

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**FACTIBILIDAD DE PROTEGER CON  
AISLAMIENTO SÍSMICO UN EDIFICIO DE  
VIVIENDA SOCIAL DE  
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

**AUTOR:**

**VICTOR HUGO CALDERON ASTUHUAMAN**

**ASESORES:**

**JORGE MARCIAL BLONDET SAAVEDRA**

**JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ**

Lima, Junio, 2021

## RESUMEN

Los edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) son predominantemente empleados como viviendas sociales en el Perú. Debido a algunas de sus características, se estima que su desempeño sísmico es menor que el de los edificios con muros convencionales de concreto armado. Diferentes tecnologías de protección pueden utilizarse para mejorar su desempeño ante sismos severos, pero estas pueden ser inviables económicamente. Por esta razón, en la presente tesis se evalúa la factibilidad de aplicar el sistema de aislamiento sísmico a un EMDL ubicado en la zona de mayor riesgo sísmico del Perú, un inmueble aún no construido y representativo de los existentes en la costa peruana. El objetivo es cuantificar el sobrecosto de aislar sísmicamente un EMDL situado en un contexto de riesgo. Para llevar a cabo este cometido, se han planteado dos edificios: uno de base fija y otro con la misma disposición y tipo de muros, pero implementado con aisladores sísmicos en su base. Ambos se modelaron computacionalmente para analizarlos y luego diseñarlos estructuralmente. Con base en los planos resultantes del diseño, se procedió a estimar y comparar los costos de construcción de los dos edificios. Los resultados muestran que el aislamiento sísmico del EMDL escogido reduce efectivamente sus solicitaciones sísmicas de diseño. Sin embargo, la reducción de costos en la superestructura no es suficiente para compensar el costo de la implementación del sistema de aislamiento, el cual cuenta con vigas que soportan los muros, aisladores elastoméricos y deslizadores planos que trabajan en paralelo. Finalmente, al ser el costo total de construcción del edificio aislado 19.4 % mayor que el del edificio con base fija, se concluye que no es atractivo económicamente aislar el EMDL elegido.

**Palabras clave:** vivienda social, muros de ductilidad limitada, aislamiento sísmico, aislamiento sísmico de muros de concreto, factibilidad económica, vivienda social aislada sísmicamente.



Una familia que no tiene ni siquiera una mala casa en que vivir,  
revienta de amarguras, es un fermento de odios y descomposición social.

San Alberto Hurtado S.J.

## AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a mis asesores Dr. Marcial Blondet y Dr. Alejandro Muñoz por su constante apoyo y motivación, y por compartirme sus conocimientos. Además, agradezco al Mag. Pablo Orihuela por sus importantes comentarios y su dedicación a esta tesis.

Adicionalmente, me gustaría agradecer al Dr. Juan Carlos de la Llera y al Dr. Matías Hube, quienes me orientaron durante mi estancia como estudiante de intercambio en la PUC Chile. Esta fue una experiencia que enriqueció esta investigación y fue muy importante en mi desarrollo profesional. Les agradezco por su hospitalidad, buena disposición y por los consejos que me dieron.

Mi agradecimiento es también para las personas e instituciones que hicieron esta tesis posible. Agradezco a la sección de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, y especialmente a los profesores Gianfranco Ottazzi, Diego Villagómez, Juan Pablo Zamora y Dennis Santos. También agradezco a los siguientes ingenieros, quienes aportaron a esta tesis: Carlos Navach, Juan Pablo Muñoz, Joel Moscoso, André Cabrera y Pedro Haquehua. Agradezco, además, a la empresa Prisma Ingenieros S.A.C por compartir conmigo el proyecto original que en esta tesis se investiga.

Nada de esto hubiera sido posible sin el apoyo y amor incondicional de mis padres Nicanor y Raquel, quienes me arroparon durante el desarrollo de esta tesis, de mi hermana María Alejandra y de mi enamorada Kathia, quienes me tuvieron paciencia y consideración durante este tiempo. Finalmente, quiero agradecer al Señor de la Divina Misericordia, Nuestra Señora de los Dolores, San Francisco Xavier, San Agustín y a San Alberto Hurtado por inspirar mi vida.

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
AGRADECIMIENTOS.....	III
ÍNDICE DE TABLAS .....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	IX
1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Objetivos .....	3
1.3. Metodología .....	3
2. ESTADO DEL ARTE .....	4
2.1. Uso de muros de ductilidad limitada en Perú.....	4
2.2. Normativas que regulan el diseño de los edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) en el Perú.....	5
2.3. Comportamiento sísmico de muros delgados en investigaciones y terremotos... 6	6
2.4. Filosofía de diseño de edificios sin sistemas de protección sísmica y con ellos 11	11
2.5. Aislamiento sísmico en edificios .....	13
2.6. Uso de aislamiento sísmico en viviendas.....	16
2.7. Normativas que regulan el diseño de edificios aislados sísmicamente en el Perú .....	17
3. ANÁLISIS DEL EDIFICIO CONVENCIONAL.....	19

3.1. Descripción del edificio elegido .....	19
3.2. Características .....	19
3.2.1. Actualización de los parámetros del peligro sísmico según la Norma Técnica Peruana E. 030 de Diseño Sismorresistente .....	21
3.3. Aspectos de la modelación estructural.....	22
3.3.1. Modelo de elementos finitos elásticos.....	22
3.4. Características dinámicas .....	23
3.5. Análisis estructural .....	25
3.5.1. Análisis dinámico .....	25
3.5.2. Análisis estático .....	29
4. ANÁLISIS DEL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE.....	32
4.1. Descripción del edificio .....	32
4.2. Características .....	34
4.2.1. Características del edificio aislado sísmicamente .....	34
4.2.2. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) .....	44
4.2.3. Deslizadores friccionales planos .....	46
4.2.4. Elección de las propiedades y de la distribución espacial de los aisladores sísmicos .....	49
4.3. Aspectos de la modelación estructural.....	51
4.3.1. Modelo de elementos finitos elásticos.....	52
4.3.2. Modelo de elementos finitos inelásticos.....	53

4.4. Características dinámicas .....	55
4.5. Análisis estructural .....	56
4.5.1. Análisis Tiempo-Historia (ATH) .....	56
4.5.2. Fuerzas mínimas de diseño en el edificio aislado sísmicamente .....	65
4.5.3. Espectro de diseño del edificio aislado sísmicamente .....	69
5. DISEÑO ESTRUCTURAL .....	71
5.1. Propiedades de los elementos estructurales y método de diseño .....	71
5.2. Diseño de muros .....	72
5.3. Diseño de vigas.....	76
5.4. Diseño de capiteles y pedestales.....	81
5.5. Cimentaciones y muros de contención .....	86
5.6. Comentarios respecto al diseño de los muros de ductilidad limitada .....	92
6. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL EDIFICIO CONVENCIONAL Y DEL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE.....	97
6.1. Metrados.....	97
6.2. Costo del edificio convencional y del edificio aislado y su comparación .....	99
7. CONCLUSIONES .....	104
REFERENCIAS.....	107
ANEXO A: COSTO DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO CONVENCIONAL .....	114
ANEXO B: COSTO DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO AISLADO.....	117
ANEXO C: PLANOS ESTRUCTURALES .....	121

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Modos de vibración elásticos computacionales .....	24
Tabla 3.2: Porcentaje de masa modal acumulado en la dirección X, Y y $\theta$ .....	25
Tabla 3.3: Derivas máximas elásticas y deriva inelástica que se genera por el análisis dinámico espectral en la dirección Y .....	27
Tabla 3.4: Relaciones máximas de desplazamiento relativo máximo de entrepiso ( $\Delta_{\text{máx}}$ ) y el desplazamiento relativo promedio del mismo entrepiso ( $\Delta_{\text{prom}}$ ).....	28
Tabla 3.5: Coeficientes escogidos según la NTP E. 030 para el análisis espectral dinámico .	28
Tabla 3.6: Fuerzas cortantes en la base del edificio que resulta del análisis modal espectral y del análisis estático.....	30
Tabla 3.7: Factores de escala de la fuerza cortante que resulta del análisis modal espectral..	30
Tabla 4.1: Modos de vibración del edificio aislado sísmicamente .....	55
Tabla 4.2: Conjunto de acelerogramas espectro compatibles con el espectro de diseño .....	58
Tabla 4.3: Desplazamientos máximos del centro de rigidez del sistema de aislamiento en el ATH.....	61
Tabla 4.4: Comparación entre los desplazamientos en el sistema de aislamiento ante el SMC calculados con el ATH y los calculados con las fórmulas del MEE .....	62
Tabla 4.5: Fuerza axiales máximas de compresión en tres dispositivos de cada tipo presente en el sistema de aislamiento $[1.25 (CM+CV) + 1.0 (CSH+CSV)]$ .....	64
Tabla 4.6: Valores mínimos para la fuerza de corte de diseño de la superestructura Vs.....	68



Tabla 5.1: Resistencias a cortante por punzonamiento reducidas de la platea de cimentación del edificio aislado según la ubicación del pedestal ..... 90

Tabla 5.2: Datos de entrada en las ecuaciones de Mononobe Okabe ..... 92



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Construcción de un edificio de muros de ductilidad limitada. Fotografía gracias al Dr. Alejandro Muñoz. ....	5
Figura 2.2: Pérdida de sección en el muro de concreto. Tomado de Wallace et al., 2012.....	7
Figura 2.3: Pandeo lateral en muros de concreto armado. Tomado de Wallace et al., 2012. ...	7
Figura 2.4: De izquierda a derecha. Pandeo lateral en muros después del terremoto en Chile y en el de Christchurch. Tomado de Moehle, 2015. ....	9
Figura 2.5: Progresión de daño para generar el pandeo lateral global del muro. Tomado de Moehle, 2015. ....	10
Figura 2.6: Reducción de la pseudoaceleración en un edificio aislado sísmicamente.....	13
Figura 2.7: Aisladores sísmicos comunes: (a) aislador elastomérico; (b) deslizador plano....	16
Figura 3.1: Vista en 3D del edificio convencional elegido. ....	20
Figura 3.2: Distribución típica de los muros en planta. ....	21
Figura 3.3: Casos de masa excéntrica evaluados en el edificio. ....	24
Figura 3.4: Espectro de diseño de pseudoaceleración para suelo $S_2$ , zona sísmica 4 y razón de amortiguamiento igual a 5 % según la NTP E. 030 2018. ....	27
Figura 3.5: Fuerzas cortantes de entrepiso de diseño del edificio en las direcciones principales X e Y. ....	31
Figura 4.1: Partes del edificio aislado sísmicamente. ....	33
Figura 4.2: Vista en 3D del edificio aislado sísmicamente y parte de su sistema de aislación. ....	35

