DE CHUCA				
SANTIAGO DE CHUCO				
SITABAMBA				
GRAN CHIMÚ	CASCAS	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	LUCMA			
	MARMOT			
	SAYAPULLO			
JULCÁN	CALAMARCA	3	TODOS LOS DISTRITOS	
	CARABAMBA			
	HUASO			
	JULCÁN			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LA LIBERTAD	OTUZCO	AGALLPAMPA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CHARAT		
		HUARANCHAL		
		LA CUESTA		
		MACHE		
		OTUZCO		
		PARANDAY		
		SALPO		
		SINSICAP		
		USQUIL		
	CHEPÉN	CHEPÉN	4	TODOS LOS DISTRITOS
		PACANGA		
		PUEBLO NUEVO		
	ASCOPE	ASCOPE	4	TODOS LOS DISTRITOS
		CASA GRANDE		
		CHICAMA		
		CHOCOPE		
		MAGDALENA DE CAO		
		PAIJÁN		
		RÁZURI		
	SANTIAGO DE CAO			
	PACASMAYO	GUADALUPE	4	TODOS LOS DISTRITOS
		JEQUETEPEQUE		
		PACASMAYO		
		SAN JOSÉ		
	TRUJILLO	SAN PEDRO DE LLOC	4	TODOS LOS DISTRITOS
		EL PORVENIR		
		FLORENCIA DE MORA		
		HUANCHACO		
		LA ESPERANZA		
		LAREDO		
		MOCHE		
POROTO				
SALAVERRY				
SIMBAL				
TRUJILLO				
VÍCTOR LARCO HERRERA				
VIRÚ	CHAO	4	TODOS LOS DISTRITOS	
	GUADALUPITO			
	VIRÚ			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
ÁNCASH	ANTONIO RAYMONDI	CHACCHO	2	TRES DISTRITOS
		CHINGA		
		LLAMELLIN		
		ACZO	3	TRES DISTRITOS
		MIRGAS		
		SAN JUAN DE RONTROY		
	HUARI	ANRA	2	SEIS DISTRITOS
		HUACACHI		
		HUACCHIS		
		PAUCAS		
		RAPAYÁN	3	DIEZ DISTRITOS
		UCO		
		CAJAY		
	HUANTAR	CHAVÍN DE HUANTAR	3	DIEZ DISTRITOS
		HUACHIS		
		HUANTAR		
HUANTAR				

		HUARI		
		MASIN		
		PONTO		
		RAHUAPAMPA		
		SAN MARCOS		
		SAN PEDRO DE CHANA		
	<b>ASUNCIÓN</b>	ACOCHACA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CHACAS		
	<b>CARHUAZ</b>	ACOPAMPA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		AMASHCA		
		ANTA		
		ATAQUERO		
		CARHUAZ		
		MARCARÁ		
		PARIAHUANCA		
		SAN MIGUEL DE ACO		
		SHILLA		
		TINCO		
		YUNGAR		
	<b>CARLOS F. FITZCARRALD</b>	SAN LUIS	3	TODOS LOS DISTRITOS
		SAN NICOLÁS		
		YAUYA		
	<b>CORONGO</b>	ACO	3	TODOS LOS DISTRITOS
		BAMBAS		
		CORONGO		
		CUSCA		
		LA PAMPA		
		YÁNAC		
		YUPÁN		
	<b>MARISCAL LUZURIAGA</b>	CASCA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN		
		FIDEL OLIVAS ESCUDERO		
		LLAMA		
		LLUMPA		
		LUCMA		
		MUSGA		
		PISCOBAMBA		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
ÁNCASH	PALLASCA	BOLOGNESI	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CABANA		
		CONCHUCOS		
		HUACASCHUQUE		
		HUANDOVAL		
		LACABAMBA		
		LLAPO		
		PALLASCA		
		PAMPAS		
		SANTA ROSA		
	TAUCA			
	POMABAMBA	HUAYLLÁN	3	TODOS LOS DISTRITOS
		PAROBAMBA		
		POMABAMBA		
		QUINUABAMBA		
	SIHUAS	ACOBAMBA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ALFONSO UGARTE		
		CASHAPAMPA		
		CHINGALPO		
		HUAYLLABAMBA		
		QUICHES		
		RAGASH		
		SAN JUAN		
	SICSIBAMBA			

ÁNCASH	HUAYLAS	SIHUAS	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CARAZ		
		HUALLANCA		
		HUATA		
		HUAYLAS		
		MATO		
		PAMPAROMAS		
		PUEBLO LIBRE		
		SANTA CRUZ		
		SANTO TORIBIO		
	YURACMARCA			
	YUNGAY	CASCAPARA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		MANCOS		
		MATACOTO		
		QUILLO		
		RANRAHIRCA		
		SHUPLUY		
		YANAMA		
	YUNGAY			
	HUARAZ	COCHABAMBA	3	TODOS LOS DISTRITOS
		COLCABAMBA		
		HUANCHAY		
		HUARAZ		
		INDEPENDENCIA		
		JANGAS		
		LA LIBERTAD		
		OLLEROS		
PAMPAS				
PARIACOTO				
PIRA				
TARICA				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
ÁNCASH	BOLOGNESI	ABELARDO PARDO	3	TODOS LOS DISTRITOS
		LEZAMETA		
		ANTONIO RAYMONDI		
		AQUIA		
		CAJACAY		
		CANIS		
		CHIQUIAN		
		COLQUIOC		
		HUALLANCA		
		HUASTA		
		HUAYLLACAYAN		
		LA PRIMAVERA		
		MANGAS		
		PACLLON		
		SAN MIGUEL DE CORPANQUI		
	TICLLOS			
	RECUAY	CATAC	3	TODOS LOS DISTRITOS
		COTAPARACO		
		HUAYLLAPAMPA		
		LLACLIN		
		MARCA		
		PAMPAS CHICO		
		PARARIN		
	RECUAY			
	TAPACCOCHA			
	TICAPAMPA			
	AIJA	AIJA	3	DOS DISTRITOS
		CORIS		
		LA MERCED	4	TRES DISTRITOS
		HUACLLÁN		
	SUCCHA			
	OCROS	ACAS	3	CINCO DISTRITOS

ÁNCASH		CAJAMARQUILLA	4	CINCO DISTRITOS
		CARHUAPAMPA		
		CONGAS		
		LLIPA		
		OCROS		
		S. CRISTÓBAL DE RAJÁN		
		SANTIAGO DE CHILCAS		
		COCHAS		
		SAN PEDRO		
	HUARMEY	COCHAPETI	3	TRES DISTRITOS
		HUAYAN		
		MALVAS		
		CULEBRAS		
	SANTA	HUARMEY	4	DOS DISTRITOS
		CÁCERES DEL PERÚ	3	TRES DISTRITOS
		MACATE		
		MORO		
		CHIMBOTE	4	SEIS DISTRITOS
		COISHCO		
		NEPEÑA		
NUEVO CHIMBOTE				
SAMANCO				
SANTA				
CASMA	BUENA VISTA ALTA	4	TODOS LOS DISTRITOS	
	CASMA			
	COMANDANTE NOEL			
	YAUTÁN			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LIMA	CAJATAMBO	CAJATAMBO	3	CUATRO DISTRITOS
		COPA		
		GORGOR		
		HUACAPÓN		
		MANÁS		
	OYÓN	ANDAJES	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CAUJUL		
		COCHAMARCA		
		NAVÁN		
		OYÓN		
	PACHANGARA			
	YAUYOS	ALIS	3	VEINTINUEVE DISTRITOS
		AYAUCA		
		AYAVIRÍ		
		AZÁNGARO		
		CACRA		
		CARANIA		
		CATAHUASI		
		CHOCOS		
		COCHAS		
		COLONIA		
		HONGOS		
		HUAMPARA		
		HUANCAYA		
		HUANGÁSCAR		
		HUANTÁN		
		HUAÑEC		
		LARAOS		
LINCHA				
MADEAN				
MIRAFLORES				
QUINCHES				
SAN JOAQUÍN				

	SAN LORENZO DE PUTINZA	4	TRES DISTRITOS
	SAN PEDRO DE PILAS TANTA		
	TOMAS		
	TUPE		
	VIÑAC		
	VITIS		
	YAUYOS		
	OMAS		
	QUINOCAY		
	TAURIPAMPA		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO			
LIMA	HUAROCHIRÍ	CALLAHUANCA	3	VEINTICINCO DISTRITOS			
		CARAMPOMA					
		CHICLA					
		HUACHUPAMPA					
		HUANZA					
		HUAROCHIRÍ					
		LAHUAYTAMBO					
		LANGA					
		LARAOS					
		MATUCANA					
		SAN ANDRÉS DE TUPICOCHA					
		SAN BARTOLOMÉ					
		SAN DAMIÁN					
		S. JERÓNIMO DE SURCO					
		SAN JUAN DE IRIS					
		SAN JUAN DE TANTARANCHE					
		SAN LORENZO DE QUINTI					
		SAN MATEO					
		SAN MATEO DE OTAO					
		SAN PEDRO DE CASTA					
		SAN PEDRO DE HUANCAYRE					
		SANGALLAYA					
		SANTA CRUZ DE COCACHACRA					
		SANTIAGO DE ANCHUCAYA					
		SANTIAGO DE TUNA					
		ANTIOQUÍA			4	SIETE DISTRITOS	
		CUENCA					
		MARIATANA					
		RICARDO PALMA					
		SAN ANTONIO DE CHACLLA					
		SANTA EULALIA					
		SANTO DOMINGO DE OLLEROS					
		CANTA			CANTA	3	CUATRO DISTRITOS
					HUAROS		
					LACHAQUI		
	SAN BUENAVENTURA						
	ARAHUAY						
	HUARAL	HUAMANTANGA	4	TRES DISTRITOS			
		SANTA ROSA DE QUIVES					
		ATAVILLOS ALTO	3	NUEVE DISTRITOS			
		ATAVILLOS BAJO					

		IHUARÍ		
		LAMPÍAN		
		PACARAOS		
		SAN MIGUEL DE ACOS		
		SANTA CRUZ DE ANDAMARCA		
		SUMBILCA		
		VEINTISIETE DE NOVIEMBRE		
		AUCALLAMA	4	TRES DISTRITOS
		CHANCAY		
		HUARAL		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LIMA	HUAURA	CHECRAS	3	CUATRO DISTRITOS
		LEONCIO PRADO		
		PACCHO		
		SANTA LEONOR		
		ÁMBAR	4	OCHO DISTRITOS
		CALETA DE CARQUÍN		
		HUACHO		
		HUALMAY		
		HUAURA		
		SANTA MARÍA		
	SAYÁN			
	VEGUETA			
	CAÑETE	ZÚÑIGA	3	UN DISTRITO
		ASIA	4	QUINCE DISTRITOS
		CALANGO		
		CERRO AZUL		
		CHILCA		
		COAYLLO		
		IMPERIAL		
		LUNAHUANÁ		
		MALA		
		NUEVO IMPERIAL		
		PACARÁN		
		QUILMANÁ		
		SAN ANTONIO		
		SAN LUIS		
		SAN VICENTE DE CAÑETE		
SANTA CRUZ DE FLORES				
BARRANCA		BARRANCA		
	PARAMONGA			
	PATIVILCA			
	SUPE			
	SUPE PUERTO			

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
LIMA	LIMA	ANCÓN	4	TODOS LOS DISTRITOS
		ATE		
		BARRANCO		
		BREÑA		
		CARABAYLLO		
		CHACLACAYO		
		CHORRILLOS		
		CIENEGUILLA		
		COMAS		
		EL AGUSTINO		
		INDEPENDENCIA		
		JESÚS MARÍA		
		LA MOLINA		
		LA VICTORIA		

LIMA	LIMA	LIMA	4	TODOS LOS DISTRITOS
		LINCE		
		LOS OLIVOS		
		LURIGANCHO-CHOSICA		
		LURIN		
		MAGDALENA DEL MAR		
		MIRAFLORES		
		PACHACÁMAC		
		PUCUSANA		
		PUEBLO LIBRE		
		PUENTE PIEDRA		
		PUNTA HERMOSA		
		PUNTA NEGRA		
		RÍMAC		
		SAN BARTOLO		
		SAN BORJA		
		SAN ISIDRO		
		SAN JUAN DE LURIGANCHO		
		SAN JUAN DE MIRAFLORES		
		SAN LUIS		
		SAN MARTÍN DE PORRES		
		SAN MIGUEL		
		SANTA ANITA		
		SANTA MARÍA DEL MAR		
		SANTA ROSA		
		SANTIAGO DE SURCO		
		SURQUILLO		
VILLA EL SALVADOR				
VILLA MARÍA DEL TRIUNFO				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
CALLAO	CALLAO	BELLAVISTA	4	TODOS LOS DISTRITOS
		CALLAO		
		CARMEN DE LA LEGUA-REYNOSO		
		LA PERLA		
		LA PUNTA		
		VENTANILLA		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
ICA	CHINCHA	SAN PEDRO DE HUACARPANA	3	UN DISTRITO
		ALTO LARÁN	4	DIEZ DISTRITOS
		CHAVÍN		
		CHINCHA ALTA		
		CHINCHA BAJA		
		EL CARMEN		
		GROCIO PRADO		
		PUEBLO NUEVO		
		SAN JUAN DE YANAC		
		SUNAMPE		
	TAMBO DE MORA			
	PALPA	LLIPATA	4	TODOS LOS DISTRITOS
		PALPA		
		RÍO GRANDE		
		SANTA CRUZ		
		TIBILLO		

ICA	ICA	ICA	4	TODOS LOS DISTRITOS
		LA TINGUIÑA		
		LOS AQUIJES		
		OCUCAJE		
		PACHACÚTEC		
		PARCONA		
		PUEBLO NUEVO		
		SALAS		
		SAN JOSÉ DE LOS MOLINOS		
		SAN JUAN BAUTISTA		
		SANTIAGO		
		SUBTANJALLA		
		TATE		
		YAUCA DEL ROSARIO		
		NAZCA		
EL INGENIO				
MARCONA				
NAZCA				
PISCO	PISCO	HUANCANO	4	TODOS LOS DISTRITOS
		HUMAY		
		INDEPENDENCIA		
		PARACAS		
		PISCO		
		SAN ANDRÉS		
		SAN CLEMENTE		
		TÚPAC AMARU INCA		

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO				
AREQUIPA	LA UNIÓN	ALCA	3	TODOS LOS DISTRITOS				
		CHARCANA						
		COTAHUASI						
		HUAYNACOTAS						
		PAMPAMARCA						
		PUYCA						
		QUECHUALLA						
		SAYLA						
		TAURIA						
		TOMEPA						
		TORO						
		CAYLLOMA			CAYLLOMA	ACHOMA	3	DIECINUEVE DISTRITOS
						CABANA CONDE		
	CALLALI							
	CAYLLOMA							
	CHIVAY							
	COPORAQUE							
	HUAMBO							
	HUANCA							
	ICHUPAMPA							
	LARI							
	LLUTA							
	MACA							
	MADRIGAL							
	SAN ANTONIO DE CHUCA							
			SIBAYO	4	UN DISTRITO			
			TAPAY					
TISCO								
TUTI								
YANQUE								
MAJES								
MAJES								

CASTILLA		ANDAGUA	3	ONCE DISTRITOS				
		AYO						
		CHACHAS						
		CHILCAYMARCA						
		CHOCO						
		MACHAGUAY						
		ORCOPAMPA						
		PAMPACOLCA						
		TIPÁN						
		UÑÓN						
		VIRACO						
						APLAO	4	TRES DISTRITOS
						HUANCARQUI		
URACA								

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO					
AREQUIPA	AREQUIPA	ALTO SELVA ALEGRE	3	VEINTIUN DISTRITOS					
		AREQUIPA							
		CAYMA							
		CERRO COLORADO							
		CHARACATO							
		CHIGUATA							
		JACOBO HUNTER							
		JOSÉ LUIS BUSTAMANTE Y RIVERO							
		MARIANO MELGAR							
		MIRAFLORES							
		MOLLEBAYA							
		PAUCARPATA							
		POCSI							
		QUEQUEÑA							
		SABANDIA							
		SACHACA							
		SAN JUAN DE TARUCANI							
		SOCABAYA							
		TIABAYA							
		YANAHUARA							
			YURA	4	OCHO DISTRITOS				
			LA JOYA						
			POLOBAYA						
			SAN JUAN DE SIGUAS						
			SANTA ISABEL DE SIGUAS						
			SANTA RITA DE SIGUAS						
			UCHUMAYO						
			VÍTOR						
			YARABAMBA						
			CONDESUYOS			CONDESUYOS	CAYARANI	3	TRES DISTRITOS
							CHICHAS		
							SALAMANCA		
							ANDARAY		
CHUQUIBAMBA									
		IRAY	4	CINCO DISTRITOS					
		RÍO GRANDE							
		YANAQUIHUA							
		ISLAY			ISLAY	COCACHACRA	4	TODOS LOS DISTRITOS	
						DEAN VALDIVIA			
ISLAY									
MEJÍA									
MOLLENDO									
		PUNTA DE BOMBÓN	4	TODOS LOS DISTRITOS					
		PUNTA DE BOMBÓN							

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
AREQUIPA	CAMANÁ	CAMANÁ	4	TODOS LOS DISTRITOS
		JOSÉ MARÍA QUÍMPER		
		MARIANO NICOLÁS VALCÁRCEL		
		MARISCAL CÁCERES		
		NICOLÁS DE PIÉROLA		
		OCOÑA		
		QUILCA		
		SAMUEL PASTOR		
		CARAVELÍ		
	ÁTICO			
	ATIQUIPA			
	BELLA UNIÓN			
	CAHUACHO			
	CARAVELÍ			
	CHALA			
	CHAPARRA			
	HUANUHUANU			
	JACUI			
LOMAS				
QUICACHA				
YAUCA				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
MOQUEGUA	GENERAL SÁNCHEZ CERRO	CHOJATA	3	DIEZ DISTRITOS
		COALAQUE		
		ICHUÑA		
		LLOQUE		
		MATALAQUE		
		OMATE		
		PUQUINA		
		QUINISTAQUILLAS		
		UBINAS		
		YUNGA		
	LA CAPILLA	4	UN DISTRITO	
	MARISCAL NIETO	CARUMAS	3	CINCO DISTRITOS
		CUCHUMBAYA		
		SAMEGUA		
		SAN CRISTÓBAL DE CALACOA		
		TORATA		
	MOQUEGUA	4	UN DISTRITO	
	ILO	EL AGARROBAL	4	TODOS LOS DISTRITOS
PACOSCHA				
ILO				

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
TACNA	TARATA	CHUCATAMANI	3	TODOS LOS DISTRITOS
		ESTIQUE		
		ESTIQUE-PAMPA		
		SITAJARA		
		SUSAPAYA		
		TARATA		
		TARUCACHI		
		TICACO		
	CANDARAVE	CAIRANI	3	TODOS LOS DISTRITOS
		CAMILACA		
		CANDARAVE		
		CURIBAYA		
		HUANUARA		
		QUILAHUANI		

JORGE BASADRE	ILABAYA	4	TODOS LOS DISTRITOS
	ITE		
	LOCUMBA		
TACNA	PALCA	3	UN DISTRITO
	ALTO DE LA ALIANZA	4	OCHO DISTRITOS
	CALANA		
	CIUDAD NUEVA		
	INCLÁN		
	PACHIA		
	POCOLLAY		
	SAMA		
TACNA			

**ANEXO N° 02**

**PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS**

Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S,  $T_p$ ,  $T_L$ ), del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P).

**ETAPA 1: PELIGRO SÍSMICO (Capítulo 2)**

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

**Paso 1 Factor de Zona Z (Numeral 2.1)**

Determinar la zona sísmica donde se encuentra el proyecto en base al mapa de zonificación sísmica (Figura N° 1) o a la Tabla de provincias y distritos del Anexo N° 1. Determinar el factor de zona (Z) de acuerdo a la Tabla N° 1.

**Paso 2 Perfil de Suelo (Numeral 2.3)**

De acuerdo a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se determina el tipo de perfil de suelo según el numeral 2.3.1 donde se definen 5 perfiles de suelo. La clasificación se debe hacer en base a los parámetros indicados en la Tabla N° 2 considerando promedios para los estratos de los primeros 30 m bajo el nivel de cimentación.

Cuando no se conozcan las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, el profesional responsable del EMS determinará el tipo de perfil de suelo sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

**Paso 3 Parámetros de Sitio S,  $T_p$  y  $T_L$  (Numeral 2.4)**

El factor de amplificación del suelo se obtiene de la Tabla N° 3 y depende de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo. Los periodos  $T_p$  y  $T_L$  se obtienen de la Tabla N° 4 y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

**Paso 4 Construir la función Factor de Amplificación Sísmica C versus Periodo T (Numeral 2.5)**

Depende de los parámetros de sitio  $T_p$  y  $T_L$ . Se definen tres tramos, periodos cortos, intermedios y largos, y se aplica para cada tramo las expresiones de este numeral.

**ETAPA 2: CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO (Capítulo 3)**

Los pasos de esta etapa dependen de las características de la edificación, como son su categoría, sistema estructural y configuración regular o irregular.

**Paso 5 Categoría de la Edificación y el Factor de Uso U (Numeral 3.1)**

La categoría de la edificación y el factor de uso (U) se obtienen de la Tabla N° 5.

**Paso 6 Sistema Estructural (Numeral 3.2 y 3.3)**

Se determina el sistema estructural de acuerdo a las definiciones que aparecen en el numeral 3.2.

En la Tabla N° 6 (numeral 3.3) se definen los sistemas estructurales permitidos de acuerdo a la categoría de la edificación y a la zona sísmica en la que se encuentra.

#### **Paso 7 Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, $R_0$ (Numeral 3.4)**

De la Tabla N° 7 se obtiene el valor del coeficiente  $R_0$ , que depende únicamente del sistema estructural.

#### **Paso 8 Factores de Irregularidad $I_a, I_p$ (Numeral 3.6)**

El factor  $I_a$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades existentes en altura. El factor  $I_p$  se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades existentes en planta.

En la mayoría de los casos se puede determinar si una estructura es regular o irregular a partir de su configuración estructural, pero en los casos de Irregularidad de Rigidez e Irregularidad Torsional se debe comprobar con los resultados del análisis sísmico según se indica en la descripción de dichas irregularidades.

#### **Paso 9 Restricciones a la Irregularidad (Numeral 3.7)**

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. Modificar la estructuración en caso que no se cumplan las restricciones de esta Tabla.

#### **Paso 10 Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica $R$ (Numeral 3.8)**

Se determina  $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$ .

### **ETAPA 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL (Capítulo 4)**

En esta etapa se desarrolla el análisis estructural. Se sugieren criterios para la elaboración del modelo matemático de la estructura, se indica cómo se debe calcular el peso de la edificación y se definen los procedimientos de análisis.

#### **Paso 11 Modelos de Análisis (Numeral 4.2)**

Desarrollar el modelo matemático de la estructura. Para estructuras de concreto armado y albañilería considerar las propiedades de las secciones brutas ignorando la fisuración y el refuerzo.

#### **Paso 12 Estimación del Peso $P$ (Numeral 4.3)**

Se determina el peso ( $P$ ) para el cálculo de la fuerza sísmica adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva que depende del uso y la categoría de la edificación, definido de acuerdo a lo indicado en este numeral.

#### **Paso 13 Procedimientos de Análisis Sísmico (Numerales 4.4 a 4.7)**

Se definen los procedimientos de análisis considerados en esta Norma, que son análisis estático (numeral 4.5) y análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

#### **Paso 13 A Análisis Estático (Numeral 4.5)**

Este procedimiento solo es aplicable a las estructuras que cumplen lo indicado en el numeral 4.5.1.

El análisis estático tiene los siguientes pasos:

- Calcular la fuerza cortante en la base  $V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$  para cada dirección de análisis (numeral 4.5.2).
- Para determinar el valor de  $C$  (Paso 4 o numeral 2.5) se debe estimar el periodo fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ) en cada dirección (numeral 4.5.4).
- Determinar la distribución en la altura de la fuerza sísmica de cada dirección (numeral 4.5.3).
- Aplicar las fuerzas obtenidas en el centro de masas

de cada piso. Además se deberá considerar el momento torsor accidental (numeral 4.5.5).

- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.5.6) para los elementos en los que sea necesario.

#### **Paso 13 B Análisis Dinámico (Numeral 4.6)**

Si se elige o es un requerimiento desarrollar un análisis dinámico modal espectral se debe:

- Determinar los modos de vibración y sus correspondientes periodos naturales y masas participantes mediante análisis dinámico del modelo matemático (numeral 4.6.1).

- Calcular el espectro inelástico de pseudo aceleraciones  $S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$  para cada dirección de análisis (numeral 4.6.2).

- Considerar excentricidad accidental (numeral 4.6.5).

- Determinar todos los resultados de fuerzas y desplazamientos para cada modo de vibración.

- Determinar la respuesta máxima esperada correspondiente al efecto conjunto de los modos considerados (numeral 4.6.3).

- Se deben escalar todos los resultados obtenidos para fuerzas (numeral 4.6.4) considerando un cortante mínimo en el primer entrepiso que será un porcentaje del cortante calculado para el método estático (numeral 4.5.3). No se escalan los resultados para desplazamientos.

- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.6.2) usando un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro más crítico para las direcciones horizontales, para los elementos que sea necesario.

### **ETAPA 4: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA**

De acuerdo a los resultados del análisis se determinará si la estructura planteada es válida, para lo cual debe cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez indicados en este capítulo.

#### **Paso 14 Revisión de las Hipótesis del Análisis**

Con los resultados de los análisis se revisarán los factores de irregularidad aplicados en el paso 8. En base a éstos se verificará si los valores de  $R$  se mantienen o deben ser modificados. En caso de haberse empleado el procedimiento de análisis estático deberá verificarse lo señalado en el numeral 4.5.1.

#### **Paso 15 Restricciones a la Irregularidad (Numeral 3.7)**

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. De existir irregularidades o irregularidades extremas en edificaciones en las que no están permitidas según esa Tabla, se debe modificar la estructuración y repetir el análisis hasta lograr un resultado satisfactorio.

#### **Paso 16 Determinación de Desplazamientos Laterales (Numeral 5.1)**

Se calculan los desplazamientos laterales de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

#### **Paso 17 Distorsión Admisible (Numeral 5.2)**

Verificar que la distorsión máxima de entrepiso que se obtiene en la estructura con los desplazamientos calculados en el paso anterior sea menor que lo indicado en la Tabla N° 11. De no cumplir se debe revisar la estructuración y repetir el análisis hasta cumplir con el requerimiento.

#### **Paso 18 Separación entre Edificios (Numeral 5.3)**

Determinar la separación mínima a otras edificaciones o al límite de propiedad de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

## **ANEXO 02: NORMA SÍSMICA CHILENA**

---

**NORMA CHILENA OFICIAL**

***NCh* 433.Of1996  
Modificada en 2012**

---

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION • INN-CHILE

---

## **Diseño sísmico de edificios**

***Earthquake resistant design of buildings***

Primera edición : 1996  
Reimpresión : 2005  
Segunda edición : 2009  
Tercera edición : 2012

---

CIN 91.080

COPYRIGHT © 2012: INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION - INN

Dirección : Matías Cousiño N° 64, 6° Piso, Santiago, Chile

Web : [www.inn.cl](http://www.inn.cl)

Miembro de : ISO (International Organization for Standardization) • COPANT (Comisión Panamericana de Normas Técnicas)

\* Prohibida reproducción y venta \*

**Indice**

	<b>Página</b>
<b>Preámbulo</b>	V
<b>1 Alcance</b>	1
<b>2 Referencias</b>	1
<b>3 Terminología y simbología</b>	2
3.1 Terminología	2
3.2 Simbología	3
<b>4 Disposiciones de aplicación general</b>	6
4.1 Zonificación sísmica	6
4.2 Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico	6
4.3 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla	10
4.4 Instrumentos sísmicos	10
<b>5 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis</b>	21
5.1 Principios e hipótesis básicos	21
5.2 Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones	21
5.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño	21
5.4 Sistemas estructurales	22
5.5 Modelos estructurales	22
5.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis	23
5.7 Factor de modificación de la respuesta	24
5.8 Acciones sísmicas sobre la estructura	24

## Indice

		<b>Página</b>
5.9	Deformaciones sísmicas	24
5.10	Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios	25
5.11	Planos y memoria de cálculo	25
<b>6</b>	<b>Métodos de análisis</b>	<b>28</b>
6.1	Generalidades	28
6.2	Análisis estático	28
6.3	Análisis modal espectral	31
<b>7</b>	<b>Diseño y construcción de fundaciones</b>	<b>37</b>
7.1	Especificaciones generales para el diseño	37
7.2	Fundaciones superficiales	37
7.3	Pilotes	37
7.4	Estructuras contiguas	38
<b>8</b>	<b>Elementos secundarios</b>	<b>39</b>
8.1	Generalidades	39
8.2	Criterios sobre el nivel de desempeño	39
8.3	Fuerzas para el diseño de elementos secundarios y sus anclajes	39
8.4	Tabiques divisorios	40
8.5	Aspectos complementarios	41
<b>Anexos</b>		
	<b>Anexo A (informativo) Daño sísmico y recuperación estructural</b>	<b>43</b>
<b>A.1</b>	<b>Generalidades</b>	<b>43</b>
<b>A.2</b>	<b>Evaluación del daño sísmico y decisiones sobre la recuperación estructural</b>	<b>43</b>

## Indice

	<b>Página</b>
A.3 Requisitos que debe cumplir el proyecto de recuperación estructural	44
A.4 Disposiciones generales sobre métodos de reparación	44
A.5 Requisitos que debe cumplir el proceso constructivo de la recuperación estructural	45
A.6 Necesidad de recuperación de edificios sin daños	45
Anexo B (normativo) Disposiciones transitorias	46
Anexo C (normativo) Empujes de muros subterráneos	48
Anexo D (informativo) Comentario	49
<b>Figuras</b>	
Figura 4.1 a) Zonificación sísmica de las Regiones XV, I, II, III y V	11
Figura 4.1 b) Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana	12
Figura 4.1 c) Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII	13
<b>Tablas</b>	
Tabla 4.1 Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena	14
Tabla 4.2 Clasificación sísmica del terreno de fundación	18
Tabla 4.3 Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras	19
Tabla 5.1 Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta	27
Tabla 6.1 Valor del coeficiente $I$	35
Tabla 6.2 Valor de la aceleración efectiva $A_o$	35
Tabla 6.3 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo	35
Tabla 6.4 Valores máximos del coeficiente sísmico C	35

## Indice

	<b>Página</b>
Tabla 6.5 Valores del parámetro $C_d^*$	36
Tabla 8.1 Valores del coeficiente $C_p$ y del factor de desempeño $K_d$ para el diseño y anclaje de elementos secundarios	42
Tabla 8.2 Valores del factor $\lambda$	42

## **Diseño sísmico de edificios**

### **Preámbulo**

El Instituto Nacional de Normalización, INN, es el organismo que tiene a su cargo el estudio y preparación de las normas técnicas a nivel nacional. Es miembro de la INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO) y de la COMISION PANAMERICANA DE NORMAS TECNICAS (COPANT), representando a Chile ante esos organismos.

La norma NCh433 ha sido preparada por la División de Normas del Instituto Nacional de Normalización. Esta norma corresponde a una revisión del documento oficializado en 1993, cuya gestación se detalla a continuación.

El Comité Coordinador de Normas Sismorresistentes, constituido por el Instituto Nacional de Normalización en Julio de 1986, tuvo la responsabilidad de generar el documento que se envió a consulta pública en Julio de 1989. Para esta labor, dicho Comité contó con la colaboración de 30 profesionales y profesores universitarios. En este estudio y en el trabajo de Comité que aprobó la redacción de las disposiciones de la versión 1993 de esta norma, participaron los organismos y las personas naturales siguientes:

Arze, Reciné y Asociados

CODELCO Chile  
Colegio de Arquitectos

Consultores Particulares

Dames and Moore Chile Ltda.  
GEOPROSPEC Ltda.  
Geotécnica Consultores

IEC Ingenieros Ltda.  
INGENDESA  
Instituto Nacional de Normalización, INN

Elías Arze L.  
Eduardo Montegu G.  
Alvaro Díaz I.  
Oscar Bórquez D.  
Sergio Rojo A.  
Issa Kort K.  
Mario Pérez de Arce L.  
Patricio Ruiz T.  
Miguel Sandor E.  
Jaime Illanes P.  
Andrés Pérez M.  
Roberto Lástrico O.  
Pablo Talloni V.  
Tomás Guendelman B.  
Jorge Laval Z.  
Arturo Arias S.  
Pedro Hidalgo O.

## NCh433

Lagos, Contreras y Asociados  
METRO S.A.  
Ministerio de Vivienda y Urbanismo,  
SERVIU Metropolitano  
Pontificia Universidad Católica de Chile,  
Depto. de Ingeniería Estructural y Geotécnica

Pontificia Universidad Católica de Chile, DICTUC  
RFA Ingenieros  
Rivera, Lederer, Baeza, Ingenieros  
SAS Ingeniería Estructural  
Universidad Católica de Valparaíso  
Universidad de Chile, Depto. de Geofísica

Universidad de Chile, Depto. de Ingeniería Civil

Universidad de Chile, Facultad de Arquitectura

Universidad de Chile, IDIEM

Universidad de Santiago de Chile  
Universidad Técnica Federico Santa María

René Lagos C.  
Santiago Saavedra T.

Ernesto Herbash A.

Ernesto Cruz Z.  
Rafael Riddell C.  
Jorge Troncoso T.  
Jorge Vásquez P.  
Michel Van Sint Jan F.  
Carl Lüders Sch.  
Rodrigo Flores A.  
Marcial Baeza S.  
Santiago Arias S.  
Baldur Heim G.  
Alfredo Eisenberg G.  
Edgar Kausel V.  
Maximiliano Astroza I.  
Juan Cassis M.  
Joaquín Monge E.  
María Ofelia Moroni Y.  
Rodolfo Saragoni H.  
Leopoldo Dominichetti C.  
Raúl Marchetti S.  
Pablo Carrillo V.  
Pedro Ortigosa de P.  
Paulina González S.  
Carlos Aguirre A.  
Patricio Bonelli C.

Durante el año 1994, la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, organizó un total de cuatro talleres, en los cuales se recogió la experiencia de la comunidad profesional respecto a la aplicación de la norma NCh433.Of93. Las conclusiones de estos talleres fueron transmitidas al INN, el cual las analizó y transformó en un conjunto de proposiciones para ser estudiadas en el proceso de revisión de la norma. Dado que ellas no representaban un cambio fundamental del documento, se omitió el proceso de consulta pública y se citó directamente al Comité que aprobó la norma NCh433.Of93, invitación que también incluyó a las personas que participaron en los talleres de ACHISINA. En el trabajo de Comité que aprobó la redacción de las disposiciones de esta norma, participaron los organismos y las personas naturales siguientes:

ACMA S.A.  
Arze, Reciné y Asociados  
Colegio de Arquitectos  
Consultores Particulares

Gobierno Regional de Valparaíso  
IEC Ingenieros Ltda.  
Instituto Nacional de Normalización, INN

Rivera, Lederer, Baeza, Ingenieros Civiles  
Universidad Católica de Valparaíso  
Universidad de Chile, Depto. de Ingeniería Civil

David Escárate N.  
Elías Arze L.  
Oscar Bórquez D.  
Denise Jequier L.  
Sergio Rojo A.  
Miguel Sandor E.  
Francisco Osorio M.  
Tomás Guendelman B.  
Arturo Arias S.  
Pedro Hidalgo O.  
Marcial Baeza S.  
Baldur Heim G.  
Maximiliano Astroza I.

Universidad de Chile, IDIEM  
Universidad de Concepción

Universidad de Santiago de Chile  
Universidad Técnica Federico Santa María

María Ofelia Moroni Y.  
Rodolfo Saragoni H.  
Fernando Yáñez U.  
Gian M. Giuliano M.  
Mario Valenzuela O.  
Paulina González S.  
Patricio Bonelli C.

Esta norma se estudió para establecer las disposiciones exigibles al diseño sísmico de los edificios.

Esta norma anula y reemplaza a NCh433.Of93 *Diseño sísmico de edificios*, declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N°90, de fecha 24 de agosto de 1993, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 16 de septiembre de 1993.

Esta norma ha sido aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización, en sesión efectuada el 26 de junio de 1996.

Esta norma ha sido declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N°172, de fecha 05 de diciembre de 1996, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 23 de diciembre de 1996.

## MODIFICACION 2009

Durante el año 2001 un grupo de miembros de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, se abocó a la tarea de clarificar y a su vez modificar los alcances de la actual norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh433.Of1996.

Este grupo terminó sus actividades en forma exitosa a mediados del año 2001. Durante los años 2002 - 2004 la proposición de modificación a la norma se envió a más de 600 profesionales y se dispuso para consulta en la página Web de ACHISINA.

Cabe hacer notar que la ingeniería sísmica ha experimentado muchos avances en esta última década, lo que hace necesario poner al día esta norma. Como este trabajo puede tomar algunos años, esta modificación incluye sólo las cláusulas 1.1; 1.5; 3.2; Tabla 4.1; Figuras 4.1 a), b) y c); Tabla 4.2; 4.3; 5.1.1; Tabla 5.1; 5.2.1; 5.3.4; Tabla 6.1; 7.5; Tabla 8.1; B.1; B.2.

Esta modificación a la norma NCh433.Of1996 ha sido preparada por la División de Normas del Instituto Nacional de Normalización, y en su estudio el Comité estuvo constituido por las organizaciones y personas naturales siguientes:

Alfonso Larraín Vial y Asociación Ltda.  
Gobierno Regional de Valparaíso  
IEC Ingeniería S.A.  
Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile - ICH  
Instituto Nacional de Normalización, INN  
Marcial Baeza S. y Asociados Ltda.  
Ministerio de Vivienda y Urbanismo - Dirección Técnica

Particular  
Particular  
Petrus Ingenieros Ltda.

Alfonso Larraín V.  
Francisco Osorio M.  
Jorge Lindenberg B.  
Augusto Holmberg F.  
Patricio Bonelli C.  
Marcial Baeza S.  
Marcelo Soto Z.  
Daniel Súnico H.  
Denise Jequier L.  
Miguel Sandor E.  
Pedro Ortigosa De Pablo

NCh433

Pontificia Universidad Católica de Chile

R. Pettinelli y Asoc.  
RCP Ingeniería Ltda.  
Ruiz, Saavedra y Cía. Ltda.  
Universidad de Chile

Universidad de Chile, IDIEM

Christian Ledezma A.  
Rafael Riddell C.  
René Petinelli L.  
Rodrigo Concha P.  
Manuel Saavedra S.  
Rubén Boroschek K.  
Ricardo Herrera M.  
Rodolfo Saragoni H.  
Fernando Yáñez U.

En forma adicional a las organizaciones que participaron en Comité, el Instituto recibió respuesta durante el período de consulta pública de esta norma, de las entidades siguientes:

ARA Worley Parsons  
EM Ingenieros Consultores Ltda.  
Santolaya Ingenieros Consultores

## MODIFICACION 2012

Con posterioridad al sismo ocurrido el 27 febrero de 2010 y como consecuencia de los daños estructurales experimentados por algunos edificios, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo, MINVU, designó un comité de trabajo para introducir modificaciones a las disposiciones de la norma NCh433.Of1996 Modificada 2009. El trabajo de este comité dio origen al Decreto Supremo 117/2010 del MINVU, publicado en el Diario Oficial de la República de Chile el 14 febrero 2011. En marzo 2011, el MINVU solicitó al Instituto de la Construcción la constitución de un comité representativo que estudiara y aprobara modificaciones al DS117. El resultado de este estudio dio origen al Decreto Supremo 61/2011 del MINVU, publicado en el Diario Oficial el 13 diciembre 2011. La presente modificación 2011 tiene por objetivo reunir en un solo documento las disposiciones de la norma NCh433.Of1996 Modificada 2009 y del Decreto Supremo 61.

Sin embargo, debe tenerse presente que la norma NCh 433 requerirá de una revisión más profunda en cuanto se disponga de los espectros actualizados que incorporen la información de los registros obtenidos el sismo del 27 de febrero de 2010, y de los resultados de las investigaciones para estudiar el comportamiento de los edificios dañados y los no dañados durante este evento sísmico.