Figura 4.3: Equivalencia entre los modelos matemáticos de un aislador sísmico: (a) modelo histerético; (b) modelo viscoelástico.....	37
Figura 4.4: Desplazamientos en el sistema de aislamiento y fuerzas de diseño en el edificio aislado.....	43
Figura 4.5: Lazo de histéresis bilineal de un aislador elastomérico. ....	45
Figura 4.6: Propiedades del deslizador friccional plano: (a) relación real entre el coeficiente de fricción y la velocidad; (b) relación aproximada entre el coeficiente de fricción y la velocidad; (c) relación entre la presión, velocidad y el coeficiente de fricción; (d) lazo de histéresis del deslizador plano. Adaptada de Constantinou et al.,2007. ....	48
Figura 4.7: Ubicación en planta de los aisladores sísmicos. ....	51
Figura 4.8: Espectro de diseño de pseudoaceleración para suelo $S_2$ , zona sísmica 4 y razón de amortiguamiento igual a 5 % según la NTP E. 031 2019. ....	57
Figura 4.9: Promedio de los espectros de pseudoaceleración de los acelerogramas escalados y compatibles con el espectro de diseño de la NTP E.031.....	59
Figura 4.10: a) Acelerogramas espectro compatibles y escalados de Concepción 2010; b) espectro de pseudoaceleración; y c) espectro de desplazamiento.....	60
Figura 4.11: Órbitas de desplazamiento de los dispositivos de aislamiento que se desplazan más debido a los acelerogramas de Concepción 2010, con componente fuerte en la dirección N-S: a) deslizador friccional plano; y b) aislador elastomérico de bajo amortiguamiento. ....	62
Figura 4.12: Sector del sistema de aislamiento en el que se encuentran los aisladores sísmicos con mayor carga axial. ....	64

Figura 4.13: Promedio de las respuestas máximas del edificio aislado sísmicamente generadas por los acelerogramas del ATH en las direcciones principales X e Y: (a) aceleración absoluta máxima promedio; y (b) deriva de entrepiso máxima promedio.....	65
Figura 4.14: Lazos de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección N-S que se obtienen de los siete pares de acelerogramas compatibles con el espectro de diseño: (a) Moquegua, 2001; (b) Concepción, 2010; (c) Curicó, 2010; (d) Hualañé, 2010; (e) P. de la Reserva, 1966; (f) P. de la Reserva, 1974; y (g) Ica, 2007.....	67
Figura 4.15: Espectros de pseudoaceleración de diseño del edificio aislado sísmicamente. ..	69
Figura 4.16: Fuerzas cortantes de entrepiso de diseño de la superestructura en las direcciones principales X e Y. ....	70
Figura 5.1: Ubicación en planta de los muros cuyas curvas de interacción se comparan.....	74
Figura 5.2: Comparación de las curvas de interacción de los muros seleccionados en los dos edificios analizados: a) muro M1; b) muro M2; y c) muro M3.....	74
Figura 5.3: Efecto P-Delta en los dos tipos de dispositivos de aislamiento que se utilizan: (a) aislador elastomérico; (b) deslizador friccional plano. ....	78
Figura 5.4: Armadura refuerzo en una viga del sistema de aislamiento: a) vista de la elación; y b) vista de la sección transversal.....	81
Figura 5.5: Detalles del armado del acero de refuerzo para conexión con aislador elastomérico: a) vista en elevación y en planta del capitel; b) vista en elevación y en planta del pedestal; y c) juego de estribos. ....	85
Figura 5.6: Vista en planta del modelo en SAFE de la platea de cimentación del edificio aislado sísmicamente: a) distribución de las presiones máximas en el suelo; y b) distribución de las presiones mínimas en el suelo. ....	88

Figura 5.7: Sección crítica de punzonamiento y coeficiente $\alpha_s$ según la ubicación del pedestal en la platea.....	90
Figura 5.8: (a) Relación constitutiva esfuerzo-deformación del concreto; (b) relación constitutiva esfuerzo-deformación del acero en tracción y compresión; (c) sección transversal efectiva del primer piso del muro M-1; y (d) curva M- $\Phi$ teórica cuando el alma del muro está en tracción.....	94
Figura 6.1: Relleno estructural ubicado debajo de la platea de cimentación del edificio convencional.....	98
Figura 6.2: Costo a nivel estructural de cada edificio y la incidencia de cada partida en este: a) edificio convencional; y b) edificio aislado sísmicamente.....	100
Figura 6.3: Comparación económica a nivel estructural entre el edificio convencional y el edificio aislado: a) ratio del costo de las partidas en soles por metro cuadrado construido; y b) porcentaje de reducción de la cantidad de insumos necesarios en los muros del edificio aislado respecto a los necesarios en los muros del edificio convencional.....	101

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes

En el Perú, el principal modelo de edificación de las viviendas sociales son los denominados edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL). La Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado (SENCICO, 2009) los define como sistemas estructurales donde la resistencia sísmica y la resistencia a cargas de gravedad recaen sobre un grupo de muros delgados de 10 a 15 cm de espesor de concreto armado. En muros de 10 cm de espesor se coloca una malla de acero distribuido, electrosoldada o de acero dúctil. Si el muro es de 15 cm, se puede colocar una o dos mallas. Mientras los muros 10 cm de espesor tienen en sus bordes acero en una sola fila, los de 15 cm de espesor pueden contar con armaduras de acero que confinen sus bordes extremos. Para controlar la magnitud de las fuerzas con las que se diseñan los muros, las normas peruanas de diseño estructural restringen a ocho el número máximo de pisos que se pueden construir con este sistema.

Actualmente, la Norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente (SENCICO, 2018) tiene como objetivo evitar el colapso de las viviendas ante sismos severos, pero no se contemplan los daños que estas podrían sufrir en los que el deterioro de la estructura sea considerable. Este último escenario no es, sin embargo, secundario, ya que el nivel de daño que sufren las viviendas ante sismos severos determina en gran medida la capacidad de recuperación de un país frente a aquellos. Si las viviendas sufren daños importantes o colapsan, se pone en riesgo la estabilidad socioeconómica de una gran parte de la población (Khalfan, Tait y El-Dakhakhni, 2015).

La situación descrita sobre los EMDL llama aún más la atención si consideramos que edificios con muros de características similares han sufrido importantes estragos ante sismos fuertes. Después del terremoto del año 2010 de 8.8 Mw en Maule, Chile, se observaron daños

severos en muros de concreto armado de edificios residenciales. Estos daños se debieron a que, entre otros factores, los muros soportaban el peso de un gran número de pisos, contaban con poco confinamiento en sus bordes y tenían, además, poco espesor (Jünemann, 2016). Estas dos últimas características, como hemos señalado, se presentan de forma especial en los muros de ductilidad limitada. A diferencia de los edificios con muros convencionales que tienen espesores mayores que 15 cm y cuyos bordes están confinados, se estima, por consiguiente, que la capacidad de los EMDL de disipar energía durante un sismo, el cual influye decisivamente en su desempeño sísmico, sea limitada.

Ahora bien, considerados todos estos aspectos, ¿es esta una situación definitiva o es posible mejorar el comportamiento sísmico de este tipo de inmuebles? Ciertamente, un sistema de protección como el aislamiento sísmico podría ser útil para mejorar el desempeño de los EMDL ante sismos severos. Aislar sísmicamente un edificio consiste en colocar dispositivos flexibles lateralmente entre el edificio y su cimentación, de modo que desacoplen el movimiento del suelo y el del edificio. Este desacoplamiento permite, de esa manera, reducir las fuerzas sísmicas que incidan sobre este último.

Desde el año 2019, el Perú cuenta con una norma nacional que regula el diseño de edificios con aislamiento sísmico. Debido al costo que implica aislar un edificio, generalmente este sistema se ha empleado en hospitales, edificios educacionales y edificios de vivienda de alto costo. Sin embargo, aún no ha ocurrido lo mismo con edificios de vivienda social. Se vuelve necesario, en ese sentido, analizar la factibilidad económica de aplicar este sistema de protección a este tipo de edificaciones, de tal manera que se pueda tener una idea más integral acerca de su factibilidad de cara al futuro. Por ello, con el fin de tener una referencia del sobre costo de construcción que implicaría aislar sísmicamente un edificio de vivienda social, en esta tesis se evalúa técnicamente y se cuantifica tal excedente económico en un EMDL seleccionado.

## 1.2. Objetivos

El objetivo general de este trabajo es contribuir a mejorar la seguridad sísmica de los edificios de vivienda social en el Perú.

El objetivo específico, por su parte, es el siguiente:

- Determinar la diferencia entre el costo de construcción de un edificio de vivienda social con muros de ductilidad limitada de base fija al suelo y el de un edificio con la misma disposición y tipo de muros, pero implementado con aisladores sísmicos en su base.

## 1.3. Metodología

La metodología que se empleó en esta tesis consta de los siguientes pasos:

- (i) Elección de un edificio representativo de muros de ductilidad limitada, aún no construido, destinado como vivienda social y ubicado en la costa peruana
- (ii) Modelamiento y análisis estructural del edificio convencional, es decir, de base fija al suelo
- (iii) Prediseño del sistema de aislamiento sísmico del edificio escogido
- (iv) Modelamiento y análisis estructural del edificio aislado sísmicamente
- (v) Diseño estructural de ambos edificios según las normativas peruanas y elaboración de planos de obra
- (vi) Estimación y comparación de los costos de construcción de ambos edificios.
- (vii) Conclusiones



## **2. ESTADO DEL ARTE**

### **2.1. Uso de muros de ductilidad limitada en Perú**

En el Perú, en la década del ochenta del siglo pasado, se construyeron los primeros edificios con un sistema estructural de muros de concreto armado de 15 cm de espesor. Estos muros tenían bordes extremos confinados y sólo contaban con una malla de refuerzo central de acero. Es a partir del año 2000 cuando las empresas que proveían materiales de construcción, proyectistas y constructoras propusieron un sistema estructural de muros delgados. Este sistema estructural fue desarrollado con el fin de reducir el déficit habitacional en los sectores socioeconómicos medios y bajos (Delgado y Peña, 2006).

Debido a que este nuevo sistema estructural de muros delgados permite mayor rapidez y ordenamiento en los plazos de construcción, este sistema pasó a utilizarse en la mayoría de proyectos de viviendas sociales en el Perú (Blanco, s.f.). En el año 2004, algunos ingenieros peruanos mostraron su preocupación debido a que, al no existir hasta ese año normativas que regularan a este sistema estructural, se presentaron problemas en el diseño y la construcción de estas edificaciones. Los principales problemas que se encontraron fueron: exigencias arquitectónicas que reducían el número de muros en los primeros niveles de los edificios; uso de mallas electrosoldadas sin un punto de fluencia definido y poca ductilidad como refuerzo del muro; empalmes del refuerzo longitudinal en una misma sección horizontal; el poco espesor de los muros producía segregación del concreto y esto generaba deficiencias en sus bases (Blanco, s.f.).

Por lo cual, el año 2004, se incorporaron acápites en las normativas técnicas peruanas que regulaban el uso de este nuevo sistema estructural de muros delgados. Se nombró a este sistema estructural como “muros de ductilidad limitada (MDL)”.



Figura 2.1: Construcción de un edificio de muros de ductilidad limitada. Fotografía gracias al Dr. Alejandro Muñoz.

## **2.2. Normativas que regulan el diseño de los edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) en el Perú**

El diseño estructural de los EMDL está regulado por la Norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente (2018) y por la Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado (2009).

La Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado (2009) (en adelante NTP E.060) regula a los EMDL en el numeral 21.10. En este numeral se limita la resistencia mínima a compresión del concreto a 17 MPa y se permite el uso de mallas electrosoldadas como refuerzo del muro. Se dispone que los muros de este sistema se diseñen como muros portantes, es decir, como muros que son sometidos a fuerzas de gravedad y a fuerzas laterales de sismo. Por lo tanto, se diseñan los muros como elementos que resistan fuerzas de flexo-compresión y fuerzas cortantes. El refuerzo adicional en los extremos de los muros debe ser de acero dúctil. En caso de que sea necesario confinar los bordes extremos del muro, se utiliza un espesor mínimo de 15 cm en estos bordes. Si se requiere empalmar el refuerzo de acero longitudinal en una misma sección transversal, es necesario utilizar una longitud de empalme igual a dos veces la longitud de desarrollo del acero.

La Norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente (2018) (en adelante NTP E.030) regula el análisis sísmico de los EMDL. Esta norma limita el número máximo de pisos a ocho de este tipo de edificaciones. Se asigna el valor de cuatro al coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmica ( $R_0$ ). El resultado máximo de dividir el desplazamiento relativo de entrepiso, que se obtiene del análisis sísmico, entre la altura del piso en el cual se produce este desplazamiento, se denomina deriva máxima de entrepiso y debe ser menor que 5 ‰.

### **2.3. Comportamiento sísmico de muros delgados en investigaciones y terremotos**

Después del terremoto del año 2010 de 8.8 Mw en Maule, Chile, se observó que la mayoría de edificios que presentaron daños fueron los que, en aquel año, eran considerados como nuevos. Esto se debe a tres factores principales. En primer lugar, en los edificios nuevos se utilizaban muros delgados. En segundo lugar, estos edificios contaban con mayor número de pisos, lo cual aumentaba la carga axial en los muros. En tercer lugar, en la norma con la que se diseñaban sísmicamente los edificios antes del 2010 se excluyó el confinamiento sísmico de los bordes debido al buen desempeño estructural de los edificios en el terremoto de 1985 en Algarrobo, Chile (Jünemann, 2016).

El informe preparado por Wallace et al. (2012) acerca de este terremoto indica que la mayoría del daño observado en las edificaciones fueron de aplastamiento y desprendimiento del concreto en los muros y, además, de pandeo del refuerzo vertical. En muros delgados, con espesores de 15 cm a 20 cm, el desprendimiento de recubrimiento de concreto debido a elevados esfuerzos de compresión puede ocasionar la reducción del espesor del muro de entre 20 a 27 %. Por lo cual, al generarse el desprendimiento del recubrimiento, la capacidad de resistir carga axial del muro disminuye.



Figura 2.2: Pérdida de sección en el muro de concreto. Tomado de Wallace et al., 2012.

Por otra parte, durante un sismo, si el refuerzo de acero en el muro es sometido durante intervalos de tiempo a grandes deformaciones de tensión y, debido al efecto cíclico del sismo, luego es comprimido puede generar el pandeo lateral del muro. Este tipo de inestabilidad en el muro se produce generalmente en sus bordes debido a que estas zonas se encuentran sometidos a grandes esfuerzos cíclicos durante un sismo. Se observó que el pandeo o inestabilidad lateral se produjo en muros con secciones transversales tipo T y L. Esto se debe a que, en estas secciones transversales, cuando se comprime el ala, se generan mayores tensiones en el extremo contrario de la sección. Por esta razón, se propone en este informe incorporar espesores mínimos de muro para evitar grandes esfuerzos en los bordes. Se propone, además, confinar los bordes con acero transversal, de modo que si el muro pierde recubrimiento la reducción de la sección no sea drástica y los aceros de refuerzo no se pandeen.

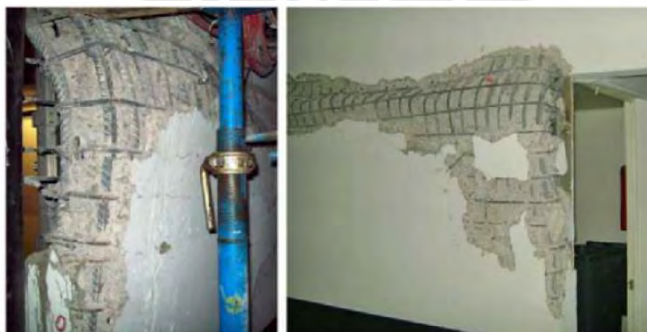


Figura 2.3: Pandeo lateral en muros de concreto armado. Tomado de Wallace et al., 2012.

Quiroz y Murayama (2014) desarrollaron un modelo analítico para evaluar el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos que estaba compuesto por muros delgados de concreto armado de 12 cm de espesor. Para el análisis dinámico no lineal generado para obtener el desempeño sísmico se utilizaron simulaciones de registros sísmicos para la ciudad de Lima, Perú. La interacción entre muros perpendiculares, que produciría secciones transversales T o L, no fue considerada en el modelo analítico.

El edificio analizado tenía con la geometría típica de los edificios construidos hasta ese entonces en la ciudad de Lima. Los aceros de refuerzo longitudinal y transversal del muro eran mallas electrosoldadas de poca capacidad de deformación. El estado de daño de los muros se midió con base en la relación entre los máximos desplazamientos relativos en un piso y la altura de este. Los registros sísmicos se simularon con base en la información histórica de la sismicidad en la ciudad de Lima debido a que se cuentan con pocos de ellos. Estos registros de aceleraciones simulados se normalizaron para que, con un 5 % del amortiguamiento crítico, alcancen una aceleración máxima del suelo (PGA, por sus siglas en inglés) acorde a los niveles de intensidad sísmica que se evaluaron.

Con el modelo analítico se determinó que al comparar dos edificios con dos diferentes cuantías de acero de refuerzo distribuido tanto vertical como horizontal en sus muros, uno de 0.257 % y otro con 0.188 %, en ambos se alcanzaba un estado de daño similar según sus curvas de fragilidad. Con base en los criterios del SEAOC (1999), ante la ocurrencia de un sismo raro (con 10 % de probabilidad excedencia en 50 años) y con un valor de PGA de 0.4g, la probabilidad de tener daño ligero y moderado es del 87 %. Ante un sismo muy raro (con 5 % de probabilidad excedencia en 50 años) y con valor de PGA de 0.5g, la probabilidad de colapso de la edificación es de 2.65 %; sin embargo, la probabilidad de tener daño ligero, moderado y severo es de 97 %. Los autores concluyen que, ante un sismo raro, el daño esperado en la edificación analizada, el daño que se presentaría sería reparable.

Moehle (2015) analiza el comportamiento sísmico de muros esbeltos con base en resultados experimentales y observaciones de su comportamiento en terremotos. Los muros esbeltos tienen una relación de aspecto (relación entre la altura del muro y su longitud) mayor a 1.5.

La sección crítica de los muros debe estar diseñada para soportar múltiples ciclos de deformación inelástica. Es necesario colocar el refuerzo de acero transversal necesario en las zonas en las que el muro trabaja a compresión para evitar el pandeo de las barras verticales y el aplastamiento del concreto. En muros delgados, cuando se produce la pérdida del recubrimiento, el núcleo confinado del muro se reduce de manera importante, y se vuelve inestable ante cargas de compresión. Las zonas del muro que normalmente están sometidas a elevadas fuerzas de tracción y compresión son sus bordes extremos. Por lo cual, estas zonas son susceptibles a pandearse lateralmente.

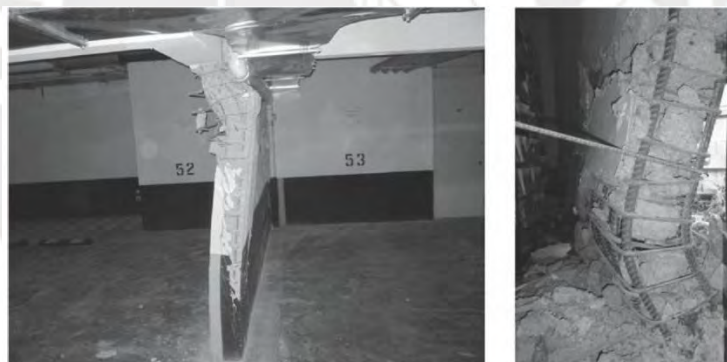


Figura 2.4: De izquierda a derecha. Pandeo lateral en muros después del terremoto en Chile y en el de Christchurch. Tomado de Moehle, 2015.

Durante un terremoto, los bordes extremos de los muros se encuentran sometidos a una alternancia de fuerzas de compresión y de tracción. Si el refuerzo de acero en el borde extremo del muro supera su deformación de fluencia, se generan secciones fisuradas en el muro. La profundidad de estas secciones fisuradas depende de la deformación del acero de refuerzo. En un muro en el cual se ha generado este efecto, y se cierran estas fisuras debido una inversión

de la deformación, puede requerir fluencia a compresión del acero de refuerzo. En un muro con dos capas de refuerzo vertical, una ligera asimetría en el refuerzo podría generar que una capa de acero fluya antes que la otra. Este efecto podría producir la deformación del muro fuera de su plano. En muros con una sola capa de refuerzo vertical, esta deformación ocurre más fácilmente que si se contara con dos capas de refuerzo. Por lo cual, en muros delgados, para mejorar la estabilidad, se recomienda colocar dos capas de refuerzo vertical.

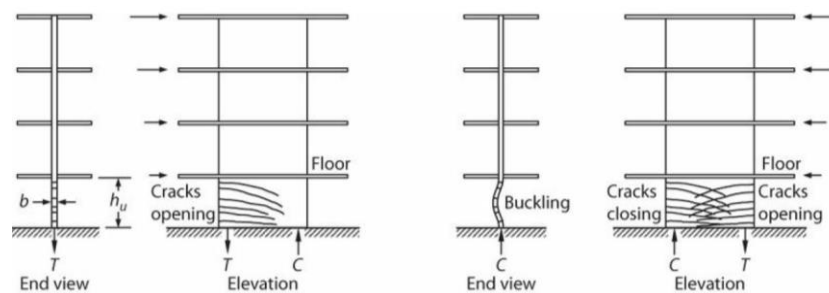


Figura 2.5: Progresión de daño para generar el pandeo lateral global del muro. Tomado de Moehle, 2015.

Hube y de la Llera (2015) realizaron un programa experimental de muros esbeltos para poder comprender mejor las fallas en estos elementos que se observaron después el terremoto de 8.8 Mw en Maule, Chile.

Los muros ensayados, que estaban a escala 1:2, tenían diferentes condiciones en el ensayo: distribuciones de refuerzo de acero vertical y horizontal, refuerzo de confinamiento en el extremo del muro, carga axial aplicada y espesor de muro. Los muros ensayados, excepto uno, tenían un espesor de 10 cm. En todos los muros ensayados, los aceros de refuerzo vertical estaban colocados en dos capas. Los ensayos se detuvieron cuando el muro ya no podía resistir carga vertical. En este momento del ensayo, se observaba que se generaba falla frágil de compresión en todo el largo del muro. Después de la falla por compresión se producía pandeo global fuera del plano. Los resultados del comportamiento inelástico de los muros, la comparación entre los análisis teóricos y los resultados experimentales, e interpretaciones de

estos se muestran en otras publicaciones (Alarcon, Hube y de la Llera, 2014; Hube, Marihuén, de la Llera y Stojadinovic, 2014).