Esta modificación a la norma NCh 433.Of1996 Modificada 2009 ha sido preparada por encargo del Comité del Decreto 61/2011 que estuvo constituido por las organizaciones y personas naturales siguientes:

Alfonso Larraín Vial y Asociados Ltda.  
ARA WorleyParsons S.A.  
Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica –  
ACHISINA  
Cámara Chilena de la Construcción  
Cámara Chilena de la Construcción  
Colegio de Arquitectos de Chile  
Colegio de Ingenieros de Chile  
Geofun  
Gonzalo Santolaya Ingenieros Consultores S.A.  
Gonzalo Santolaya Ingenieros Consultores S.A.

Alfonso Larraín  
Pedro Hidalgo  
Marcial Baeza  
  
Manuel Brunet  
Bernardo Valdés  
Juan Luis Ramírez  
Sergio Contreras  
Horacio Musante  
Gonzalo Santolaya  
Carlos Sepúlveda

Héctor Ventura y Asociados  
 I.E.C. Ingeniería S.A.  
 I.E.C. Ingeniería S.A.  
 Instituto de la Construcción  
 Instituto del Cemento y del Hormigón – ICH  
 Mauricio Poblete y Cía. Ltda.  
 Ministerio de Obras Públicas  
 Ministerio de Obras Públicas  
 Ministerio de Vivienda y Urbanismo  
 Ministerio de Vivienda y Urbanismo  
 Patricio Bonelli y Asociados Ltda.  
 Pontificia Universidad Católica de Chile  
 Pontificia Universidad Católica de Chile  
 Pontificia Universidad Católica de Chile  
 Pontificia Universidad Católica de Chile  
 Pontificia Universidad Católica de Chile  
 R. Gatica U. J. Jimenez O. Ingenieros y Cía. Ltda.  
 RCP Ingeniería Ltda.  
 René Lagos y Asociados Ingenieros Civiles Ltda.  
 René Lagos y Asociados Ingenieros Civiles Ltda.  
 Ruz & Vukasovic Ingenieros Asociados Ltda.  
 S y S Ingenieros Consultores  
 Sandor Ingenieros  
 SERVIU Metropolitano  
 Sociedad Chilena de Geotécnica – SOCHIGE  
 Universidad de Chile  
 Universidad de Chile  
 Universidad de Chile  
 Universidad de Concepción  
 Universidad de La Serena  
 Universidad Técnica Federico Santa María  
 VMB Ingeniería

Héctor Ventura  
 Tomás Guendelman  
 Jorge Lindenberg  
 Carmen Abarca  
 Augusto Holmberg  
 Mauricio Poblete  
 Carlos Méndez  
 Claudio Rivera  
 Cristina Barría  
 Marcelo Soto  
 Patricio Bonelli  
 Matías Hube  
 Christian Ledezma  
 Diego López-García  
 Carl Lüders  
 Rafael Riddell  
 José Jiménez  
 Rodrigo Concha  
 Marianne Küpfer  
 René Lagos  
 Manuel Ruz  
 Rodolfo Saragoni  
 Miguel Sandor  
 Rafael González  
 Ramón Verdugo  
 Rubén Boroschek  
 Leopoldo Dominichetti  
 Mauricio Sarrazin  
 Mario Valenzuela  
 Mario Durán  
 Carlos Aguirre  
 Leopoldo Breschi

Esta norma fue sometida a consulta pública y ha sido aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización, en sesión efectuada ....

Esta norma ha sido declarada Oficial de la República de Chile por Decreto N°xxx, de fecha xx de xx de xxxx, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del xx de xx de xxxx.

Los Anexos A y D no forman parte de la norma, se insertan sólo a título informativo.

Los Anexos B y C forman parte de la norma.

Esta norma anula y reemplaza a NCh433.Of1996 Modificada 2009 *Diseño sísmico de edificios*, declarada Oficial de la República de Chile por Decreto Exento N°406, de fecha 08 de junio de 2010, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, publicado en el Diario Oficial del 12 de junio de 2010.

NCh433

**Mapas indicados en cláusula 4**

Los mapas que se incluyen, Figuras 4.1 a), b) y c) están autorizadas para su circulación por Resolución N° 171 de 07 de mayo de 2009 de la Dirección de Fronteras y Límites del Estado.

La edición y circulación de los mapas, cartas geográficas u otros impresos y documentos que se refieren o relacionen con los límites y fronteras de Chile, no comprometen en modo alguno al Estado de Chile, de acuerdo al Artículo 2°, letra g) del DFL. N° 83 de 1979 del Ministerio de Relaciones Exteriores.

## Diseño sísmico de edificios

### 1 Alcance

1.1 Esta norma establece requisitos exigibles para el diseño sísmico de edificios.

1.2 Esta norma también se refiere a las exigencias sísmicas que deben cumplir los equipos y otros elementos secundarios de edificios.

1.3 También se incluyen recomendaciones sobre la evaluación del daño sísmico y su reparación.

1.4 Esta norma no se aplica al diseño sísmico de otras obras civiles tales como puentes, presas, túneles, acueductos, muelles, canales. Tampoco se aplica a edificios industriales ni a instalaciones industriales. El diseño de estas obras se debe regir por la norma chilena correspondiente.

1.5 Esta norma es aplicable sólo a materiales o sistemas que tengan una norma técnica de diseño sísmico o que en su defecto se pueda demostrar mediante ensayos cíclicos no lineales, que tienen resistencia y ductilidad equivalente a los requerimientos de esta norma para materiales sísmicos convencionales.

### 2 Referencias

NCh427	<i>Construcción - Especificaciones para el cálculo, fabricación y construcción de estructuras de acero.</i>
NCh430	<i>Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo.</i>
NCh431	<i>Construcción - Sobrecargas de nieve.</i>
NCh432	<i>Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.</i>

NCh433

NCh1198 *Madera - Construcciones en madera - Cálculo.*

NCh1537 *Diseño estructural - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.*

NCh1928 *Albañilería armada - Requisitos para el diseño y cálculo.*

NCh2123 *Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo.*

NCh3171 *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas.*

## 3 Terminología y simbología

### 3.1 Terminología

**3.1.1 albañilería armada:** albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en NCh1928.

**3.1.2 albañilería confinada:** albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en NCh2123.

**3.1.3 diafragma:** elemento estructural al nivel de un piso, que distribuye fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes.

**3.1.4 elemento secundario:** elemento permanente que no forma parte de la estructura resistente pero que es afectado por sus movimientos y eventualmente interactúa con ella, tales como tabiques divisorios y elementos de fachadas no intencionalmente estructurales, ventanales, cielos falsos, antepechos, antetechos, estanterías, elementos decorativos, luminarias, equipos mecánicos y eléctricos, etc.

**3.1.5 elemento secundario flexible:** elemento secundario cuyo período fundamental propio  $T_p$ , es mayor que 0,06 s, incluyendo el efecto del sistema de conexión a la estructura resistente del edificio.

**3.1.6 elemento secundario rígido:** elemento secundario que no satisface la definición de 3.1.5.

**3.1.7 equipo mecánico o eléctrico:** cualquier equipo que se encuentre anclado a la estructura resistente del edificio o que interactúe en cualquier forma con ella; por ejemplo, estanques para gases y líquidos, sistemas de almacenamiento, cañerías, ductos, ascensores, montacargas y maquinaria fija de empleo habitual en edificios habitacionales o de uso público.

**3.1.8 esfuerzo de corte basal:** esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio.

**3.1.9 estructura resistente:** la estructura resistente de un edificio comprende el conjunto de elementos que se han considerado en el cálculo como colaboradores para mantener la estabilidad de la obra frente a todas las sollicitaciones a que puede quedar expuesta durante su vida útil.

**3.1.10 grado de daños sísmicos:** es el que se determina en los elementos estructurales de un edificio después que éste ha sufrido los efectos de un evento sísmico.

**3.1.11 nivel basal:** plano horizontal en el cual se supone que se ha completado la transferencia de las fuerzas horizontales entre la estructura y el suelo de fundación. A partir de este nivel se mide la altura y el número de pisos del edificio. Para su determinación se debe tener en cuenta lo dispuesto en 7.2.

### 3.2 Simbología

Los símbolos empleados en esta norma tienen el significado que se indica a continuación:

$A_o$	=	aceleración efectiva máxima del suelo;
$A_k$	=	factor de ponderación para el peso asociado al nivel $k$ ;
$C$	=	coeficiente sísmico;
$C_d^*$	=	factor de amplificación del desplazamiento elástico;
$C_p$	=	coeficiente sísmico para elementos secundarios;
$C_R$	=	coeficiente que interviene en la determinación de $\sigma_s$ ;
$D_f$	=	profundidad del sello de fundación, en metros, medido desde la superficie natural del terreno;
$D_w$	=	profundidad de la napa de agua;
$F_k$	=	fuerza horizontal aplicada en el nivel $k$ ;
$F_N$	=	fuerza horizontal aplicada en el nivel superior;
$H$	=	acción del suelo en las combinaciones de carga; altura total del edificio sobre el nivel basal
$I$	=	coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio;
$K_d$	=	factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico de elementos secundarios;
$K_p$	=	factor de amplificación dinámica para el diseño de elementos secundarios;
$LL$	=	límite líquido;
$M_{nx}$	=	masa equivalente del modo $n$ , para una acción de dirección $X$ ;
$[M]$	=	matriz de masas de la estructura;
$MASW$	=	análisis multicanal de ondas superficiales, (multichannel analysis of surface waves);

### NCh433

- $N$  = número de pisos de un edificio;
- $N - SPT$  = Índice de Penetración Estándar del suelo;
- $N_1$  = Índice de Penetración Estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas;
- $P$  = peso total del edificio sobre el nivel basal;
- $P_k$  = peso asociado al nivel  $k$ ;
- $P_N$  = peso asociado al nivel superior;
- $P_p$  = peso total del elemento secundario, incluyendo la sobrecarga de uso y el contenido cuando corresponda;
- $Q_o$  = esfuerzo de corte basal del edificio;
- $Q_p$  = esfuerzo de corte en la base del elemento secundario;
- $Q_{min}$  = esfuerzo de corte basal mínimo;
- $R$  = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático);
- $R_o$  = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral);
- $R_1$  = factor que resulta de multiplicar el valor de  $R^*$  por el cociente  $Q_o/Q_{min}$ , siempre que  $Q_o/Q_{min}$  sea igual a o menor que 1,0. En caso que este cociente sea mayor que 1,0, se debe usar  $R_1 = R^*$ ;
- $R^*$  = factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;
- $ReMi$  = refracción de ruido ambiental, (refraction microtremor);
- $RQD$  = Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032;
- $S$  = parámetro que depende del tipo de suelo;
- $S_a$  = aceleración espectral de diseño;
- $S_{de}$  = desplazamiento elástico espectral de diseño;
- $S_u$  = resistencia al corte no-drenada del suelo;
- $SASW$  = análisis espectral de ondas superficiales, (spectral analysis of surface waves);

- $T_{ag}$  = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, calculado con las secciones agrietadas, es decir, considerando la influencia del refuerzo y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón;
- $T_n$  = período de vibración del modo  $n$ ;
- $T_o$  = parámetro que depende del tipo de suelo;
- $T_p$  = período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario;
- $T^*$  = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;
- $T'$  = parámetro que depende del tipo de suelo;
- $V_p$  = velocidad de propagación de ondas de compresión;
- $V_s$  = velocidad de propagación de ondas de corte;
- $V_{s30}$  = velocidad de onda de corte equivalente de los 30 metros superiores del terreno;
- $V_{s(D_f+15)}$  = velocidad de onda de corte equivalente de los metros superiores del terreno en una profundidad  $D_f + 15$  (m);
- $X$  = valor resultante de la superposición modal espectral;
- $X_i$  = valor máximo del modo  $i$  con su signo;
- $Z_k$  = altura del nivel  $k$ , sobre el nivel basal;
- $b_{kx}$  = dimensión en la dirección  $X$ , de la planta del nivel  $k$ ;
- $f$  = factor de reducción aplicable a la determinación del valor máximo del coeficiente sísmico  $C$ ;
- $g$  = aceleración de gravedad;
- $h$  = altura de entrepiso; espesor de estrato de suelo;
- $h_m$  = altura de un muro de contención en contacto con el suelo;
- $n$  = parámetro que depende del tipo de suelo; índice asociado al modo de vibración;
- $P$  = parámetro que depende del tipo de suelo;
- $q$  = cociente del esfuerzo de corte tomado por muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en el mismo nivel, para una misma dirección de análisis;

## NCh433

- $q_u$  = resistencia a la compresión simple del suelo;
- $\{r_x\}$  = vector que tiene el número 1.0 en cada posición correspondiente a los grados de libertad de desplazamiento en la dirección  $X$ , y ceros en todas las otras posiciones;
- $\{r_\theta\}$  = vector que tiene el número 1.0 en cada posición correspondiente a los grados de libertad de giro en planta de cada piso, y ceros en todas las otras posiciones;
- $\alpha$  = factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima;
- $\beta$  = coeficiente que interviene en la determinación de  $K_p$ ;
- $\gamma$  = peso unitario húmedo del suelo;
- $\gamma_d$  = peso unitario seco del suelo;
- $\delta_u$  = desplazamiento lateral de diseño en el techo;
- $\varepsilon_{qu}$  = deformación unitaria del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple;
- $\{\phi_n\}$  = vector que representa la forma de vibrar asociada al modo  $n$ ;
- $\lambda$  = coeficiente relativo al sistema de corte automático de redes de gas, vapor, agua a altas temperaturas, etc.;
- $\rho_{ij}$  = coeficiente de acoplamiento entre los modos  $i$  y  $j$ ;
- $\sigma_s$  = presión sísmica originada por el empuje de tierras;
- $\xi$  = razón de amortiguamiento.

## 4 Disposiciones de aplicación general

### 4.1 Zonificación sísmica

Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional, tal como se indica en Figuras 4.1 a), 4.1 b) y 4.1 c). Para la zonificación sísmica de las regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX y Metropolitana, debe prevalecer la zonificación basada en la división política por comunas que se indica en Tabla 4.1.

### 4.2 Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico

**4.2.1** Los parámetros que representan las características del suelo de fundación que influyen en el valor del esfuerzo de corte basal, se determinan de acuerdo a lo establecido en 4.2.2 y 4.2.3. Se supone que dichos terrenos son de topografía y estratificación horizontal, y las estructuras afectadas se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

## 4.2.2 Exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de suelos

**4.2.2.1** La clasificación sísmica de suelos depende principalmente de la velocidad de las ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno,  $V_{s30}$ , definida por:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s-i}}} \quad (4-1)$$

Donde:

- $V_{s-i}$  : velocidad de ondas de corte del estrato  $i$ , en m/s
- $h_i$  : espesor del estrato  $i$ , en metros
- $n$  : número de estratos en los 30 metros superiores del terreno.

**4.2.2.2** En edificios con subterráneos se debe verificar que la profundidad de exploración se extienda al menos 15 metros por debajo del sello de fundación. En caso que la profundidad del sello de fundación,  $D_f$ , más 15 metros resulte mayor que 30 metros, los parámetros geotécnicos requeridos en la Tabla 4.2 deben calcularse a la profundidad  $D_f + 15$ . En este caso el parámetro  $V_{s30}$  debe reemplazarse por  $V_{s(D_f+15)}$  en la expresión (4-1), en que  $n$  es igual al número de estratos en la profundidad  $D_f + 15$  de los metros superiores del terreno.

**4.2.2.3** La velocidad de propagación de las ondas de corte debe ser medida por ensayos down-hole, cross-hole o sonda de suspensión o a partir de mediciones de ondas superficiales (ondas de Rayleigh), por métodos como SASW, MASW o ReMi. En estos casos se deben informar las curvas de dispersión y los resultados del perfil de velocidades en profundidad para dos mediciones preferentemente ortogonales. Adicionalmente, cuando se utilice el método ReMi se debe incluir una medición con una fuente activa de conocida ubicación. El perfil de velocidades de ondas de corte que caracteriza el terreno corresponderá a aquel que resulte en el caso más desfavorable. No se permite estimar  $V_s$  a partir de ondas  $V_p$ .

**4.2.2.4** Para conjuntos de viviendas en terrenos de más de 8.000 metros cuadrados o estructuras de 5 ó más pisos sobre la superficie del terreno natural o edificios categoría de III y IV, las propiedades que permiten clasificar el suelo de fundación deben ser evaluadas en los primeros 30 metros bajo la superficie natural del terreno o hasta la roca.

Sin embargo, en el caso particular de estructuras clasificadas de acuerdo a su uso como III o IV, que presenten una superficie de construcción total inferior a 500 metros cuadrados, que no tengan más de dos niveles o pisos, y que tampoco presenten una altura total mayor a 8 metros, no es obligatorio justificar  $V_{s30}$  con mediciones in-situ, ni tampoco es obligatorio justificar valores del Índice de Penetración o resistencia no-drenada en una profundidad de 30 metros. En estos casos, el estudio de Mecánica de Suelos realizado cumpliendo la norma NCh1508.Of 2008 debe descartar que se está en presencia de suelo licuable, susceptible de

## NCh433

densificación por vibración, colapsable, orgánico o turba. Además, el terreno no debe estar afecto a amplificación topográfica. Además, en estos casos las estructuras deben ser diseñadas considerando la condición más desfavorable de tipo de suelo. Consecuentemente, el análisis sísmico se puede realizar mediante el método estático, utilizando el coeficiente sísmico máximo para el tipo de suelo más desfavorable, (Tipo E).

### 4.2.3 Clasificación sísmica del terreno de fundación

**4.2.3.1** La clasificación sísmica del terreno de fundación se debe realizar de acuerdo a lo especificado en la Tabla 4.2. Se indican a continuación los requisitos para clasificar cada tipo de suelo.

#### a) Suelo Tipo A.

Para Suelo Tipo A se debe justificar  $V_{s30}$ , más RQD en roca y  $q_u$  en suelo cementado, con un mínimo de 5 mediciones. En aquellos casos donde se demuestre que todo el perfil de los 15 metros superiores presenta una velocidad de onda de corte superior a 900 m/seg, no será necesaria la justificación de RQD, ni  $q_u$ .

Cuando la estructura se apoya íntegramente en el basamento rocoso y este basamento cumple las características geotécnicas antes indicadas, independientemente de los materiales geotécnicos existentes sobre el sello de fundación, el sitio clasifica como Suelo Tipo A.

#### b) Suelo Tipo B.

Para Suelo Tipo B se debe justificar  $V_{s30}$ , más  $N_1$  en caso de arenas, y  $q_u$  en el caso de suelos finos. En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración, se deberá proporcionar una detallada descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos a partir de la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

En el caso que sólo se disponga del perfil de  $V_s$  en profundidad y que dicho perfil indique claramente que  $V_s$  aumenta monótonicamente con la profundidad y además, se cumple que  $V_{s30} > 500$  m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo C, sin necesidad de otras mediciones.

Una excepción son las gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros (medidos a partir de la superficie natural), las cuales clasifican como Suelo Tipo B sin necesidad de medir  $V_s$ , ni presentar la descripción estratigráfica detallada. El sustento para establecer la presencia de gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros, puede ser de tipo geológico, o información confiable y demostrable de sectores del entorno inmediato.

#### c) Suelo Tipo C.

Para Suelo Tipo C se debe justificar  $V_{s30}$ , más  $N_1$  en caso de arenas, y  $q_u$  en el caso de suelos finos.

En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración, se deberá proporcionar una descripción estratigráfica del terreno hasta una

profundidad de 30 metros, medidos desde la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

En el caso que sólo se disponga del perfil de  $V_s$  en profundidad y que dicho perfil indique claramente que  $V_s$  aumenta monotónicamente con la profundidad y además, se cumple que  $V_{s30} > 350$  m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo D, sin necesidad de mayores mediciones.

d) **Suelo Tipo D.**

Para Suelo Tipo D se debe justificar  $V_{s30}$ , más  $N_1$  en caso de arenas, y  $S_u$  en el caso de suelos finos.

En depósitos de suelos arenosos donde se disponga de mediciones del índice de penetración, al menos cada un metro de profundidad en los 30 metros superiores y se cumpla que  $N_1 \geq 30$  golpes/pie, se puede clasificar automáticamente el terreno como Suelo Tipo D, sin necesidad de otras mediciones. Dentro de los 30 metros de medición del N-SPT se aceptan en total no más de 5 metros con  $N_1$  en el rango de 20 - 29 golpes/pie.

En el caso que sólo se disponga del perfil de  $V_s$  en profundidad y que dicho perfil indique claramente que  $V_s$  aumenta monotónicamente con la profundidad y además, se cumple que  $V_{s30} > 180$  m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo E, sin necesidad de otras mediciones.

e) **Suelo Tipo E.**

Para suelo tipo E se debe justificar  $V_{s30}$ , más  $N_1$  en caso de arenas y  $S_u$  en el caso de suelos finos.

f) **Suelo Tipo F.**

Se consideran Suelos Especiales (Tipo F) aquellos que presentan singularidades en su comportamiento mecánico y, por lo tanto, no permiten ser categorizados sísmicamente sólo por  $V_{s30}$ . Ellos requieren estudios especiales de amplificación de acuerdo a sus particulares características. Estos suelos son los siguientes:

- Suelos potencialmente licuables, entendiéndose por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar  $N_1$  menor que 20 golpes/pie (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).
- Suelos susceptibles de densificación por vibración.
- Suelos colapsables.
- Suelos orgánicos.
- Suelos finos saturados con  $LL > 80$  y espesor  $> 20$  metros.
- Suelos finos saturados de sensibilidad mayor a 10.

También clasifican como Suelo Tipo F terrenos con topografía irregular, donde pueden existir fenómenos de amplificación local, los cuales no están cubiertos por la clasificación de la Tabla 4.2.

NCh433

**4.2.3.2** Cuando la información sobre el suelo de fundación permita clasificarlo dentro de dos o más tipos de suelo, se debe optar por la Clasificación Sísmica que resulte en el caso más desfavorable.

### **4.3 Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla**

**4.3.1** Para los efectos de la aplicación de esta norma los edificios y otras estructuras se clasifican según lo establecido en la Tabla 4.3.

### **4.4 Instrumentos sísmicos**

Al proyectar una obra, la Autoridad Competente puede exigir que en el proyecto se contemple la inclusión de por lo menos dos recintos adecuados para la instalación de acelerógrafos de movimiento fuerte.

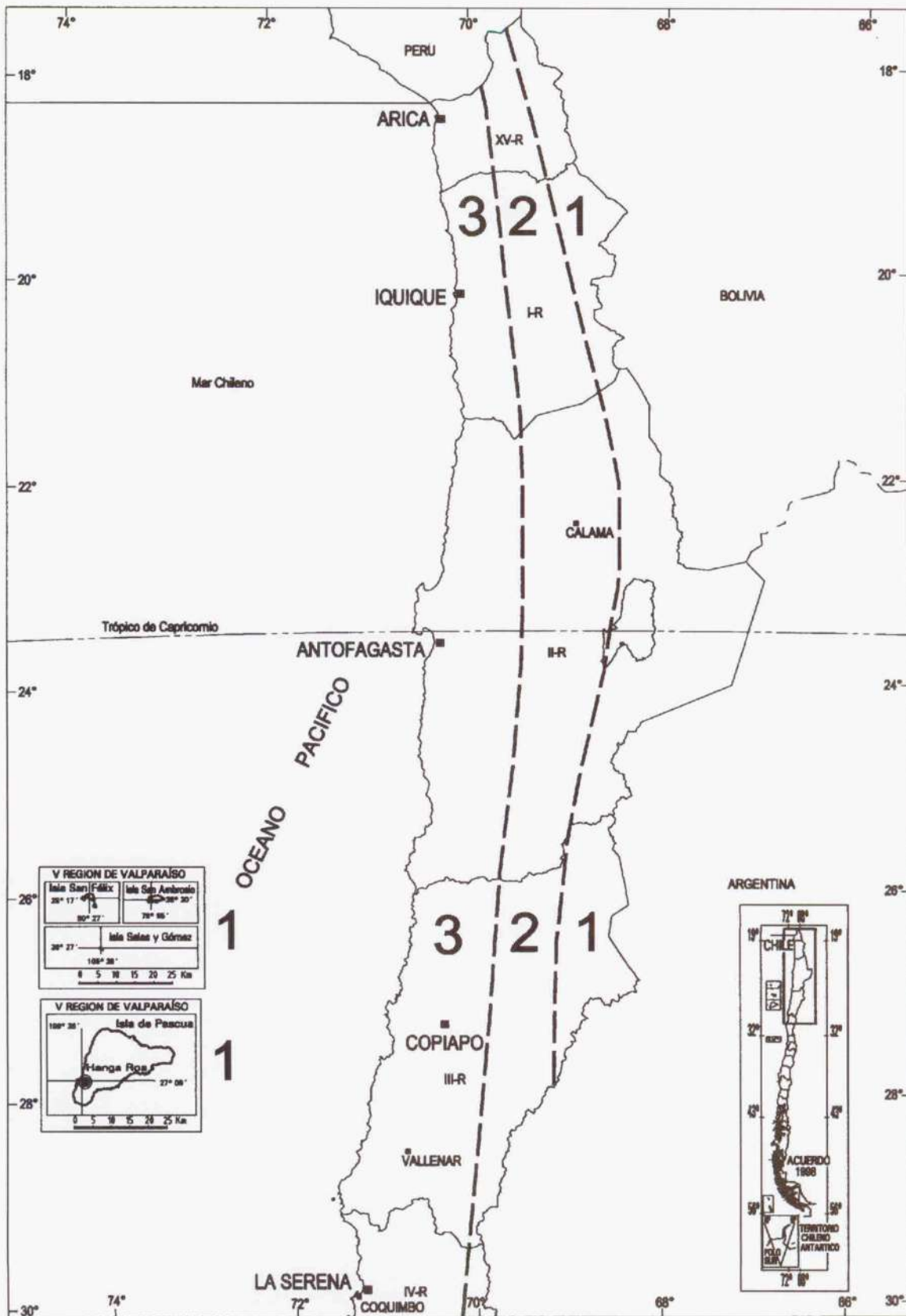


Figura 4.1 a) - Zonificación sísmica de las Regiones I, II, III y XV

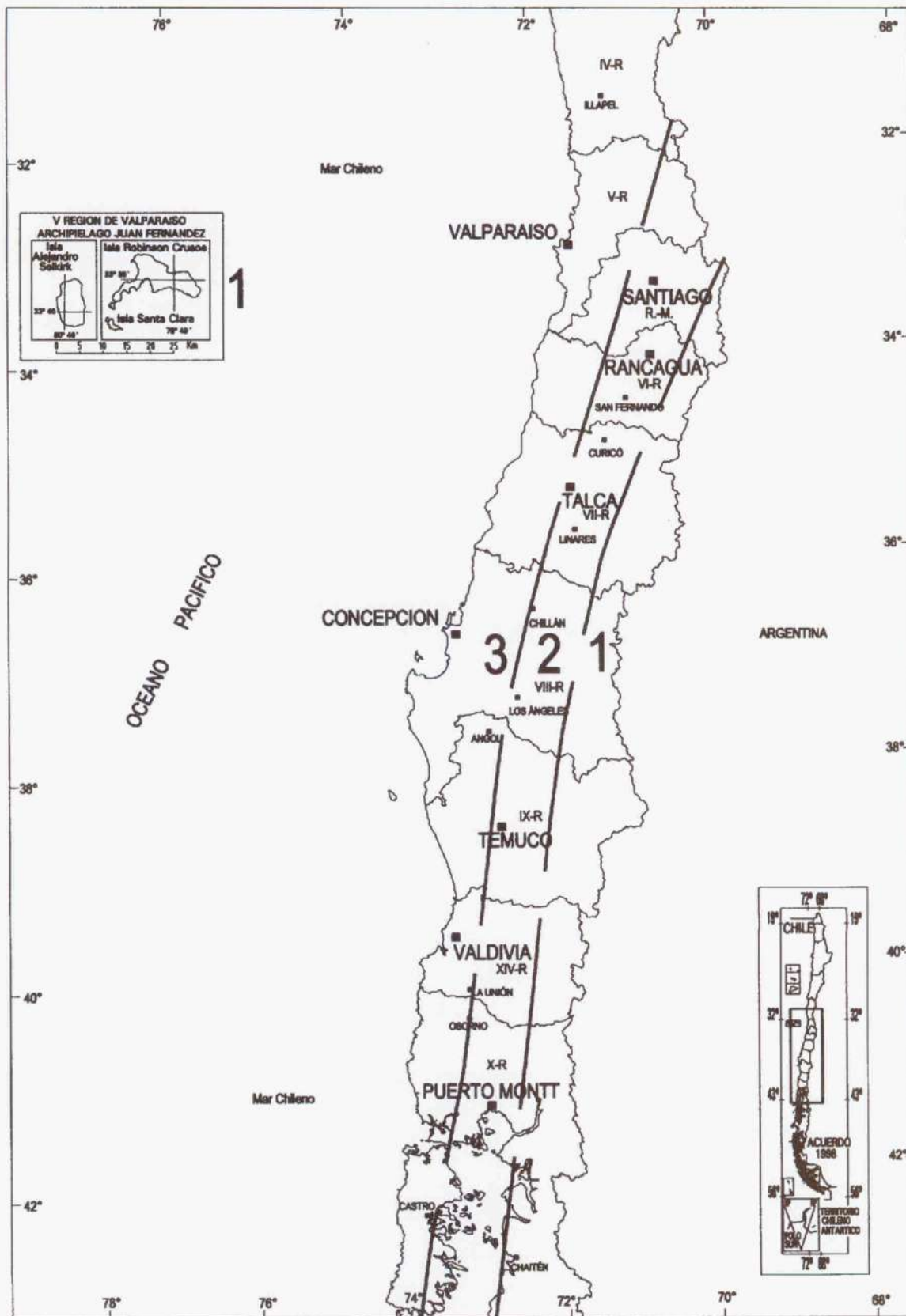


Figura 4.1 b) - Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana

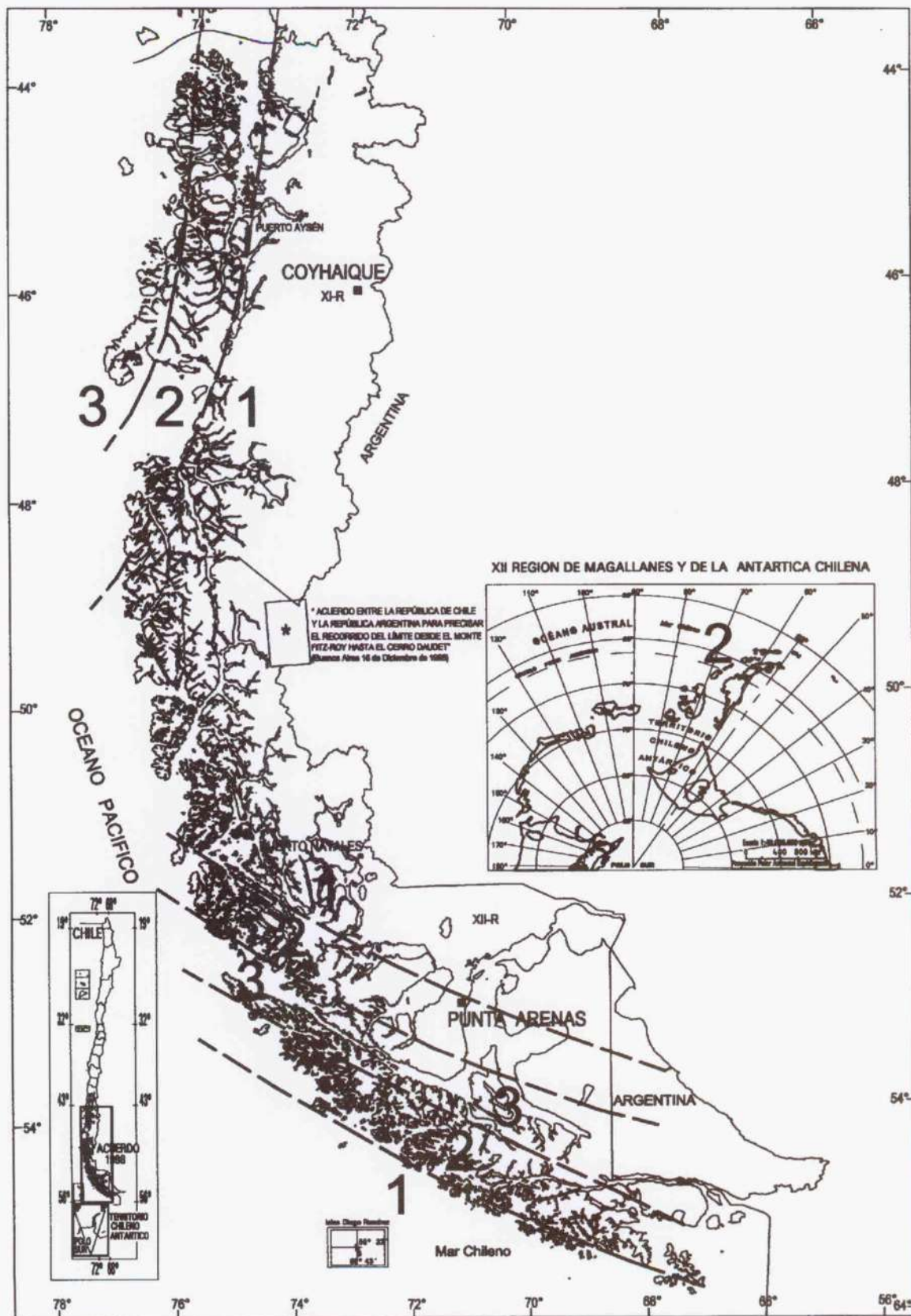


Figura 4.1 c) - Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII

Tabla 4.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
4a.	Andacollo Combarbalá Coquimbo Illapel La Higuera La Serena Los Vilos Canela Monte Patria Ovalle Paiguano Punitaqui Río Hurtado Salamanca Vicuña		
5a.	Algarrobo Cabildo Calera Cartagena Casablanca Catemu Concón El Quisco El Tabo Hijuelas La Cruz La Ligua Limache Llaylay Nogales Olmué Panquehue Papudo Petorca Puchuncaví Putaendo Quillota Quilpué Quintero Rinconada San Antonio San Felipe Santa María Santo Domingo Valparaíso Villa Alemana Viña del Mar Zapallar	Calle Larga Los Andes San Esteban	

(continúa)

Tabla 4.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
Metropolitana	Alhué Curacaví El Monte Lampa María Pinto Melipilla San Pedro Tiltil	Buin Calera de Tango Cerrillos Cerro Navia Colina Conchalí El Bosque Estación Central Huechuraba Independencia Isla de Maipo La Cisterna La Florida La Granja La Pintana La Reina Las Condes Lo Barnechea Lo Espejo Lo Prado Macul Maipú Ñuñoa Padre Hurtado Paine Pedro Aguirre Cerda Peñaflores Peñalolén Pirque Providencia Pudahuel Puente Alto Quilicura Quinta Normal Recoleta Renca San Bernardo San Joaquín San José de Maipo San Miguel San Ramón Santiago Talagante Vitacura	

(continúa)

Tabla 4.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
6a.	La Estrella Las Cabras Litueche Lolol Marchihue Navidad Palmilla Peralillo Paredones Peumo Pichidegua Pichilemu Pumanque Santa Cruz	Chépica Chimbarongo Codegua Coinco Coltauco Doñihue Graneros Machalí Malloa Mostazal Nancagua Olivar Placilla Quinta de Tilcoco Rancagua Rengo Requínoa San Fernando San Vicente de Tagua Tagua	
7a.	Cauquenes Chanco Constitución Curepto Empedrado Hualañé Licantén Maule Pelluhue Pencahue San Javier Talca Vichuquén	Colbún Curicó Linares Longaví Molina Parral Pelarco Rauco Retiro Río Claro Romeral Sagrada Familia San Clemente San Rafael Teno Villa Alegre Yervas Buenas	

(continúa)

Tabla 4.1 - Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena (conclusión)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
8a.	Alto Bío Bío Arauco Bulnes Cabrero Cañete Chiguayante Chillán Chillán Viejo Cobquecura Coelemu Concepción Contulmo Coronel Curanilahue Florida Hualpén Hualqui Laja Lebu Los Alamos Lota Nacimiento Negrete Ninhue Pinto Portezuelo Quillón Quirihue Ranquil San Carlos San Nicolás San Pedro de la Paz San Rosendo Santa Juana Talcahuano Tirúa Tomé Treguaco Yumbel	Antuco Coihueco El Carmen Los Angeles Mulchén Ñiquén Pemuco Penco Quilaco Quilleco San Fabián San Ignacio Santa Bárbara Tucapel Yungay	
9a.	Angol Carahue Cholchol Galvarino Los Sauces Lumaco Nueva Imperial Padre Las Casas Purén Renaico Saavedra Teodoro Schmidt Toltén Traiguén	Collipulli Cunco Curacautín Ercilla Freire Gorbea Lautaro Loncoche Perquenco Pitrufquén Temuco Victoria Villarrica	Curarrehue Lonquimay Melipeuco Pucón

Tabla 4.2 – Clasificación sísmica del terreno de fundación

Suelo Tipo		$V_{s30}$ (m/s)	RQD	$q_u$ (MPa)	$(N_1)$ (golpes/pie)	$S_u$ (MPa)
A	Roca, suelo cementado	$\geq 900$	$\geq 50\%$	$\geq 10$ ( $\varepsilon_{qu} \leq 2\%$ )		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	$\geq 500$		$\geq 0,40$ ( $\varepsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 50$	
C	Suelo denso o firme	$\geq 350$		$\geq 0,30$ ( $\varepsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 40$	
D	Suelo medianamente denso, o firme	$\geq 180$			$\geq 30$	$\geq 0,05$
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	$< 180$			$\geq 20$	$< 0,05$
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

$N_1$ : Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas

RQD: Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032

$q_u$ : Resistencia a la compresión simple del suelo

$\varepsilon_{qu}$ : Deformación unitaria del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple

$S_u$ : Resistencia al corte no-drenada del suelo

Tabla 4.3 - Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación II, III y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Instalaciones agrícolas.</li> <li>- Ciertas instalaciones provisorias.</li> <li>- Instalaciones menores de almacenaje.</li> </ul>	I
<p>Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV.</p>	II
<p>Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- bibliotecas;</li> <li>- museos.</li> </ul> <p>Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- salas destinadas a asambleas para 100 o más personas;</li> <li>- estadios y graderías al aire libre para 2 000 o más personas;</li> <li>- escuelas, parvularios y recintos universitarios;</li> <li>- cárceles y lugares de detención;</li> <li>- locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m<sup>2</sup> por piso, o de altura mayor que 12 m;</li> <li>- centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3 000 m<sup>2</sup> sin considerar la superficie de estacionamientos.</li> </ul> <p>Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso que se liberen.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según NCh3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.</p>	III

(continúa)

Tabla 4.3 - Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras (conclusión)

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- cuarteles de policía;</li> <li>- centrales eléctricas y telefónicas;</li> <li>- correos y telégrafos;</li> <li>- radioemisoras;</li> <li>- canales de televisión;</li> <li>- plantas de agua potable y de bombeo.</li> </ul> <p>Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- hospitales;</li> <li>- postas de primeros auxilios;</li> <li>- cuarteles de bomberos;</li> <li>- garajes para vehículos de emergencia;</li> <li>- estaciones terminales;</li> <li>- refugios de emergencia;</li> <li>- estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia.</li> <li>- torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia.</li> <li>- edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la defensa nacional.</li> </ul> <p>Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en NCh3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.</p>	IV

## **5 Disposiciones generales sobre diseño y métodos de análisis**

### **5.1 Principios e hipótesis básicos**

**5.1.1** Esta norma, aplicada en conjunto con las normas de diseño específicas para cada material enumeradas en 5.3, está orientada a lograr estructuras que:

- a) resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada;
- b) limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad;
- c) aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Aun cuando los puntos anteriores mencionan tres niveles de intensidad de movimiento sísmico, esta norma no los define en forma explícita. Por otra parte, el estado del arte en la disciplina no permite establecer objetivos de desempeño más específicos que los antes genéricamente señalados.

**5.1.2** El análisis para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica se debe basar en el comportamiento lineal y elástico de la estructura; sin embargo, el dimensionamiento de los elementos estructurales se debe hacer por el método especificado en la norma de diseño relativa a cada material, que puede ser por tensiones admisibles o por el método de los factores de carga y resistencia. El análisis de los efectos de otras cargas que se pueden combinar con los efectos de la acción sísmica, también se debe basar en la teoría lineal-elástica del comportamiento estructural.

### **5.2 Combinación de las solicitaciones sísmicas con otras solicitaciones**

**5.2.1** La combinación de las solicitaciones sísmicas con las cargas permanentes y sobrecargas de uso se deben hacer usando las reglas de superposición indicadas en NCh3171.

**5.2.2** La acción sísmica se considera como una carga eventual y no es necesario combinarla con otras cargas eventuales.

**5.2.3** Aun cuando el diseño quede controlado por las solicitaciones de viento, especificadas en NCh432, se deben respetar las disposiciones de detallamiento y las limitaciones de diseño sísmico que establece la norma relativa a cada material.

### **5.3 Coordinación con otras normas de análisis y diseño**

Las disposiciones de esta norma se deben aplicar en conjunto con lo dispuesto en otras normas de análisis y en las normas específicas de diseño para cada material que se indican a continuación. En caso de contradicción, deben prevalecer las disposiciones de esta norma.

**5.3.1** Análisis de las solicitaciones de peso propio y sobrecargas, según las disposiciones de NCh1537.

**5.3.2** Análisis de las solicitaciones de nieve, según las disposiciones de NCh431.

NCh433

**5.3.3** Estructuras de acero, según las disposiciones de NCh427<sup>1)</sup>.

**5.3.4** Estructuras de hormigón armado, según las disposiciones de NCh430.

**5.3.5** Estructuras de albañilería armada de ladrillos cerámicos o bloques de hormigón, según las disposiciones de NCh1928.

**5.3.6** Estructuras de albañilería de ladrillos cerámicos o bloques de hormigón confinada con cadenas y pilares de hormigón armado, según las disposiciones de NCh2123.

**5.3.7** Estructuras de albañilería de piedra con pilares y cadenas de hormigón armado, según las disposiciones de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones.

**5.3.8** Estructuras de madera según las disposiciones de NCh1198.

## **5.4 Sistemas estructurales**

**5.4.1** La transmisión de las fuerzas desde su punto de aplicación a los elementos resistentes y al suelo de fundación, se debe hacer en la forma más directa posible a través de elementos dotados de la resistencia y la rigidez adecuadas.

**5.4.2** Para los efectos de esta norma se distinguen los siguientes tipos de sistemas estructurales:

### **5.4.2.1 Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados**

Las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por muros, o bien, por pórticos arriostrados que resisten las acciones sísmicas mediante elementos que trabajan principalmente por esfuerzo axial.

### **5.4.2.2 Sistemas de pórticos**

Las acciones gravitacionales, y las sísmicas en ambas direcciones de análisis, son resistidas por pórticos.

### **5.4.2.3 Sistemas mixtos**

Las cargas gravitacionales y sísmicas son resistidas por una combinación de los sistemas anteriores.

## **5.5 Modelos estructurales**

**5.5.1** Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración.

---

1) Ver Anexo B, Disposiciones transitorias.

### **5.5.2 Diafragmas de piso**

**5.5.2.1** Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia membranales suficientes para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales. Del mismo modo, se puede incorporar la rigidez a flexión y corte de los diafragmas si se considera que a través de ellos se produce un acoplamiento que altera los parámetros vibratorios de la estructura y la distribución y magnitud de los esfuerzos sísmicos en los planos o subestructuras verticales resistentes, como es el caso, entre otros, de vanos cortos de puertas o ventanas y de pasillos de circulación.

**5.5.2.2** Los edificios de planta irregular (en H, en L, en T, en U, etc.) sólo se pueden proyectar como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismos como un solo conjunto, y teniendo en cuenta lo especificado en 5.5.2.1. En caso contrario, cada cuerpo se debe proyectar como una estructura separada, respetando lo dispuesto en 5.10.

**5.5.2.3** Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, se debe poner especial cuidado en el diseño de las conexiones entre las distintas partes que forman la planta.

**5.5.2.4** En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, se debe verificar que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas.

### **5.5.3 Compatibilidad de deformaciones horizontales**

**5.5.3.1** En los edificios con diafragmas horizontales, los métodos de análisis deben satisfacer las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos horizontales de las subestructuras verticales y de los diafragmas horizontales. Estas condiciones se deben cumplir en todos los niveles en que existan diafragmas.

**5.5.3.2** En los pisos sin diafragma rígido los elementos resistentes se deben calcular con las fuerzas horizontales que inciden directamente sobre ellos.

**5.5.4** La definición del modelo de la estructura se debe hacer de acuerdo a lo indicado en 7.2.3, 7.2.4 y 7.2.5.

## **5.6 Limitaciones para el uso de los métodos de análisis**

En cláusula 6 se establecen dos métodos de análisis:

- a) un método de análisis estático;
- b) un método de análisis modal espectral.

El método de análisis estático puede ser usado si se satisfacen las limitaciones indicadas en 6.2.1. Las limitaciones para el uso del método de análisis modal espectral se especifican en 6.3.1.

## 5.7 Factor de modificación de la respuesta

**5.7.1** El factor de modificación de la respuesta  $R_o(o R)$  se establece en Tabla 5.1. Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

**5.7.2** En edificios que presenten pisos con diferentes sistemas o materiales estructurales, las solicitaciones sísmicas se deben determinar con el valor de  $R_o(o R)$  que corresponda al del subsistema con menor  $R_o(o R)$ , excepto para los casos que se indican explícitamente en Tabla 5.1.

**5.7.3** Si la estructura resistente del edificio contempla sistemas con diferente valor de  $R_o(o R)$  según distintas direcciones horizontales, el análisis sísmico se debe efectuar con el menor valor de  $R_o(o R)$ .

## 5.8 Acciones sísmicas sobre la estructura

**5.8.1** La estructura debe ser analizada, como mínimo, para acciones sísmicas independientes según cada una de dos direcciones horizontales perpendiculares o aproximadamente perpendiculares.

**5.8.2** Las marquesinas, balcones, aleros y otros elementos vulnerables a la acción vertical del sismo, se deben diseñar para una fuerza vertical igual a las cargas permanentes más la totalidad de la sobrecarga de uso aumentadas ambas en un 30%.

## 5.9 Deformaciones sísmicas

**5.9.1** Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso se deben calcular para las acciones sísmicas de diseño estipuladas en cláusula 6, incluyendo el efecto de la torsión accidental.

**5.9.2** El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

**5.9.3** El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

**5.9.4** En pisos sin diafragma rígido, el valor máximo del desplazamiento transversal de entrepiso de las cadenas, producido por solicitaciones que actúan perpendicularmente al plano del muro sobre el que se ubica la cadena, debe ser igual o menor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

**5.9.5** Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo,  $\delta_U$ , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$ , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al

período del modo con mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1,3:

$$\delta_u = 1,3S_{de}(T_{ag}) \quad (5-1)$$

en que  $T_{ag}$  es el período del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia de la armadura de refuerzo y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia de la armadura de refuerzo y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces al calculado sin considerar estos efectos.

El espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}(T_n)$  se calcula según 6.3.5.5.

## 5.10 Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios

En edificios o en cuerpos de un mismo edificio que no se diseñen y construyan como unidos o interconectados se deben adoptar las siguientes disposiciones para permitir su movimiento relativo debido a fuerzas laterales.

**5.10.1** La distancia de un edificio al plano medianero en cualquier nivel no debe ser inferior a  $2R_f/3$  veces el desplazamiento a ese nivel calculado con los métodos de análisis establecidos en 6.2 y 6.3, ni a un dos por mil de la altura del mismo nivel ni a 1,5 cm. Se exceptúan los edificios colindantes con un predio de uso público no destinado a ser edificado.

**5.10.2** Las distancias entre los cuerpos de un mismo edificio o entre el edificio en estudio y uno existente, medidas en cada nivel, no deben ser inferiores al doble de las establecidas en 5.10.1.

**5.10.3** Se admite que se cumple con las condiciones de 5.10.1 y 5.10.2 cuando las separaciones al nivel de cada piso las satisfagan.

**5.10.4** Las separaciones entre edificios o entre cuerpos de un mismo edificio no son aplicables a las fundaciones, a menos que el proyecto estructural así lo establezca. Los espacios de separación deben quedar libres de escombros y deben permitir movimientos relativos en cualquier dirección. Los elementos de protección de las separaciones deben asegurar la disposición anterior, sin transmitir entre los edificios o partes de edificios adyacentes fuerzas cuya magnitud sea de significación.

## 5.11 Planos y memoria de cálculo

**5.11.1** Los planos de estructuras deben especificar:

- la calidad de los materiales considerados en el proyecto;
- la zona sísmica donde se construirá la obra;
- el tipo de suelo de fundación, de acuerdo a la clasificación de Tabla 4.2 de esta norma.

**5.11.2** La memoria de cálculo debe contener los antecedentes siguientes, en adición a lo estipulado para el pliego de cálculo en la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones.

## NCh433

- una descripción del sistema sismorresistente;
- una descripción del método de análisis sísmico, con una identificación de los parámetros utilizados para determinar la sollicitación sísmica;
- los resultados principales del análisis (períodos fundamentales, esfuerzos de corte basal en cada dirección de análisis, deformaciones máximas absolutas y de entrepiso);
- la forma en que se han considerado los tabiques divisorios en el análisis y en el diseño, para los efectos de la aplicación de 8.4.

Tabla 5.1 - Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta<sup>1)</sup>

Sistema estructural	Material estructural	$R$	$R_o$
Pórticos	<b>Acero estructural</b>		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	<b>Hormigón armado</b>	7	11
Muros y sistemas arriostrados	<b>Acero estructural</b>		
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	<b>Hormigón armado</b>	7	11
	<b>Hormigón armado y albañilería confinada</b>		
	- Si se cumple el criterio $A$ <sup>2)</sup>	6	9
	- Si no se cumple el criterio $A$ <sup>2)</sup>	4	4
	<b>Madera</b>	5,5	7
	<b>Albañilería confinada</b>	4	4
<b>Albañilería armada</b>			
- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4	
- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3	
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores <sup>3)</sup>		2	-
<p>1) Los valores indicados en esta tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido en 5.3.3 (Anexo B) y 5.3.4 respectivamente.</p> <p>2) Criterio <math>A</math>: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.</p> <p>3) No procede el uso del análisis modal espectral para este tipo de estructuración o material. Por lo tanto, no se establece un valor para <math>R_o</math>.</p>			

## 6 Métodos de análisis

### 6.1 Generalidades

**6.1.1** Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso: dos desplazamientos horizontales y la rotación del piso en torno a la vertical. En la elección del número de grados de libertad incluidos en el análisis se debe tener en cuenta lo dispuesto en 5.5.2.1. En el caso de planos o subestructuras verticales resistentes concurrentes a aristas comunes, debe considerarse el monolitismo estructural mediante la inclusión de grados de libertad que compatibilicen los desplazamientos verticales de las aristas correspondientes.

**6.1.2** Se pueden despreciar los efectos de la torsión accidental en el diseño de los elementos estructurales si, al realizar el análisis indicado en 6.3.4 a), se obtienen variaciones de los desplazamientos horizontales en todos los puntos de las plantas del edificio iguales o inferiores al 20%, respecto del resultado obtenido del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

### 6.2 Análisis estático

**6.2.1** El método de análisis estático sólo se puede usar en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- a) todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación indicada en 4.1;
- b) todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 m;
- c) las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:
  - i) los cuocientes entre la altura total  $h$  del edificio, y los períodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones "x" e "y",  $T_x$  y  $T_y$ , respectivamente, deben ser iguales o superiores a 40 m/s;
  - ii) el sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

Si se cumplen las condiciones (i) e (ii) anteriores y el esfuerzo de corte basal que se obtenga de la aplicación de las fuerzas sísmicas estáticas horizontales resultase menor que el determinado según 6.2.3, dichas fuerzas se deben multiplicar por un factor de manera que el esfuerzo de corte basal alcance el valor señalado, como mínimo.

**6.2.2** En el método de análisis, la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos sobre la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática. Este sistema de fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masas de cada una de las partes se define en 6.2.3 al 6.2.7.

**6.2.3** El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_o = CIP \quad (6-1)$$

en que:

$C$  = coeficiente sísmico que se define en 6.2.3.1 y 6.2.7.

$I$  = coeficiente relativo al edificio, cuyos valores se especifican en Tabla 6.1 de acuerdo con la clasificación indicada en 4.3;

$P$  = peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en 6.2.3.3.

**6.2.3.1** El coeficiente sísmico  $C$ , se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{2,75 SA_o}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (6-2)$$

en que:

$n, T', S$  = son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de Tabla 6.3 según la clasificación de Tabla 4.2;

$A_o$  = tiene el significado indicado en 6.2.3.2;

$R$  = factor de reducción que se establece en 5.7;

$T^*$  = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

**6.2.3.1.1** En ningún caso el valor de  $C$  será menor que  $A_o S / 6 g$ .

**6.2.3.1.2** El valor de  $C$  no necesita ser mayor que el indicado en Tabla 6.4.

**6.2.3.1.3** En el caso de edificios estructurados para resistir las solicitaciones sísmicas mediante muros de hormigón armado, o una combinación formada por muros y pórticos de hormigón armado y paños de albañilería confinada, el valor máximo del coeficiente sísmico obtenido de Tabla 6.4 se puede reducir multiplicándolo por el factor  $f$  determinado por la expresión:

$$f = 1,25 - 0,5 q \quad (0,5 \leq q \leq 1,0) \quad (6-3)$$

donde  $q$  es el menor de los valores obtenidos por el cálculo del cociente del esfuerzo de corte tomado por los muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en cada uno de los niveles de la mitad inferior del edificio, en una y otra de las direcciones de análisis.

**6.2.3.2** La aceleración efectiva máxima  $A_o$  se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país indicada en 4.1.

**6.2.3.3** El peso total  $P$  del edificio sobre el nivel basal se debe calcular según lo dispuesto en 5.5.1. Para efectos de este cálculo, se puede considerar un valor nulo para la sobrecarga de cálculo de techos.

**6.2.4** El valor del período de vibración  $T^*$  en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, se debe calcular mediante un procedimiento fundamentado.

**6.2.5** Para estructuras de no más de 5 pisos las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular por la expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_o \quad (6-4)$$

en que:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (6-5)$$

Para estructuras de más de 5 pisos pero de menos de 16 pisos, se puede usar el sistema de fuerzas definido por las expresiones (6-4) y (6-5) o cualquier otro sistema de fuerzas horizontales, siempre que se satisfagan las condiciones (i) e (ii) especificadas en 6.2.1 (c).

Las fuerzas se deben aplicar independientemente en cada una de las dos direcciones de análisis contempladas en 5.8, todas en el mismo sentido.

**6.2.6** Los edificios de dos o más pisos sin diafragma rígido en el nivel superior se pueden analizar suponiendo la existencia de un diafragma rígido en dicho nivel. Sin embargo, para el diseño del piso sin diafragma, cada elemento resistente al sismo se debe calcular aplicando una aceleración horizontal igual a  $1,20 F_N g / P_N$  a la masa que tributa sobre él.

En particular, se debe verificar que la magnitud de los desplazamientos horizontales perpendiculares al plano resistente, obtenidos del análisis anterior, satisfaga lo dispuesto en 5.9.4.

**6.2.7** Para determinar el esfuerzo de corte basal de los edificios de un piso que tienen diafragma rígido en el nivel superior, se puede usar un coeficiente sísmico igual al 80% del determinado según 6.2.3.1.

### 6.2.8 Análisis por torsión accidental

Los resultados del análisis hecho para las fuerzas estáticas aplicadas en cada una de las direcciones de acción sísmica, se deben combinar con los del análisis por torsión accidental.

Para este efecto, se deben aplicar momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,10 b_{ky} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } X ;$$

$$\pm 0,10 b_{kx} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } Y .$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis.

### 6.3 Análisis modal espectral

**6.3.1** Este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

**6.3.2** Una vez determinados los períodos naturales y modos de vibrar, las masas equivalentes para cada modo  $n$  están dadas por las siguientes expresiones:

$$M_{nx} = \frac{L_{nx}^2}{M_n} \quad M_{ny} = \frac{L_{ny}^2}{M_n} \quad M_{n\theta} = \frac{L_{n\theta}^2}{M_n} \quad (6-6)$$

en que:

$$\begin{aligned} L_{nx} &= \{\phi_n\}^T [M] \{r_x\} \\ L_{ny} &= \{\phi_n\}^T [M] \{r_y\} \\ L_{n\theta} &= \{\phi_n\}^T [M] \{r_\theta\} \\ M_n &= \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\} \end{aligned} \quad (6-7)$$

**6.3.3** Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

### 6.3.4 Análisis por torsión accidental

El efecto de la torsión accidental se debe considerar en cualquiera de las dos formas alternativas siguientes:

- desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en  $\pm 0,05 b_{ky}$  para el sismo de dirección  $X$ , y en  $\pm 0,05 b_{kx}$  para el sismo de dirección  $Y$ . Se debe tomar igual signo para los desplazamientos en cada nivel  $k$ , de modo que en general, es necesario considerar dos modelos en cada dirección de análisis, además del modelo con los centros de masas en su ubicación natural;
- aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel, calculados como el producto de la variación del esfuerzo de corte combinado en ese nivel, por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,1 b_{ky} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } X;$$

$$\pm 0,1 b_{kx} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } Y.$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis. Los resultados de estos análisis se deben sumar a los de los análisis modales espectrales que resultan de considerar el sismo actuando según la dirección  $X$  o  $Y$  de la planta, del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

### 6.3.5 Espectro de diseño

**6.3.5.1** El espectro de diseño de pseudo-aceleraciones que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{(R^* / I)} \quad (6-8)$$

en que los valores del  $I$  y  $A_o$  se determinan en la forma estipulada en 6.2.3.

**6.3.5.2** El factor de amplificación  $\alpha$  se determina para cada modo de vibrar  $n$ , de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left( \frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left( \frac{T_n}{T_o} \right)^3} \quad (6-9)$$

en que:

$$T_n = \text{período de vibración del modo } n;$$

$$T_o, p = \text{parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de Tabla 6.3 según la clasificación de Tabla 4.2.}$$

**6.3.5.3** El factor de reducción  $R^*$  se determina de:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (6-10)$$

en que:

$T^*$  = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;

$R_o$  = valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de 5.7.

**6.3.5.4** Para los edificios estructurados con muros, el factor de reducción  $R^*$  se puede determinar usando la siguiente expresión alternativa:

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_o R_o + N} \quad (6-11)$$

en que:

$N$  = número de pisos del edificio.

**6.3.5.5** El espectro elástico de desplazamientos requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo de estructuras de hormigón armado, que se establece en 5.9.5, se determina de:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_o C_d^* \quad (6-12)$$

en que  $S_{de}$  es el espectro elástico de desplazamientos (cm),  $A_o$  está expresada en  $\text{cm}/\text{seg}^2$  y los valores de  $C_d^*$  son los indicados en la Tabla 6.5.

Para los suelos clasificados como Tipo E se requiere un estudio especial en el cual se establezca el espectro de desplazamiento elástico.

### 6.3.6 Superposición modal

**6.3.6.1** Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de cada elemento estructural se deben calcular para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar. Se deben considerar las limitaciones al esfuerzo de corte basal indicadas en 6.3.7.

**6.3.6.2** La superposición de los valores máximos modales se debe hacer mediante la expresión:

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j} \quad (6-13)$$

en que las sumas  $\sum_i$  y  $\sum_j$  son sobre todos los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal  $\rho_{ij}$  se deben determinar por uno de los métodos alternativos siguientes:

a) El método CQC.

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4 \xi^2 r (1+r)} \quad (6-14)$$

en que:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

$\xi$  = razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibrar, que se debe tomar igual a 0,05.

b) El método CQC con ruido blanco filtrado por un suelo de característica  $T_o$ .

$$\rho_{ij} = \rho^* \quad \text{si } T_i / T_o \geq 1,35$$

$$\rho_{ij} = 1 - 0,22(1 - \rho^*) [\log(T_i / T_o) + 2]^2 \quad \text{si } T_i / T_o < 1,35$$

(6-15)

en que  $\rho^*$  está dado por:

$$\rho^* = 0 \quad \text{si } T_i / T_j \geq 1,25$$

$$\rho^* = 1 + 4(1 - T_i / T_j) \quad \text{si } T_i / T_j < 1,25$$

(6-16)

en las expresiones (6-15) y (6-16) se debe tomar  $T_i > T_j$ .

### 6.3.7 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

**6.3.7.1** Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que  $ISA_o P/6g$  los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.

**6.3.7.2** La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que  $IC_{m\acute{a}x} P$ , en que  $C_{m\acute{a}x}$  se determina de 6.2.3.1. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor  $IC_{m\acute{a}x} P$ . Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

**6.3.8** En el diseño de los elementos estructurales se debe considerar que los esfuerzos internos y los desplazamientos no satisfacen las condiciones de equilibrio y de compatibilidad, cuando ellos se obtienen usando el método de Análisis Modal Espectral. El proyectista debe considerar este hecho en el diseño sismorresistente, de modo de asegurar que el diseño quede por el lado de la seguridad.

Tabla 6.1 - Valor del coeficiente  $I$ 

Categoría del edificio	$I$
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Tabla 6.2 - Valor de la aceleración efectiva  $A_o$ 

Zona sísmica	$A_o$
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tabla 6.3 - Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de Suelo	$S$	$T_o$ (s)	$T'$ (s)	$n$	$p$
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0
F	*	*	*	*	*

1  
2  
3  
4  
5Tabla 6.4 - Valores máximos del coeficiente sísmico  $C$ 

$R$	$C_{m\acute{a}x.}$
2	0,90 $SA_o / g$
3	0,60 $SA_o / g$
4	0,55 $SA_o / g$
5.5	0,40 $SA_o / g$
6	0,35 $SA_o / g$
7	0,35 $SA_o / g$

Tabla 6.5 – Valores del parámetro  $C_d^*$ 

Tipo de Suelo	$C_d^*$	Rango Periodos
A	1.0	$T_n \leq 0.23 \text{ seg}$
	$-0.055T_n^2 + 0.36T_n + 0.92$	$0.23 \text{ seg} < T_n \leq 2.52 \text{ seg}$
	$0.08T_n^2 - 0.9T_n + 3.24$	$2.52 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
B	1.0	$T_n \leq 0.47 \text{ seg}$
	$0.95T_n + 0.55$	$0.47 \text{ seg} < T_n \leq 2.02 \text{ seg}$
	$0.065T_n^2 - 0.75T_n + 3.72$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
C	1.0	$T_n \leq 0.65 \text{ seg}$
	$0.57T_n + 0.63$	$0.65 \text{ seg} < T_n \leq 2.02 \text{ seg}$
	$0.055T_n^2 - 0.63T_n + 2.83$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
D	1.0	$T_n \leq 0.90 \text{ seg}$
	$1.1T_n$	$0.90 \text{ seg} < T_n \leq 1.75 \text{ seg}$
	1.93	$1.75 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$

## **7 Diseño y construcción de fundaciones**

### **7.1 Especificaciones generales para el diseño**

**7.1.1** Las solicitaciones transferidas al suelo por las fundaciones se deben verificar para la superposición de efectos indicada en 5.2.1.

**7.1.2** Se debe comprobar que las fundaciones tengan un comportamiento satisfactorio tanto ante la acción de cargas estáticas como ante la acción de cargas sísmicas, verificando que la presión de contacto entre el suelo y la fundación sea tal que las deformaciones inducidas sean aceptables para la estructura.

### **7.2 Fundaciones superficiales**

**7.2.1** Por lo menos el 80% del área bajo cada fundación aislada debe quedar sometida a compresión. Porcentajes menores del área en compresión se deben justificar de modo que se asegure la estabilidad global y que las deformaciones inducidas sean aceptables para la estructura. Las disposiciones anteriores no rigen si se usan anclajes entre la fundación y el suelo.

**7.2.2** Las fundaciones sobre zapatas aisladas que no cuenten con restricción adecuada al movimiento lateral, se deben unir mediante cadenas de amarre diseñadas para absorber una compresión o tracción no inferior a un 10% de la solicitación vertical sobre la zapata.

**7.2.3** Se puede considerar la restricción lateral del suelo que rodea la fundación siempre que las características de rigidez y resistencia de dicho suelo garanticen su colaboración y que la fundación se haya hormigonado contra suelo natural no removido. En caso de colocar rellenos en torno a las fundaciones, la restricción lateral que se considere se debe justificar adecuadamente y la colocación de dichos rellenos se debe hacer siguiendo procedimientos de compactación y de control claramente especificados.

**7.2.4** Para calcular las fuerzas sísmicas que se desarrollan en la base de fundaciones enterradas en terreno plano, se pueden desprestigiar las fuerzas de inercia de las masas de la estructura que queden bajo el nivel de suelo natural y los empujes sísmicos del terreno, siempre que exista la restricción lateral de acuerdo a lo dispuesto en 7.2.3.

**7.2.5** El nivel basal del edificio se debe considerar en la base de sus fundaciones. La consideración de otra posición del nivel basal se debe justificar mediante un análisis.

**7.2.6** La presión de contacto admisible se debe definir en el nivel de contacto entre el terreno y la base del elemento de fundación utilizado. En el caso de rellenos de hormigón pobre bajo las fundaciones, la presión de contacto se debe definir en la base de dicho relleno; se deben comprobar las presiones de contacto y las deformaciones, tanto en la base del hormigón pobre como en el contacto entre fundación y hormigón pobre.

### **7.3 Pilotes**

**7.3.1** En la evaluación de la posibilidad de deterioro temporal o permanente de las características de resistencia o de deformación de los suelos de fundación como resultado de la acción sísmica, se deben incluir los suelos que pueden ser afectados por pilotes aislados o grupos de pilotes, de acuerdo con las siguientes pautas mínimas:

## NCh433

- a) **pilotes aislados:** hasta dos veces el diámetro del pilote por debajo de la cota de la punta del mismo;
- b) **grupo de pilotes:** hasta dos veces el diámetro o ancho del grupo por debajo de la cota de la punta del mismo.

**7.3.2** Los pilotes deben quedar adecuadamente conectados a cabezales.

**7.3.3** Los pilotes individuales o los cabezales de grupos de pilotes se deben conectar mediante vigas de amarre diseñadas para resistir una fuerza en compresión o tracción no inferior a un 10% de la mayor carga vertical que actúa sobre el pilote o sobre el conjunto.

**7.3.4** En el cálculo de la resistencia lateral de pilotes o grupos de pilotes se debe considerar que ésta se puede ver disminuida por aumento de presión de poros o licuefacción del suelo, o por pérdida de contacto entre el suelo y parte de la longitud del pilote debida a deformación plástica del suelo.

**7.3.5** No se deben aceptar pilotes de hormigón sin armadura. En el diseño de los pilotes se deben considerar, entre otros, los estados de carga correspondientes al traslado, instalación, hinca y operación del pilote.

**7.3.6** Se requiere inspección especializada durante el hincado o construcción de pilotes.

## 7.4 Estructuras contiguas

**7.4.1** En el diseño de fundaciones de edificios colindantes o próximos a obras existentes, se debe verificar que la influencia de las nuevas cargas aplicadas no afecte el comportamiento de la obra existente.

**7.4.2** El diseño y cálculo de las obras de agotamiento, socalzado, excavación, entibación y apuntalamiento, necesarias para materializar la construcción de edificios contiguos a otros ya existentes, deben considerar y disponer las medidas necesarias para evitar que con motivo de estas faenas ocurran deformaciones o aparezcan solicitaciones que sean perjudiciales a la obra existente.

**7.4.3** Antes de iniciar la construcción de un nuevo edificio, contiguo a obras existentes, se debe ejecutar un catastro detallado de las estructuras colindantes o cercanas comprometidas, incluyendo fisuras, grietas y desnivelaciones o distorsiones.

**7.4.4** La naturaleza temporal de algunas de las obras indicadas en 7.4.2 permite que su diseño y dimensionamiento se realicen con factores de seguridad menores que los usuales. Por ese motivo, en el caso de interrupción de faenas que impliquen que las obras de protección trabajen en un período mayor al contemplado en el proyecto, se deben adoptar las medidas de refuerzo que sean pertinentes.

## 8 Elementos secundarios

### 8.1 Generalidades

**8.1.1** El objetivo de esta cláusula es establecer condiciones y solicitaciones para el diseño y el anclaje de elementos secundarios y la interacción de éstos con la estructura resistente, tomando en cuenta el uso del edificio y la necesidad de continuidad de operación.

**8.1.2** No es necesario efectuar el análisis especificado en esta cláusula en el caso de vehículos y otros equipos móviles.

**8.1.3** Para el diseño de los elementos secundarios se deben considerar las siguientes fuerzas sísmicas en conjunto con otras solicitaciones. La componente horizontal debe ser la definida en 8.3. La componente vertical debe tener una magnitud igual a  $0,67 A_o P_p / g$  y se debe considerar hacia arriba o hacia abajo según cual de estas situaciones sea la más desfavorable.

### 8.2 Criterios sobre el nivel de desempeño

**8.2.1** Se distinguen tres niveles de desempeño en relación al comportamiento sísmico de elementos secundarios: superior, bueno y mínimo, a los cuales corresponden valores del factor de desempeño  $K_d$  iguales a 1,35; 1,0 y 0,75 respectivamente.

**8.2.2** El nivel de desempeño que se debe exigir en cada caso depende del elemento secundario que se esté considerando y de la categoría del edificio, de acuerdo con la clasificación indicada en 4.3. En Tabla 8.1 se indican los factores de desempeño para varios casos de uso frecuente.

### 8.3 Fuerzas para el diseño de elementos secundarios y sus anclajes

**8.3.1** Los elementos secundarios y sus anclajes a la estructura resistente se deben diseñar con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección.

$$F = Q_p C_p K_d \quad (8-1)$$

en que  $Q_p$  es el esfuerzo de corte que se presenta en la base del elemento secundario de acuerdo con un análisis del edificio en que el elemento secundario se ha incluido en la modelación. El coeficiente  $C_p$  y el factor de desempeño  $K_d$  se obtienen de Tabla 8.1.

**8.3.2** Alternativamente, el diseño y el anclaje de elementos secundarios rígidos, y de elementos secundarios flexibles relativamente livianos (cuyo peso total es menor que el 20% del peso sísmico del piso en que se encuentran ubicados), se puede realizar con la siguiente fuerza sísmica horizontal actuando en cualquier dirección:

$$F = (F_k / P_k) K_p C_p K_d P_p \quad (8-2)$$

en que el factor de amplificación dinámica  $K_p$  se determina según lo dispuesto en 8.3.3,  $C_p$  y  $K_p$  se obtienen de Tabla 8.1. En caso que se use el método de análisis estático estipulado en 6.2, se debe utilizar un valor de  $F_k / P_k$  no inferior a  $A_o / g$ .

## NCh433

**8.3.3** El coeficiente  $K_p$  se debe determinar alternativamente mediante uno de los dos procedimientos siguientes:

$$\text{a) } K_p = 2,2 \quad (8-3)$$

$$\text{b) } K_p = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (0,3 \beta)^2}} \quad (8-4)$$

en que:

$$\beta = 1 \quad \text{para } 0,8 T^* \leq T_p \leq 1,1 T^*$$

$$\beta = 1,25 (T_p / T^*) \quad \text{para } T_p < 0,8 T^*$$

$$\beta = 0,91 (T_p / T^*) \quad \text{para } T_p > 1,1 T^*$$

en que  $T_p$  es el período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario, incluyendo su sistema de anclaje, y  $T^*$  es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente del edificio en la dirección en que puede entrar en resonancia el elemento secundario. Para determinar  $\beta$  no se puede utilizar un valor de  $T^*$  menor que 0,06 s.

## 8.4 Tabiques divisorios

**8.4.1** Para los efectos de la interacción entre la estructura del edificio y los tabiques divisorios éstos se clasifican como sigue:

- **solidarios**, si deben seguir la deformación de la estructura;
- **flotantes**, si se pueden deformar independientemente de la estructura.

**8.4.2** La interacción entre tabiques solidarios y la estructura resistente del edificio debe ser analizada prestando especial atención a la compatibilidad de deformaciones; para tal efecto, estos elementos deben ser incorporados en el modelo utilizado en el análisis sísmico del conjunto, a menos que el desplazamiento relativo de entrepiso medido en el punto en que está el tabique sea igual o menor que 0,001 veces la altura de entrepiso.

**8.4.3** Los tabiques solidarios deben aceptar, sin que presenten daños que impidan su uso normal, la deformación lateral que se obtiene de amplificar por  $2R_1 K_d / 3$  la deformación lateral de entrepiso en el punto en que está ubicado el tabique, calculada con los métodos indicados en cláusula 6.

**8.4.4** La distancia lateral libre entre los tabiques flotantes y la estructura resistente debe ser igual o mayor que la deformación lateral que se obtiene de amplificar por  $2R_1 K_d / 3$  la deformación lateral de entrepiso en el punto en que está ubicado el tabique, calculada con los métodos de cláusula 6.

**8.4.5** Los anclajes de los tabiques flotantes se deben disponer de tal forma que permitan la deformación libre de la estructura resistente y a su vez aseguren la estabilidad transversal del tabique.

## **8.5 Aspectos complementarios**

**8.5.1** El dimensionamiento de los anclajes se hace sin contar con el rozamiento que pueda existir entre las superficies de apoyo.

**8.5.2** Para evitar que los pernos de anclaje queden sometidos a esfuerzos de cizalle originados por solicitaciones sísmicas, se deben disponer elementos adicionales de fijación. En aquellos casos en que esto no resulte práctico, los pernos de anclaje se deben diseñar para resistir el esfuerzo de cizalle sísmico incrementado en un 100%. En ningún caso se aceptan equipos sin anclaje.

**8.5.3** Los elementos secundarios que deben tener un nivel de desempeño superior ( $K_d = 1,35$ ) o bueno ( $K_d = 1,0$ ) deben ser capaces de resistir sin daño las fuerzas de diseño resultantes de las expresiones (8-1) y (8-2) según corresponda.

**8.5.4** Todos los equipos de suministro de gas, vapor, gases en redes de frío, agua a altas temperaturas u otros líquidos peligrosos de edificios pertenecientes a la categoría IV indicada en 4.3, deben estar provistos de un sistema de corte automático que se active cuando la aceleración en la base del edificio alcance un valor igual a  $\lambda A_o$ . Los valores de  $\lambda$  se indican en Tabla 8.2, y dependen de la relación que existe entre la peligrosidad del efecto directo a que puede dar origen el daño y de las posibilidades que existen de suspender sin mayores problemas el suministro o servicio que ofrece el equipo.

Tabla 8.1 - Valores del coeficiente  $C_p$  y del factor de desempeño  $K_d$   
para el diseño y anclaje de elementos secundarios

	$C_p$	Factor de desempeño, $K_d$		
		Categoría del edificio		
		IV	III	II
<b>I Elementos secundarios</b>				
<b>Apéndices y elementos agregados</b>				
- Chimeneas, parapetos, cornisas y elementos agregados en muros	2,0	1,35	1,35	1,0
- Elementos aislados empotrados en su base	1,5	1,0	1,0	0,75
- Equipo montado en cielo, pared o piso	1,0	1,35	1,0	0,75
- Repisas incluyendo su contenido permanente	1,0	1,35	1,0	0,75
- Letreros	2,0	1,0	1,0	0,75
<b>Tabiques y muros no estructurales</b>				
- Escaleras	1,5	1,35	1,0	1,0
- Escapes horizontales o verticales	1,0	1,35	1,35	1,0
- Pasillos públicos	1,0	1,35	1,0	0,75
- Pasillos privados	0,7	1,35	0,75	0,75
- Otras divisiones de altura total	1,0	1,35	1,0	1,0
- Otras divisiones de altura parcial	0,7	1,0	0,75	0,75
- Muros exteriores no resistentes y muros cortina	2,0	1,35	1,0	0,75
<b>II Equipos mecánicos o eléctricos</b>				
- Equipos eléctricos de emergencia	2,0	1,35	1,35	1,35
- Sistemas de alarma de fuego y humo				
- Sistemas para sofocar incendios				
- Sistemas de emergencia				
- Calefactores, termos, incineradores, chimeneas, ventilaciones	2,0	1,35	1,0	0,75
- Sistema de comunicación				
- Sistemas de distribución eléctrica				
- Estanques a presión y para líquidos peligrosos				
- Estanques para líquidos inertes	1,5	1,35	1,0	0,75
- Ascensores	1,5	1,35	1,0	0,75
- Ductos y tuberías de distribución	1,5	1,35	1,0	0,75
- Maquinaria en general	0,7	1,35	1,0	0,75
- Iluminación	0,7	1,35	1,0	0,75

Tabla 8.2 - Valores del factor  $\lambda$

Trastornos producidos por la interrupción del suministro o servicio	Nivel de peligrosidad		
	Alto	Mediano	Bajo
Pequeños	0,8	1,1	1,4
Medianos	1,1	1,4	1,7
Grandes	1,4	1,7	N.R. <sup>1)</sup>

1) N.R = No se requiere de sistema de corte.

## **Anexo A** (Informativo)

### **Daño sísmico y recuperación estructural**

#### **A.1 Generalidades**

**A.1.1** Las disposiciones de este anexo están destinadas a fijar criterios y procedimientos para:

- a) evaluar el daño producido en la estructura resistente de edificios como consecuencia de un sismo;
- b) orientar la recuperación estructural tanto de edificios dañados por un sismo como de edificios potencialmente inseguros frente a un movimiento sísmico futuro.

**A.1.2** Las características de una estructura que se pueden modificar con un proceso de recuperación estructural son su resistencia, rigidez, ductilidad, masa y sistema de fundaciones.

**A.1.3** La recuperación estructural se denomina "reparación" cuando a una estructura dañada se le restituye al menos su capacidad resistente y su rigidez original.

**A.1.4** La recuperación estructural se denomina "refuerzo" cuando a una estructura dañada o sin daño se le modifican sus características de modo de alcanzar un nivel de seguridad predeterminado mayor que el original.

#### **A.2 Evaluación del daño sísmico y decisiones sobre la recuperación estructural**

**A.2.1** El grado de daño sísmico de un edificio puede ser leve, moderado o severo.

**A.2.2** La estimación del grado de daño debe ser realizada por un profesional especialista, quien debe analizar y cuantificar el comportamiento de todos los parámetros que definen el daño.

**A.2.3** La Dirección de Obras Municipales puede ordenar el desalojo de todo edificio que presente un grado de daño severo y la posibilidad de colapso total o parcial frente a réplicas o sismos futuros.

**A.2.4** La Dirección de Obras Municipales, con el informe escrito concordante de al menos un profesional especialista, puede ordenar la demolición de edificios con daños sísmicos severos que presenten la posibilidad de colapso, que ponga en peligro vidas humanas o bienes ubicados en la vecindad del edificio.

**A.2.5** La decisión sobre el tipo de recuperación estructural de un edificio no sólo debe considerar el grado de daño sino que también la intensidad sísmica que tuvo el evento en el lugar considerado.

### **A.3 Requisitos que debe cumplir el proyecto de recuperación estructural**

**A.3.1** El proyecto de recuperación estructural de un edificio dañado por un sismo debe ser elaborado por un profesional especialista y debe contar con la aprobación de la Dirección de Obras Municipales. Cuando se trate de edificios de la categoría IV indicada en 4.3, el proyecto de recuperación estructural debe ser revisado por otro profesional especialista.

**A.3.2** El proyecto de recuperación estructural debe incluir los siguientes antecedentes:

- a) catastro detallado de daños en los elementos componentes de la estructura resistente;
- b) estimación del grado de daño;
- c) determinación de las causas y justificación de los daños;
- d) nivel de seguridad sísmica de la recuperación estructural;
- e) criterios básicos de diseño;
- f) soluciones de reparación y de refuerzos;
- g) planos generales y de detalles;
- h) especificaciones técnicas constructivas;
- i) nivel de inspección de obras;
- j) aprobación del revisor del proyecto de acuerdo con lo establecido en A.3.1.

### **A.4 Disposiciones generales sobre métodos de reparación**

**A.4.1** En caso que la recuperación estructural consulte elementos resistentes adicionales se debe velar porque su contribución al comportamiento sísmico de la estructura sea efectiva, es decir, que durante el sismo dichos elementos de refuerzo reciban y transmitan las solicitaciones en la forma considerada en el cálculo.

**A.4.2** Se deben especificar cuidadosamente los procesos de liberación y traspaso de cargas contempladas en el proyecto de recuperación estructural. En caso necesario, se deben efectuar las mediciones en terreno que se requieran para verificar que se cumplan las condiciones del proyecto y llevarse el registro correspondiente.