Las fallas que se presentaron en los muros ensayados lograron reproducir las fallas de los muros dañados durante el terremoto de Maule. Se determina que los muros delgados son más susceptibles al pandeo lateral fuera del plano luego de que se ha generado la falla por compresión (pérdida del recubrimiento). Se recomienda que, si bien el valor propuesto por la norma chilena limita el valor de la razón de la altura de piso  $h$  y el espesor de muro  $t_w$  a 16, se utilice una razón más conservadora de  $h/t_w = 12.5$ . Con esta restricción se busca reducir la inestabilidad en muros con espesores menores que 20 cm. Por otra parte, se puede limitar el pandeo lateral del muro si se colocan columnas confinadas en sus bordes extremos. Finalmente, se observa que la carga axial disminuye la capacidad de deformación y ductilidad de los muros ensayados. En los muros ensayados, al aumentar la carga axial de  $0.15A_gf'_c$  a  $0.35A_gf'_c$ , la capacidad de formación del muro disminuyó en 45 %. Donde  $A_g$  es el área bruta de la sección transversal del muro. Si bien el decreto chileno DS 61 de diseño y cálculo para el concreto armado restringe el valor de carga axial última a  $0.35A_gf'_c$ , se concluye que este límite no es adecuado para muros esbeltos sin armadura especial de confinamiento.

#### **2.4. Filosofía de diseño de edificios sin sistemas de protección sísmica y con ellos**

A inicios de la década de los sesenta del siglo pasado el principal objetivo de los códigos diseño de edificios empezó a ser que los edificios no colapsen frente a sismos relativamente severos o de poca frecuencia. Además, debido a las nuevas exigencias en estos códigos, se esperaba que los edificios frente a sismos menos severos, pero de mayor frecuencia, sólo presentaran daños de forma limitada. En esa misma dirección, el objetivo en los edificios esenciales para la recuperación posterremoto (p. ej. hospitales) frente a sismos severos era que debían sufrir un daño mínimo que permitiera la recuperación rápida de sus servicios. Estos



serían los primeros objetivos de desempeño en el diseño de edificios (Hamburger, 1996). Desde entonces, con base en la experiencia en terremotos en el mundo, se empezaron a desarrollar procedimientos de diseño y de construcción basados en el objetivo de desempeño que se deseaba para diferentes tipos de edificios.

Actualmente la filosofía de diseño de un edificio convencional permite que sus elementos estructurales y no estructurales se dañen frente a un sismo severo mientras este sea gravitacionalmente estable y proteja la vida de las personas en su interior. Esto se debe a que, para diseñar sísmicamente el edificio, normalmente se reducen las fuerzas que tendrían si se mantuviera elástico durante un sismo severo.

La reducción de la fuerza sísmica con la que se diseña una estructura convencional se debe principalmente a tres factores. En primer lugar, se espera que el periodo de la estructura aumente debido a que el edificio se daña, de manera que las fuerzas demandadas por el sismo disminuyen. En segundo lugar, se espera que la fluencia de los elementos estructurales aumente el amortiguamiento del edificio. Finalmente, la sobrerresistencia y la redundancia estructural, que es la redistribución de esfuerzos de un miembro a otros con menores esfuerzos, ayudan a distribuir el daño a varios elementos estructurales (Naeim y Kelly, 1999). Es evidente que el daño en un edificio convencional es parte de su filosofía de diseño.

En la actualidad se puede mejorar el desempeño de un edificio ante un sismo severo al diseñarlo con base en los objetivos que tiene el propietario para este. Existen diferentes sistemas de protección sísmica que se implementan a los edificios y permiten proteger a sus usuarios ante sismos severos a la vez que reducen el daño en la estructura y en su contenido. Uno de estos sistemas de protección es el aislamiento sísmico.

La filosofía de diseño de edificios aislados sísmicamente busca superar el desempeño que tienen los edificios convencionales ante sismos moderados y severos (Naeim y Kelly,

1999). En los edificios aislados se limita el daño a un nivel menor que el de la estructura con su base fija al suelo, por lo que se requieren criterios de diseño más estrictos. Mientras que en el diseño de los edificios convencionales no se verifica su desempeño ante un sismo severo de forma explícita, pero sí implícitamente en la ductilidad de sus elementos estructurales, en el diseño de los edificios aislados se verifica su desempeño ante un sismo severo de forma analítica y experimental (INN, 2013).

## 2.5. Aislamiento sísmico en edificios

En los edificios aislados sísmicamente se colocan elementos estructurales que son flexibles horizontalmente entre la porción del edificio que se quiere proteger y sus cimientos, lo cual aumenta el periodo fundamental de vibración del edificio. El periodo del edificio aislado es mayor que el periodo que tendría si su base estuviera fija la suelo, y también es mayor que el periodo de vibración con el que el suelo se mueve (Naeim y Kelly, 1999). En consecuencia, la pseudoaceleración a la que el edificio es sometido disminuye, lo que reduce, a la vez, las fuerzas que genera el sismo en el edificio. Este efecto se observa en la Fig. 2.6.

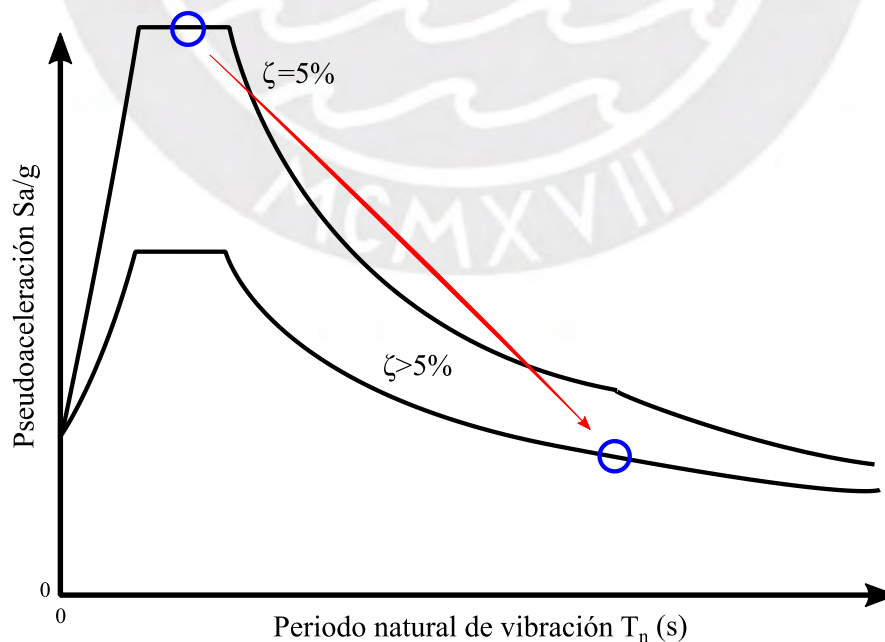


Figura 2.6: Reducción de la pseudoaceleración en un edificio aislado sísmicamente.

Si en el aislamiento sísmico del edificio sólo se utilizaran elementos de relación fuerza deformación lineal, es decir, que no aportan amortiguamiento, el aislamiento sería aún beneficioso para el edificio. Sin embargo, en la Fig. 2.6. se observa también que el aumento amortiguamiento reduce en mayor proporción las fuerzas que se generan en el edificio. Además, el amortiguamiento controla la deformación del sistema de aislación y que no se produzca resonancia en este (Chopra, 2017).

En los edificios aislados sísmicamente el incremento del periodo de vibración aumenta la demanda de deformación, pero esta se concentra en el sistema de aislamiento. Sin embargo, en la porción de la estructura que se encuentra aislada aún se producen pequeñas deformaciones. Este comportamiento también se refleja en los modos de vibración. Normalmente en los tres primeros periodos de vibración, dos traslacionales y uno torsional, la deformación se concentra en el sistema de aislamiento y la estructura encima de esta se comporta casi como un bloque rígido. Los modos superiores, de periodos de vibración menores y que describen la deformación en la estructura encima del sistema de aislamiento, son ortogonales a los primeros modos de vibración y, en consecuencia, también al movimiento del suelo. Por lo cual, el sismo no podrá transmitir energía al edificio aislado por medio de estos modos de vibración (Kelly y Konstantinidis, 2011). Se conoce, además, que si bien a los modos de vibración superiores les corresponden ordenadas espectrales de pseudoaceleración con valores altos, su contribución modal a la respuesta sísmica de la estructura es poca (Chopra, 2017).

Actualmente las normas que regulan el diseño de los edificios con aislamiento sísmico exigen que el nivel de seguridad mínimo de diseño debe garantizar que el sistema de aislamiento no falle ya que afecta a la estabilidad vertical del edificio. En ese sentido, el sistema de aislamiento debe permanecer estable en el nivel de desplazamiento con el que se lo diseña. Además, normalmente, el sistema de aislamiento debe prever que la resistencia no decrezca

con el aumento de desplazamiento, y que su rigidez no se degrade ante cargas cíclicas. Por lo que la relación constitutiva, relación entre la fuerza y la deformación, en el sistema de aislamiento debe estar definida y ser repetible (INN, 2013).

Parte del sistema de aislamiento está conformado por los aisladores sísmicos. Según la norma peruana de aislamiento sísmico (SENCICO, 2019) los aisladores sísmicos son elementos estructurales horizontalmente flexibles y verticalmente rígidos que permiten grandes deformaciones ante sollicitaciones sísmicas.

Existen varios tipos de aisladores sísmicos actualmente, pero los más comunes se pueden clasificar en dos familias. La primera son los aisladores elastoméricos (o de goma) que están formados por varias láminas de goma intercaladas con planchas de acero y adheridas por medio de cementantes y un proceso de vulcanización (Fig. 2.7a). Mientras que la goma otorga flexibilidad lateral al aislador, las planchas de acero lo rigidizan verticalmente. Naturalmente el amortiguamiento de la goma es bajo, por lo que se puede agregar aditivos a la goma o colocar uno o varios núcleos de plomo al aislador para aumentar el amortiguamiento (Constantinou, Whittaker, Kalpakidis, Fenz y Warn, 2007). Los tres tipos más comunes son los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR, por sus siglas en inglés), de alto amortiguamiento (HDR) y con núcleo de plomo (LR).

La segunda familia es de los aisladores o deslizadores friccionales. Estos dispositivos están formados por dos superficies, del mismo o distinto material, que deslizan uno con respecto al otro. La idea es limitar por medio del coeficiente de fricción la fuerza cortante que se transmite al edificio producto del sismo. Mientras no deslicen las superficies en el dispositivo, la estructura encima de estas se comporta como una estructura cuya base está fija al suelo. La interfaz de deslizamiento comúnmente utilizado es el de teflón (PTFE, por politetrafluoroetileno) en contacto con acero inoxidable. Normalmente, se debe usar en paralelo

aisladores elastoméricos o dar una superficie curva de deslizamiento al dispositivo para controlar el desplazamiento debido a que el mecanismo de fricción no tiene una fuerza de restitución que lleve al dispositivo a su posición inicial (Chopra, 2017). Los dos tipos más comunes son los deslizadores planos (Fig. 2.7b) y los aisladores de péndulo friccional (FP, por sus siglas en inglés).