## **A.5 Requisitos que debe cumplir el proceso constructivo de la recuperación estructural**

**A.5.1** El proceso constructivo de la recuperación estructural debe ser realizado por una empresa con experiencia en este tipo de trabajo, debe contar con una inspección especializada, y con la supervigilancia del profesional especialista que efectuó el proyecto de recuperación.

**A.5.2** El profesional encargado de la inspección debe ser independiente de la empresa ejecutora de la obra y de estadía permanente durante la etapa de obra gruesa. La Inspección puede ser realizada por el autor del proyecto de recuperación.

**A.5.3** La Dirección de Obras Municipales puede eximir de las disposiciones A.5.1 y A.5.2 a las viviendas aisladas individuales que cumplan simultáneamente con las dos condiciones siguientes:

- a) tener una superficie inferior a 200 m<sup>2</sup>;
- b) tener un número de pisos no superior a dos.

En este caso, el proceso constructivo debe contar con la supervigilancia del autor del proyecto de recuperación.

## **A.6 Necesidad de recuperación de edificios sin daños**

**A.6.1** Los edificios de la categoría IV indicada en 4.3, se deben someter cada 10 años a una revisión con el fin de establecer su conformidad con los requisitos de esta norma.

## Anexo B (Normativo)

### Disposiciones transitorias

#### B.1 Diseño de Estructuras de Acero

Mientras no se oficialice la versión de la norma chilena para dimensionamiento y construcción de estructuras de acero, se deben usar las disposiciones contempladas en las normas siguientes:

- a) *Specification for Structural Steel Buildings* del American Institute of Steel Construction [AISC, 2005].
- b) En las materias relacionadas con diseño sísmico de edificios, las disposiciones de la *Specification of Structural Steel Buildings* [AISC, 2005] se deben complementar con las disposiciones de la *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [AISC, 2005]. Para la aplicación de estas disposiciones, los valores de  $R$  y  $R_o$  para estructuras de acero de Tabla 5.1 corresponden a sistemas estructurales que pueden ser clasificados como Marcos especiales (SMF), en el caso de pórticos, o como Marcos concéntricos especiales (SCBF), en el caso de sistemas arriostrados. Para sistemas estructurales que no puedan ser clasificados en estas categorías no se deben considerar valores mayores que los indicados en Tabla 5.1.

Los valores de  $R$  y  $R_o$  de Tabla 5.1 sólo son aplicables a sistemas estructurales formados por elementos de acero indicados en *Specification of Structural Steel Buildings* [AISC, 2005] y las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [AISC, 2005].

#### B.2 Clasificación sísmica del terreno de fundación.

Durante los años 2012 y 2013  $V_s$  se debe determinar mediante una medición in-situ, o del análisis de los datos y ensayos obtenidos de la exploración geotécnica. A partir del 1 de enero del año 2014 la medición de  $V_s$  in-situ será obligatoria.

Cuando existe una adecuada base geológica del terreno en estudio, y además se dispone del perfil de velocidad de onda de corte en profundidad que indica que  $V_s$  aumenta monótonicamente con la profundidad hasta los 30 metros (medidos éstos desde la superficie natural), y adicionalmente, se cuenta con calicatas o exploración de al menos 10 metros de profundidad, el Ingeniero Especialista en Mecánica de Suelos puede, bajo su responsabilidad técnica, prescindir de la exploración de 30 metros de profundidad que requiere para establecer valores de N-SPT,  $q_u$ , o  $S_u$ , según corresponda, para establecer la clasificación sísmica del subsuelo.

Esta disposición será válida por un período de 18 meses a contar del 13 de diciembre 2011.

No pueden acogerse a esta disposición las estructuras clasificadas según su uso como Tipo III o IV, a excepción de:

- Aquellas que cumplen con ser menores a 500 metros cuadrados construidos y además, no superior a 2 niveles y/o pisos y de una altura total menor a 8 metros.
- Aquellas correspondientes a galpones metálicos y no prefabricados, de un piso, de menos de 3.000 metros cuadrados construidos.

## Anexo C (Normativo)

### Empujes en muros subterráneos

**C.1** La evaluación de empujes de tierra que se indica a continuación considera suelos con superficie horizontal, actuando sobre muros perimetrales verticales arriostrados por losas de piso.

**C.2** La componente estática del empuje de tierras se debe evaluar para una condición de reposo.

**C.3** La componente sísmica del empuje se puede evaluar usando la siguiente expresión:

$$\sigma_s = 0,3 C_R \gamma h_m A_o / g \quad (\text{C-1})$$

en que:

- $\sigma_s$  = presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura del muro;
- $h_m$  = altura del muro en contacto con el suelo;
- $\gamma$  = peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro;
- $A_o$  = aceleración efectiva máxima del suelo, que se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país;
- $C_R$  = coeficiente igual a 0,45 para suelos duros, densos o compactados; igual a 0,70 para suelos sueltos o blandos; e igual a 0,58 para rellenos sueltos depositados entre el muro y el talud de una excavación practicada en suelo denso o compactado.

Esta sollicitación se debe agregar a la acción H con el signo correspondiente.

**C.4** En el caso de existir napa dentro del suelo retenido, si la permeabilidad del suelo o sus condiciones de drenaje son tales que impiden el desarrollo de incrementos de presión de poros que conduzcan a un deterioro del suelo o a su eventual licuefacción, la expresión (C-1) se debe usar considerando un peso unitario modificado  $\gamma^*$  dado por:

$$\gamma^* = \gamma_{sat} - \frac{D_w}{h_m} (\gamma_{sat} - \gamma) \quad (\text{C-2})$$

en que:

- $\gamma$  = peso unitario húmedo del material retenido sobre la napa;
- $\gamma_{sat}$  = peso unitario saturado del material bajo la napa;
- $D_w$  = profundidad de la napa;
- $h_m$  = altura del muro en contacto con el suelo.

## Anexo D (Informativo)

### Comentario

**D.1.1** El objetivo fundamental que se pretendió con las nuevas disposiciones de la norma NCh 433.Of96 fue el de aprovechar la experiencia chilena en el diseño y construcción sismorresistente. El buen comportamiento sísmico de los edificios chilenos construidos hasta 1985 se atribuyó a su alta rigidez y a la práctica para evitar plantas con excentricidades excesivas, impulsada por la disposición de la norma NCh 433.Of72, que limitaba las estructuraciones en planta a aquellas en que el valor del esfuerzo producido en cada elemento por la torsión no superaba al del esfuerzo producido por la traslación (INN, 1972). La alta rigidez de los edificios chilenos construidos hasta 1985 fue una característica de los edificios de hormigón armado estructurados con muros. Para proporciones de áreas de muros relativas al área de la planta del orden del 2% al 3% en cada dirección, y un número de pisos menor que 20, no fue difícil mantener los desplazamientos horizontales relativos máximos entre pisos sucesivos dentro de límites estrechos y lograr que las tensiones por esfuerzo de corte y por flexo-compresión de los muros tuvieran valores moderadamente bajos, sin necesidad de recurrir a los pesados refuerzos de borde que se exigían a los muros en otros países sísmicos, como por ejemplo, en el código ACI 318-89. Esta práctica nacional redundó además en una resistencia de los edificios a acciones laterales que era generalmente mayor que la mínima exigida por la norma (sobrerresistencia), lo cual implicó menores requerimientos de ductilidad durante eventos sísmicos de gran intensidad, como el ocurrido en marzo de 1985. Por consiguiente, los daños fueron menores y ello se consiguió con diseños estructurales y procedimientos constructivos menos sofisticados que los empleados en países donde se confía mayormente en el comportamiento inelástico dúctil para evitar el colapso durante sismos de gran severidad.

Sin embargo, la alta rigidez lateral no era una cualidad exclusiva de los edificios chilenos estructurados con muros. Ella también era característica de los pocos edificios chilenos estructurados exclusivamente con pórticos, debido al control de la deformación de entrepiso ya mencionada y al valor mínimo que ha regido para el esfuerzo de corte basal. Esto también redundó en una sobrerresistencia de estos edificios, con análogas beneficiosas consecuencias a las señaladas anteriormente para los edificios de muros. Sin embargo, no es menos cierto que esta conclusión se basó sólo en los edificios de hormigón armado, debido a la casi nula presencia de construcciones de pórticos de acero en la práctica nacional.

La comunidad profesional, ingenieros y arquitectos, no deben olvidar que las disposiciones de la norma NCh 433.Of96 fueron redactadas suponiendo que la práctica nacional no se apartaría del camino seguido hasta 1985. Muchas de las decisiones del Comité de la norma se adoptaron considerando la experiencia obtenida del comportamiento de los edificios durante sismos ocurridos hasta dicho año. Por lo tanto, se advirtió que las disposiciones de la dicha norma perderían validez si se abandonaban las prácticas de estructuración y construcción sismorresistente que dieron tan buen resultado en nuestro país hasta 1985.

¿Cuál es la experiencia recogida como consecuencia del sismo de febrero 2010 que afectó la zona centro-sur de Chile? Aun cuando las conclusiones definitivas no se obtendrán hasta unos años más, sí se sabe que de los casi 12000 edificios construidos en esta zona entre

## NCh433

1985 y 2009, 40 sufrieron daños estructurales, la mayoría de ellos no observados en los edificios construidos hasta 1985. Las razones principales de estos daños se atribuyen al aumento del nivel de compresión axial en los muros, provocado por el uso de un mayor número de pisos y/o de reducción de los espesores en los muros respecto de la práctica tradicional, a discontinuidades en estos muros a nivel de subterráneo o primer piso, y al no uso de confinamiento en las cabezas de compresión de los muros, refrendado por la norma NCh 433.Of96, como se ha señalado anteriormente. La ocurrencia de estos daños motivó al Ministerio de Vivienda y Urbanismo, (MINVU), a formar comités para actualizar las normas NCh 433.Of96 Modif.2009 y NCh 430.Of2008, y de esta forma impedir que estos daños vuelvan a ocurrir en sismos futuros. El resultado de este trabajo fue la oficialización de los Decretos N° 117 y 118 en febrero 2011, los que fueron reemplazados por los Decretos N° 61 y 60, respectivamente, en diciembre 2011.

Como se señala en el Preámbulo, el objetivo de la presente versión de la norma es refundir en un solo documento la norma NCh 433.Of96 Modif.2009 y el Decreto N° 61. Esta versión debe ser revisada en cuanto se hayan procesado los registros sísmicos obtenidos en febrero 2010 y se disponga de las conclusiones de las investigaciones para determinar las causas de los daños en el pequeño porcentaje de los edificios que los experimentaron, así como también las razones para la ausencia de daños en la mayoría de los edificios.

**D.1.4** El comité de la norma estima que debiera existir un organismo nacional permanente que recogiera las proposiciones de modificación de la norma, revisara y aprobara los diseños de las obras que estén fuera del alcance de la misma, y sancionara el uso de otros métodos de análisis y de nuevas tecnologías.

**D.4.1** Chile es conocido por su alta sismicidad. Sin embargo, el peligro sísmico no se distribuye en forma homogénea en todo el país. Entre Arica y la Península de Taitao la sismicidad es mayor que en la región austral, debido a la geometría y velocidad relativa de desplazamiento de las placas tectónicas presentes. En Chile continental, al norte de la Península de Taitao, se presenta una tectónica de convergencia y subducción de la placa de Nazca bajo el continente, reflejada en una mayor actividad sísmica a lo largo de la costa con disminución importante hacia el Este. Se ha optado por definir tres zonas o franjas paralelas a la costa con coeficientes sísmicos que se reducen de costa a cordillera. Las líneas de separación entre zonas se han trazado siguiendo curvas de igual peligro sísmico propuestas por diversos autores para distintas zonas del país (Barrientos (1980); Martín (1990); y Algermissen et.al. (1993)).

Al sur de la Península de Taitao la sismicidad decae drásticamente, volviendo a incrementarse al sur del Estrecho de Magallanes, por la presencia de una zona de fallas de rumbo que se inicia en la boca occidental del Estrecho con rumbo NW-SE, sigue según eje del seno Almirantazgo y Lago Fagnano y se interna en el Océano Atlántico al SE de Tierra del Fuego. La sismicidad de esta región austral no está bien estudiada; sin embargo, es conocida la ocurrencia de sismos de gran magnitud, como los dos terremotos de diciembre de 1949 de magnitud 7.8, sentidos en Punta Arenas con intensidad VII en la escala Modificada de Mercalli, y el terremoto de febrero de 1879 de magnitud estimada 7.3, por lo que se justifica la zonificación sísmica propuesta.

Las islas del Archipiélago de Juan Fernández, Sala y Gómez, Pascua, San Félix y San Ambrosio, y el territorio chileno Antártico deben tratarse con criterios especiales por estar en zonas alejadas de bordes de placas y por tanto de menor actividad sísmica.

**D.4.2.1** Los siguientes son ejemplos de singularidades topográficas: las laderas de cerros o quebradas, los promontorios y los bordes de mesetas. Muchas singularidades

geomorfológicas se presentan también como singularidades topográficas; por ejemplo, conos de deyección, y antiguos deslizamientos. Otras singularidades geomorfológicas están representadas por el desarrollo de contactos inclinados entre materiales de muy diferente rigidez, bajo la superficie de un terreno horizontal. De este tipo son, por ejemplo, las singularidades que se producen en el contacto de un depósito fluvial con las laderas del valle y en las zonas de transición o engrane de depósitos con estratificación no paralela.

No es posible dar directivas simples para caracterizar cuantitativamente la magnitud de los efectos locales debido a las singularidades topográficas o geomorfológicas o para estimar la distancia a partir de la cual tales efectos son despreciables.

**D.4.2.2** La respuesta sísmica en superficie de un depósito de suelo y la sollicitación sísmica que se desarrolla sobre una estructura emplazada en dicho depósito son principalmente dependiente de la rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores del terreno de fundación, del período fundamental del depósito de suelos, del nivel de amortiguamiento desarrollado por los distintos suelos constituyentes del terreno y de la excitación sísmica propiamente tal. Teniendo en consideración la tecnología disponible a lo largo del país, la clasificación sísmica de suelos se ha optado por centrarla en el parámetro que se estima más relevante en una primera aproximación, éste es el parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores, correspondiente a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno,  $V_{s30}$ .

**D.4.2.3** La experiencia empírica y la teoría indican que el mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos de afloramiento rocoso y por el contrario, el mayor daño se ha observado en terrenos de suelos finos blandos. Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de fundación considera unidades, o niveles, que van desde el de mejor comportamiento (Roca: Suelo Tipo A) al de mayor exigencia sísmica (Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana).

**D.4.3** La clasificación de edificios se actualizó en la Modificación 2009, de acuerdo a lo establecido en la norma NCh 3171.Of2010.

**D.5.1.1** En este artículo, la norma establece explícitamente sus objetivos respecto al comportamiento sísmico que se espera lograr en las estructuras. Este planteamiento corresponde a una filosofía de diseño enunciada inicialmente en 1960 y que hoy es aceptada en forma casi universal. En esta norma, además de hacerse explícitos los objetivos perseguidos, hay un cambio de énfasis que apunta a satisfacer prioritariamente el tercero de los objetivos enunciados. Esta afirmación es una consecuencia obvia de observar que la acción sísmica de diseño se ha establecido para un evento de baja probabilidad de ocurrencia. Las fuerzas de diseño de la norma implican una reducción de la respuesta elástica a través del factor R para considerar, entre otras razones, la incursión en el rango inelástico durante eventos sísmicos particularmente severos. Por otra parte, las observaciones sobre los efectos producidos por sismos moderados llevan a concluir que las disposiciones de la norma NCh 433.Of72 eran adecuadas para lograr que el comportamiento de las estructuras se mantuviera dentro del rango elástico durante sismos de intensidad moderada. Como el nivel de resistencia sísmica exigido por esta norma es en todos los casos superior al que establecía la anterior, se puede afirmar que este documento también cumple el primero de los objetivos enunciados en este artículo.

Las disposiciones de una norma sísmica no pueden garantizar por sí solas un buen comportamiento sísmico. Esto se debe a que este comportamiento está muy influido por la forma de dimensionamiento o diseño de los elementos estructurales, la cual depende de la

## NCh433

norma de diseño del material correspondiente, y muy particularmente, por la forma en que se ejecutó la construcción del edificio.

**D.5.1.2** El hecho que el tipo de análisis sísmico que se requiere siga basándose en el comportamiento lineal-elástico de la estructura merece ser analizado. No existen aún procedimientos de análisis inelástico suficientemente sencillos para ser aplicados en la práctica profesional. Por esta razón, el énfasis de las disposiciones de esta norma no se ha puesto en sofisticar los métodos de análisis sino en exigir limitaciones a las deformaciones sísmicas para obtener estructuraciones sanas y adecuado comportamiento sísmico. En este sentido, se puede afirmar que el corazón de las disposiciones aprobadas en 1996 está en las limitaciones de las deformaciones del párrafo 5.9: limitando la deformación de entrepiso, medida en el centro de masas, a 0,002 veces la altura de entrepiso se pretende obtener suficiente rigidez lateral e impedir daños en elementos secundarios; limitando la deformación de entrepiso, medida en cualquier punto de la planta (esquinas) y en forma relativa al desplazamiento correspondiente del centro de masas, a 0,001 veces la altura de entrepiso se pretende obtener estructuraciones razonablemente simétricas en planta y con suficiente rigidez torsional.

No obstante las limitaciones indicadas anteriormente, puede darse el caso de estructuras que aun satisfaciéndolas, puedan ser calificadas como irregulares desde el punto de vista de la distribución de rigidez, resistencia y masa tanto en planta como en altura. Sobre este punto se abunda en el comentario al párrafo 6.1.

**D.5.2.1** La modificación 2009 adoptó las combinaciones de estados de cargas establecidos en la norma NCh 3171.Of2010.

**D.5.3** Es problemático aplicar las disposiciones de la norma NCh 433 en ausencia de una norma oficial para el diseño de estructuras de acero, particularmente cuando el Comité de la norma ha reconocido que la seguridad sísmica de los edificios no puede ser garantizada a través del cumplimiento de la norma NCh 433 solamente. Sin embargo, las referencias transitorias exigen que, mientras no se oficialice una nueva versión de la norma NCh 427, el diseño de estructuras de acero debe hacerse con las especificaciones de la AISC y de la AISI.

**D.5.7.1** El factor de modificación de la respuesta  $R^*$  depende principalmente del valor del parámetro  $R_0$ . Los valores de  $R_0$  se indican en la tabla 5.1 de la norma y fueron obtenidos a través de un proceso de calibración con los requisitos de resistencia exigidos por la norma vigente hasta 1993. En este proceso, se compararon los esfuerzos de corte basales obtenidos para un conjunto representativo de edificios, idealizados como sistemas de un grado de libertad con período igual al del modo fundamental, tanto para el espectro de la norma anterior como el de la nueva norma. El valor de  $R_0$  para los edificios de muros de hormigón armado se escogió de modo que los edificios de 10 a 12 pisos que se diseñen en la zona sísmica 3 tengan la misma resistencia sísmica que la provista por la norma NCh 433.Of72. Esta decisión se basó en el comportamiento satisfactorio exhibido por estos edificios hasta el sismo ocurrido en marzo de 1985. Por otra parte, el valor de  $R_0$  para los edificios de albañilería armada se escogió de modo que los edificios de 4 a 5 pisos diseñados en zona sísmica 3 tengan el mismo esfuerzo de corte basal de diseño que el resultante de aplicar las disposiciones de NCh 433.Of72 modificadas por la norma de albañilería armada (INN, 1986), aprovechando los estudios sobre estos edificios realizados en la década de los años 80 con motivo de la redacción de la norma NCh1928. Los valores de  $R_0$  para los otros tipos de estructuraciones y otros materiales fueron decididos en 1996 por comparación con los indicados anteriormente, usando los valores de modificación de la

respuesta que aparecen en otras normas (ICBO, 1991). La elección de los valores de  $R_0$  y de las restantes disposiciones que determinan la resistencia sísmica de los edificios, fue verificada posteriormente sobre un conjunto amplio de edificios usando como parámetro de comparación el esfuerzo de corte basal obtenido de los análisis modales espectrales de las normas de 1996 y 1972.

Los valores de  $R$  para el análisis estático se determinaron de modo de reproducir la correspondiente curva espectral reducida en la rama descendente comprendida entre los coeficientes sísmicos máximo y mínimo. El uso de un valor constante del coeficiente sísmico para los períodos cortos permite usar un coeficiente de modificación de la respuesta  $R$  que es independiente del período fundamental de la estructura.

Con relación al uso de los valores de  $R_0$  que aparecen en la tabla 5.1 de la nueva norma, así como de los valores de  $R$  que se usan en el análisis estático, debe tenerse presente que ellos son los máximos valores que la norma permite, pudiendo el proyectista del edificio usar valores menores si estima que la estructuración se aleja del tipo tradicional que ha servido para determinar los valores de esta tabla. Asimismo, dado que la tabla 5.1 no incluye todos los posibles tipos de estructuración y materiales que se pueden dar en la práctica, el usuario debe emplear su buen juicio y prudencia para adoptar los valores de  $R_0$  y  $R$  para casos no contemplados en dicha tabla.

**D.5.7.2** Estas disposiciones obedecen al hecho que en estructuras con diferentes sistemas estructurales, el comportamiento sísmico puede estar determinado por la respuesta del sistema con menor capacidad de disipación de energía.

**D.5.7.3** Al igual que en 5.7.2, la existencia de la respuesta torsional implica respuestas traslacionales en distintas direcciones horizontales para una excitación sísmica determinada.

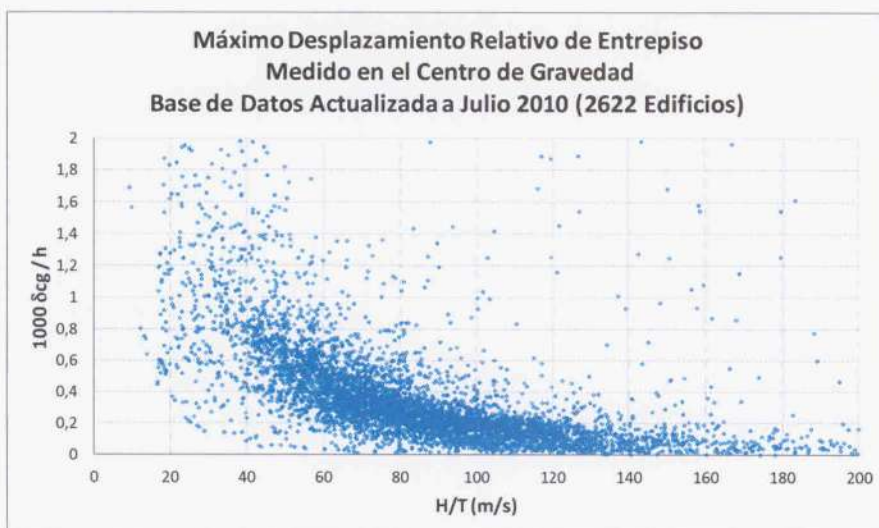
**D.5.8.1** Un aspecto muy controvertido durante la discusión de la versión 1996 de la norma fue la disposición 5.8.1 que mantiene el requisito de análisis sísmicos independientes según direcciones horizontales perpendiculares. El espíritu de esta disposición es que el proyectista busque, cuando sea necesario, las direcciones de análisis que producen las sollicitaciones sísmicas más desfavorables en los elementos estructurales, en vez de usar las direcciones más convenientes o cómodas. No obstante, cabe hacer presente que el Comité eliminó, después de una prolongada discusión, la disposición del anteproyecto de norma (INN, 1989) que requería que el diseño de cada elemento se hiciera con los esfuerzos resultantes de la acción sísmica en una dirección más el 30% de los esfuerzos en el mismo elemento producido por la acción sísmica en la dirección perpendicular a la anterior. Esta disposición tenía un doble objetivo: reflejar en mejor forma el efecto producido por las dos componentes horizontales de los movimientos sísmicos, y protegerse de los efectos que pueden producirse en algunos elementos de plantas que ofrecen una excesiva excentricidad, caso en el cual pueden producirse sollicitaciones de importancia en elementos orientados ortogonalmente respecto a la dirección de la acción sísmica. Sin embargo, esta disposición no fue incluida en la versión 1996 de la norma por las dificultades que acarrea para el proceso de diseño, sin un claro beneficio para la obtención de estructuraciones más seguras, y al hecho que las disposiciones que controlan los movimientos torsionales tienden a impedir el uso de plantas con grandes excentricidades. Diversos códigos actuales incluyen la disposición que no se acogió en la versión 1996 de la norma. Es recomendable que este problema sea nuevamente discutido en el próximo comité de esta norma.

**D.5.8.2** En lo que se refiere a la disposición 5.8.2 sobre el diseño para la acción sísmica vertical, el Comité 1996 se inclinó por la especificación de una fuerza sísmica vertical en vez de una aceleración vertical, lo que afecta principalmente al diseño de elementos en voladizo.

## NCh433

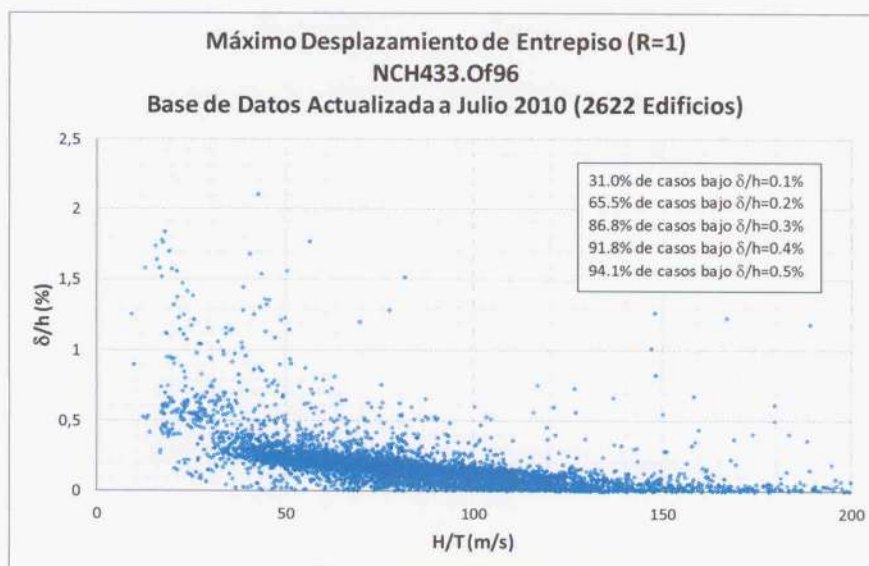
Debe tenerse especial cuidado con el diseño de elementos pretensados, en los cuales una reducción de la acción gravitacional puede producir tensiones de tracción en el hormigón que no existían bajo las condiciones de diseño no sísmico.

**D.5.9** La importancia de las disposiciones de este párrafo dentro del contexto general de esta norma ha sido destacada en los comentarios referentes a 5.1.2 y 6.2.1, por lo que no se estima necesario repetirlo aquí. La figura siguiente, proporcionada por I.E.C. Ingeniería, muestra el mayor desplazamiento relativo de entrepisos calculado con fuerzas sísmicas reducidas, medido en el centro de gravedad, para una muestra de 2622 edificios reales.

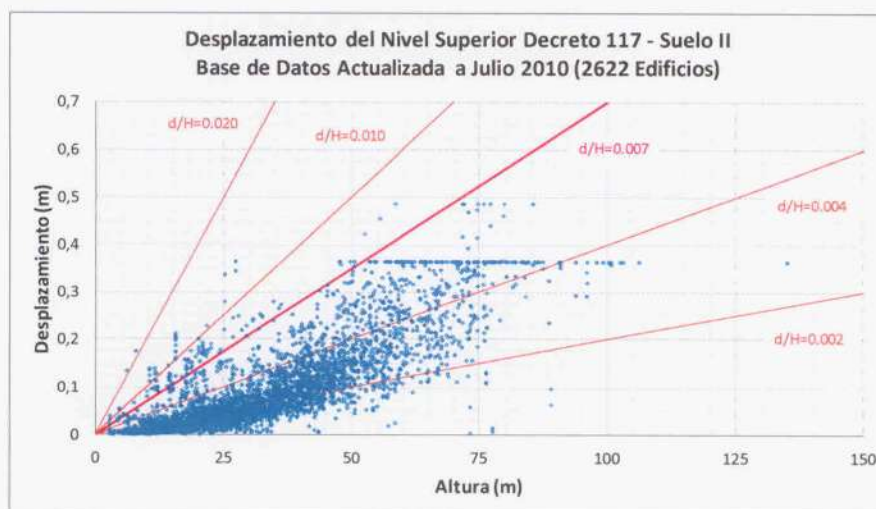


La disposición para controlar la deformación de entrepiso fue analizada durante la discusión del Decreto N° 61. Diversos aspectos fueron analizados, así por ejemplo, se reconoce que en los edificios muy altos la amplificación para alcanzar el corte mínimo es del mismo orden de magnitud que el factor de modificación de la respuesta y por lo tanto la limitación de desplazamientos de entrepiso se aplica esencialmente a valores elásticos, no reducidos. En este caso los límites de la deformación de entrepisos pueden estar por el lado conservador.

Alternativamente algunos ingenieros han hecho ver la conveniencia de controlar la deformación relativa de entrepisos con la respuesta elástica. La figura siguiente muestra que para esta condición el 94.1% de los edificios de la base de datos citada presenta su mayor deformación relativa bajo el 0.5% de la altura del piso respectivo.



También se reconoce que en la filosofía del “Diseño Basado en Desempeño”, (SEAOC, 1995), se controla adicionalmente la deformación de techo respecto de la altura total. En ese sentido se plantea limitar en el futuro la deformación elástica de techo, (sin reducción por R), al 0.7% de la altura sobre el nivel basal ( $\delta u < 0.007 H/I$ , en que I es el factor de importancia). De adoptarse esta disposición, serían muy pocos los edificios afectados, tal como lo muestra la figura siguiente proporcionada por I.E.C. Ingeniería para la muestra estadística de 2622 edificios reales:



**D.5.9.3** Se entiende que para satisfacer esta disposición en cualquier punto de la planta, basta con verificar que se cumple en las esquinas.

**D.5.10.1** La estimación de  $R^*/3$  veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6 correspondía aproximadamente a lo estipulado en NCh 433.Of72 (3 veces los desplazamientos calculados) y en el código UBC (3Rw/8 veces los desplazamientos calculados) (ICBO, 1991). Los miembros del Comité 1996 estaban

## NCh433

conscientes que estos desplazamientos podían ser mayores, hasta  $R^*$  veces los desplazamientos calculados, si el comportamiento estructural incursionaba en el rango inelástico durante eventos sísmicos de intensidad extrema. Sin embargo, la experiencia obtenida con el tipo de estructuración usada en edificios chilenos hasta 1985 demostró que la limitación de NCh 433.0f72 era razonable, por lo que el Comité 1996 consideró que no se justificaba un cambio que exigiera separaciones mayores, siempre que se mantuviera el tipo de estructuración que se había usado hasta esa fecha. Este criterio fue revisado durante la discusión del Decreto N° 61, cambiándose la estimación  $R^*/3$  por  $2R_1/3$  veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6, (ver D.6.3.5.3).

**D.6.1** El comportamiento sísmico de los edificios que presentan irregularidades estructurales, tanto en vertical como en planta, ha sido un problema que ha preocupado a muchos de los encargados en redactar disposiciones normativas de diseño sísmico. En el comentario del documento del SEAOC (1990) se ilustran los tipos más usuales de irregularidad estructural que se producen en los edificios. El problema de la irregularidad estructural incluye dos aspectos: uno es el método de análisis sísmico que se requiere para las estructuras irregulares, el cual está tratado en esta norma en el subpárrafo 6.2.1; el otro aspecto es la forma de diseñar los elementos estructurales vecinos a la irregularidad vertical, puesto que en estos elementos se producirá una demanda concentrada de ductilidad durante eventos sísmicos severos, o bien, cómo enfrentar el diseño de elementos de plantas con irregularidad torsional por el desconocimiento que existe respecto a la distribución de esfuerzos sísmicos cuando el comportamiento de algunos de sus elementos incursiona en el rango inelástico. El proyectista debe considerar estas situaciones y diseñar de modo de tener factores de utilización (resistencia provista/demanda de resistencia) uniformes o reducir el valor de  $R$  para la obtención de los esfuerzos internos en los elementos donde se podría esperar una mayor demanda de ductilidad.

**D.6.1.1** Es destacable el hecho que en la versión 1996 de esta norma se hayan cambiado las disposiciones referentes a la torsión, particularmente en lo referente al momento torsor estático originado por la excentricidad del centro de rigidez respecto al centro de masas. Desde dicha fecha se exige que el sistema de fuerzas horizontales estáticas se aplique sobre un sistema estructural con tres grados de libertad por piso, con lo cual se está considerando automáticamente el efecto de la torsión "natural" de la planta. Este nuevo procedimiento es más adecuado para los métodos computacionales de análisis y evita el problema de definir los centros de rigidez en los edificios de varios pisos, definiciones que en muchos casos no tienen relación con la existencia física de la torsión en planta. El análisis modal espectral también debe considerar en todos los casos un modelo con tres grados de libertad por piso.

**D.6.1.2** Existen casos en que el efecto de la torsión accidental es de baja importancia, por ejemplo, en plantas con elevada excentricidad entre centro de masas y centro de rigidez. En estos casos no es necesario incluirla en el análisis sísmico del edificio.

**D.6.2.1** El uso del análisis estático debe estar limitado a estructuraciones en que los resultados de este análisis predicen razonablemente bien la distribución de esfuerzos internos que se producen durante un sismo. Dentro del contexto de los análisis que suponen un comportamiento estructural de tipo lineal-elástico, se supone que dicha distribución puede ser estimada adecuadamente por un análisis modal espectral. Por esta razón, el Comité de la norma NCh 433.0f96 acordó permitir el análisis estático para edificios de entre 5 y 15 pisos en que los resultados del análisis estático no difirieran en más de  $\pm 10\%$  de los resultados de un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal. También se permite usar el análisis estático para todos los edificios de 5 o menos pisos y para los con

coeficiente de importancia 1.0 o menor ubicados en la zona sísmica 1. Esto significa un cambio respecto a lo estipulado en el proyecto de revisión (INN, 1989) que, siguiendo al Uniform Building Code, permitía el uso del análisis estático en estructuras "regulares". Estudios iniciales demostraron la inconveniencia de usar en Chile las disposiciones del UBC respecto a la irregularidad estructural, lo que se vió confirmado por los resultados obtenidos por Hidalgo y Arias, (1993). La disposición adoptada, originada en el seno del Comité 1996 de la norma, está dirigida al origen del problema y es simple de aplicar, con el único inconveniente del trabajo adicional de ejecutar un análisis modal espectral de tipo global para todos los edificios de más de 5 pisos, en que sólo se requiere evaluar la distribución de esfuerzos de corte y momentos volcantes por piso. Se supone que las estructuraciones con distribución irregular de masas, rigidez o resistencia en la altura no podrán satisfacer la diferencia máxima de  $\pm 10\%$  entre los resultados de ambos tipos de análisis. Tampoco lo podrán satisfacer las estructuraciones que son irregulares bajo el punto de vista torsional, (plantas con distribución asimétrica de elementos o con baja rigidez torsional, y estructuraciones con el problema de sintonía de frecuencias entre modos torsionales y traslacionales), ya que ellas no serán capaces de exhibir un modo traslacional predominante. El caso particular de las estructuras doblemente simétricas con baja rigidez torsional, que satisfaría esta disposición, debe estar controlado por la aplicación 5.9.3 al incluir el efecto de la torsión accidental. Sin embargo, debe tenerse presente que el problema de la irregularidad estructural no se soluciona exigiendo solamente un análisis modal espectral en vez del análisis estático, tal como se ha discutido en el comentario de 6.1.

La discusión anterior implica que en las estructuraciones de más de 5 pisos que sean irregulares en planta o en altura debe usarse el análisis modal espectral. Por lo tanto, la nueva norma no prohíbe específicamente ninguna estructuración sino que las controla a través de las limitaciones de las deformaciones de entrepiso del párrafo 5.9, las cuales se consideran lo suficientemente estrictas para impedir estructuraciones peligrosas desde el punto de vista sísmico. En otras normas, se aumenta la sollicitación sísmica de diseño cuando se detecta algún tipo de irregularidad (The Ministry of Construction of Japan, 1988), o se confía simplemente en la bondad del análisis modal espectral para predecir los esfuerzos que se producirán durante los eventos sísmicos (ICBO, 1991). Por otra parte, debe notarse que el control sobre los esfuerzos sísmicos en estructuras con irregularidad torsional de la norma NCh 433.0f72 se ha reemplazado por el artículo 5.9.3.

**D.6.2.3.1** La determinación del coeficiente sísmico se basó en la obtención de un espectro de diseño reducido, en el cual cada ordenada del espectro elástico se dividió por el valor de  $R$  calculado para el período  $T$  de dicha ordenada espectral; este espectro corresponde al espectro de diseño para sistemas de una grado de libertad (Hidalgo y Arias, 1993). En la expresión (6-2) de la norma los parámetros  $T'$ ,  $n$  y el valor de  $R$  se ajustaron de modo de reproducir la correspondiente curva espectral reducida entre los niveles determinados por los coeficientes sísmicos máximo y mínimo. El uso de esta meseta para los períodos cortos y del coeficiente sísmico mínimo permiten usar un coeficiente de modificación de la respuesta  $R$  que es independiente del período fundamental de la estructura.

La fijación de un valor único para la meseta del coeficiente sísmico máximo fue discutida largamente en el seno del Comité 1996. El valor del coeficiente sísmico máximo para diferentes valores de  $R$ , que se establece en la tabla 6.4, depende del tipo de suelo, ( $S$ ), y de la zona sísmica, ( $A_0/g$ ). Su valor no reproduce la ordenada espectral elástica dividida por  $R(T)$ , sino que es generalmente inferior a ella. Los valores del coeficiente sísmico máximo corresponden a aquellos usados en la práctica chilena para diseñar edificios bajos que han mostrado buen comportamiento sísmico, y reflejan el hecho que estos sistemas tienen

## NCh433

durante un sismo fuentes adicionales de disipación de energía, como el cabeceo o “rocking” de la estructura completa, incluyendo sus fundaciones.

La decisión sobre el valor del coeficiente sísmico mínimo responde al criterio general del Comité de ubicar el esfuerzo de corte basal especificado por NCh 433.Of72 entre los valores establecidos para las zonas sísmicas 2 y 3 de la nueva norma. En el Comité que estudió el Decreto N° 61, el coeficiente sísmico mínimo fue multiplicado por el factor S que depende del tipo de suelo. Esta es una decisión que debe revisarse cuando se estudie la próxima versión de la norma.

**D.6.2.5** La distribución en altura del esfuerzo de corte basal mantiene la expresión de NCh 433.Of72. Sin embargo, en la nueva versión de la norma se permite cualquier distribución de fuerzas horizontales estáticas que satisfaga la diferencia máxima de  $\pm 10\%$  respecto a la distribución de esfuerzos de corte y momentos volcantes por piso del análisis modal espectral. Esta disposición permite deducir conjuntos de fuerzas estáticas diferentes de los obtenidos con la expresión (6-5), con lo cual se amplía el campo de aplicación del análisis estático y el aprovechamiento de sus ventajas desde el punto de vista del dimensionamiento de los elementos estructurales.

**D.6.2.8** El efecto de la torsión accidental se especifica a través de un desplazamiento de las fuerzas horizontales estáticas que actúan al nivel de cada piso. El valor del factor 0,10 que determina la excentricidad accidental, se tomó de un estudio para un modelo de un piso, de modo de obtener un momento torsor estático equivalente al momento que resulta del análisis modal espectral del modelo con el centro de masas desplazado en 0,05 veces la dimensión de la planta perpendicular a la acción del sismo. En cualquier caso, en 6.1.2 la norma autoriza a no incluir el efecto de la torsión accidental si ello conduce a variaciones de los desplazamientos horizontales no superiores al 20%, disposición que es válida tanto para el análisis estático como para el análisis modal espectral.

Durante la discusión de la Modificación 2009, se propuso eliminar el concepto de torsión accidental de las disposiciones de la norma, proposición que fue rechazada por el Comité.