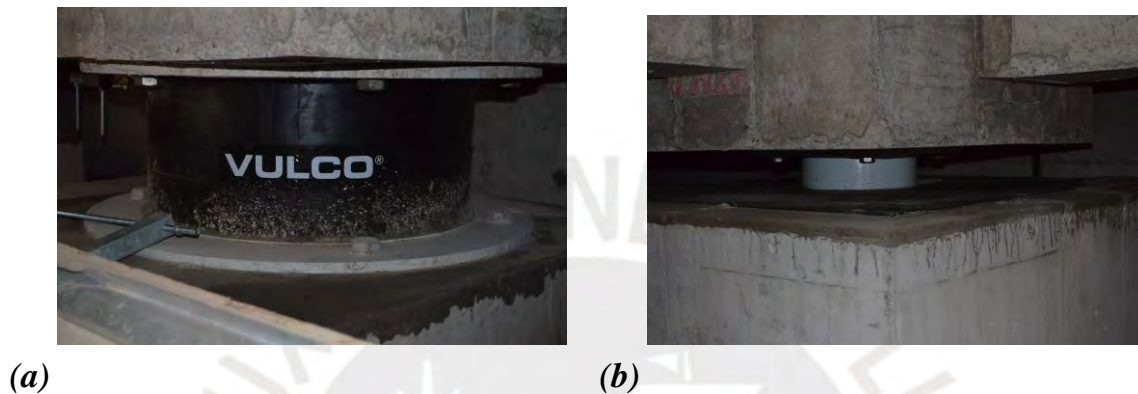


Figura 2.7: Aisladores sísmicos comunes: (a) aislador elastomérico; (b) deslizador plano.

## 2.6. Uso de aislamiento sísmico en viviendas

Naeim y Kelly (1999) mencionan que el primer sistema de aislamiento sísmico fue propuesto a inicios del siglo pasado y era completamente friccional. En el caso de los aisladores elastoméricos los primeros fueron utilizados a partir de la década de los cincuenta como apoyos en puentes que permitían la dilatación térmica, y en edificios se utilizaban para aislarlos de las vibraciones que el paso de los trenes generaba (Kelly y Konstantinidis, 2011).

Kelly y Konstantinidis (2011) hicieron un recuento de los primeros edificios con aislamiento sísmico y cómo su uso se ha extendido en diferentes países. Mencionan que, particularmente en Estados Unidos y Japón, se ha logrado aislar sísmicamente varios edificios en los que es necesario proteger su contenido porque es sensible o costoso, tales como hospitales y edificios gubernamentales. A partir de los noventa en países subdesarrollados se han generado iniciativas para promover el uso de aislamiento sísmico en edificios.

Una de estas iniciativas fue promovida por la Organización de las Naciones Unidas para el Desarrollo Industrial (UNIDO, por sus siglas en inglés), la Malaysian Rubber Producers Research Association (MRPRA, conocida ahora como el Tun Abdoul Razak Research Centre) y el Earthquake Engineering Research Center (EERC) de la Universidad de California en Berkeley. Gracias a esta iniciativa se han construido edificios aislados en países como Chile, Indonesia e Italia. En varios de estos proyectos se construyó un edificio idéntico al edificio aislado, pero con base fija al suelo, uno al lado del otro, para comparar el comportamiento sísmico de ambos. Algunos de estos proyectos se describen en reportes (Taniwangsa, Clark y Kelly, 1996; Taniwangsa y Kelly, 1996).

En las últimas dos décadas Sudamérica ha tenido un aumento del número de edificios aislados sísmicamente. Por ejemplo, en Chile se han aislado varios hospitales tales como el Hospital Militar y la Clínica UC San Carlos de Apoquindo; edificios educacionales como el edificio San Agustín y el Centro Anacleto Angelini; y edificios residenciales como Cerro Colorado y Conjunto Nueva Paniahue, este último conformado por viviendas sociales (De la Llera, Vásquez, Poulos y Favier, 2015). En Perú se han aislado hospitales como el Hospital de la Policía Nacional del Perú y el Hospital de Tocache; edificios educacionales como el Complejo de Innovación Académica de la Universidad Católica del Perú y el Campus de la Universidad de Ciencia y Tecnología. En el caso de edificios residenciales se han aislado sísmicamente sólo tres: Paseo Colonial, Atlantik Tower y Edificio Madre. Los tres son residencias multifamiliares en zonas de alto nivel socioeconómico (Talavera, 2017).

## **2.7. Normativas que regulan el diseño de edificios aislados sísmicamente en el Perú**

El diseño estructural de los edificios aislados sísmicamente está regulado por la Norma Técnica Peruana E.031 de Aislamiento Sísmico (2019), la Norma Técnica Peruana E.030 de

Diseño Sismorresistente (2018) y por la Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado (2009).

La porción del edificio que se encuentra aislada sísmicamente está compuesta por MDL, vigas y capiteles, todos de concreto armado. En la Sección 2.2 de este capítulo se describen las principales medidas que tiene la NTP E.060 para regular a los EMDL. Las vigas y capiteles, debido a su responsabilidad sísmica, están diseñados con las disposiciones especiales para diseño sísmico de la NTP E.060. La porción de la estructura no aislada está compuesta por la cimentación y los muros de contención. Ambas estructuras soportan fuerzas sísmicas y por consiguiente son también diseñadas con detalles sísmicos especiales.

La Norma Técnica Peruana E.031 de Aislamiento Sísmico (2019) (en adelante NTP E. 031) regula el análisis sísmico de los edificios aislados sísmicamente. Esta norma establece los métodos de análisis, los requerimientos al modelo computacional, y las fuerzas y desplazamientos mínimos de diseño. El nivel de demanda mínima de los desplazamientos y las fuerzas con los que se diseña el edificio aislado es definido como sismo máximo considerado (SMC). Este sismo es resultado de multiplicar por 1.5 el sismo de diseño de la NTP E.030. A diferencia de la NTP E. 030, la NTP E. 031 considera en el diseño explícitamente la variabilidad en las propiedades de los aisladores sísmicos. Así mismo, los coeficientes de reducción sísmica  $R$  y las derivas máximas de entrepiso permitidas se reducen respecto de los valores de la NTP E. 030, esto se debe a que se espera un mejor desempeño sísmico que el de los edificios de base fija al suelo. La clasificación de suelos de la NTP E. 030 se mantiene, pero se requiere verificar el periodo del estrato  $T_S$  con ensayos de microtrepidación.

### **3. ANÁLISIS DEL EDIFICIO CONVENCIONAL**

#### **3.1. Descripción del edificio elegido**

El edificio convencional elegido se encuentra en el distrito de Ancón en el norte de la ciudad Lima, Perú. El edificio es parte de un proyecto habitacional llamado “Ciudad Alameda Ancón”. En este proyecto se planea construir veinte edificios similares al edificio elegido que serán distribuidos en diferentes zonas.

Este proyecto fue promocionado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS) del Perú por medio del programa Fondo Mivivienda. Por lo cual, las viviendas que se construirán se planificaron para ser adquiridas con la subvención del estado peruano por medio de sus distintos programas. En el caso del edificio elegido, el programa con el cual se adquiriría la vivienda es por medio del “Crédito Mivivienda”. Este programa financia a los peruanos la compra de viviendas que cuesten de 17 000 USD a 121 200 USD (Fondo MIVIVIENDA, 2020).

El edificio convencional escogido es de uso de vivienda multifamiliar y cuenta con 8 pisos y sin sótanos. Su sistema estructural es de muros de ductilidad limitada en la dirección Este – Oeste y Norte – Sur (Fig. 3.1). El diseño estructural del edificio fue realizado por la empresa Prisma S.A.C en el año 2013. Por lo cual, la norma utilizada para el análisis sísmico fue la versión del año 2003 de la NTP E. 030 Diseño Sismorresistente. La norma usada para el diseño de los muros de concreto armado fue la versión del año 2009 de la NTP E. 060 Concreto Armado, que aún está vigente.

#### **3.2. Características**

El edificio tiene un sistema estructural de muros de ductilidad limitada convencional. Este está compuesto de muros delgados de 10 cm a 15 cm de espesor en los dos primeros pisos



ya que los muros que necesitan confinamiento en sus bordes, según la NTP E. 060, requieren de un espesor mínimo de 15 cm. Los seis pisos restantes están compuestos por muros de 10, 12 y 15 cm de espesor. La losa es de concreto armado y en todos los pisos tiene un espesor de 10 cm. La altura de entrepiso es de 2.40 m en los ocho pisos.

El edificio cuenta con un área de planta de 585 m<sup>2</sup>. La Figura 3.1 muestra la vista en 3D de la edificación, y la Figura 3.2 muestra la distribución en planta de los muros. La diferencia entre los pisos del edificio es el espesor de los muros.

El edificio fue diseñado con una resistencia a compresión del concreto de  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> para las losas y los muros. Los aceros de refuerzo que se utilizaron para el diseño son varillas corrugadas de grado 60 A615-420 ( $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>).

Para la base del edificio, que no tiene sótanos, se utiliza una platea de cimentación la cual se apoya sobre un material granular que se colocará al comienzo de la construcción debido a la baja presión admisible del suelo ( $q_{adm} = 0.7$  kg/cm<sup>2</sup>). El espesor de esta platea es de 30 cm y cuenta con “uñas” o vigas de cimentación en su perímetro de 90 cm de peralte.

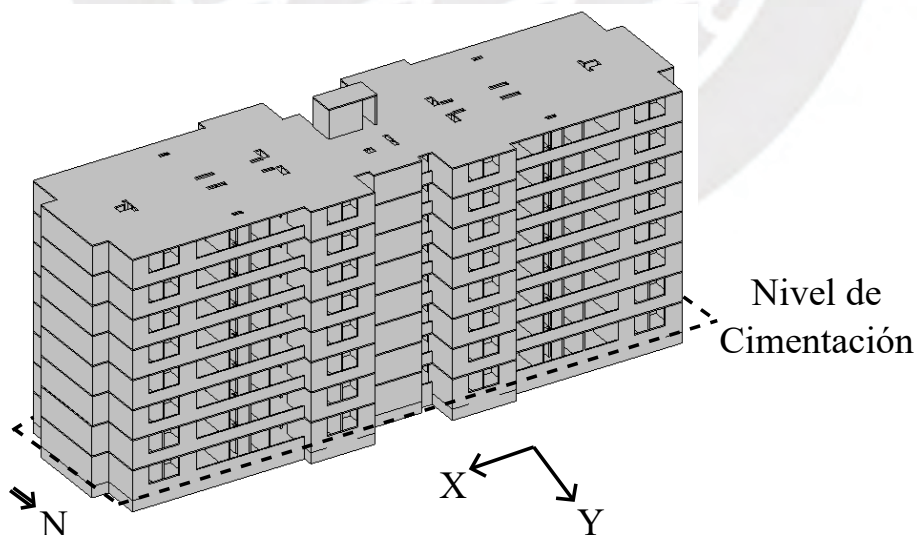


Figura 3.1: Vista en 3D del edificio convencional elegido.

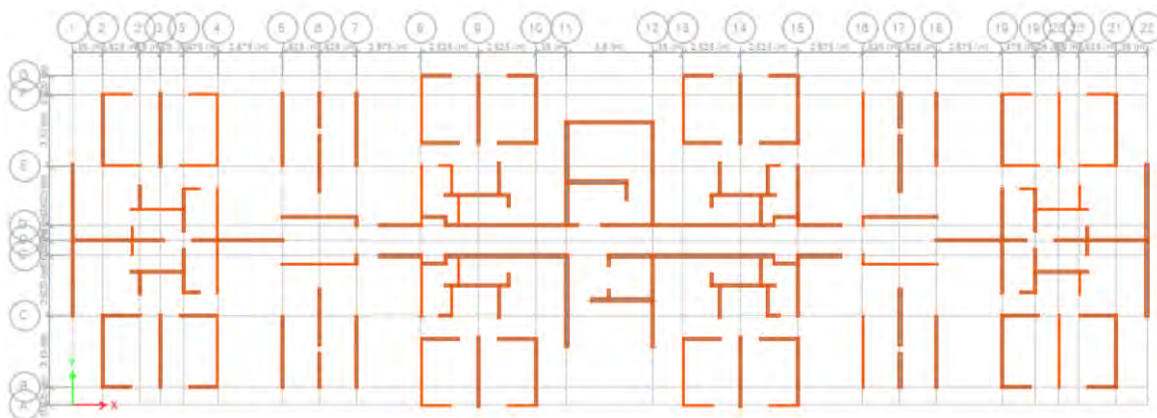


Figura 3.2: Distribución típica de los muros en planta.

### 3.2.1. Actualización de los parámetros del peligro sísmico según la Norma Técnica Peruana E. 030 de Diseño Sismorresistente

El factor de zona  $Z$  de la NTP E. 030 representa la distribución espacial de sismicidad en el territorio peruano. Este factor se le asigna el valor de la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con 10 % de probabilidad de ser superada durante 50 años. En la versión del año 2003 de la NTP E. 030, el valor de  $Z$  era de  $0.4g$ . Donde  $g$  es la aceleración de la gravedad. En la versión del año 2018 de esta norma el valor de  $Z$  es de  $0.45g$ , esto significa un aumento del 12.5 % respecto al valor asignado en el 2003.

El factor de suelo  $S$  de la NTP E. 030 representa la posible amplificación de las aceleraciones que provienen del sismo debido a la interacción que tiene el suelo donde se ubica el edificio con estas aceleraciones. En la versión del año 2003, el valor de  $S$  asignado para suelos intermedios era de 1.2. En la versión del año 2018, el valor de  $S$ , para el mismo tipo de suelo, es de 1.05. Esto significa una reducción del valor del factor  $S$  en un 12.5 % respecto al valor asignado en la versión de la norma del año 2003.

### 3.3. Aspectos de la modelación estructural

#### 3.3.1. Modelo de elementos finitos elásticos

El modelo computacional del edificio se realizó en el software ETABS. Para la modelación se toman en cuenta las asunciones convencionales de diseño de edificaciones (p. ej. rigidez elástica y secciones transversales brutas en todos los elementos).

El tipo de elemento que se utiliza para modelar los muros y losas en Etabs es shell. Este elemento tiene de seis grados de libertad en cada nodo. En los muros y las losas, al ser de tipo shell, es necesario que sus grados de libertad estén apoyados o tengan restricción de movimiento para que se genere traslaciones en el plano y normales a este, y permita que roten por flexión y con respecto a la normal (CSI, 2016a). En los grados de libertad de los nodos que están en la base del edificio se restringe su desplazamiento y giro.

En el edificio, asumir que las losas son de tipo shell genera que estas no solo transmitan fuerzas gravitacionales a los muros, sino también fuerzas sísmicas, por lo que se las diseña para resistir estos dos tipos de solicitaciones. En algunas zonas la losa acoplará muros cercanos, como si fuese una viga, por lo que es necesario reforzar estas partes con más varillas de acero de refuerzo.

Se asume que la rigidez de la losa en su plano es alta. Por lo cual, se asignan diafragmas rígidos a la losa de cada piso. Asignar diafragmas rígidos sirve para que, en un mismo plano, todos los nudos de la losa estén conectados por links que son rígidos en este plano, y a la vez, no afectan a las deformaciones fuera de este (CSI, 2016a). Los diafragmas rígidos sólo tienen tres grados de libertad, dos traslacionales ortogonales entre sí y uno rotacional. Por lo cual, el edificio, al tener ocho pisos, tiene veinticuatro grados de libertad.

Se asignaron cargas gravitacionales según lo especificado por la Norma Técnica Peruana E.020 Cargas (SENCICO, 2005). El peso del concreto armado se aproxima a  $2400 \text{ kg/m}^3$ . Al ser un edificio de viviendas la sobrecarga asignada para todos los pisos, a excepción del techo, es de  $200 \text{ kg/m}^2$ . En el techo la sobrecarga asignada es de  $100 \text{ kg/m}^2$ . El peso del piso terminado por metro cuadrado se aproxima a  $100 \text{ kg/m}^2$ .

El peso del edificio debe ser calculado, según la NTP E. 030, como la suma de la carga muerta más el 25 % de la carga viva ( $CM + 0.25CV$ ) por ser un edificio destinado como vivienda. El porcentaje de amortiguamiento crítico que se utiliza para para el análisis modal es de 5 %.

#### **3.4. Características dinámicas**

Se realiza el análisis modal del edificio en ETABS y se obtienen los modos de vibración por medio del método de eigen-vectors. Debido a que la dimensión del edificio en dirección X es mayor que en la dirección perpendicular, la excentricidad en planta influye importantemente en la respuesta del edificio. Para analizar los efectos más críticos de la excentricidad, es necesario analizar los cuatro casos de excentricidad accidental que se pueden dar según la NTP E. 030.

Se definen cuatro fuentes de masa con excentricidad del 5 % de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular del análisis. En la Figura 3.3 se muestra de forma gráfica las cuatro posibles posiciones de la masa excéntrica.

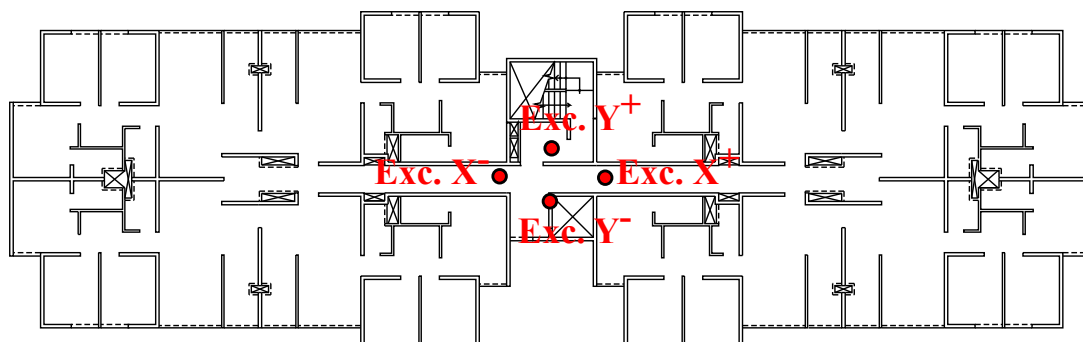


Figura 3.3: Casos de masa excéntrica evaluados en el edificio.

En la Tabla 3.1. se muestran los cuatro primeros modos de vibración del edificio con solo la excentricidad natural, con los casos más críticos de excentricidad en cada dirección, y los periodos de traslación pura en las dos direcciones principales de la estructura.

Tabla 3.1: Modos de vibración elásticos computacionales

Caso	Modo	T [s]	T elásticos	
			Dir	MM (%)
Exc. Natural	1	0.235	Y	57.06
	2	0.233	$\theta$	56.05
	3	0.184	X	71.73
	4	0.056	Y	19.57
Exc. Natural + Exc. Acci. X <sup>-</sup>	1	0.255	$\theta$	39.98
	2	0.216	Y	29.79
	3	0.184	X	71.47
	4	0.060	Y	11.77
Exc. Natural + Exc. Acci. Y <sup>-</sup>	1	0.236	$\theta$	43.29
	2	0.234	Y	44.75
	3	0.182	X	68.86
	4	0.056	$\theta$	9.22
Traslación Pura	1	0.152	X	75.33
		0.199	Y	69.27

T: periodo modal del edificio, Dir: dirección modal predominante, MM: masa modal en la dirección predominante, Acci. X<sup>-</sup>: excentricidad accidental generada al desplazar el centro de masa de cada piso en dirección X<sup>-</sup>, Acci. Y<sup>-</sup>: excentricidad accidental generada al desplazar el centro de masa de cada piso en dirección Y<sup>-</sup>

Se observa que los periodos de vibración son menores a 0.255 s, lo cual significa que la estructura es muy rígida. Además, los tres primeros modos cuentan con masa participantes

importantes. A pesar de la simetría en el edificio, en todos los casos el primer y segundo modo de vibración pueden generar desplazamientos de torsión importantes en el edificio. El modo de vibración torsional no sería tan importante si la magnitud del momento de inercia de cada techo respecto a un eje normal que pasa por su centro de masa no fuera tan alta. Su magnitud se debe a la diferencia entre las dimensiones principales del edificio y genera el aumento del periodo de vibración torsional de la estructura.

Se verifica que la suma masas modales efectivas que participaran en el análisis modal es más que el 90 % de la masa total del edificio. En la Tabla 3.2. se muestran los porcentajes de masa modal acumulado de los primeros ocho modos de vibración en la dirección X, Y y  $\theta$  en el caso de aplicar la excentricidad accidental en dirección X. Para el análisis del edificio se decidió trabajar con veinticuatro modos de vibración debido a que no exige demasiado cálculo computacional incluir los aportes de los modos de vibración más altos.

Tabla 3.2: Porcentaje de masa modal acumulado en la dirección X, Y y  $\theta$

Modos	X	Y	$\theta$
8	94.76	91.32	90.39

### 3.5. Análisis estructural

#### 3.5.1. Análisis dinámico

Se define el espectro de diseño de pseudoaceleración  $S_a$ , según la NTP E. 030, con la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (3.5.1)$$

donde  $Z$  es el factor de zona;  $U$  es el factor de uso;  $C$ , coeficiente de amplificación;  $S$ , factor de suelo;  $R$ , coeficiente de reducción sísmica y  $g$  es la aceleración de la gravedad.

El factor  $U$  depende de la importancia que asigne la NTP E. 030 al edificio. El valor de  $U$  es mayor en edificios que son esenciales según la norma (p. ej. hospitales). En el edificio analizado el valor de  $U$  es igual 1.

El coeficiente  $C$  depende de los periodos de cada modo de vibración de la estructura. En caso de que los periodos de vibración sean menores al periodo límite del intervalo de amplificación máxima, llamado periodo de plataforma  $T_P$ , el valor  $C$  es igual a 2.5. Para el tipo de suelo sobre el cual está el edificio, el valor de  $T_P$  es igual a 0.6 s. Al analizar el edificio los periodos de los modos de vibración resultan menores que 0.253 s. Por lo cual, el valor del coeficiente de amplificación sísmica para todos los modos de vibración es de 2.5.