**D.6.3.3** El análisis modal espectral requiere considerar un número de modos tal que la suma de las masas traslacionales equivalentes en cada dirección de análisis sea mayor o igual que el 90% de la masa total. Ello requiere el cálculo de las masas equivalentes por modo indicadas en las expresiones (6-6), lo cual permite una mejor comprensión y diagnóstico del comportamiento sísmico de la estructura, particularmente en lo que se refiere a la influencia de la torsión en planta en la respuesta sísmica.

**D.6.3.4** La consideración de la torsión accidental permite dos alternativas, la segunda de ellas de naturaleza estática destinada a simplificar el procedimiento de efectuar varios análisis modales espectral es con los centros de masas desplazados; no obstante, el uso de la alternativa estática implica que se combinen los resultados de la torsión accidental estática con los del análisis modal espectral del edificio suponiendo los centros de masas en sus posiciones naturales, considerando que en el proceso para obtener los resultados de este último análisis se pierde el signo que identifica su sentido de acción. Asimismo, es usual que al aplicar la alternativa de torsión accidental estática, las fuerzas horizontales estáticas se multipliquen por un factor de modo que su suma sea igual al esfuerzo de corte basal del análisis modal espectral con que se está combinando.

**D.6.3.5.1** La definición del espectro de diseño fue el primero de los temas de análisis y diseño tratado durante el estudio del anteproyecto, (INN, 1989) y por el Comité 1996 de la norma. En la primera etapa de la discusión se tomaron dos decisiones importantes: el

espectro debía especificarse al nivel de espectro de respuesta lineal y debía tener forma de tal y no de coeficiente sísmico. En ambos aspectos difiere del espectro de la norma NCh 433.Of72. La primera de estas decisiones pretende que los usuarios de la norma perciban el nivel que tendrían las solicitaciones sísmicas si la respuesta estructural fuera lineal, y comprendan que la reducción que se logra a través del factor de modificación de la respuesta  $R$  sólo es utilizable cuando el sistema estructural tiene la correspondiente capacidad de absorción y disipación de energía sísmica. El coeficiente sísmico se deduce del espectro de diseño introduciendo algunas simplificaciones para mantener el diseño por el lado de la seguridad, lo que distorsiona la contribución relativa de los modos de vibrar. Por esta razón, para los efectos de aplicar el método dinámico de análisis se ha preferido mantener en la versión 1996 de la norma un espectro de diseño que tenga la forma suavizada de un espectro de respuesta lineal de aceleraciones absolutas.

Durante el estudio de las disposiciones del Decreto N° 117, (ver D.1.1), se estimó necesario modificar el espectro de diseño elástico de la versión 1996 de la norma. El espectro elástico que se adoptó se ajustó a una envolvente de los espectros de los primeros registros obtenidos durante el sismo de febrero 2010. Sin embargo, durante el estudio de las disposiciones del Decreto N° 61, se reconoció que este espectro no se había pensado para establecer la resistencia lateral de las estructuras sino para estimar el desplazamiento con el que tenían que diseñarse los muros de los edificios de hormigón armado, con el fin de evitar las fallas observadas durante dicho evento sísmico. Por esta razón, el Comité del Decreto N° 61 mantuvo la demanda de desplazamientos para el diseño de los muros, (ver D.6.3.5.5), pero modificó el espectro elástico de pseudo-aceleraciones con el que se calculan los esfuerzos de diseño sísmico. Este espectro de pseudo-aceleraciones se adoptó igual al de la norma NCh 433.Of1996 Modificada 2009, (los espectros para suelos A, B, D y E del Decreto N° 61 son los mismos que los espectros para suelos I, II, III y IV de la versión 1996), pero se amplificaron sus ordenadas por el coeficiente  $S$  que depende del tipo de suelo, (tabla 6.3). Además, fue necesario definir un espectro de aceleraciones para el suelo tipo C, que no existía en la versión 1996 de la norma.

El espectro de diseño elástico debe revisarse una vez que se disponga de la totalidad de los registros obtenidos el 27 febrero 2010, y se hayan clasificado los suelos en los cuales fueron obtenidos estos registros, tal como se hizo para la versión 1996 de la norma cuando se incorporó la información de los registros obtenidos en marzo 1985. Esto también implicará realizar una nueva calibración de los valores del factor de modificación de la respuesta,  $R$  y  $R_0$ , considerando el comportamiento sísmico exhibido por los edificios chilenos durante el sismo de febrero 2010, (ver D.5.7.1).

**D.6.3.5.2** El espectro de respuesta suavizado se obtiene multiplicando el factor de amplificación  $\alpha$  por la aceleración efectiva máxima del suelo  $A_0$  de la zona sísmica correspondiente. Los valores de  $A_0$  corresponden a eventos con baja probabilidad (10%) de ser excedidos durante la vida útil de las estructuras. Para la versión 1996 de la norma, el factor de amplificación  $\alpha$  fue deducido a partir de registros japoneses recopilados por Katayama, aprovechando que su clasificación de los perfiles estratigráficos del suelo era muy parecida a la adoptada en la versión 1996 de la norma. Su formulación es genérica, y permite ajustarse a diferentes conjuntos de datos modificando el valor de los parámetros. Ello permitió emplear los registros de los sismos de octubre y noviembre de 1981 y de marzo de 1985 en distintos tipos de suelo (Arias y Castro, 1993) para corregir las expresiones propuestas en el proyecto de revisión (INN, 1989), y llegar a la expresión (6-9) que aparece en la norma. Otros estudios han confirmado que las curvas espectrales adoptadas son adecuadas (Riddell et. al., 1993).

## NCh433

**D.6.3.5.3** El espectro de diseño propiamente tal se obtiene dividiendo las ordenadas del espectro elástico por el factor de modificación de la respuesta  $R^*$  asociado al período con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis. El valor de  $R^*$  es constante para cada dirección de análisis, lo cual permite que las contribuciones modales mantengan su importancia relativa determinada por el espectro elástico. En el seno del Comité 1996 de la norma se discutió detalladamente si las ordenadas espectrales de diseño debían tornarse del espectro elástico reducido por un factor constante ( $R^*$ ), o si debía usarse un valor de  $R$  diferente para cada período modal. Se pueden esgrimir razones en favor de ambas posiciones sin que haya ninguna evidencia experimental o analítica que permita inclinarse por una de ellas. Frente a esta situación, el Comité 1996 se decidió por la primera alternativa.

El factor de modificación de la respuesta estructural  $R^*$  depende de la estructuración, del material y del tipo de diseño a través del parámetro  $R_0$  y del período de vibración  $T^*$ ; en menor medida, depende del suelo de fundación a través del parámetro  $T_0$ . La deducción de la expresión del factor  $R^*$  se basó en los espectros de respuesta elásticos e inelásticos obtenidos para diferentes registros chilenos y extranjeros y ha sido discutida anteriormente (Hidalgo y Arias, 1993). La dependencia de  $R^*$  respecto del período refleja la incapacidad de las estructuras rígidas de experimentar deformaciones significativas y, consecuentemente, de aprovechar su potencial capacidad de absorción y disipación de energía a través de las deformaciones sísmicas. Ello hace que las estructuras rígidas se vean sometidas a esfuerzos sísmicos comparativamente mayores que las estructuras flexibles cuando incursionan en el rango inelástico, independientemente de lo que indique la forma del espectro elástico.

Durante la discusión del Decreto N° 61, se introdujo el factor  $R_1$  de modificación de la respuesta estructural, que es el valor que corresponde usar en 5.10.1, 8.4.3 y 8.4.4 en vez de  $R^*$  cuando el diseño está controlado por el esfuerzo de corte basal mínimo. El factor  $R_1$  fue originalmente concebido en el Comité que estudió la norma NCh 2369.Of2003.

**D.6.3.5.4** Alternativamente, la norma permite usar una expresión de  $R^*$  en función del número de pisos en vez del período, la que sólo es válida para edificios estructurados con muros; ella se basa en una estimación muy conservadora del período en función del número de pisos ( $T = 0,025 N$ ) para este tipo de edificios y en la evaluación de los valores  $R^*$  usando la expresión (6-10). El cálculo de los períodos fundamentales de vibración de 97 edificios reales de muros con un número de pisos entre 3 y 24 arrojó un valor promedio igual a 0,047 N, lo que es congruente con valores de períodos determinados en forma experimental.

**D.6.3.5.5** Las ecuaciones contenidas en la Tabla 6.5 representan un ajuste analítico para obtener los valores del espectro elástico de desplazamientos, consistentes con los registros del sismo del 27 de febrero de 2010, a partir del espectro elástico de pseudo-aceleraciones. Esta demanda de desplazamientos se usa en las recomendaciones de diseño de confinamiento para muros de hormigón armado, contenidas en el D.S. N° 60, (V. y U.), del 13 de diciembre 2011.

**D.6.3.6.2** La norma especifica que la combinación de las contribuciones modales máximas se realice usando el método CQC únicamente; para evaluar el coeficiente de acoplamiento modal se puede utilizar la expresión correspondiente a una excitación de ruido blanco (fórmula 6-15) o la asociada a la misma excitación filtrada por un suelo de característica  $T_0$  (fórmula 6-16). En la expresión (6-14) debe usarse una razón de amortiguamiento del 5% para ser consecuentes con el amortiguamiento considerado para deducir el espectro de diseño elástico (Arias y Castro, 1993). En la expresión (6-13), que explicita la fórmula de

combinación, los valores máximos modales deben usarse con su signo. La razón para no mantener la fórmula de superposición modal de la norma NCh 433.Of72, es que ella se dedujo para resultados de análisis modales espectrales de edificios que no incluían respuesta torsional; la comparación entre ambas fórmulas de superposición modal demuestra que las diferencias entre ellas aumentan en la medida que crece la influencia de la respuesta torsional, con mejores resultados al usar el método CQC.

**D.6.3.7.1** El esfuerzo de corte basal mínimo del análisis modal espectral de la versión 1996 es diferente del propuesto en el proyecto de revisión (INN, 1989), el cual se había adoptado siguiendo las disposiciones del UBC (ICBO, 1991). Dicho valor mínimo dependía del esfuerzo de corte basal del análisis estático en la medida que aumentaba la irregularidad de la estructuración. Estudios realizados con el proyecto de revisión demostraron la inconveniencia de una disposición de ese tipo (Hidalgo y Arias, 1993) y en la versión 1996 de la norma se volvió a establecer un mínimo para el esfuerzo de corte basal que no está ligado al resultado del análisis estático.

Durante la discusión del Decreto N° 61, el esfuerzo de corte basal mínimo obtenido del Análisis Modal Espectral fue modificado al amplificarlo por el factor S, que depende del tipo de suelo de fundación. Igual modificación se adoptó para el esfuerzo de corte basal mínimo que afecta el Análisis Estático, artículo 6.2.3.1.1.

**D.6.3.8** Es sabido que los resultados del análisis modal espectral se obtienen de una expresión con raíz cuadrada, la que no tiene un signo determinado. Por lo tanto, en el proceso de análisis se pierde el signo que define el sentido de acción de los esfuerzos internos con lo cual se complica el proceso de diseño de algunos elementos estructurales. Asimismo, los esfuerzos internos y las deformaciones en una determinada sección de un elemento corresponden a estimaciones de los máximos valores durante un evento sísmico, los cuales no son necesariamente simultáneos y, consecuentemente, no satisfacen las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica.

**D.7** En la Modif.2009 de la norma NCh 433.Of1996, se cambió el párrafo 7.5 al Anexo C con una reducción significativa de la magnitud establecida para el empuje sobre muros subterráneos, expresión (C-1).

**D.7.1** Habitualmente, en el cálculo de la presión de contacto admisible bajo las fundaciones se considera por separado el efecto de las deformaciones (asentamientos y giros) y la presión de contacto admisible por la rotura del suelo.

Respecto de los asentamientos y giros, las cargas estáticas resultarán en deformaciones permanentes del terreno, incluyendo, cuando corresponda, las deformaciones por consolidación. Las cargas dinámicas producen un incremento de deformación (elástica y permanente). Puesto que las relaciones tensión-deformación de los suelos dependen, entre otros factores, de la velocidad de aplicación de las cargas, es conveniente separar el cálculo de las deformaciones bajo cargas permanentes de aquellas bajo cargas dinámicas.

Asimismo, las presiones de contacto admisibles bajo las fundaciones, correspondientes a las combinaciones de cargas que incluyen los efectos sísmicos, deben calcularse considerando las propiedades dinámicas del suelo.

**D.8.1.3** El coeficiente sísmico para la acción sísmica vertical se ha establecido en  $2/3$  de la aceleración efectiva máxima del suelo dividida por la aceleración de gravedad. Esta disposición supone que la aceleración vertical del suelo es  $2/3$  de la aceleración horizontal del suelo y que no hay amplificación de la estructura debido a vibraciones verticales, lo que

## NCh433

equivale a suponer un sistema infinitamente rígido en el sentido vertical. El proyectista debe incluir dicha amplificación si las características del equipo o su forma de anclaje se alejan de la hipótesis señalada, pudiendo usar la forma del espectro de aceleraciones horizontales mientras no existan estudios más completos al respecto. Es probable que dichos estudios muestren que la proporción entre las aceleraciones verticales y horizontales resulte dependiente de la distancia del lugar considerado a la zona en que se produce la subducción y que la distribución de frecuencias dominantes de los desplazamientos verticales sea distinta a la de los horizontales.

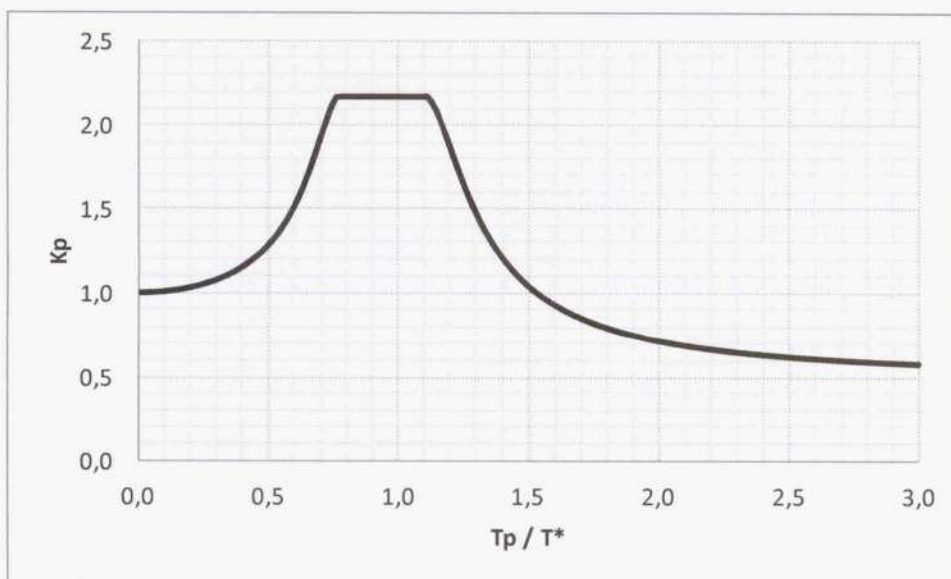
**D.8.2** El factor de desempeño  $K_d$  se ha tomado del documento ATC-3 (ATC, 1978) y refleja el nivel de servicio que se exige al elemento secundario durante un evento sísmico, el cual depende del equipo mismo y de la categoría o importancia del edificio.

**D.8.3.1** La expresión (8-1) debe usarse cuando las características de masa y rigidez del elemento secundario han sido incluidas en la modelación del edificio. Este valor está afectado por los coeficientes  $C_p$  y  $K_d$ . El comentario del ATC-3 (ATC, 1978) reconoce que, inicialmente, el coeficiente  $C_p$  fue definido como el coeficiente sísmico del elemento y como tal representaba la amplificación dinámica del movimiento en su base. Sin embargo, posteriormente su significado fue cambiado para representar un factor numérico relacionado con las características dinámicas del elemento y con las consecuencias de su eventual falla; bajo este último concepto está representando un coeficiente de importancia del elemento o equipo, lo cual se refleja en los valores de  $C_p$  indicados en la tabla 8.1.

En la expresión (8-1) no se ha considerado el factor de modificación de la respuesta del elemento mismo, en adición a los factores  $a$  y  $R$  que se utilizan para el análisis sísmico del edificio.

**D.8.3.2** La expresión (8-2) debe usarse cuando las características del elemento secundario no se han incluido en la modelación del edificio. En esta expresión, el término  $(F_k/P_k)$  representa la aceleración de piso en el nivel  $k$  que resulta del análisis sísmico del edificio, ya sea que se haya usado el análisis estático o el análisis modal espectral. Para evitar daños en los elementos secundarios de los pisos inferiores de edificios flexibles, el valor  $F_k/P_k$  se limita a un valor inferior igual a  $A_0$  en caso que el análisis se efectúe por el método estático equivalente. El factor  $K_p$  representa la amplificación dinámica del elemento y se discute en 8.3.3.

**D.8.3.3** El factor  $K_p$  refleja el fenómeno de resonancia entre la vibración del edificio y la del elemento secundario. La expresión (8-4), que se grafica en la figura C.1, corresponde a la amplificación dinámica experimentada por un oscilador simple cuando es excitado en su base por un movimiento sinusoidal con período igual al período traslacional predominante del edificio. Los valores 1 y 2,2 que delimitan el rango en que varía el factor de amplificación  $K_p$  se eligieron basándose en las disposiciones del ATC-3 (ATC, 1978).



**Figura C.1 Factor de amplificación dinámica  $K_p$**

**D.8.4.1** Dos problemas principales se pueden presentar con los tabiques que son considerados como flotantes en la etapa de diseño, pero que en la realidad interactúan con la estructura resistente durante un movimiento sísmico; por una parte pueden quedar sometidos a deformaciones que no son capaces de seguir sin sufrir daños y también, modificar el comportamiento de los elementos resistentes de la estructura e incluso de la estructura resistente como un todo. El caso de las columnas cortas generadas por tabiques divisorios es un ejemplo muy frecuente y claro de esta situación.

Las disposiciones de este párrafo ponen especial énfasis en las condiciones que deben producirse para poder considerar como flotantes (sin interacción) a los tabiques divisorios.

**D.8.4.2** La limitación para el desplazamiento de entrepiso fijada en 0,001 veces la altura de entrepiso, que es más exigente que la especificada en NCh 433.Of72, no considera las características de deformación del tabique y podría no ser válida en caso de tabiques de gran rigidez. A pesar de ello, se trata de una disposición práctica, fácil de aplicar y válida para la gran mayoría de los tabiques de uso habitual en Chile, tal como lo mostró el comportamiento de los edificios diseñados con NCh 433.Of72 durante el sismo de Marzo de 1985.

**D.8.4.3** y **D.8.4.4** La adopción del factor  $R^*K_d/3$  fue largamente discutida en el seno del Comité 1996 de la norma, ya que se hizo oponiéndose a la proposición de usar  $0,7 R^*K_d$  que es más de dos veces el valor acordado. Este último valor considera una estimación realista de los valores máximos que pueden experimentar las deformaciones de entrepiso durante movimientos sísmicos de gran severidad; sin embargo, el Comité 1996 se inclinó por el valor  $R^*K_d/3$  para ser consecuentes con lo aprobado en 5.10.1 respecto a la distancia mínima de un edificio al plano medianero. Este valor también podría ser modificado cuando se disponga de mayores antecedentes sobre la capacidad de deformación lateral que ofrecen los tabiques que se usan en edificios.

## NCh433

Durante la discusión del Decreto N° 61, la distancia mínima de un edificio al plano medianero se cambió de  $R^*/3$  por  $2R_1/3$  veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6, (ver D.5.10.1). Consecuentemente, procede cambiar en 8.4.3 y 8.4.4 el término  $R^*K_d/3$  por  $2 R_1K_d/3$ , en concordancia con la proposición hecha al Comité 1996 de la norma.

**D.A** El Comité estimó que el Anexo A no debe formar parte de la norma ya que no contiene disposiciones taxativas sobre la evaluación de daños sísmicos y recuperación estructural; sin embargo, el anexo contiene una serie de conceptos y disposiciones, que aunque son preliminares, no conviene perder.

**D.B** En el Anexo B se ha suprimido el párrafo B.2 por haber quedado obsoleto al oficializarse la norma NCh 3171 en el año 2010. En su lugar, se han incorporado las disposiciones transitorias referentes a la clasificación sísmica del terreno de fundación.

**D.C.2** Presupone que las deformaciones horizontales del muro perimetral del subterráneo, ya sea por deformación intrínseca del muro o por deformación de su fundación, son prácticamente nulas. Podrán emplearse coeficientes menores a los de reposo si se demuestra que las deformaciones horizontales del muro son suficientes para alcanzar estados entre el activo y el de reposo.

**D.C.3** La expresión (C-1) y los valores del coeficiente  $C_R$  se han obtenido mediante un método cinemático que desplaza el suelo perpendicularmente en contra del muro subterráneo, manteniendo inmóvil la zona enterrada del edificio. El método incorpora tanto la flexibilidad del muro modelado como viga continua con apoyo en las losas de piso, como los resortes de interacción horizontal entre dicho muro y el suelo.

## Referencias

Algermissen S.T., Kausel E., Thenhaus P.C., Hauson S. (1993) "Earthquake Hazard Assessment in Chile ", Revista Geofísica: Inst. Panamericano, Geografía e Historia; V.37.

Applied Technology Council (1978) "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings ", Publication ATC 3-06, NBS Special Publication 510, NSF Publication 78-8, US Department of Commerce, Washington D.C., U.S.A.

Arias A., Castro L. (1993) "Espectros de Respuesta Lineal Diferenciados por Tipo de Suelo", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 363-372.

Barrientos, S. (1980) "Regionalización Sísmica de Chile ", Tesis para optar al grado de Magister en Geofísica, Universidad de Chile, Santiago.

Guendelman T. (1993) "Antecedentes para la Calibración del Espectro de Pseudo-aceleraciones de la Norma NCh433 ", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 393-402.

Hidalgo P., Arias A. (1993) "Fundamentación de las Disposiciones de Diseño y Análisis Sísmico de la Nueva Norma NCh433 ", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 373-382.

Instituto Nacional de Normalización (1972) "Cálculo Antisísmico de Edificios ", Norma NCh433.Of72, Santiago.

Instituto Nacional de Normalización (1986) "Albañilería Armada - Requisitos para el Diseño y Cálculo", Norma NCh1928.Of86, Santiago.

Instituto Nacional de Normalización (1989) "Diseño Sísmico de Edificios ", Proyecto de norma en consulta pública NCh433.cR89, Santiago.

International Conference of Building Officials (1991) "Uniform Building Code ", Whittier, California, U.S.A.

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

Riddell R., Van Sint Jan M., Gajardo J. (1993) "Evaluación del Espectro de la Norma NCh433n93 en Base al Análisis de Terremotos Chilenos ", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1 , 383-392.

Structural Engineers Association of California, Seismology Committee (1990) "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary ", San Francisco, California, U.S.A.

The Ministry of Construction of Japan (1988) "The Building Standard Law of Japan ", The Building Center of Japan, Minatu-ku, Tokio, Japón.

Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee (1995) , VISION 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Sacramento, California, U.S.A.



## **ANEXO 03: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

# PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA CALICATA N° 03

TESIS : EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA

REALIZADO : BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

FECHA : MARZO DE 1999

UBICACION : FRENTE A LA URB. 9 DE MARZO ( INTERSECCION DE LA CALLE ANTONIO RAIMONDI Y AVENIDA 15 DE AGOSTO )

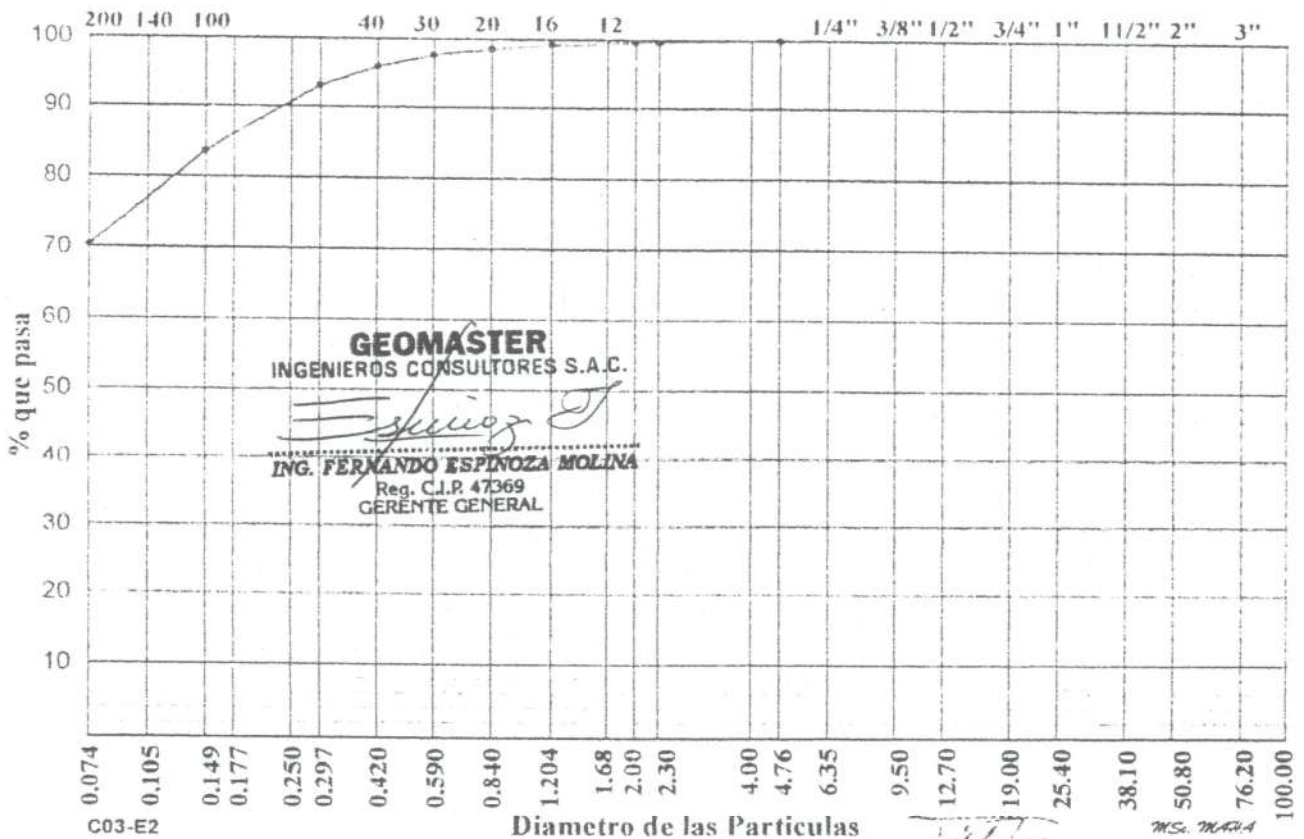
PROF. ( m )	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL	ESTRATOS
	SIMBOLO ( SUCS )	SIMBOLO GRAFICO		
0.20	—		TERRENO AGRICOLA COMPUESTA DE ARCILLA COLOR BEIGE CLARO DE ALTA COMPRESIBILIDAD, CON PRESENCIA DE RAICES DE PLANTAS,	E-1
0.40	CL		ARCILLA MEDIANAMENTE PLASTICA. COLOR MARRON A BEIGE, DE COMPRESIBILIDAD MEDIA, CON PRESENCIA 29.62 % DE ARENA,	E-2
0.60				
0.80				
1.00	ML		LIMO ARCILLOSO DE MEDIA COMPRESIBILIDAD. COLOR MARRON CLARO A AMARILLO. ESTRATO DE MEDIANA PLASTICIDAD. CON PRESENCIA DE 10.86 % DE ARENA.	E-3
1.20				
1.40				
1.60				
1.80				
2.00	CL		ARCILLA CON % DE FINOS LIMOSOS. COLOR MARRON OSCURO A BEIGE PRESENCIA DE HUMEDAD. ESTRATO DE COMPRESIBILIDAD MEDIA.	E-4
2.20				
2.40				
2.60				
2.80	ML		LIMO ARENOSO CON PRESENCIA DE POCA ARCILLA. DE COMPRESIBILIDAD BAJA. COLOR MARRON CLARO A BEIGE. ESTRATO NO PLASTICO. CON PRESENCIA 39.88 % DE ARENA.	E-6
3.00				

## GRANULOMETRIA POR TAMIZADO NORMA ASTM D 422

PROYECTO: EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA  
REALIZADO: BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

UBICACION: CALICATA-03  
MATERIAL DE SEGUNDO ESTRATO  
PROFUNDIDAD: 0.30m - 0.80 m  
FECHA: MARZO DE 1999  
REVISADO: MSc ING. M.A.H.A.

TAMICES ASTM	PESO RETENIDO	%			ESPECIFICACIONES TECNICAS	TAMAÑO MAXIMO
		RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA		
2"						DESCRIPCION DE LA MUESTRA L.L. = 28.00 % L.P. = 18.92 % I.P. = 9.08 %
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
Nro. 4	0.00	0.00	0.00	100.00		S.U.C.S CLASF = CL AASHTO.CLASF = A-4(7) I.G = 7
Nro. 8	2.59	0.26	0.26	99.74		
Nro. 10	0.96	0.10	0.36	99.65		
Nro. 16	4.63	0.46	0.82	99.18		
Nro. 20	5.40	0.54	1.36	98.64		OBSERVACIONES: MATERIAL=1000 gr. AGREG.FINO=1000.00 gr = 100.00 % AGREG.GRUESO=0.00 gr = 0.00 %
Nro. 30	9.98	1.00	2.36	97.64		
Nro. 40	17.37	1.74	4.09	95.91		
Nro. 50	27.97	2.80	6.89	93.11		
Nro. 100	94.60	9.46	16.35	83.65		
Nro. 200	132.71	13.27	29.62	70.38		
PASA Nro. 200	703.79	70.38	100.00	0.00		



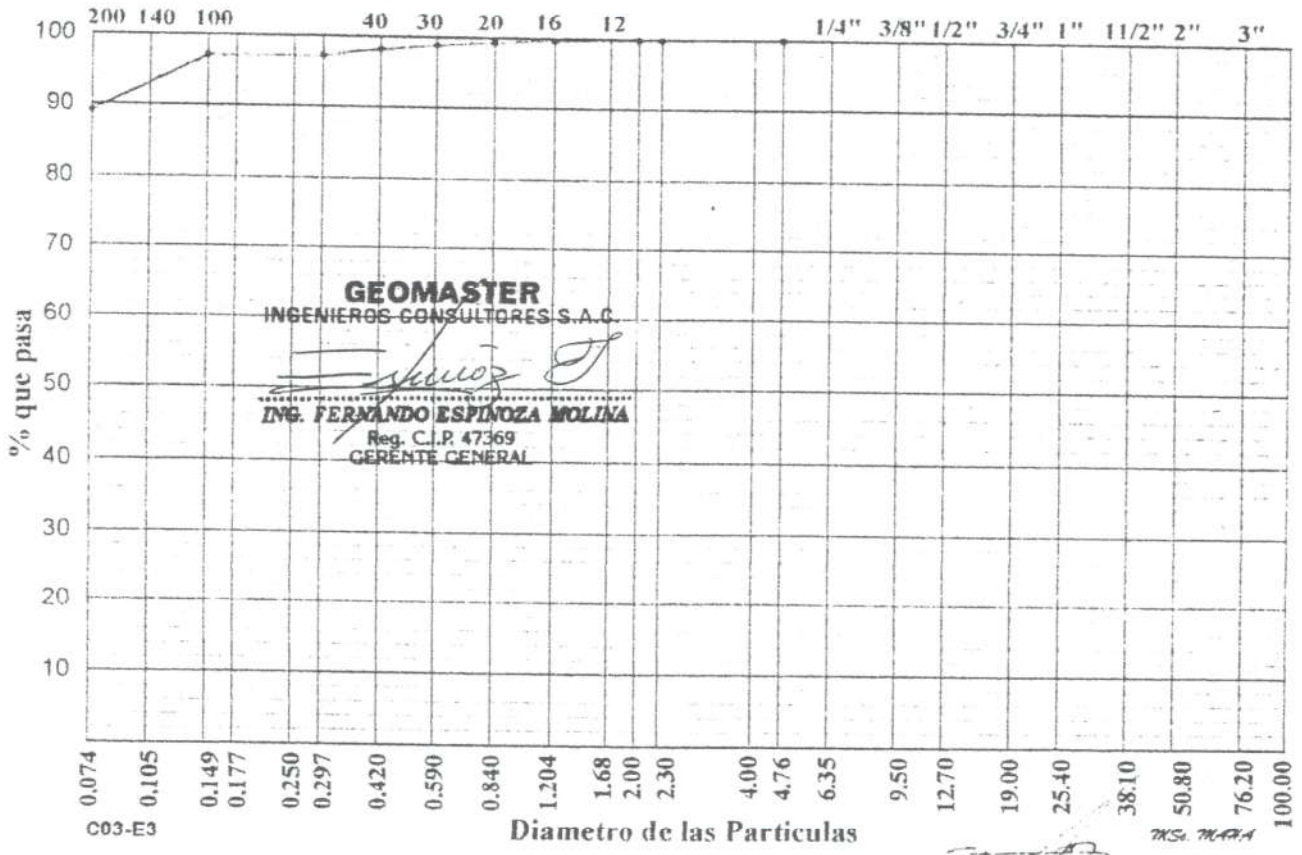
*[Signature]*  
**MARCO A. HERNANDEZ AGUILAR**  
INGENIERO CIVIL  
Magister en Ingenieria Geotécnica

## GRANULOMETRIA POR TAMIZADO NORMA ASTM D 422

PROYECTO : EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
 CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA  
 REALIZADO : BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
 BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

UBICACION : CALICATA-03  
 MATERIAL DE TERCER ESTRATO  
 PROFUNDIDAD : 0.80m - 1.80 m  
 FECHA : MARZO DE 1999  
 REVISADO : MSc ING. M.A.H.A.

TAMICES ASTM	PESO RETENIDO	%			ESPECIFICACIONES TECNICAS	TAMAÑO MAXIMO
		RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA		
2'						DESCRIPCION DE LA MUESTRA L.L. = 45.25 % I.P. = 27.38 % I.P. = 17.87 %
1 1/2'						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
Nro. 4	0.00	0.00	0.00	100.00		S.U.C.S. CLASF. = ML AASHTO. CLASF. = A-7 (20) I.G. = 20
Nro. 8	0.90	0.09	0.09	99.91		
Nro. 10	0.51	0.05	0.14	99.86		
Nro. 16	2.43	0.24	0.38	99.62		
Nro. 20	2.68	0.27	0.65	99.35		OBSERVACIONES : MATERIAL=1000 gr. AGREG.FINO=1000.00 gr. =100.00 % AGREG.GRUESO=0.00 gr. =0.00 %
Nro. 30	4.35	0.44	1.09	98.91		
Nro. 40	6.69	0.67	1.76	98.24		
Nro. 50	9.75	0.98	2.73	97.27		
Nro. 100	1.30	0.13	2.86	97.14		
Nro. 200	80.00	8.00	10.86	89.14		
PASA Nro. 200	891.39	89.14	100.00	0.00		



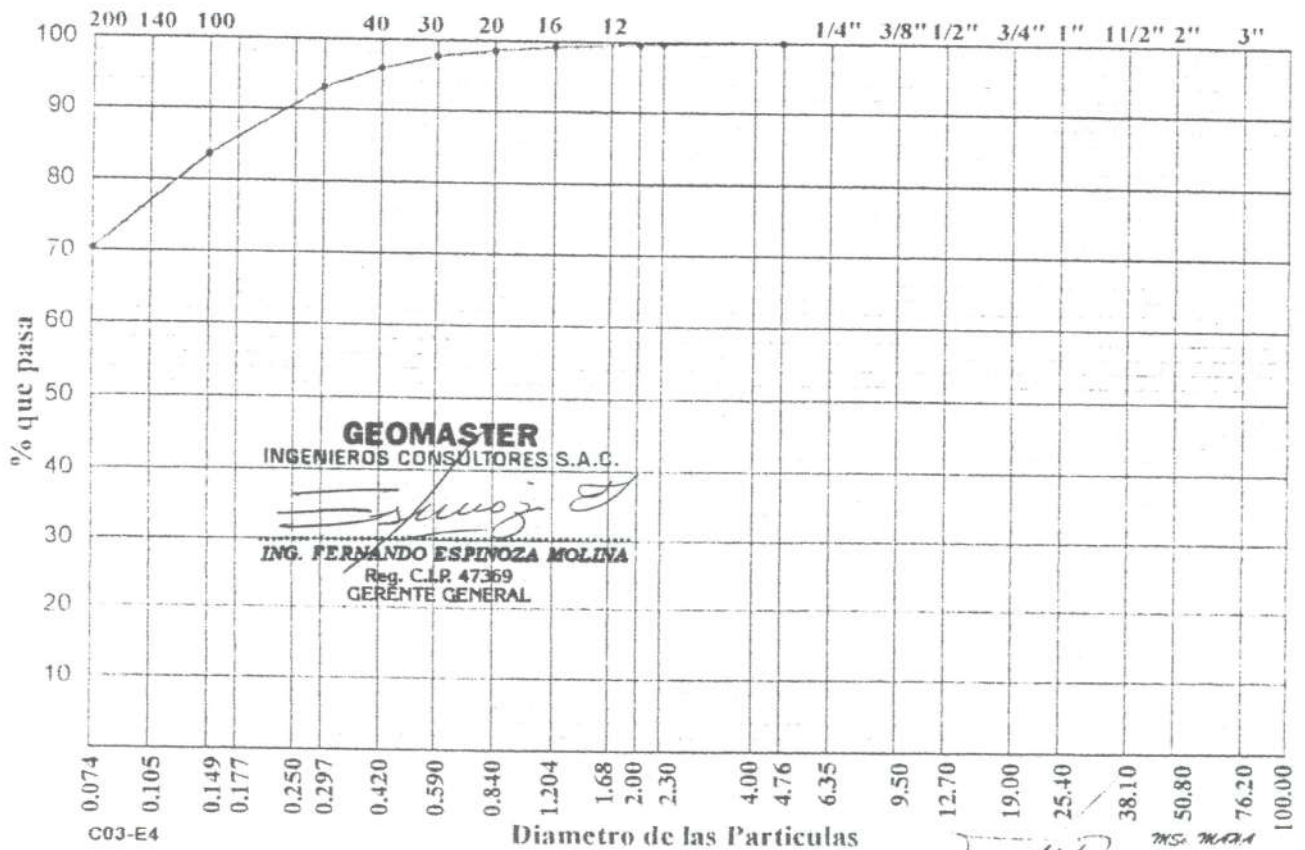
F. A. HERNANDEZ AGUILAR  
 INGENIERO CIVIL  
 Magister en Ingeniería Geotécnica

## GRANULOMETRIA POR TAMIZADO NORMA ASTM D 422

PROYECTO: EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
 CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA  
 REALIZADO: BACH. HERNANDEZ GUILLÉN, Félix Arturo  
 BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

UBICACION: CALICATA-03  
 MATERIAL DE CUARTO ESTRATO  
 PROFUNDIDAD: 1.80m - 2.50 m  
 FECHA: MARZO DE 1999  
 REVISADO: MSc ING. M.A.H.A.