El coeficiente de reducción sísmica  $R$  es igual a la ecuación:

$$R = R_0 I_a I_p \quad (3.5.2)$$

donde  $R_0$  es el coeficiente básico de reducción que se asigna según el sistema estructural del edificio;  $I_a$  es un factor que, en caso de que se presente alguna irregularidad de altura especificada por la NTP E. 030, toma un valor menor a uno;  $I_p$  toma un valor menor a uno si, según la NTP E. 030, se presenta alguna irregularidad en planta.

El valor de  $I_a$  e  $I_p$  tienen que ser verificados con los resultados obtenidos del análisis modal con diferentes fuentes de masa con excentricidad accidental. Debido a que los ocho pisos tienen una altura similar y la misma cantidad de muros en ambas direcciones, se asigna al coeficiente  $I_a$  el valor de uno. El valor de  $R_0$  es de 4 debido a que en ambas direcciones el sistema resistente de cargas horizontales es de muros de ductilidad limitada. Esto determina que el valor de  $R$  es igual a 4 en ambas direcciones del análisis modal espectral.

Se reemplazan los valores asumidos en la Ecuación (3.5.1) para diferentes valores de periodos de vibración que generan un valor de  $C$  para cada uno de ellos. En la Figura 3.4. se muestra el espectro de diseño de pseudoaceleración resultante.

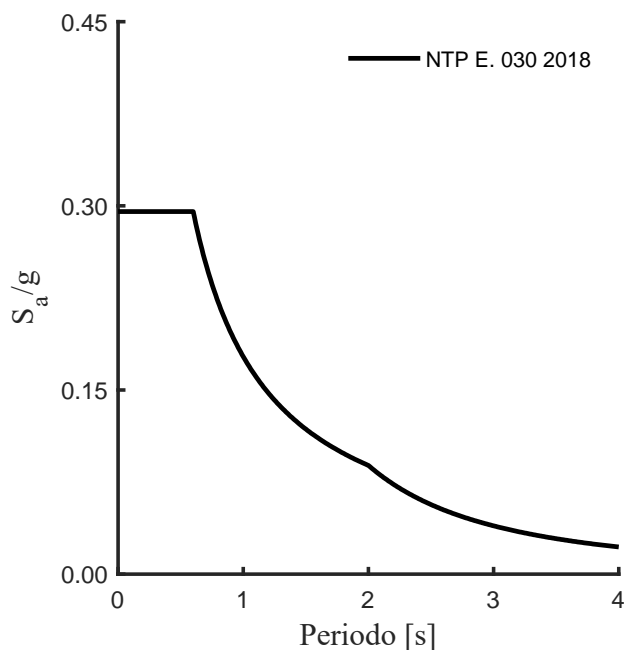


Figura 3.4: Espectro de diseño de pseudoaceleración para suelo  $S_2$ , zona sísmica 4 y razón de amortiguamiento igual a 5 % según la NTP E. 030 2018.

En la Tabla 3.3. muestran las derivas máximas de entrepiso que resultan del análisis modal del edificio. El valor de la deriva amplificada es obtenido, para edificios regulares, al multiplicar por  $0.75R$  las derivas elásticas. Se observa que el valor de la deriva máxima de entrepiso del análisis, al utilizar la configuración de muros realizada por la empresa Prisma S.A.C, es menor que el máximo permitido para muros de ductilidad limitada, esto es 5 %.

Tabla 3.3: Derivas máximas elásticas y deriva inelástica que se genera por el análisis dinámico espectral en la dirección Y

Piso	Altura	Deriva máx.	Deriva máx.	Deriva inelástica
	m	X (‰)	Y (‰)	x 0.75R (‰)
8	19.25	0.17	0.75	2.24
7	16.85	0.18	0.76	2.28
6	14.45	0.17	0.76	2.27
5	12.05	0.17	0.72	2.16
4	9.65	0.15	0.64	1.93
3	7.25	0.12	0.52	1.56
2	4.85	0.08	0.35	1.05
1	2.45	0.04	0.16	0.49



Se verifica que el valor de  $I_p$  sea igual a uno. Por lo cual, se verifica si la relación entre el desplazamiento relativo máximo de entrepiso ( $\Delta_{\text{máx}}$ ) y el desplazamiento relativo promedio del mismo entrepiso ( $\Delta_{\text{prom}}$ ) es mayor que 1.3. En la Tabla 3.4. se muestran los valores de la relación  $\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$  en el caso más crítico de excentricidad. Se produce mayor irregularidad torsional al someter a la estructura al espectro dinámico en la dirección Y.

Tabla 3.4: Relaciones máximas de desplazamiento relativo máximo de entrepiso ( $\Delta_{\text{máx}}$ ) y el desplazamiento relativo promedio del mismo entrepiso ( $\Delta_{\text{prom}}$ )

Piso	Desp. Rel.	Desp. Máx.	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$
	$\Delta_{\text{máx}}$ [mm]	$\Delta_{\text{prom}}$ [mm]	
8	1.78	1.56	1.14
7	1.82	1.60	1.14
6	1.81	1.59	1.14
5	1.72	1.51	1.14
4	1.54	1.35	1.14
3	1.25	1.09	1.14
2	0.84	0.74	1.14

Se verifica que el valor de  $I_p$  es de uno debido a que, como se especifica en la NTP E. 030, ningún valor de la relación de  $\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$  es mayor que 1.3.

Los coeficientes necesarios para el análisis dinámico espectral se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5: Coeficientes escogidos según la NTP E. 030 para el análisis espectral dinámico

Coeficientes	Valores según la NTP E. 030	
	X	Y
Z	0.45	0.45
U	1	1
S	1.05	1.05
$I_a$	1	1
$I_p$	1	1
$R_0$	4	4
R	4	4

Z: factor de zona, U: factor de uso, S: factor de suelo,  $I_a$ : Irregularidad en la altura,  $I_p$ : irregularidad en planta  $R_0$ : coeficiente de básico reducción, R: coeficiente de reducción sísmica

El espectro de diseño mostrado en Figura 3.4. es el correcto para el análisis modal espectral del edificio.

### 3.5.2. Análisis estático

Según la NTP E. 030, la fuerza cortante que se producirá en la base debido a la aplicación estática del sismo es la siguiente:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad (3.5.3)$$

donde  $Z$ ,  $U$ ,  $C$ ,  $S$  y  $R$  están definidos en la Sección 3.5.1 y se les asigna el valor que se muestra en la Tabla 3.5. En la Ecuación (3.5.3)  $P$  es el peso del edificio.

Para el análisis estático, el coeficiente  $C$  depende de los periodos de traslación en las dos direcciones principales de la estructura. Al analizar estos periodos, en los que se impide el desplazamiento en la dirección ortogonal a la dirección analizada, el valor del periodo traslacional en dirección X es igual a 0.15 s. El valor del periodo traslacional en dirección Y es igual a 0.20 s. Por lo cual, el valor del coeficiente de amplificación sísmica para ambas direcciones (X e Y) es de 2.5.

El valor mínimo para la relación de  $C/R$  exigido por la NTP E. 030 es de 0.11. El valor de esta relación que se obtiene al reemplazar los valores asignados de los coeficientes  $C$  y  $R$  es de 0.625, valor que supera el mínimo exigido por la norma.

Para determinar de la distribución de la fuerza cortante, que se obtiene de la Ecuación (3.5.3), en la losa de cada piso, lugar en el cual se asume la mayor concentración de masa del edificio, se utiliza la Ecuación (3.5.4):

$$F_i = \alpha_i V \quad (3.5.4)$$

donde el valor de  $\alpha_i$ , al ser  $i$  el piso al cual se asigna la fuerza cortante  $F_i$ , se calcula con la fórmula

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (3.5.5)$$

En la Ecuación (3.5.5). el valor de  $n$  es el número de pisos del edificio y a la variable  $k$  se le asigna el valor de uno debido a que los periodos de vibración del edificio son menores que 0.5 s.

En la NTP E. 030 se especifica que la fuerza cortante en la base del edificio que resulta del análisis dinámico  $V_{Din}$  no debe ser menor que el 80 % de la fuerza cortante en la base que resulta del análisis estático  $V_{Est}$ . En la Tabla 3.6. se muestran los valores de las fuerzas cortantes que resultan del análisis estático y dinámico y su relación.

Tabla 3.6: Fuerzas cortantes en la base del edificio que resulta del análisis modal espectral y del análisis estático

Dirección de análisis	Excentricidad		Positiva		Negativa
	$V_b$ estática	$V_b$ dinámica	$V_{Din}/V_{Est}$	$V_b$ dinámica	$V_{Din}/V_{Est}$
	ton	ton	ton	ton	ton
X	1092	817	0.75	781	0.72
Y	1092	624	0.57	617	0.57

$V_b$ : fuerza cortante en la base,  $V_{Din}$ : fuerza cortante dinámica,  $V_{Est}$ : fuerza cortante estática

La relación  $V_{Din}/V_{Est}$  de la Tabla 3.6. es menor que 0.8, por lo cual, es necesario escalar la fuerza cortante que proviene del análisis espectral dinámico. En la Tabla 3.7. se muestran los factores de escala resultantes para cada caso de excentricidad accidental de las masas.

Tabla 3.7: Factores de escala de la fuerza cortante que resulta del análisis modal espectral

Dirección de análisis	Factores de escala	
	Exc. positiva	Exc. negativa
X	1.07	1.12
Y	1.40	1.42

Las fuerzas cortantes de entrepiso con las que se diseña el edificio, normalizadas por su peso sísmico, se muestran en la Fig. 3.5.

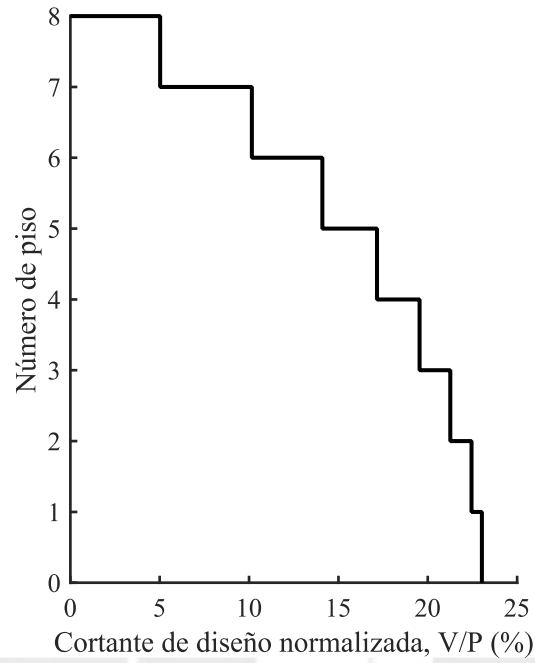


Figura 3.5: Fuerzas cortantes de entrepiso de diseño del edificio en las direcciones principales X e Y.

## 4. ANÁLISIS DEL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE

### 4.1. Descripción del edificio

El edificio que se decidió aislar sísmicamente es el que se analizó en el Capítulo 3, de manera que la ubicación y el tipo de suelo en el que se cimienta el edificio aislado no cambia. Tampoco cambia la disposición en planta de los muros ni la posición de los elementos no estructurales (escaleras y parapetos).