TAMICES ASTM	PESO RETENIDO	%			ESPECIFICACIONES TECNICAS	TAMAÑO MAXIMO
		RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA		
2"						DESCRIPCION DE LA MUESTRA L.L. = 28.00 % L.P. = 18.92 % I.P. = 9.08 %
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
Nro. 4	0.00	0.00	0.00	100.00		S.U.C.S. CLASF = CL AASHTO CLASF = A-1 (7) I.G. = 7
Nro. 8	2.59	0.26	0.26	99.74		
Nro. 10	0.95	0.10	0.36	99.65		
Nro. 16	4.63	0.46	0.82	99.18		
Nro. 20	5.40	0.54	1.36	98.64		
Nro. 30	9.98	1.00	2.36	97.64		
Nro. 40	17.37	1.74	4.09	95.91		OBSERVACIONES:  MATERIAL=1000 gr. AGREG FINO=1000.00 gr. =100.00 % AGREG GRUESO=0.00 gr. =0.00 %
Nro. 50	27.97	2.80	6.89	93.11		
Nro. 100	94.60	9.46	16.35	83.65		
Nro. 200	132.71	13.27	29.62	70.38		
PASA Nro. 200	703.79	70.38	100.00	0.00		

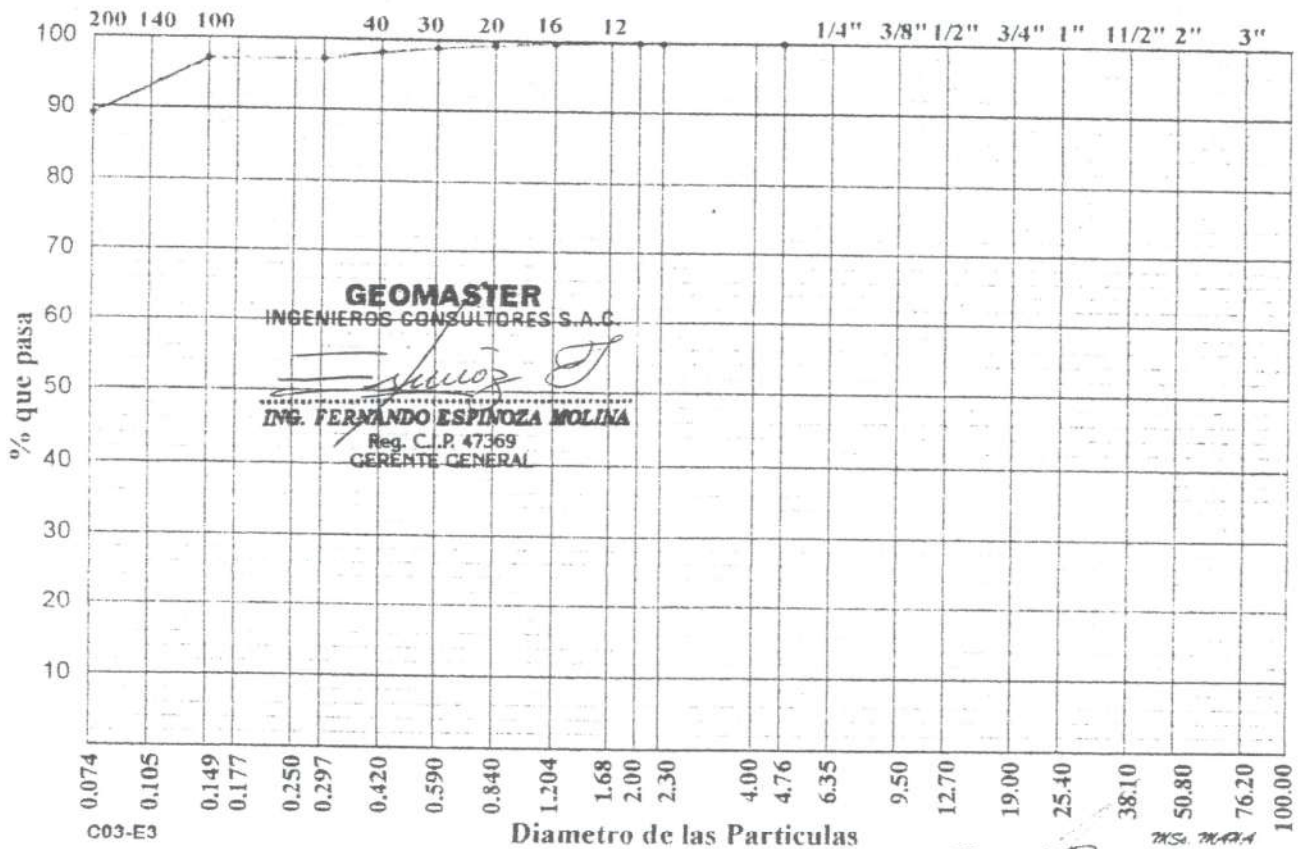


## GRANULOMETRIA POR TAMIZADO NORMA ASTM D 422

PROYECTO : EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
 CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA  
 REALIZADO : BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
 BACH. LUINA ARCE, Juan Edwin

UBICACION : CALICATA-03  
 MATERIAL DE TERCER ESTRATO  
 PROFUNDIDAD : 0.80m - 1.80 m  
 FECHA : MARZO DE 1999  
 REVISADO : MSc ING. M.A.H.A.

TAMICES ASTM	PESO RETENIDO	%			ESPECIFICACIONES TECNICAS	TAMAÑO MAXIMO
		RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA		
2"						DESCRIPCION DE LA MUESTRA L.L. = 45.25 % I.P. = 27.38 % I.P. = 17.87 %
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
Nro. 4	0.00	0.00	0.00	100.00		S.U.C.S. CLASF. = ML AASHTO. CLASF. = A-7 (20) I.G. = 20
Nro. 8	0.90	0.09	0.09	99.91		
Nro. 10	0.51	0.05	0.14	99.86		
Nro. 16	2.43	0.24	0.38	99.62		OBSERVACIONES : MATERIAL=1000 gr. AGREG.FINO=1000.00 gr. =100.00 % AGREG.GRUESO=0.00 gr. =0.00 %
Nro. 20	2.68	0.27	0.65	99.35		
Nro. 30	4.35	0.44	1.09	98.91		
Nro. 40	6.69	0.67	1.76	98.24		
Nro. 50	9.75	0.98	2.73	97.27		
Nro. 100	1.30	0.13	2.86	97.14		
Nro. 200	80.00	8.00	10.86	89.14		
PASA Nro. 200	891.39	89.14	100.00	0.00		

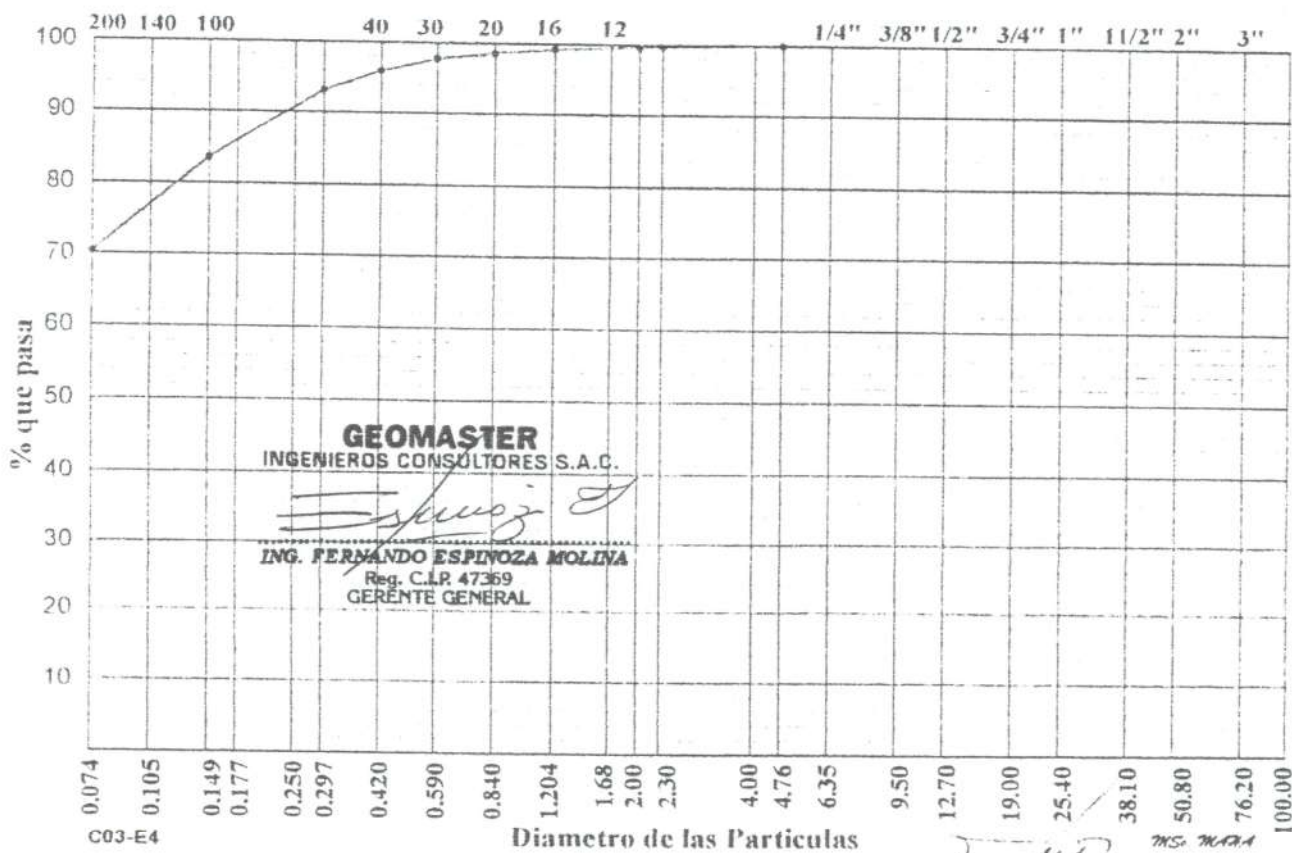


## GRANULOMETRIA POR TAMIZADO NORMA ASTM D 422

PROYECTO : EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
 CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA  
 REALIZADO : BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
 BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

UBICACION : CALICATA-03  
 MATERIAL DE CUARTO ESTRATO  
 PROFUNDIDAD : 1.80m - 2.50 m  
 FECHA : MARZO DE 1999  
 REVISADO : MSc ING. M.A.H.A.

TAMICES ASTM	PESO RETENIDO	%			ESPECIFICACIONES TECNICAS	TAMAÑO MAXIMO
		RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA		
2"						DESCRIPCION DE LA MUESTRA L.L. = 28.00 % I.P. = 18.92 % I.P. = 9.08 %
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						S.U.C.S. CLASF = CI. AASHTO CLASF = A-4 (7) I.G. = 7
Nro. 4	0.00	0.00	0.00	100.00		
Nro. 8	2.59	0.26	0.26	99.74		
Nro. 10	0.96	0.10	0.36	99.65		
Nro. 16	4.63	0.46	0.82	99.18		
Nro. 20	5.40	0.54	1.36	98.64		OBSERVACIONES : MATERIAL=1000 gr. AGREG.FINO=1000.00 gr. =100.00 % AGREG.GRUESO=0.00 gr. =0.00 %
Nro. 30	9.98	1.00	2.36	97.64		
Nro. 40	17.37	1.74	4.09	95.91		
Nro. 50	27.97	2.80	6.89	93.11		
Nro. 100	94.60	9.46	16.35	83.65		
Nro. 200	132.71	13.27	29.62	70.38		
PASA Nro. 200	703.79	70.38	100.00	0.00		



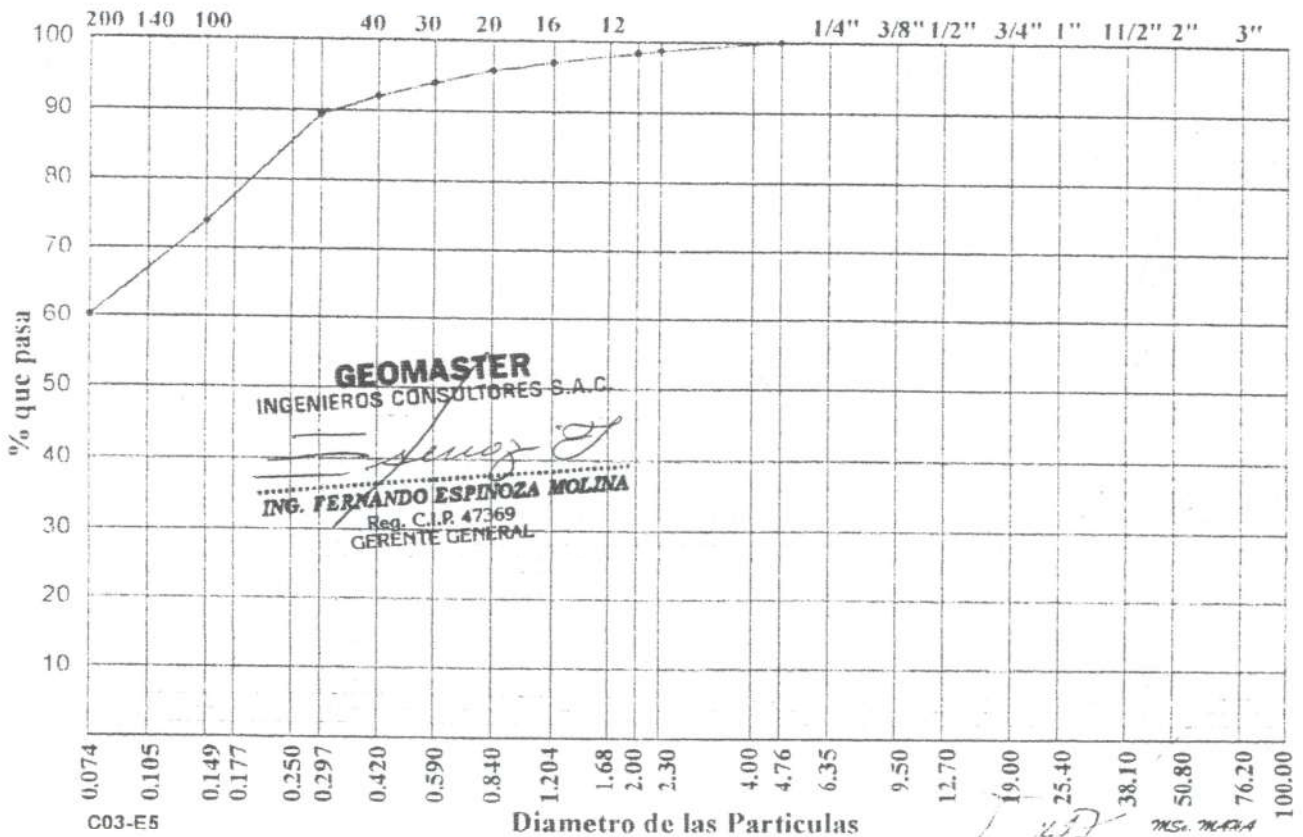
*M.A.H.A.*  
**MARIO A. HERNANDEZ AGUILAR**  
 INGENIERO CIVIL  
 Magister en Ingenieria Geotécnica

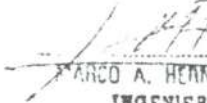
## GRANULOMETRIA POR TAMIZADO NORMA ASTM D 422

PROYECTO: EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA  
REALIZADO: BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

UBICACION: CALICATA.03  
MATERIAL DE QUINTO ESTRATO  
PROFUNDIDAD: 2.50m - 3.00 m  
FECHA: MARZO DE 1999  
REVISADO: MSc ING. M.A.H.A.

TAMICES ASTM	PESO RETENIDO	%			ESPECIFICACIONES TECNICAS	TAMAÑO MAXIMO
		RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	QUE PASA		
2"						DESCRIPCION DE LA MUESTRA  L.L. = 23.82 % L.P. = N.P. I.P. = 0.00 %
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
Nro. 4	0.00	0.00	0.00	100.00		S.U.C.S. CLASF. = ML AASHTO. CLASF. = A-4 (5) I.G. = 5
Nro. 8	11.77	1.18	1.18	98.82		
Nro. 10	3.25	0.33	1.50	98.50		
Nro. 16	14.48	1.45	2.95	97.05		
Nro. 20	11.74	1.17	4.12	95.88		
Nro. 30	17.22	1.72	5.85	94.15		OBSERVACIONES:  MATERIAL = 1000 gr. AGREG. FINO = 1000.00 gr = 100.00 % AGREG. GRUESO = 0.00 gr = 0.00 %
Nro. 40	20.03	2.00	7.85	92.15		
Nro. 50	27.18	2.72	10.57	89.43		
Nro. 100	154.88	15.49	26.06	73.95		
Nro. 200	138.23	13.82	39.88	60.12		
PASA Nro. 200	601.22	60.12	100.00	0.00		



  
**MARCO A. HERNANDEZ AGUILAR**  
 INGENIERO CIVIL  
 Magister en Ingenieria Geotécnica

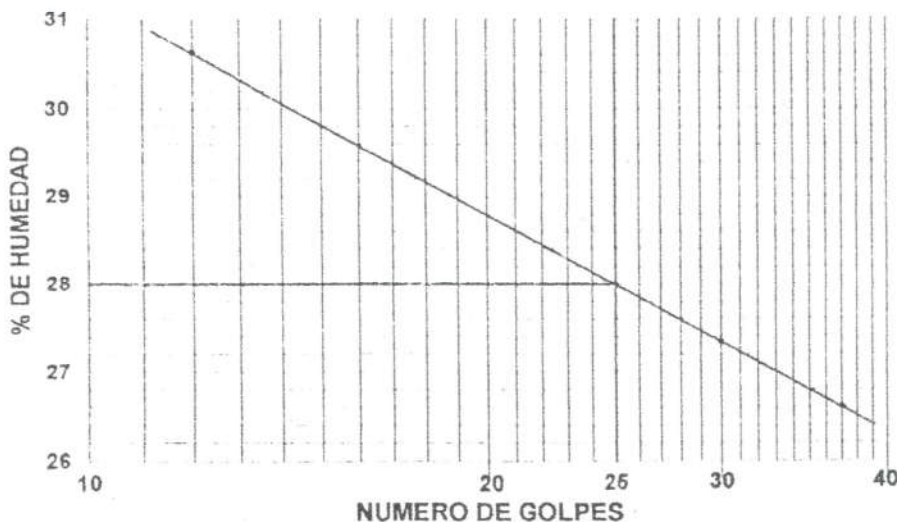
PROYECTO : EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA  
REALIZADO : BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

UBICACION : CALICATA -03  
MATERIAL DE SEGUNDO ESTRATO  
FECHA : MARZO DE 1999  
REVISADO : MSc ING. M.A.H.A.

**LIMITE DE PLASTICIDAD  
POR TAMIZADO**

LIMITE LIQUIDO NORMA ASTM D 423							
MUESTRA							
PROFUNDIDAD							
RECIPIENTE No	1	2	4				
No DE GOLPES	37	30	12				
R + S. HUMEDO	25.87	23.32	22.87				
R + S. SECO	23.08	21.07	20.53				
PESO DEL AGUA	2.79	2.25	2.34				
PESO DEL RECIPIENTE	12.59	12.84	12.89				
PESO DEL S. SECO	10.49	8.23	7.64				
% DE HUMEDAD	26.60%	27.34%	30.63%				

LIMITE PLASTICO NORMA ASTM D 424							
MUESTRA							
PROFUNDIDAD							
RECIPIENTE No	5	8	6				
R + S. HUMEDO	13.17	14.33	13.30				
R + S. SECO	13.09	14.24	13.19				
PESO DEL AGUA	0.08	0.09	0.11				
PESO DEL RECIPIENTE	12.67	13.76	12.61				
PESO DEL S. SECO	0.42	0.48	0.58				
% DE HUMEDAD	19.05%	18.75%	18.97%	18.92%			



MUESTRA N° 01	
L.L.	28.00%
L.P.	18.92%
I.P.	9.08%

OBSERVACIONES

---



---



---



---

C-03-E2

FILE:TESIS\LIMITE\CALICATA\LIM-CALI-3\C03-E2

**GEOMASTER**  
INGENIEROS CONSULTORES S.A.C.

*Fernando Espinoza Molina*  
**ING. FERNANDO ESPINOZA MOLINA**  
Reg. C.I.P. 47369  
GERENTE GENERAL

*Marco A. Hernandez Aguilar*  
**MARCO A. HERNANDEZ AGUILAR**  
INGENIERO CIVIL  
Magister en Ingenieria Geotécnica

PROYECTO: EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA

UBICACION: CALICATA -03  
MATERIAL DE TERCER ESTRATO

REALIZADO: BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo

FECHA: MARZO DE 1999

BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

REVISADO: MSc ING. M.A.H.A.

### LIMITE DE PLASTICIDAD POR TAMIZADO

LIMITE LIQUIDO NORMA ASTM D 423			
MUESTRA			
PROFUNDIDAD			
RECIPIENTE No	10	4	3
No DE GOLPES	31	24	17
R + S. HUMEDO	23.66	23.30	24.58
R + S. SECO	20.29	20.04	20.74
PESO DEL AGUA	3.37	3.26	3.84
PESO DEL RECIPIENTE	12.65	12.87	12.63
PESO DEL S. SECO	7.64	7.17	8.11
% DE HUMEDAD	44.11%	45.47%	47.35%

LIMITE PLASTICO NORMA ASTM D 424			
MUESTRA			
PROFUNDIDAD			
RECIPIENTE No	1	6	7
R + S. HUMEDO	13.20	13.31	12.85
R + S. SECO	13.07	13.16	12.70
PESO DEL AGUA	0.13	0.15	0.15
PESO DEL RECIPIENTE	12.59	12.61	12.16
PESO DEL S. SECO	0.48	0.55	0.54
% DE HUMEDAD	27.08%	27.27%	27.78%



MUESTRA N° 01	
L.L.	45.25%
L.P.	27.38%
LP.	17.87%

OBSERVACIONES

---



---



---



---

C-03-E3

FILE:TESIS\LIMITE\CALICATA\IM-CALI-3\IC03-E3

**GEOMASTER**  
INGENIEROS CONSULTORES S.A.C.

*Fernando Espinoza Molina*  
**ING. FERNANDO ESPINOZA MOLINA**  
Reg. C.I.P. 47369  
GERENTE GENERAL

*Marco A. Hernandez Aguilar*  
**MARCO A. HERNANDEZ AGUILAR**  
INGENIERO CIVIL  
Magister en Ingenieria Geotécnica

PROYECTO: EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA

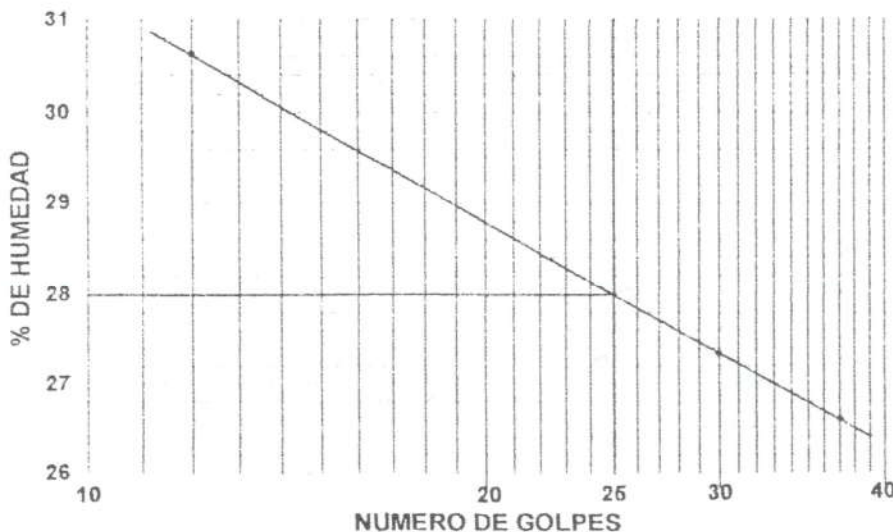
REALIZADO: BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

UBICACION: CALICATA -03  
MATERIAL DE CUARTO ESTRATO  
FECHA: MARZO DE 1999  
REVISADO: MSc ING. M.A.H.A.

**LIMITE DE PLASTICIDAD  
POR TAMIZADO**

LIMITE LIQUIDO NORMA ASTM D 423			
MUESTRA			
PROFUNDIDAD			
RECIPIENTE No	1	2	4
No DE GOLPES	37	30	12
R + S HUMEDO	25.87	23.32	22.87
R + S SECO	23.08	21.07	20.53
PESO DEL AGUA	2.79	2.25	2.34
PESO DEL RECIPIENTE	12.59	12.84	12.89
PESO DEL S. SECO	10.49	8.23	7.64
% DE HUMEDAD	26.60%	27.34%	30.63%

LIMITE PLASTICO NORMA ASTM D 424			
MUESTRA			
PROFUNDIDAD			
RECIPIENTE No	5	8	6
R + S HUMEDO	13.17	14.33	13.30
R + S SECO	13.09	14.24	13.19
PESO DEL AGUA	0.08	0.09	0.11
PESO DEL RECIPIENTE	12.67	13.76	12.61
PESO DEL S SECO	0.42	0.48	0.58
% DE HUMEDAD	19.05%	18.75%	18.92%



MUESTRA N° 01	
L.L.	28.00%
L.P.	18.92%
I.P.	9.08%

OBSERVACIONES

---



---



---



---

C-03-E4

FILE:TESIS\LIMITE\CALICATA\IM-CALI-31C03-E4

**GEOMASTER**  
INGENIEROS CONSULTORES S.A.C.

*Fernando Espinoza Molina*  
**ING. FERNANDO ESPIÑOZA MOLINA**  
Reg. C.I.P. 47369  
GERENTE GENERAL

*Fernando A. Hernandez Aguilar*  
**FERNANDO A. HERNANDEZ AGUILAR**  
INGENIERO CIVIL  
Magister en Ingeniería Geotécnica

PROYECTO : EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO  
CON FINES DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA

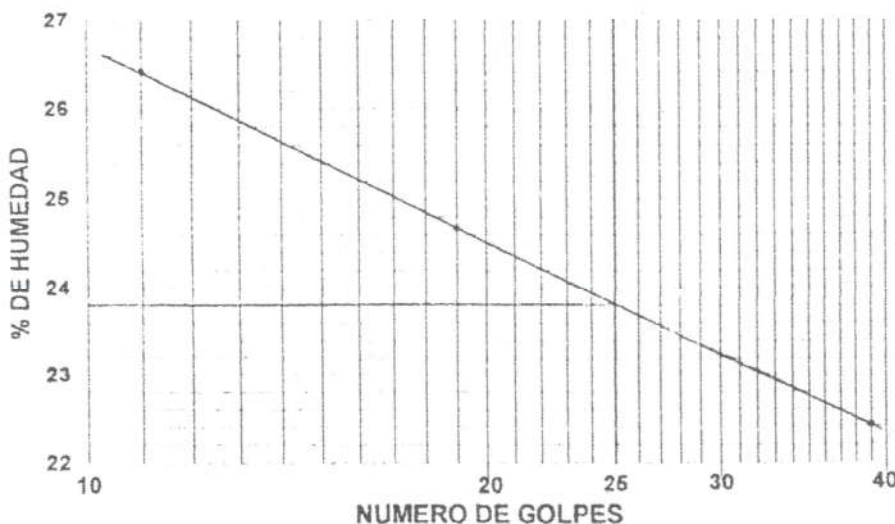
UBICACION : CALICATA -03  
MATERIAL DE QUINTO ESTRATO  
FECHA : MARZO DE 1999  
REVISADO : MSc ING. M.A.H.A.

REALIZADO : BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

**LIMITE DE PLASTICIDAD  
POR TAMIZADO**

LIMITE LIQUIDO NORMA ASTM D 423							
MUESTRA							
PROFUNDIDAD							
RECIPIENTE No	24	23	13				
No DE GOLPES	11	19	39				
R + S. HUMEDO	27.91	28.95	26.45				
R + S. SECO	24.79	25.75	23.91				
PESO DEL AGUA	3.12	3.20	2.54				
PESO DEL RECIPIENTE	12.98	12.78	12.58				
PESO DEL S. SECO	11.81	12.97	11.33				
% DE HUMEDAD	26.42%	24.67%	22.42%				

LIMITE PLASTICO NORMA ASTM D 424							
MUESTRA							
PROFUNDIDAD							
RECIPIENTE No							
R + S. HUMEDO							
R + S. SECO							
PESO DEL AGUA							
PESO DEL RECIPIENTE							
PESO DEL S. SECO							
% DE HUMEDAD	N.P.	N.P.	N.P.				



MUESTRA N° 01	
L.L.	23.82%
L.P.	N.P.
I.P.	0.00%

OBSERVACIONES

---



---



---



---

C-03-E5

**GEOMASTER**  
INGENIEROS CONSULTORES S.A.C.

*Fernando Espinoza Molina*  
**ING. FERNANDO ESPINOZA MOLINA**  
Reg. C.I.P. 47369  
GERENTE GENERAL

*Marco A. Hernandez Aguilar*  
**MARCO A. HERNANDEZ AGUILAR**  
INGENIERO CIVIL  
Magister en Ingeniera Geotécnica



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES  
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES  
LABORATORIO GEOTECNICO



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM - D3080)

INFORME N° : LG99-136  
SOLICITANTE : Bach. Juan E. Luna Arce / Bach. Félix A. Hernandez Guillén  
PROYECTO : Tesis "Evaluación de la capacidad admisible del suelo con fines de cimentación de Palpa"  
UBICACIÓN : Palpa - Ica  
FECHA : Agosto, 1999

Sondaje : C - 3  
Muestra : MI - 3  
Profundidad (m) : 1.00  
Clasificación (S.U.C.S.) : ML  
Estado : Inalterado / Parcialmente saturado  
Veloc. de Ensayo (mm/min) : 0.25

DATOS DEL ESPECIMEN	ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	1.92	1.88	1.92	1.85	1.92	1.84
Diámetro (φ) (cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Densidad Seca (γ <sub>d</sub> ) (g/cm <sup>3</sup> )	1.38	1.41	1.45	1.50	1.38	1.44
Humedad (ω) (%)	10.09	26.23	9.86	24.24	10.30	22.69
Esfuerzo Normal (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.50		1.00		2.00	

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.05	0.10	0.05	0.07	0.07	0.05	0.12	0.06
0.10	0.08	0.16	0.10	0.11	0.11	0.10	0.18	0.09
0.20	0.11	0.22	0.20	0.15	0.15	0.20	0.22	0.11
0.35	0.15	0.30	0.35	0.19	0.19	0.35	0.28	0.14
0.50	0.18	0.36	0.50	0.23	0.23	0.50	0.37	0.19
0.75	0.18	0.36	0.75	0.23	0.23	0.75	0.44	0.22
1.00	0.18	0.36	1.00	0.24	0.24	1.00	0.49	0.25
1.25	0.18	0.36	1.25	0.24	0.24	1.25	0.53	0.27
1.50	0.19	0.38	1.50	0.24	0.24	1.50	0.56	0.28
1.75	0.19	0.38	1.75	0.24	0.24	1.75	0.58	0.29
2.00	0.19	0.38	2.00	0.25	0.25	2.00	0.60	0.30
2.50	0.19	0.38	2.50	0.26	0.26	2.50	0.60	0.30
3.00	0.19	0.38	3.00	0.27	0.27	3.00	0.60	0.30
3.50	0.19	0.38	3.50	0.28	0.28	3.50	0.60	0.30
4.00	0.19	0.38	4.00	0.29	0.29	4.00	0.60	0.30
4.50	0.19	0.38	4.50	0.30	0.30	4.50	0.60	0.30
5.00	0.17	0.34	5.00	0.31	0.31	5.00	0.61	0.31
6.00	0.18	0.36	6.00	0.32	0.32	6.00	0.62	0.31
7.00	0.20	0.40	7.00	0.33	0.33	7.00	0.61	0.31
8.00	0.21	0.42	8.00	0.34	0.34	8.00	0.61	0.31
9.00	0.21	0.42	9.00	0.34	0.34	9.00	0.61	0.31
10.00	0.22	0.44	10.00	0.34	0.34	10.00	0.61	0.31
11.00	0.22	0.44	11.00	0.34	0.34	11.00	0.61	0.31
12.00	0.22	0.44	12.00	0.34	0.34	12.00	0.61	0.31

*Amat*

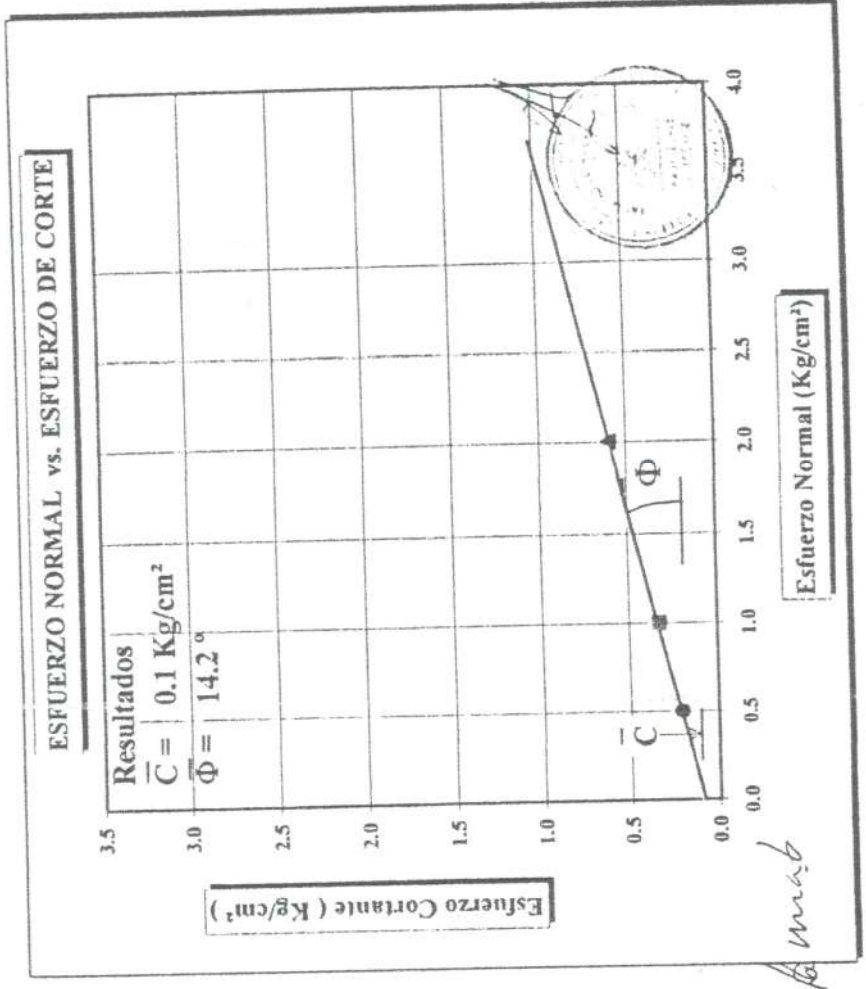
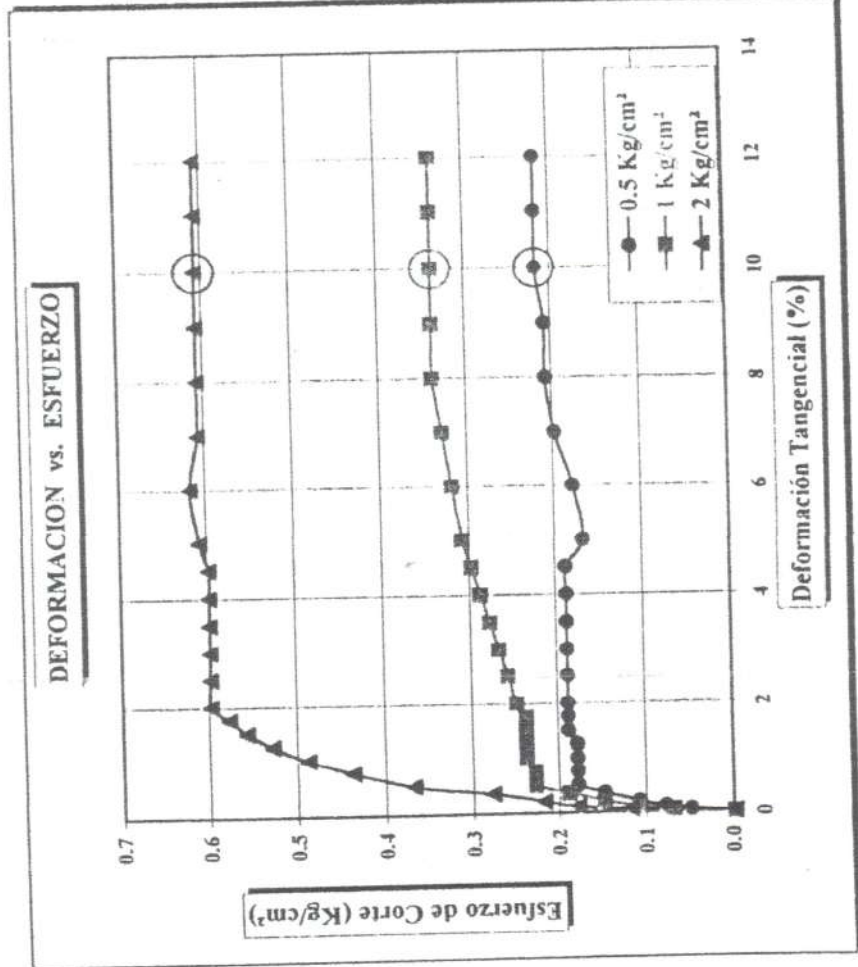




ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
(ASTM - D3080)

INFORME N° : LG99-136  
SOLICITANTE : Bach Juan E. Luna Arce / Bach Félix A. Hernández Guillén  
PROYECTO : Tesis "Evaluación de la cap. adm. del suelo con fines de cimentación de Palpa"  
UBICACION : Palpa - Ica  
FECHA : Agosto, 1999

Sondaje : C - 3  
Muestra : MI - 3  
Profundidad ( m ) : 1.00  
Clasificación (SUCS) : ML  
Estado : Inalterado / Parcialmente saturado

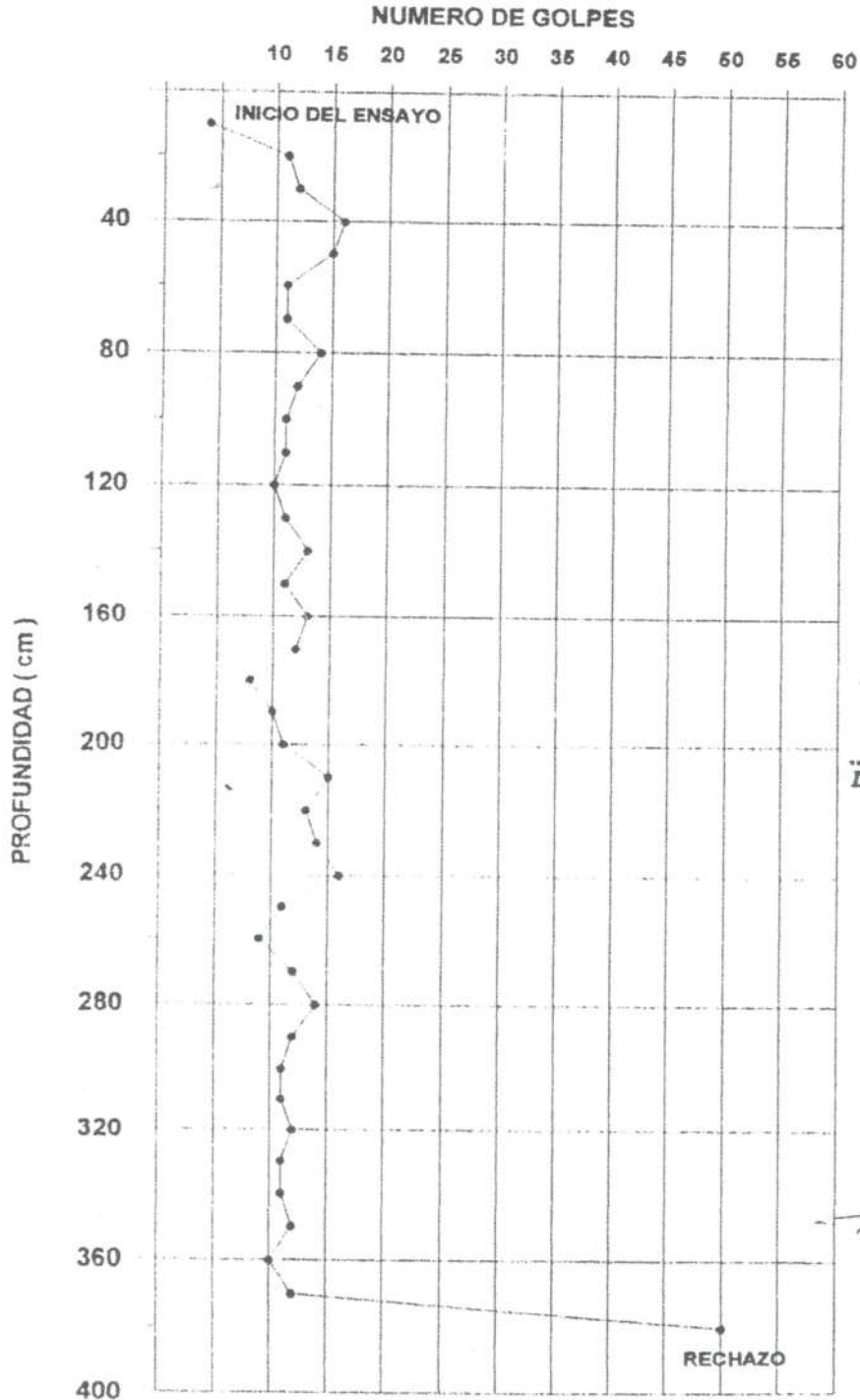


ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA

SPL - 11

HECHO POR : BACH. HERNANDEZ GUILLEN, Félix Arturo  
BACH. LUNA ARCE, Juan Edwin

FECHA : MARZO DE 1999



GEOMASTER  
INGENIEROS CONSULTORES S.A.C.  
*Fernando Espinoza Molina*  
ING. FERNANDO ESPINOZA MOLINA  
Reg. C.I.P. 47369  
GERENTE GENERAL

*Marco A. Hernandez Aguilar*  
MARCO A. HERNANDEZ AGUILAR  
INGENIERO CIVIL  
Magister en Ingeniería Geotécnica

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO CON FINES  
DE CIMENTACION DE LA CIUDAD DE PALPA - ICA

SPL-11

Profundidad z ( m )	SPL - 11		COHESION	VALOR FI	VALOR FT	Nc	Nq	Nγ	γ <sub>sat</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	CIMENTO CORRIDO		ZAPATA CUADRADA		ZAPATA CIRCULAR	
	VALOR N	VALOR S								qu <sub>t</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	qu <sub>adm</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	qu <sub>t</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	qu <sub>adm</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	qu <sub>t</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	qu <sub>adm</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
10	-	-	0.08	-	-	-	-	-	1,700	-	-	-	-	-	-
20	-	-	0.08	-	-	-	-	-	1,700	-	-	-	-	-	-
30	-	-	0.08	-	-	-	-	-	1,700	-	-	-	-	-	-
40	4	27.6	0.20	19.2	19.2	14.15	5.94	4.85	1,712	2.62	0.87	3.12	1.04	3.06	1.02
50	11	30.4	0.20	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,712	3.22	1.07	3.78	1.26	3.69	1.23
60	12	30.7	0.20	21.6	21.6	16.45	7.51	6.74	1,712	3.42	1.14	3.99	1.33	3.90	1.30
70	16	32.0	0.20	22.7	22.7	17.63	8.36	7.81	1,712	3.88	1.29	4.48	1.49	4.38	1.46
80	15	31.7	0.20	22.4	22.4	17.33	8.14	7.54	1,712	3.94	1.31	4.53	1.51	4.43	1.48
90	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	2.01	0.67	2.10	0.70	2.03	0.68
100	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	2.12	0.71	2.21	0.74	2.13	0.71
110	14	31.4	0.05	22.1	22.1	17.04	7.93	7.27	1,433	2.41	0.80	2.50	0.83	2.41	0.80
120	12	30.7	0.05	21.6	21.6	16.45	7.51	6.74	1,433	2.39	0.80	2.48	0.83	2.40	0.80
130	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	2.43	0.81	2.52	0.84	2.45	0.82
140	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	2.54	0.85	2.62	0.87	2.55	0.85
150	10	30.0	0.05	21.1	21.1	15.87	7.11	6.24	1,433	2.57	0.86	2.66	0.89	2.59	0.86
160	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	2.75	0.92	2.83	0.94	2.76	0.92
170	13	31.1	0.05	21.9	21.9	16.74	7.72	7.00	1,433	3.01	1.00	3.10	1.03	3.02	1.01
180	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	2.96	0.99	3.04	1.01	2.97	0.99
190	13	31.1	0.20	21.9	21.9	16.74	7.72	7.00	1,712	5.01	1.67	5.58	1.86	5.48	1.83
200	12	30.7	0.20	21.6	21.6	16.45	7.51	6.74	1,712	5.02	1.67	5.58	1.86	5.49	1.83
210	8	29.3	0.20	20.5	20.5	15.29	6.71	5.76	1,712	4.66	1.55	5.19	1.73	5.11	1.70
220	10	30.0	0.20	21.1	21.1	15.87	7.11	6.24	1,712	5.02	1.67	5.57	1.86	5.48	1.83
230	11	30.4	0.20	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,712	5.27	1.76	5.83	1.94	5.74	1.91
240	15	31.7	0.20	22.4	22.4	17.33	8.14	7.54	1,712	5.94	1.98	6.53	2.18	6.43	2.14
250	13	31.1	0.20	21.9	21.9	16.74	7.72	7.00	1,712	5.80	1.93	6.37	2.12	6.28	2.09
260	14	31.4	0.05	22.1	22.1	17.04	7.93	7.27	1,433	4.27	1.42	4.36	1.45	4.27	1.42
270	16	32.0	0.05	22.7	22.7	17.63	8.36	7.81	1,433	4.62	1.54	4.70	1.57	4.61	1.54
280	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	4.15	1.38	4.23	1.41	4.16	1.39
290	9	29.6	0.05	20.8	20.8	15.58	6.91	6.00	1,433	4.02	1.34	4.11	1.37	4.04	1.35
300	12	30.7	0.05	21.6	21.6	16.45	7.51	6.74	1,433	4.48	1.49	4.56	1.52	4.49	1.50
310	14	31.4	0.05	22.1	22.1	17.04	7.93	7.27	1,433	4.84	1.61	4.92	1.64	4.84	1.61
320	12	30.7	0.05	21.6	21.6	16.45	7.51	6.74	1,433	4.69	1.56	4.78	1.59	4.70	1.57
330	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	4.67	1.56	4.76	1.59	4.68	1.56
340	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	4.78	1.59	4.86	1.62	4.79	1.60
350	12	30.7	0.05	21.6	21.6	16.45	7.51	6.74	1,433	5.02	1.67	5.10	1.70	5.03	1.68
360	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	4.99	1.66	5.07	1.69	5.00	1.67
370	11	30.4	0.05	21.3	21.3	16.16	7.31	6.49	1,433	5.09	1.70	5.18	1.73	5.10	1.70
380	12	30.7	0.05	21.6	21.6	16.45	7.51	6.74	1,433	5.34	1.78	5.43	1.81	5.35	1.78
390	10	30.0	0.05	21.1	21.1	15.87	7.11	6.24	1,433	5.15	1.72	5.24	1.75	5.17	1.72
400	12	30.7	0.05	21.6	21.6	16.45	7.51	6.74	1,433	5.95	1.85	6.43	1.88	6.34	1.85

ENSAYO  
SPL - 11

UBICACION

TERRENO  
ERIAZO  
( Frente a la  
Urb. 9 de Marzo)

COORDENADAS  
X= 1124 m.  
Y= 624 m.

ANCHO  
CIMENTO  
B = 80cm  
L = 80 cm

ZAPATA CUAD.  
ZAPATA CIRC.  
D = 80 cm.

## **ANEXO**

# MODELADO DE LOS MATERIALES

Los materiales a emplear en la edificación son el concreto armado y la albañilería, siendo las características las que se presentan:

- Concreto Armado:
  - Densidad (weight per unit volumen):  $2,400 \text{ kg/m}^3$
  - Módulo de Elasticidad (modulus of elasticity):  $200,000 \text{ kg/cm}^2$   
$$E_c = 15,000\sqrt{f'_c}$$
  - Módulo de Poisson (poisson's ratio):  $0.15$
  - Resistencia (strength):  $210 \text{ kg/cm}^2$
- Albañilería – Ladrillo Clase IV:
  - Densidad (weight per unit volumen):  $1,800 \text{ kg/m}^3$
  - Módulo de Elasticidad (modulus of elasticity):  $32,500 \text{ kg/cm}^2$   
$$E_m = 500f'_m$$
  - Módulo de Poisson (poisson's ratio):  $0.25$
  - Resistencia (strength):  $65 \text{ kg/cm}^2$

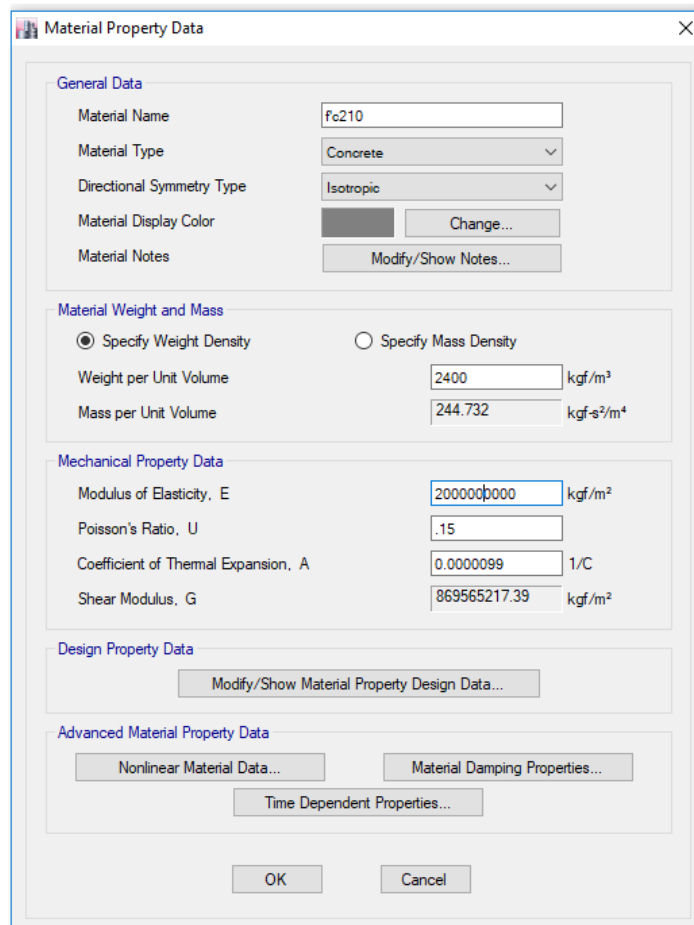


Fig. 1. Ventana “Material Property Data” - Concreto

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: Fm65

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: █ Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 1.8 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.183549 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 325000 tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.25

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C

Shear Modulus, G: 130000 tonf/m<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK      Cancel

Fig. 2. Ventana “Material Property Data” – Albañilería

Para a la definición de los materiales en el programa se sigue la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “define” se selecciona “material properties”. en la ventana emergente se selecciona la opción “add new material...”.
2. En la siguiente ventana emergente se define el nombre del material y define sus características (densidad, módulo de elasticidad y módulo de poisson).
3. Para asignar la resistencia se debe hacer click en “modify/show material property design data”. en la ventana desplegada se define la resistencia del material.

## MODELADO DE LOS MATERIALES.

### MODELADO DE LA LOSA.

Para la definición del elemento estructural tipo losa aligerada se emplea el elemento “Ribbed”, la cual es la que más se asemeja a la forma de la losa y las viguetas, sin el ladrillo de techo o bovedilla. Las características de la losa aligerada de un espesor de 17 cm son las siguientes:

- Espesor (Overall Depth) 17 cm
- Espesor de losa (Slab Thickness) 5 cm
- Espesor superior de alma (Stem Width at Top) 10 cm
- Espesor inferior del alma (Stem Width at Bottom) 10 cm
- Espaciamiento de viguetas (Rib Spacing) 40 cm

Para a la definición de la losa aligerada en el programa se sigue la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “define” se selecciona “section properties”. en el menú desplegado se selecciona “slab section”, y finalmente en la ventana emergente se selecciona la opción “add new property.”.
2. En la ventana “slab properties data” se define el nombre de la sección, además del material a emplear en “slab material”, siendo para el caso el del concreto definido previamente.
3. Finalmente se asignan las dimensiones del elemento, siendo necesario en el caso seleccionar en type la opción ribbed..

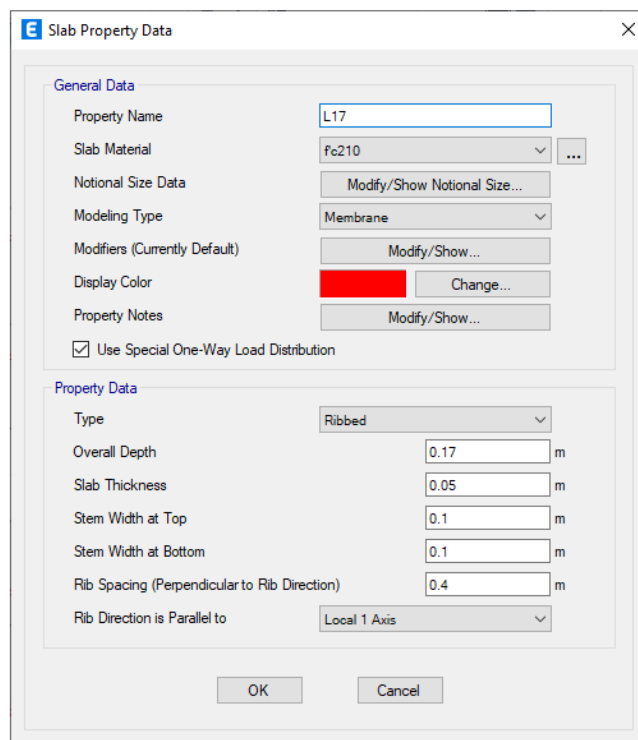


Fig. 3. Ventana “slab properties data” – Losa Aligerada

## MODELADO DE LA VIGA Y COLUMNA.

Para la definición del elemento estructural tipo viga y columna, que forman los denominados pórticos, emplean para su modelamiento el elemento “frame”. Los elementos a modelar son: la viga con una sección de 25x30 y la columna con una sección de 25x15.

Para a la definición de la viga y la columna en el programa se sigue la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “Define” se selecciona “Section Properties”. En el menú desplegado se selecciona “frame Section”, y finalmente en la ventana emergente se selecciona la opción “Add New Property.”
2. En la ventana “Frame Section Properties Data” se define el nombre de la sección, además del material a emplear en “Material”, siendo para el caso el del concreto definido previamente. Además, se asigna las dimensiones del elemento siendo la altura “Depth y la base “Width”.
3. Finalmente, se selecciona en la opción “Modify/Show Rebar...” el tipo de elemento, ya sea viga “Beam” o columna “Column”.

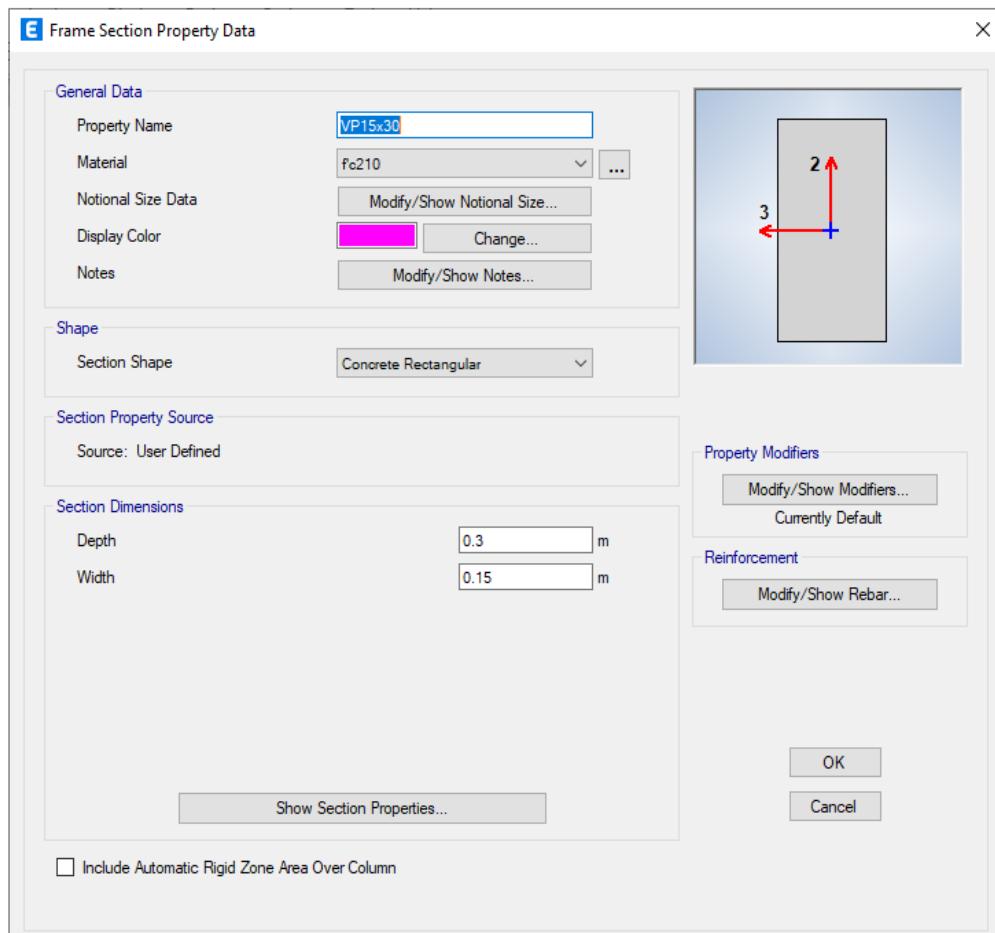


Fig. 4. Ventana “frame section properties data” – viga dintel

## MODELADO DEL MURO DE ALBAÑILERÍA Y DE CONCRETO.

Para la definición del elemento estructural tipo muros, ya sea de albañilería o de concreto, son definidos empleando el elemento “Wall”. Para a la definición de los muros en el programa se sigue la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “Define” se selecciona “Section Properties”. En el menú desplegado se selecciona “Wall Section”, y finalmente en la ventana emergente se selecciona la opción “Add New Property...”
2. En la ventana “Wall Properties Data” se define el nombre de la sección, además del material a emplear en “Wall Material”, siendo para el caso Concreto o Albañilería definido previamente. Además, se asigna el espesor del muro en “Thickness”.

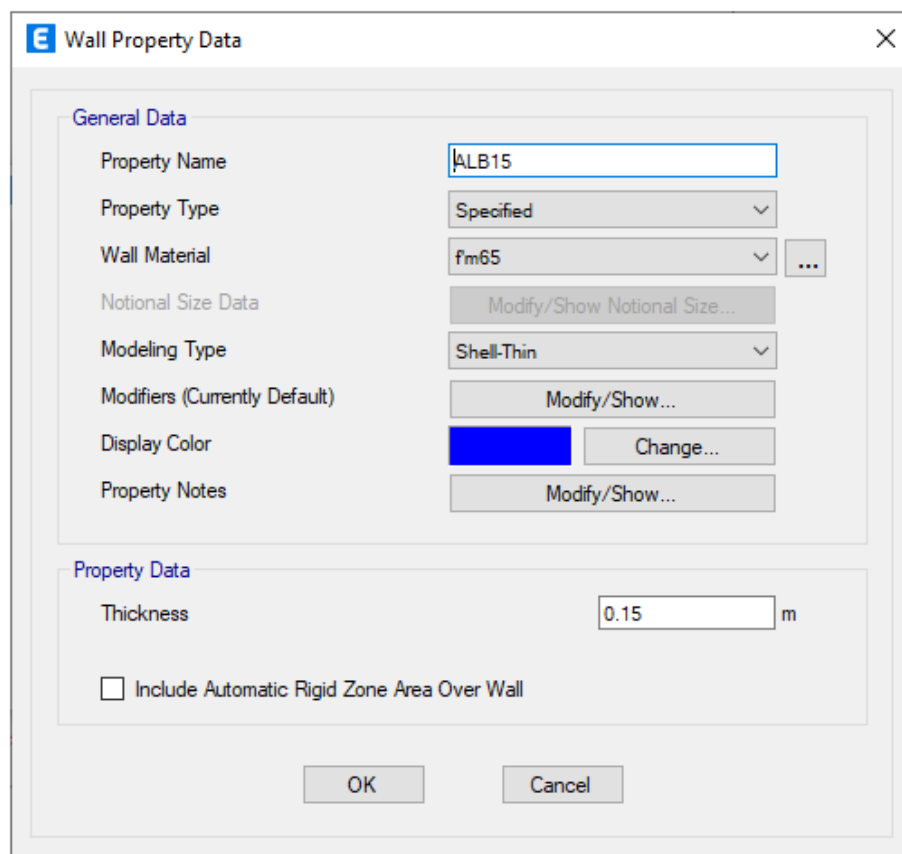


Fig. 5. Ventana “wall properties data” – muro de albañilería

## **MODELADO DE CARGAS.**

### **CARGA MUERTA.**

De acuerdo a la norma E 020, “la carga muerta es la obtenida del peso real de los materiales que conforman y de los que deberá soportar la edificación, calculados en base a los pesos unitarios definidos en la norma, pudiéndose emplear pesos unitarios menores cuando se justifique.”

El peso real se podrá determinar por medio de análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos de los fabricantes.

Para el caso en análisis se emplearán como pesos de los materiales los definidos para el concreto armado ( $2,400 \text{ kg/m}^3$ ) y la albañilería ( $1,800 \text{ kg/m}^3$ ). Además, se considera una carga distribuida sobre la losa de  $100 \text{ kg/m}^2$  que representa a los acabados de la edificación.

Para la definición de esta carga se sigue la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona la opción “Load Patterns”, en el cuadro emergente se agregan la carga mencionada, dando el valor de 1 para que el programa considere en el cálculo el peso de los elementos estructurales definidos y asignados en el modelado de la estructura.

### **CARGA VIVA.**

De acuerdo a la norma E 020, “la carga viva es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.”

Según la norma E 020, “se considera que la carga viva puede estar repartida o concentrada. Se considera que una carga viva es concentrada cuando esta excede los 500 kg.” La carga viva repartida esta especificada en la Tabla 3.1.1: Cargas Vivas Mínimas Repartidas.”

Para el caso en estudio se considera que la carga viva es repartida con un valor de  $200 \text{ kg/m}^2$  para todos los ambientes y de  $100 \text{ kg/m}^2$  para las azoteas.

Para la definición de esta carga se sigue la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona la opción “Load Patterns”, en el cuadro emergente se agregan la carga mencionada, dando el valor de 0 para que el programa no considere en el cálculo el peso de los elementos estructurales definidos y asignados en el modelado de la estructura.

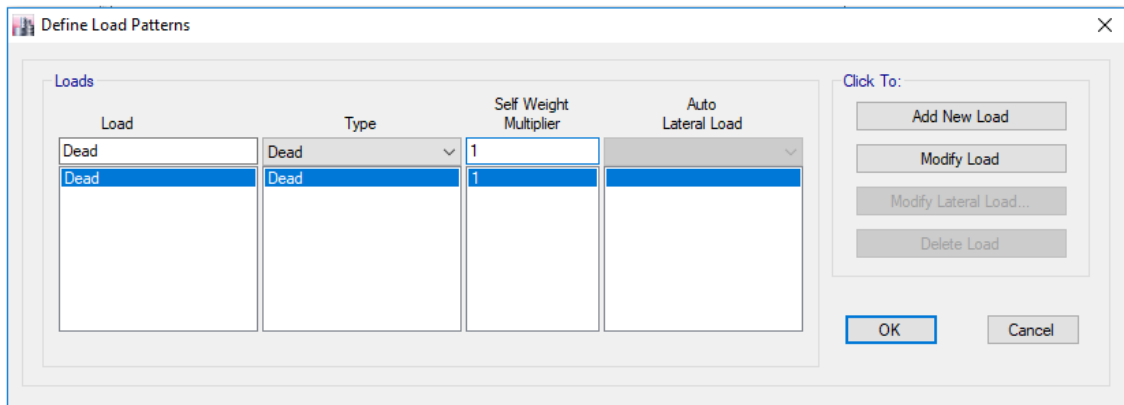


Fig. 6. Ventana “define load patterns” – carga muerta

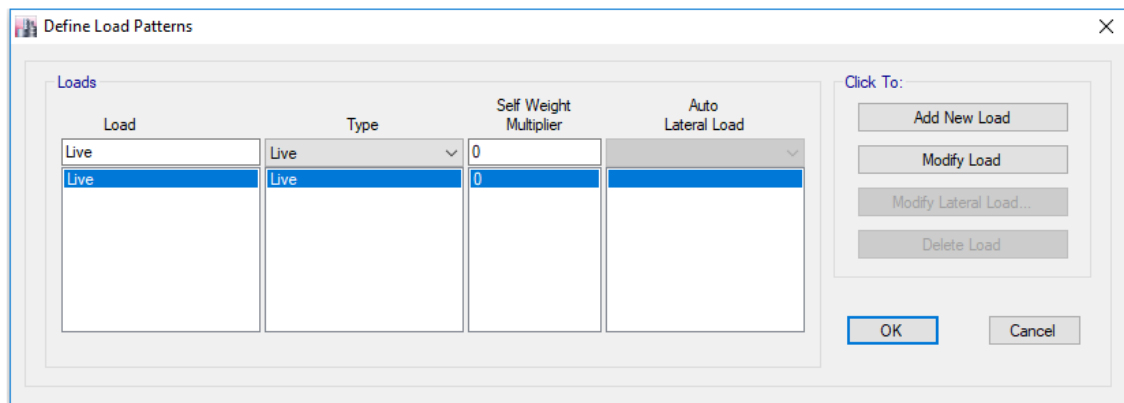


Fig. 7. Ventana “define load patterns” – carga viva

## CARGA SÍSMICA.

### SISMO ESTÁTICO.

Para el modelado de la carga sísmica para la edificación se puede emplear la opción de los coeficientes, siendo necesario para ello calcular el coeficiente  $c$  (base shear coefficient) y el coeficiente  $k$  (building height exp).

$$C = \frac{ZUCS}{R} \rightarrow C = \frac{0.45 \times 1.05 \times 2.50 \times 1.10}{3.00} = 0.3938$$

Para  $T \leq 0.5 \text{ seg}$  se emplea  $K = 1.00$

Para la asignación de los coeficientes calculados se sigue la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “define” se selecciona la opción “load patterns”, en el cuadro emergente se agregan la carga mencionada, dando el valor de 0 para que el programa no considere en el cálculo el peso de los elementos estructurales definidos y asignados en el modelado de la estructura, además de “user coefficient” en “auto lateral load”.
2. Para asignar los valores de los coeficientes se debe hacer click en la opción “modify lateral load...”. asignando en el cuadro emergente los valores calculados.

3. La asignación de la carga sísmica se debe realizar en dirección en x e y, además de una excentricidad de un 5%.

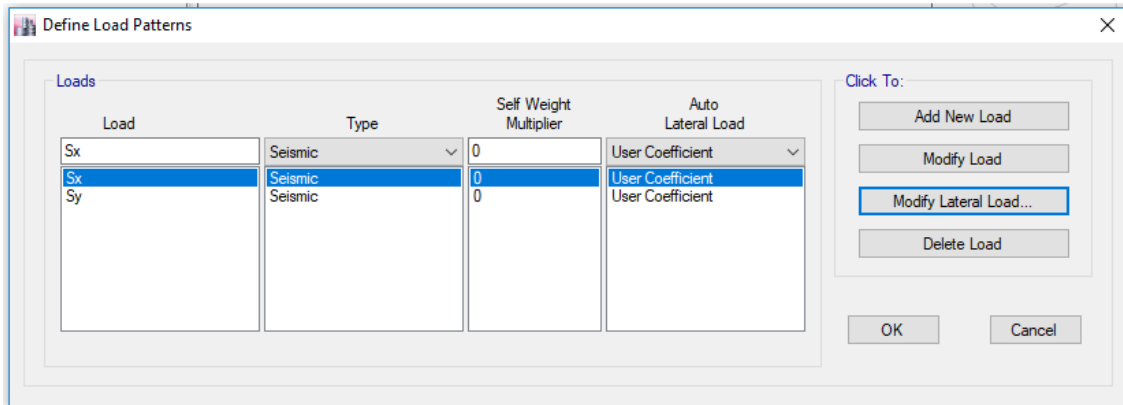


Fig. 8. Ventana “define load patterns” – carga sísmica estática

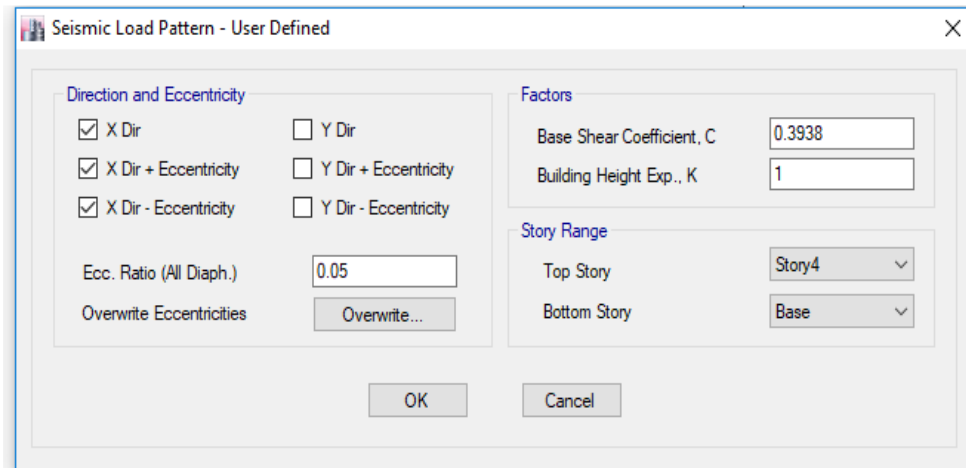


Fig. 9. Ventana “seismic load pattern”

## SISMO DINÁMICO.

Para definir la carga sísmica, el programa actualmente tiene incorporado el cálculo automático considerando los parámetros de la norma.

Para definir la carga sísmica, empleando el método de espectro respuesta, se debe seguir la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “Define” se selecciona “Functions” y “Response Spectrum”.
2. En la ventana emergente se selecciona en la opción Choose Function Type to Add “Perú NTE E 030 2014” y luego se hace click en “Add New Function...”
3. Finalmente, en la ventana emergente se asignan los coeficientes sísmicos de acuerdo a la norma, obteniendo la curva de forma automática.

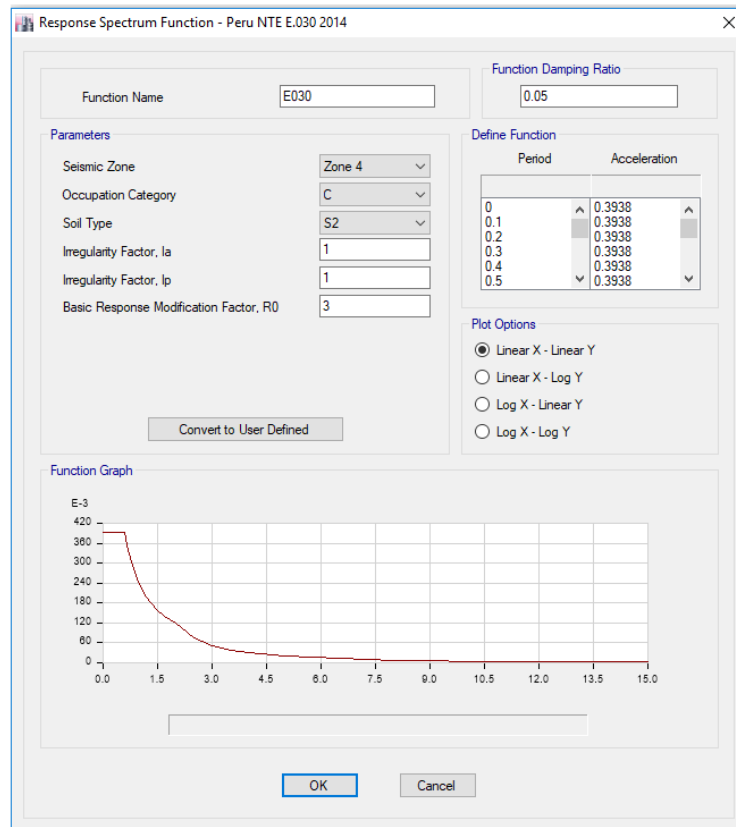


Fig. 10. Ventana “define response spectrum functions”

4. Para realizar el análisis dinámico empleando el método modal espectral se debe tener en cuenta los criterios de combinación, para ello se definirá las SRSS Sdx y SRSS Sdy, las cuales corresponden a la suma de los cuadrados de las respuestas modales  $\sqrt{\sum r_i^2}$ , así como las ABS Sdx y ABS Sdy, las cuales corresponde a la suma de los absolutos de las respuestas modales.
5. Para indicar esto al programa se debe ejecutar la siguiente serie de comandos: En el menú “Define” se selecciona “Load cases”, en el cuadro emergente se debe dar a “Add New Case”.
6. En el caso de la suma de los cuadrados de las respuestas modales, las cargas SRSS SDx y SRSS SDy, se debe indicar esto en “modal load case” dando el valor de SRSS (Square Root of Sum of Squares).
7. En el caso de la suma de los absolutos de las respuestas modales, las cargas ABS Sdx y ABS SDy, se debe indicar esto en “modal load case” dando el valor de “Absolute”.
8. En cada uno de los casos se debe considera los valores de las cargas en la dirección x (U1), la dirección y (U2) y la dirección z (U3), tomando para los dos primero el 100%, asignando para ello el valor de gravedad (  $9,806.65 \text{ mm/s}^2$ ) y la ultima 66.67% (2/3).

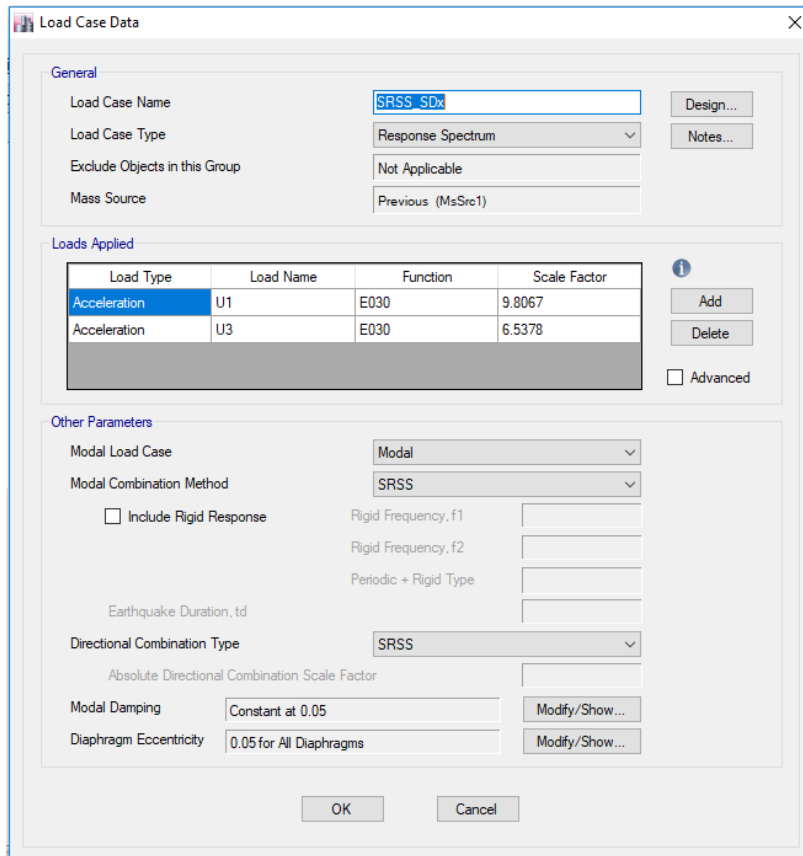


Fig. 11. Ventana "load case data" - suma de los cuadrados

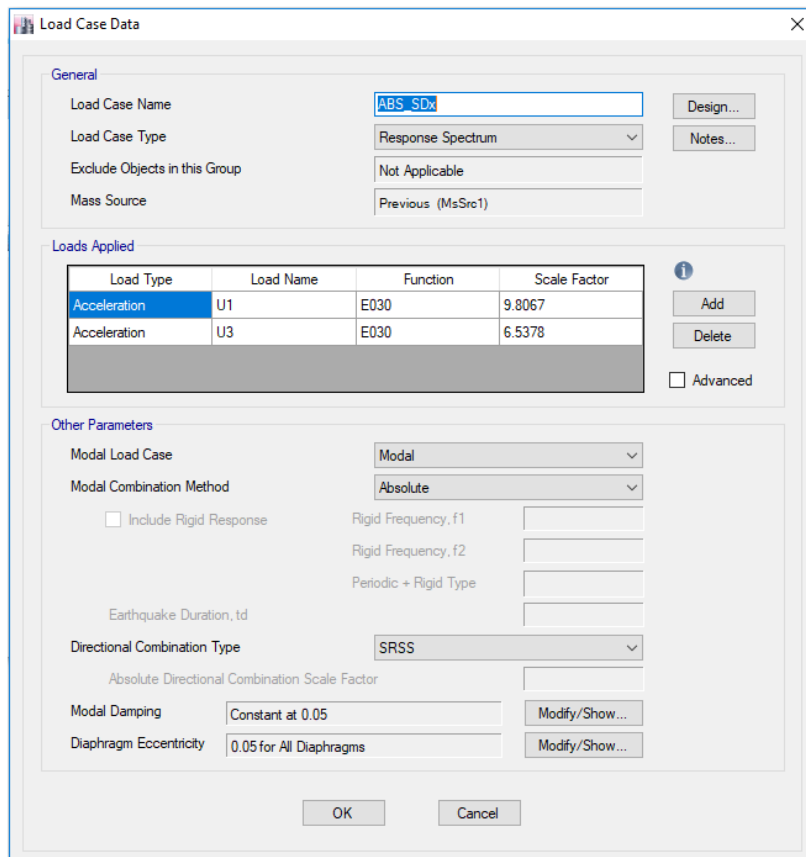


Fig. 12. Ventana "load case data" - suma de los absolutos

9. Definida la Suma de los Cuadrados y la Suma de los Absolutos de las cargas sísmicas, se debe definir su combinación, empleado para ello la siguiente formula:

$$r = 0.25\sum|r_i| + 0.75\sqrt{\sum r_i^2}$$

Para ello en el menú “Define” se selecciona “Load Combination”, para finalmente definir en cada una la carga sísmica Sdx y Sdy tomando el 75% de la Suma de los Cuadrados y el 50% Suma de los Absolutos.

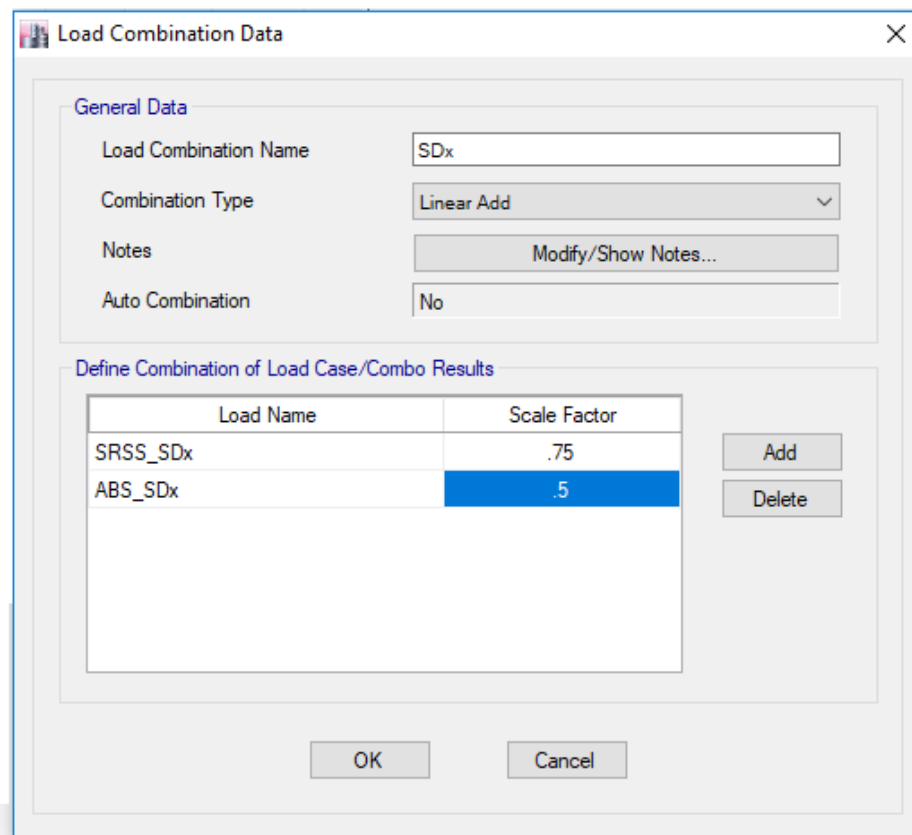


Fig. 13. Ventana “load combination data” - carga sísmica dinámica

## CARGA ESTÁTICA (PESO DE LA EDIFICACIÓN)

Realizado los cálculos con el programa Etabs se analiza el peso de la edificación. Para observar la carga muerta y la carga viva se debe seguir la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “Display” se selecciona la opción “Show Tables”, se selecciona la opción “Analysis”, luego “Results”, luego “Structure Results” y finalmente “Story Forces”.
2. En la ventana emergente se selecciona solo la carga muerta CM y la carga viva CV.

En la siguiente tabla se muestra el peso acumulado (PAi) y el Peso por cada piso (Pi) así como el peso sobre el área construida de la edificación. Sobre esta última se observa que el valor está dentro del rango para este tipo de edificaciones, cuyo valor no debe ser mayor a 1.00 tn/m<sup>2</sup>-

Tabla 1:  
Peso de la Edificación

Piso	PAi	Pi	Pi / At
4	224.37	224.37	0.84
3	491.31	266.94	1.00
2	740.91	249.61	0.94
1	990.52	249.61	0.94
$\Sigma$	-	990.52	-

## CARGA DINÁMICA

Realizado los cálculos con el programa Etabs se analiza el peso de la edificación. Para observar la carga sísmica se debe seguir la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “Display” se selecciona la opción “Show Tables”, se selecciona la opción “Analysis”, luego “Results”, luego “Structure Results” y finalmente “Story Forces”.
2. En la ventana emergente se selecciona solo la carga de sismo estático las SE y la carga de sismo dinámico las SD.

En la ventana emergente se selecciona la carga de sismo estático, así como la carga de sismo dinámico. Los resultados obtenidos son los que se muestra a continuación.

Tabla 2:  
fuerza sísmica – Metodo Estático

Piso	Pi	SEx	Sx	SEy	Sy
4	224.37	103.87	103.87	103.87	103.87
3	266.94	222.26	118.38	222.26	118.38
2	249.61	297.33	75.07	297.33	75.07
1	249.61	333.47	36.14	333.47	36.14
$\Sigma$	-	-	333.47	-	333.47

Tabla 3:  
Fuerza sísmica – Metodo Dinámico

Piso	Pi	SEx	Sx	SEy	Sy
4	224.37	135.16	135.16	133.46	133.46
3	266.94	249.24	114.08	250.23	116.77
2	249.61	317.92	68.68	319.49	69.26
1	249.61	363.28	45.36	368.15	48.66
$\Sigma$	-	-	363.28	-	368.15

Como es de esperarse se observa discrepancia entre los resultados obtenidos por el método estático y el método dinámico, siendo esto natural.

## CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDECES

Para que el programa etabs calcule el centro de masas y el centro de rigideces, se debe indicar al programa mediante la siguiente serie de comandos:

1. En el menú “analyze” se selecciona la opción “set load cases to run”, emergiendo una ventana.
2. En la ventana emergente se hace click en la opción “calculate diaphragm centers of rigidity”.

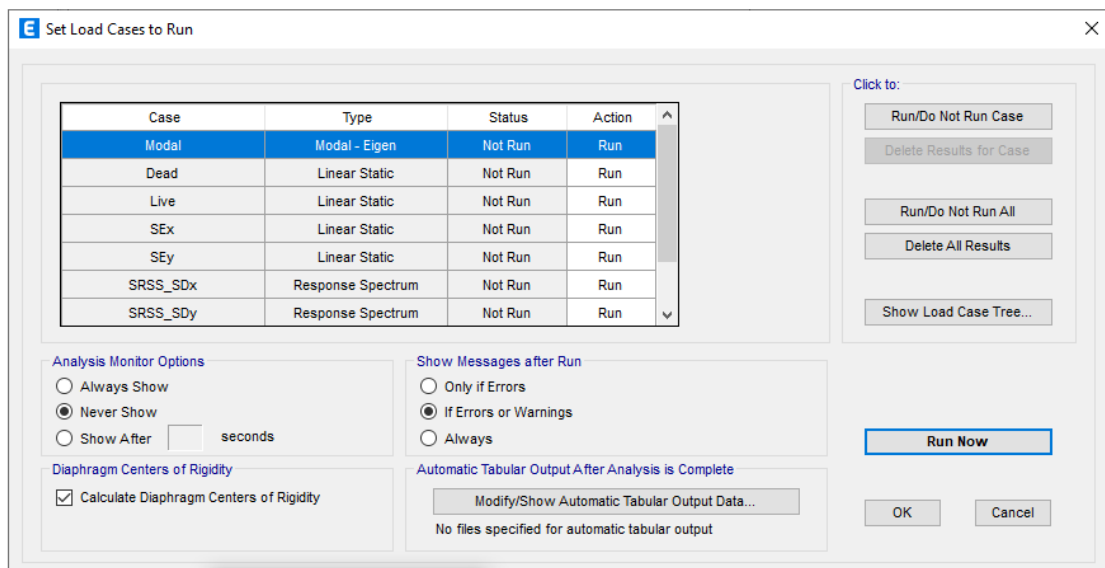


Fig. 14. Ventana “set load cases to run”

Realizado los cálculos con el programa Etabs se analiza el centro de masas y el centro de rigideces.

Para observa se debe seguir la siguiente serie de comandos:

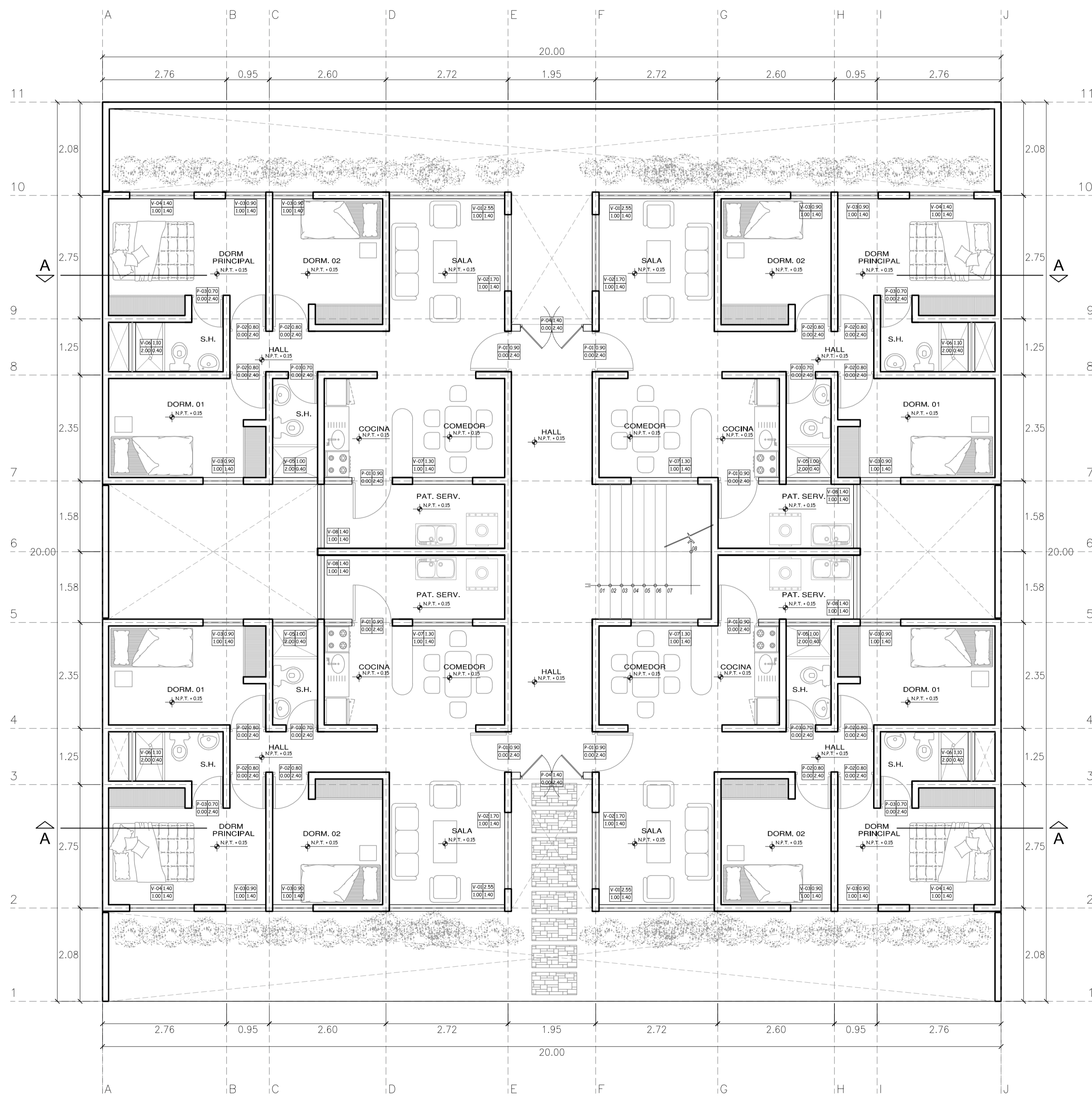
1. En el menú “Display” se selecciona la opción “Show Tables”, se selecciona la opción “Analysis”, luego “Results”, luego “Structure Results” y finalmente “centers of mass and rigidity”.
2. En la ventana emergente se observa la ubicación del centro de masas en cada piso (XCM y YCM) y el centro de rigidez (XCR y YCR).

Tabla 4:  
Centro de Masas – Centro de Rigideces

Piso	CMx	CMy	CRx	CRy	ex	ey
4	8.95	7.9482	8.95	7.9891	0.00%	0.26%
3	8.95	7.9488	8.95	7.9795	0.00%	0.19%
2	8.95	7.9488	8.95	7.967	0.00%	0.11%
1	8.95	7.9488	8.95	7.9561	0.00%	0.05%

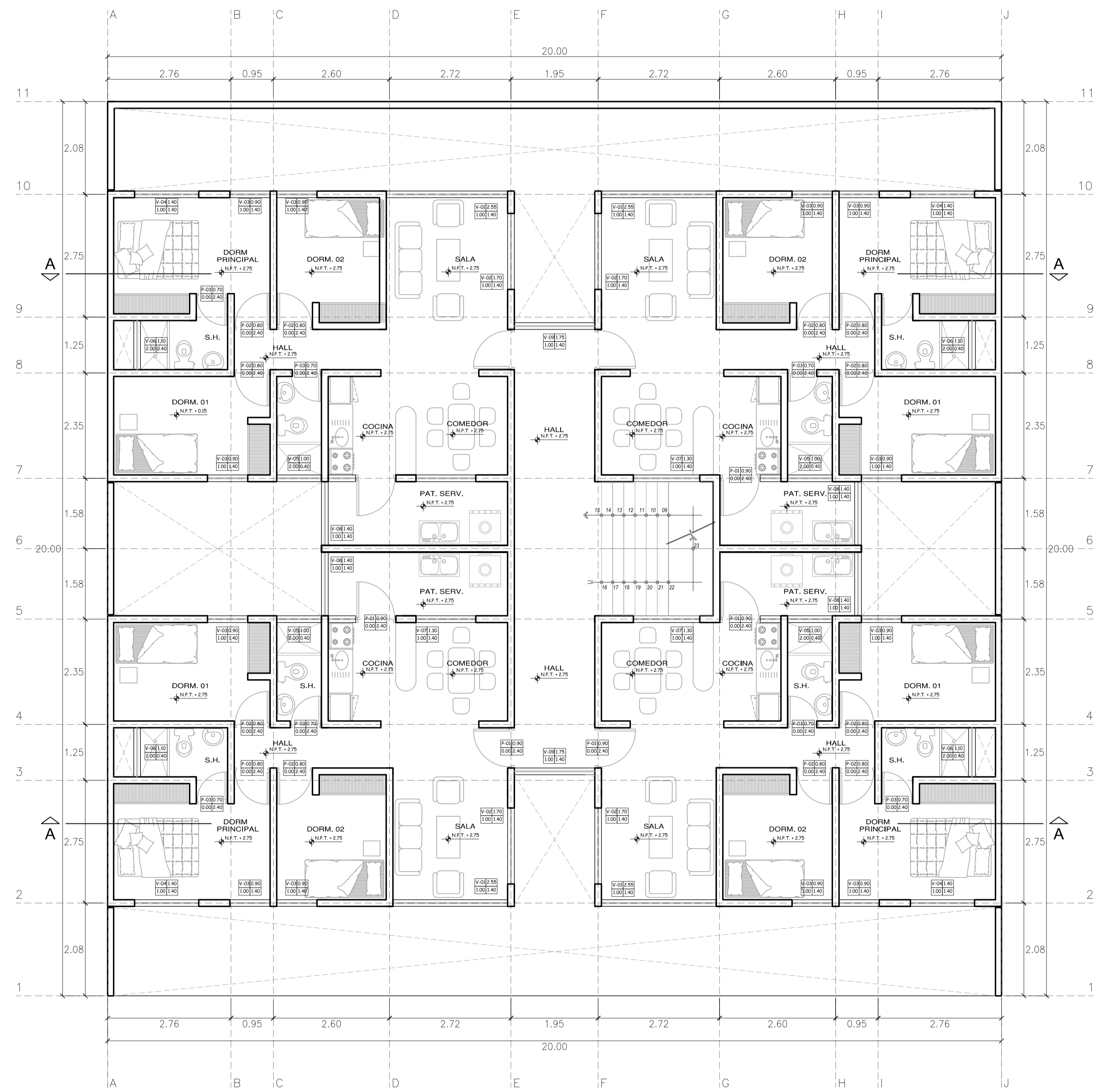
Como se observa la excentricidad, considerando que la edificación tiene un ancho (X) de 20.00 m y un largo (Y) de 16.00 m se observa que la excentricidad es menor al 5%.

## **ANEXO 04: PLANOS**



1ra PLANTA

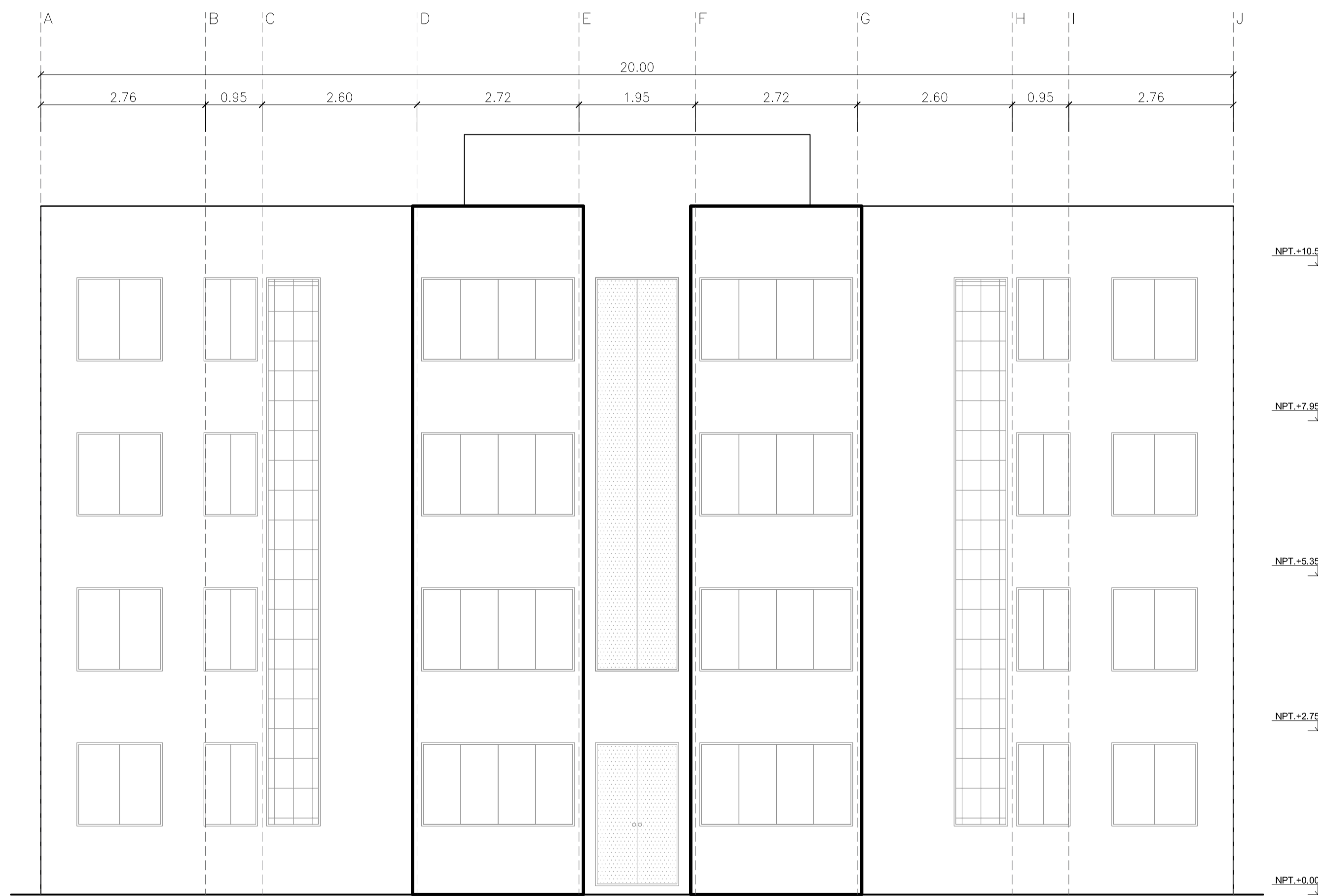
ESC. 1/50



2da, 3ra y 4ta PLANTA

ESC. 1/50

PROYECTO DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA APLICANDO LA NORMA E 030 Y LA NORMA NCH 433, PARA EL BENEFICIO DE LA SEGURIDAD Y DESARROLLO DE LA POBLACION DE LA CIUDAD DE PALPA-ICA	
BACHELERS: DANNY DANIEL MEDINA INJANTE	ASESOR: INGENIERO CIVIL FELIX ORMEÑO GRADOS
CARRERA: ARQUITECTURA - DISTRIBUCION	FECHA: ABR 2019
	ESCALA: 1 EN 50
	<b>A - 01</b>



ELEVACION FRONTAL

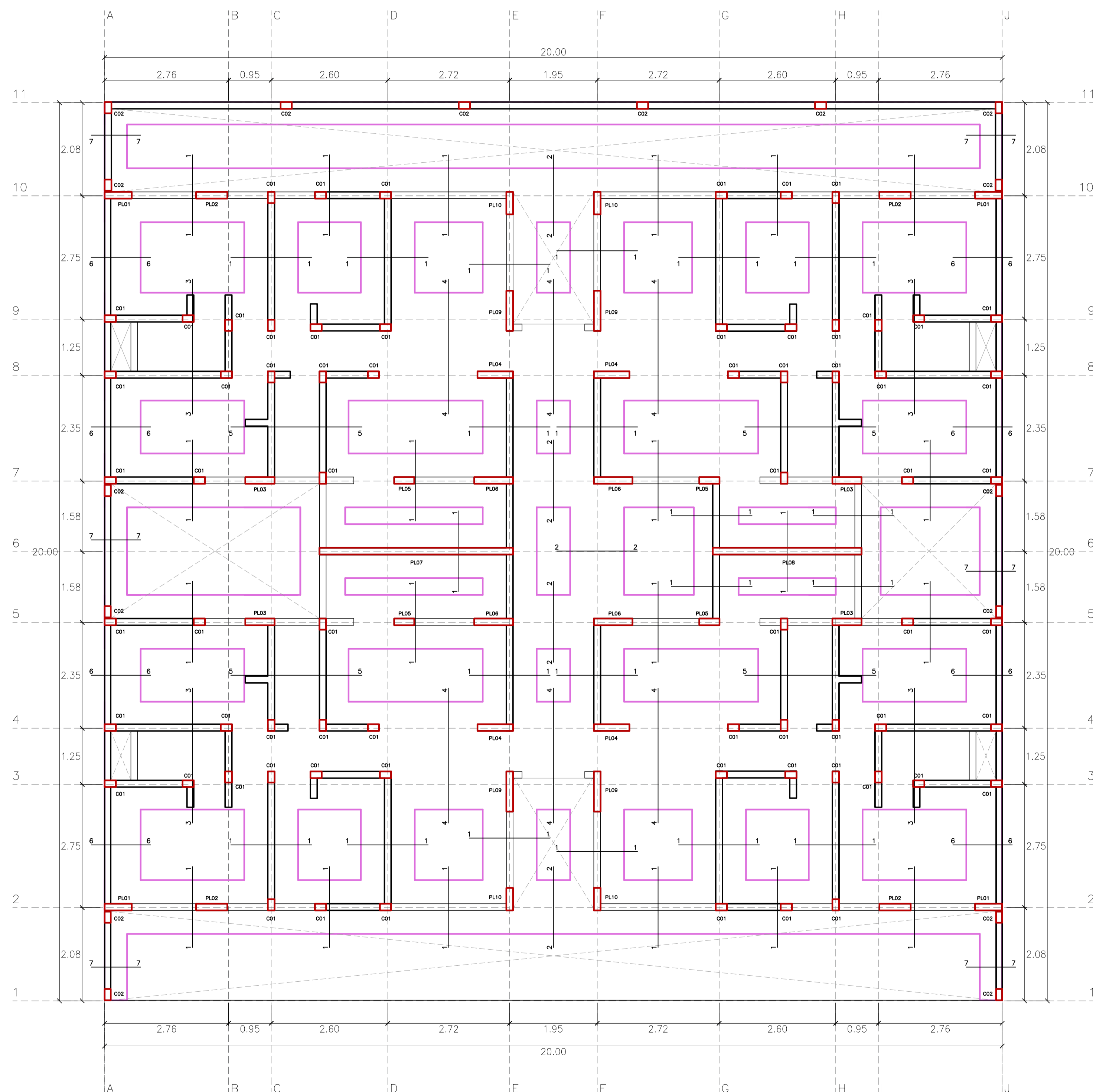
ESC. 1/50



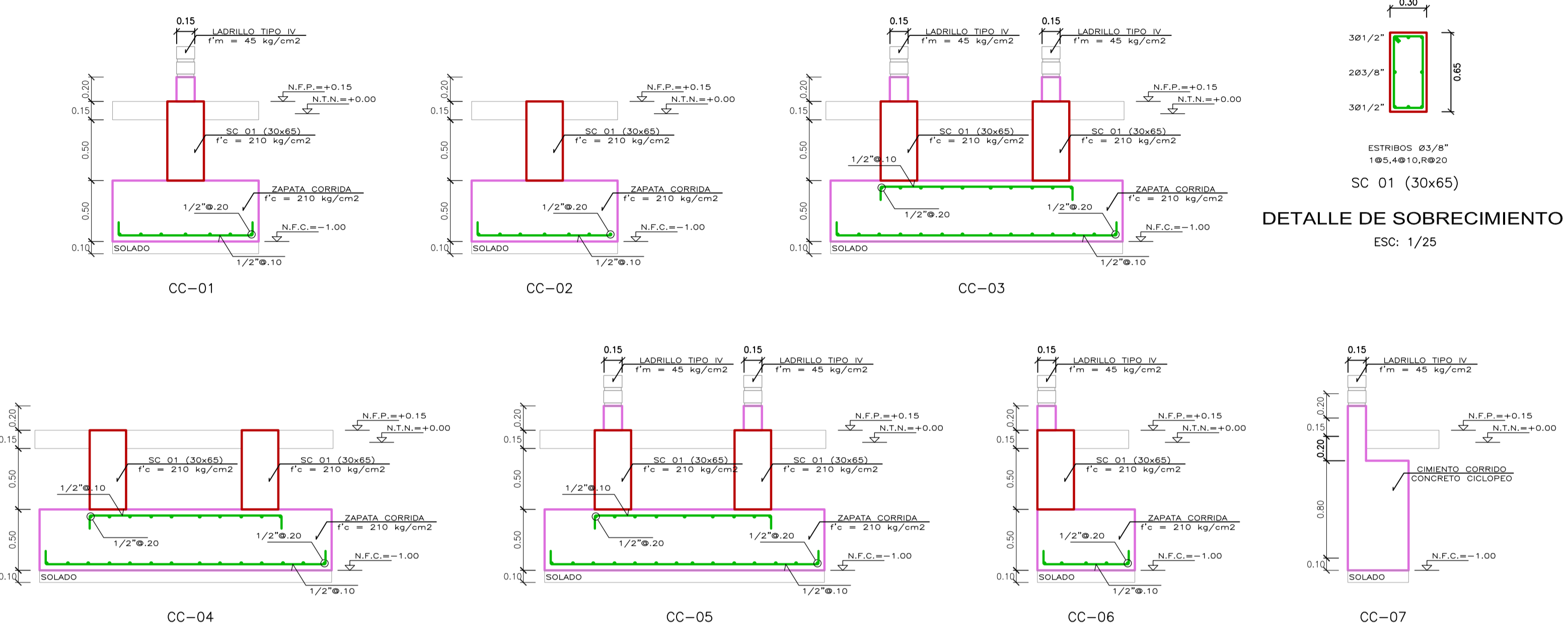
CORTE A - A

ESC. 1/50

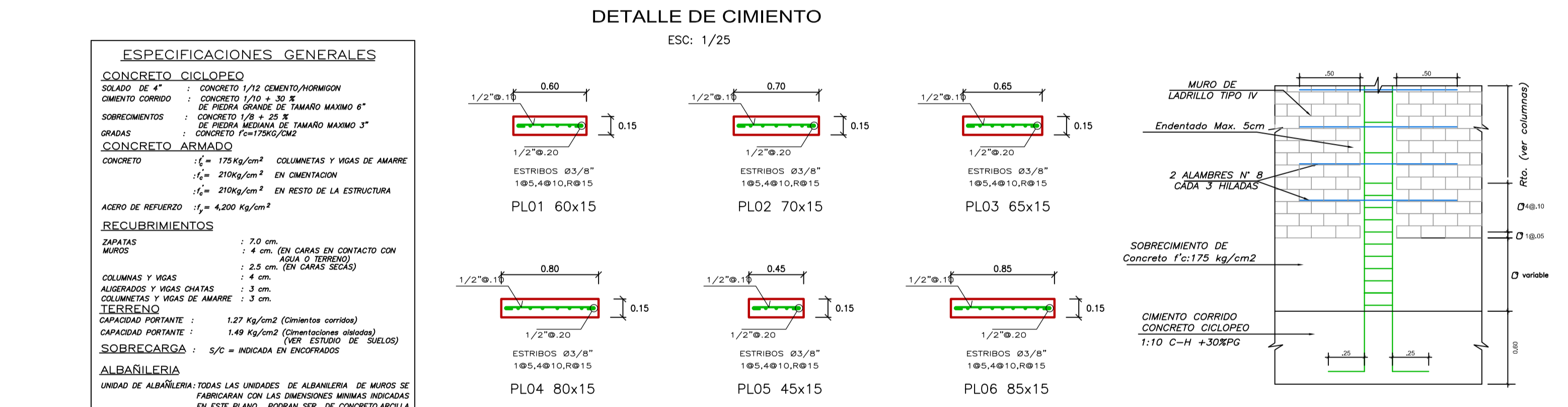
PROYECTO DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA APLICANDO LA NORMA E 030 Y LA NORMA NCH 433, PARA EL BENEFICIO DE LA SEGURIDAD Y DESARROLLO DE LA POBLACION DE LA CIUDAD DE PALPA-ICA			
BACHILLER: DANNY DANIEL MEDINA INJANTE		ASESOR: INGENIERO CIVIL FELIX ORMEÑO GRADOS	
CARRERA: ARQUITECTURA - CORTES		FECHA: ABR 2019	
		ESCALA: 1 EN 50	
		<b>A - 02</b>	



**CIMENTOS**  
ESC. 1/50



**DETALLE DE SOBRECIMIENTO**  
ESC: 1/25



**DETALLE DE CIMENTO**  
ESC: 1/25

**ESPECIFICACIONES GENERALES**

**CONCRETO CICLOPEO**  
 SOLADO DE 4" : CONCRETO 1/2 CEMENTO/NORMON  
 CIMENTO CORRIDA : CEMENTO 1/2 + 20%  
 DE PIEDRA GRANDE DE TAMAÑO MÁXIMO 6"  
 DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MÁXIMO 3"  
 CONCRETO CENTRÓLOGO

**CONCRETO ARMADO**  
 CONCRETO :  $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$  COLUMNETAS Y VIGAS DE AMARRE  
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  EN CIMENTACION  
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  EN RESTO DE LA ESTRUCTURA

**ACERO DE REFUERZO** :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

**RECUBRIMIENTOS**  
 ZAPATAS : 2.0 cm (EN CARAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO)  
 MUROS : 4 cm (EN CARAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO)  
 2.5 cm (EN CARAS SECAS)  
 COLUMNAS Y VIGAS CHATAS : 4 cm  
 ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS : 3 cm  
 COLUMNETAS Y VIGAS DE AMARRE : 3 cm

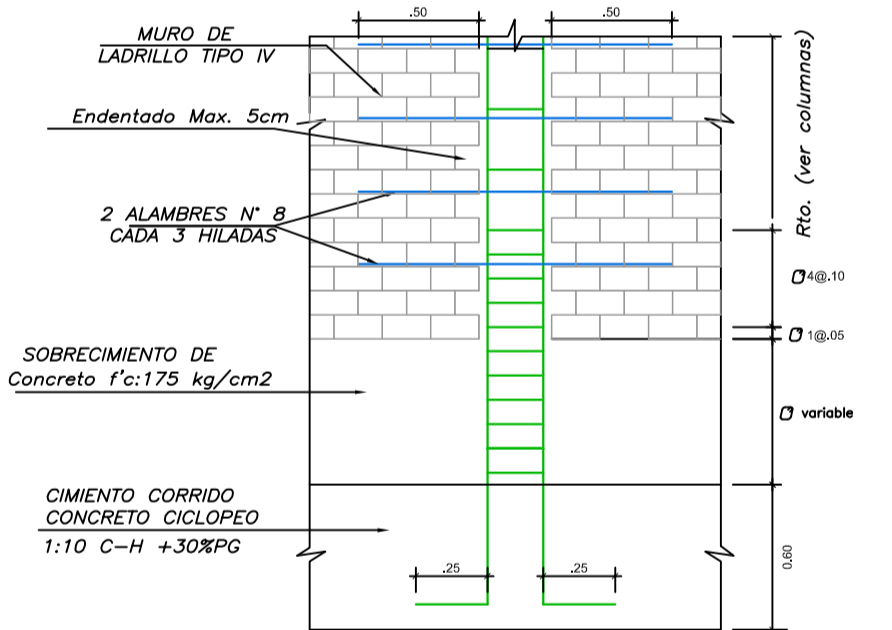
**TERRENO**  
 CAPACIDAD PORTANTE : 1.27 Kg/cm<sup>2</sup> (Cimientos corridos)  
 CAPACIDAD PORTANTE : 1.49 Kg/cm<sup>2</sup> (Cimentaciones aisladas) (VER ESTUDIO DE SUELOS)

**SOBRECARGA** : 5/6 = INDICADA EN ENCOFRADOS

**ALBAÑILERIA**  
 UNIDAD DE ALBAÑILERIA: TODAS LAS UNIDADES DE ALBAÑILERIA DE MUROS SE FABRICARÁN CON LAS DIMENSIONES MÍNIMAS INDICADAS EN ESTE PLANO. PODRÁN SER DE CONCRETO/ARIELLA O SILEX CALCAREO; DEBERÁN CLASIFICAR COMO MÍNIMO CON EL CLASE IV

**MORTERO** : 1:4 (CEMENTO-ARENA) PARA LA ELECCION DEL TIPO DE CEMENTO A USAR EN LA CIMENTACION, DEBERA REVISARSE EL ESTUDIO DE SUELOS CORRESPONDIENTE

**ALBAÑILERIA** :  $f_m = 45 \text{ kg/cm}^2$



**DETALLE DE UNION MURO COLUMNA**  
ESC: 1/25

**ESTUDIO DE SUELOS**

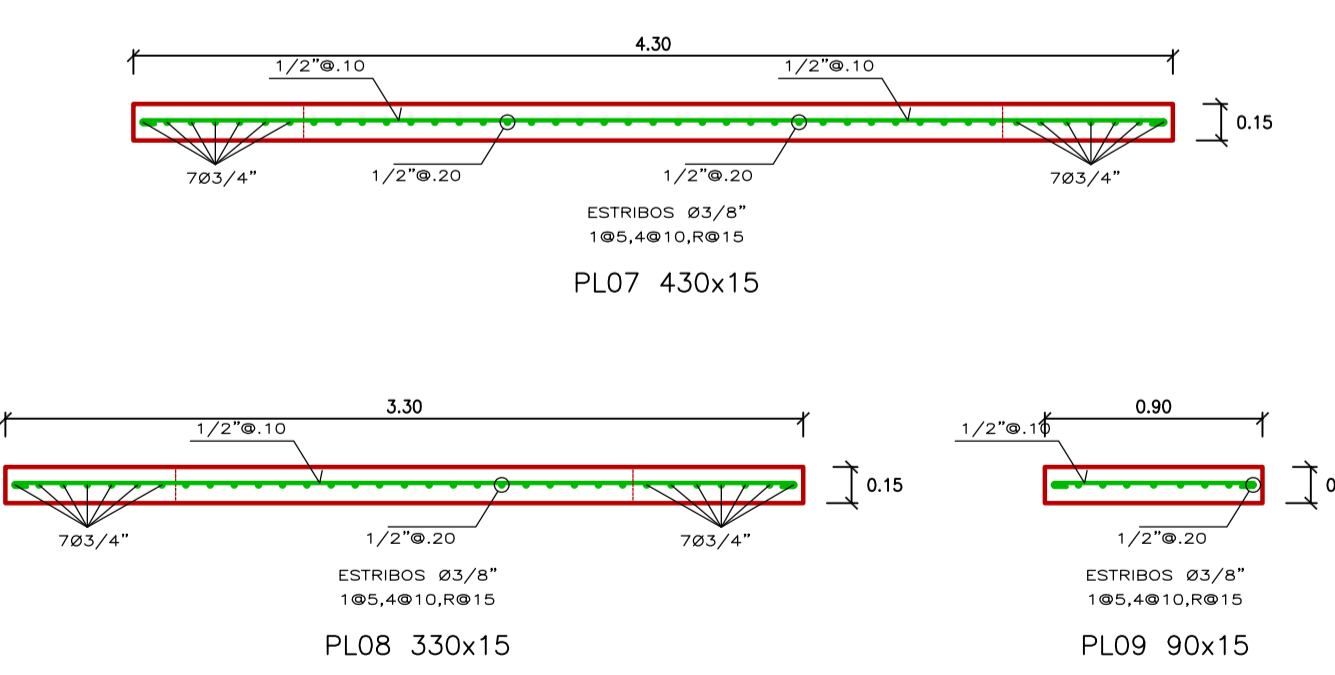
**CIMENTACION**  
 -TIPO DE CIMENTACION: CIMENTO CORRIDA

EL SUELO TIENE UNA CONCENTRACION DE CLORUROS PROMEDIO, DE 217.30 PPM, MENOR QUE 1000 PPM, INDICA QUE EN PRESENCIA DE AGUA, NO VA A OCASIONAR PROBLEMAS DE CORROSION EN LOS ELEMENTOS METALICOS.

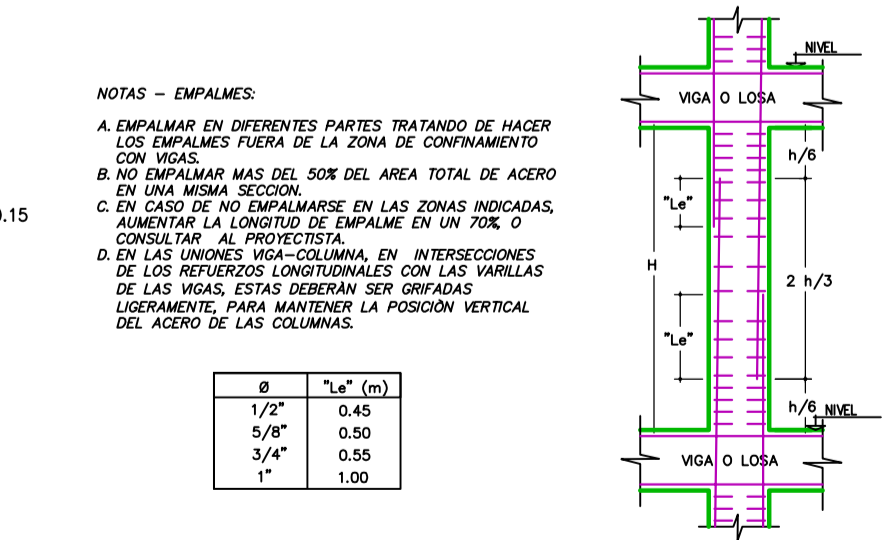
EL SUELO TIENE UNA PRESENCIA DE SALES SOLUBLES TOTALES ES DE 421.50 PPM, Y SE ENCUENTRA POR DEBAJO DE 1500 PPM, LO QUE INDICA QUE NO OCASIONARA PROBLEMAS DE PERDIDA DE RESISTENCIA MECANICA POR PROBLEMAS DE LIQUACION (LAVADO DE SALES).

EL SUELO TIENE CONCENTRACIONES DESPRECIABLES DE SUSTANCIAS QUE PUEDAN AFECTAR EL CONCRETO Y AL ACERO EN LA CIMENTACION, POR LO CUAL SE RECOMIENDA USAR EL CEMENTO PORTLAND TIPO I.

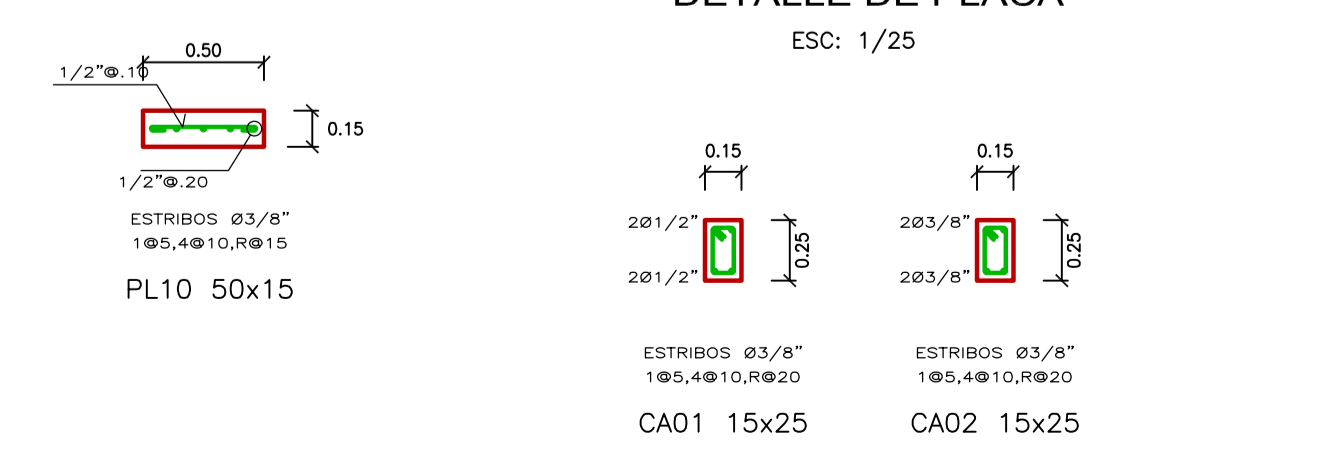
**CAPACIDAD ADMISIBLE**  
 CONSIDERANDO UNA CIMENTACION CORRIDA DE 1.00 M DE ANCHO SE TIENE UNA CAPACIDAD ADMISIBLE DE 0.60 KG/CM2 A 1.00 M DE PROFUNDIDAD.



**DETALLE DE PLACA**  
ESC: 1/25



**DETALLE DE EMPALME EN COLUMNA**



**DETALLE DE COLUMNA**  
ESC: 1/25

**NOTAS - EMPALMES:**  
 A. EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO  
 B. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE ACERO EN UNA MISMA SECCION  
 C. EN CASOS DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 20% O CONSULTAR AL PROYECTISTA  
 D. EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA, EN INTERSECCIONES DE LOS REFUERZOS LONGITUDINALES CON LAS VARILLAS DE LAS VIGAS, ESTAS DEBERAN SER GRIFADAS LIBERAMENTE, PARA MANTENER LA POSICION VERTICAL DEL ACERO DE LAS COLUMNAS.