Según Chopra (2017) la efectividad de aislar sísmicamente un edificio depende, entre otros factores, del periodo de vibración que tendría la parte del edificio encima de los aisladores sísmicos si estuviera fija al suelo. Conforme este periodo aumenta el aislamiento sísmico es menos efectivo. Esto se debe a que el primer modo de vibración del edificio aislado deja de comportarse como un bloque rígido, y los modos superiores contribuyen en mayor medida a la respuesta sísmica del edificio aislado. De modo que, como se observa en el Capítulo 3, al ser los periodos de vibración del edificio sin aislamiento sísmico cortos (menores que 0.5 s), se espera que al implementar un sistema de aislamiento al edificio analizado se reduzcan las fuerzas sísmicas efectivamente.

Para aislar sísmicamente el edificio se reemplazó la platea de cimentación del edificio convencional por un conjunto de vigas, en las que se apoyan los muros, y una losa de 20 cm de espesor que las integra. Mientras que algunas vigas se apoyan en otras, el resto se apoya en capiteles que están conectados a los dispositivos de aislamiento. Estos últimos están soportados por pedestales que sobresalen de una platea de cimentación de concreto que transmite las fuerzas del edificio aislado al suelo. La platea de cimentación, los pedestales, los dispositivos de aislamiento y parte de los capiteles y las vigas se encuentran debajo del nivel del suelo, así que se colocó un muro de contención que nace en los bordes de la platea de cimentación. El

edificio aislado en su totalidad fue diseñado con una resistencia a compresión del concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y varillas de acero corrugadas de grado 60 A615-420 ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ).

Es necesario nombrar las partes del edificio aislado según la Norma Técnica Peruana E.031 Aislamiento Sísmico (SENCICO, 2019) para que sean aplicables las disposiciones de esta norma.

Se nombra como interfaz de aislamiento a la región imaginaria que está limitada superiormente por la porción de la estructura que se encuentra aislada, e inferiormente es limitada por la porción de la estructura que se mueve rígidamente con el suelo.

La porción aislada de la estructura está compuesta por la superestructura y los elementos estructurales que conectan a los dispositivos de aislamiento con la superestructura. La superestructura está compuesta por muros de ductilidad limitada, losas de entrepiso, escaleras y parapetos. Las vigas en las que se apoyan los muros, los capiteles y la losa de 20 cm de espesor que las integra conectan a la superestructura con los dispositivos de aislamiento y, además, permiten la transferencia de fuerza entre estos últimos. La porción de la estructura que se mueve rígidamente con el suelo es la subestructura y, en el caso del edificio aislado, la componen los pedestales, la platea de cimentación y los muros de contención.

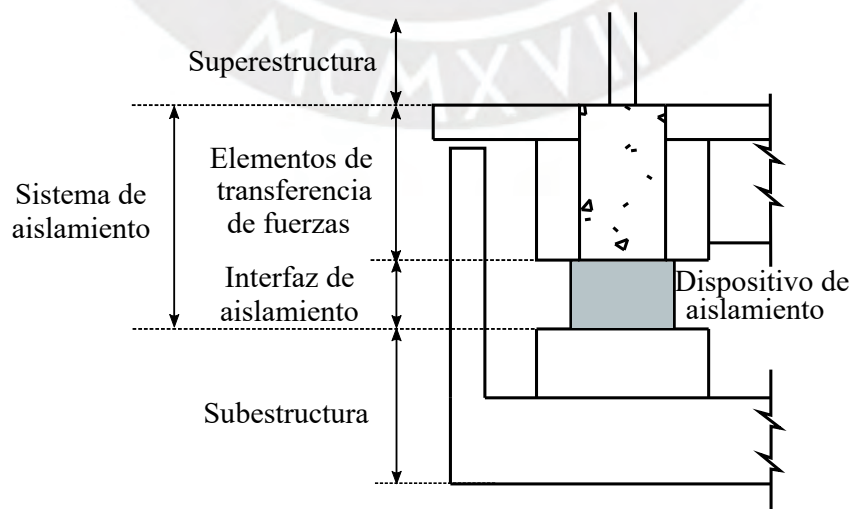


Figura 4.1: Partes del edificio aislado sísmicamente.

En la NTP E. 031 se incluyen en la definición de sistema de aislamiento no solo los dispositivos de aislamiento y los elementos estructurales que las conectan con la superestructura, descritos anteriormente, sino también las piezas de conexión (p. ej. pernos de anclaje).

## **4.2. Características**

### **4.2.1. Características del edificio aislado sísmicamente**

Normalmente, un proceso de dimensionamiento de los elementos estructurales se realiza de manera iterativa para alcanzar objetivos arquitectónicos y estructurales. En particular, los detalles arquitectónicos son importantes en edificios con aislamiento sísmico (De la Llera, Lüders, Leigh y Sady, 2004). Por motivos de enfoque de esta tesis se omiten los detalles arquitectónicos en el dimensionamiento de los elementos estructurales.

En la superestructura se busca reducir el espesor de los muros y la cantidad de acero refuerzo que se utiliza en su construcción. Las losas macizas de cada piso, debido a que las fuerzas gravitacionales controlan su diseño, mantienen su espesor de 10 cm. Tampoco las dimensiones de las escaleras cambian. Por motivos arquitectónicos el espesor de algunos parapetos depende de los muros que los rodean, sin embargo, debido a que su variación influye poco en los costos, se asume que las dimensiones de los parapetos no cambian.

Las vigas del sistema de aislamiento son dimensionadas para resistir no solo el peso de los muros, sino también los momentos P-Delta. Estos momentos son producto del desplazamiento lateral del aislador y la carga vertical que soporta, y su magnitud o existencia depende del tipo de aislador. Con las dimensiones de las vigas se busca, además, controlar su deflexión y evitar la congestión de acero. En los capiteles, al igual que en los elementos del sistema de aislamiento, se busca que permanezcan elásticos ante el sismo de diseño. Sus

dimensiones deben permitir la colocación de los aisladores sísmicos. Para formar un diafragma rígido con las vigas y los capiteles, y así se transfieran fuerzas entre los aisladores, se asigna un espesor de 20 cm a la losa maciza del sistema de aislamiento. Con el fin de cubrir el espacio que existe entre la estructura aislada y los muros de contención, se extiende en forma de voladizo la losa del sistema de aislamiento (Fig. 4.1).

Los pedestales, situados debajo de los aisladores sísmicos, tienen el mismo criterio de dimensionamiento que los capiteles. Las dimensiones en planta de la platea de cimentación dependen de los esfuerzos que genera este elemento en el suelo, y de la distancia entre la estructura aislada y los muros de contención. En este caso, debido a que el esfuerzo admisible del suelo aumenta con la profundidad, la segunda condición es la que controla las dimensiones en planta de la platea. Los momentos P-Delta generados por los dispositivos de aislamiento deben ser resistidos por la platea de cimentación. A causa de las cargas concentradas en los pedestales, el espesor de la platea depende las fuerzas de corte y de punzonamiento.

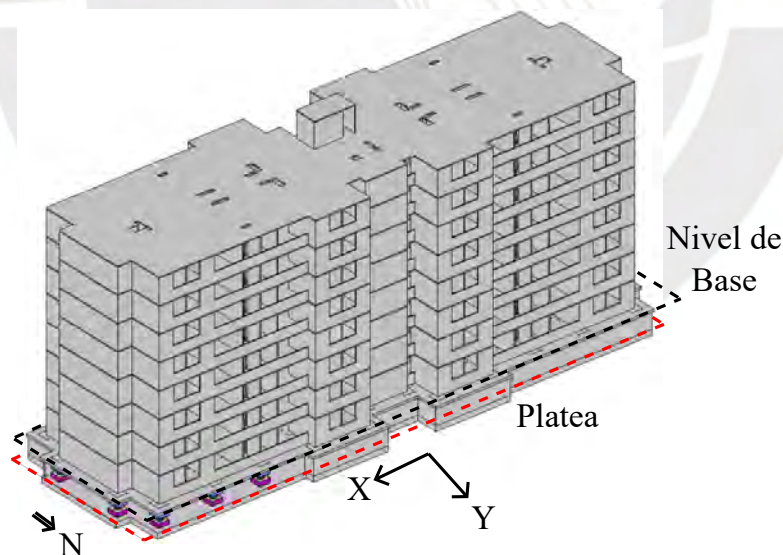


Figura 4.2: Vista en 3D del edificio aislado sísmicamente y parte de su sistema de aislamiento.

Una herramienta útil para prediseñar las propiedades del sistema de aislamiento sísmico es el Método Estático Equivalente (MEE). Este método está basado en un solo modo de



vibración, en el que los desplazamientos se concentran en el sistema de aislamiento y la superestructura se mueve como un cuerpo rígido. La estimación del desplazamiento del sistema de aislamiento por este método es conservadora debido a que la flexibilidad de la superestructura disminuye este desplazamiento (INN, 2013). Para el proceso de prediseño es necesario definir el espectro de diseño de la subestructura y el interfaz de aislamiento, el espectro de diseño de la superestructura, y las fórmulas que describen el comportamiento dinámico de la estructura simplificada para el análisis.

El espectro de pseudoaceleración de diseño para el sismo máximo considerado  $S_{a,M}$ , según la NTP E. 031, se define con la siguiente fórmula:

$$S_{a,M} = 1.5ZCS.g \quad (4.2.1)$$

donde  $Z$  es el factor de zona;  $C$ , coeficiente de amplificación;  $S$ , factor de suelo y  $g$  es la aceleración de la gravedad. Los factores  $Z$  y  $S$  están definidos en la Sección 3.2.1.

A diferencia de la NTP E.030, la NTP E.031 asigna al factor de importancia  $U$  el valor 1 para todo tipo de edificio. Primero porque se conoce con mayor exactitud el nivel de demanda sísmica en el edificio aislado sísmicamente que el de los edificios convencionales. Segundo porque el objetivo en todos los edificios aislados es que sigan funcionando luego de un sismo, por lo que no es necesario diferenciar entre edificios esenciales y no esenciales (INN, 2013).

Como se menciona en la Sección 3.5.1, el coeficiente  $C$  es en una función del periodo de vibración  $T$ , y cuyas regiones son limitadas por  $T_P$  y  $T_L$ . Las fórmulas que determinan los valores de  $C$  son

$$C = 1 + 7.5 \left( \frac{T}{T_P} \right) \quad , T < 0.2T_P; \quad C = 2.5 \quad , 0.2T_P < T < T_P;$$

$$C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \quad , T_P < T < T_L; \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \quad , T_L < T.$$

Los aisladores sísmicos, normalmente, tienen una relación constitutiva fuerza – deformación no lineal (o inelástica). La constitutiva global del sistema de aislamiento, generada por la adición en paralelo de la relación constitutiva de todos los aisladores, es también no lineal. Cuando la relación constitutiva fuerza – deformación de un elemento es no lineal se dice que tiene un comportamiento histerético, esto se debe a que su estado en un instante depende de su historia previa. Ante fuerzas o deformaciones cíclicas la relación fuerza - deformación forma lazos de histéresis (Chopra, 2017).

La NTP E. 031 y otras normas nacionales (p.ej. INN, 2013) simplifican el procedimiento estático con modelos matemáticos lineales para calcular las propiedades de los aisladores sísmicos y del sistema de aislamiento. Por lo que se hace una equivalencia entre un modelo histerético y un modelo viscoelástico.

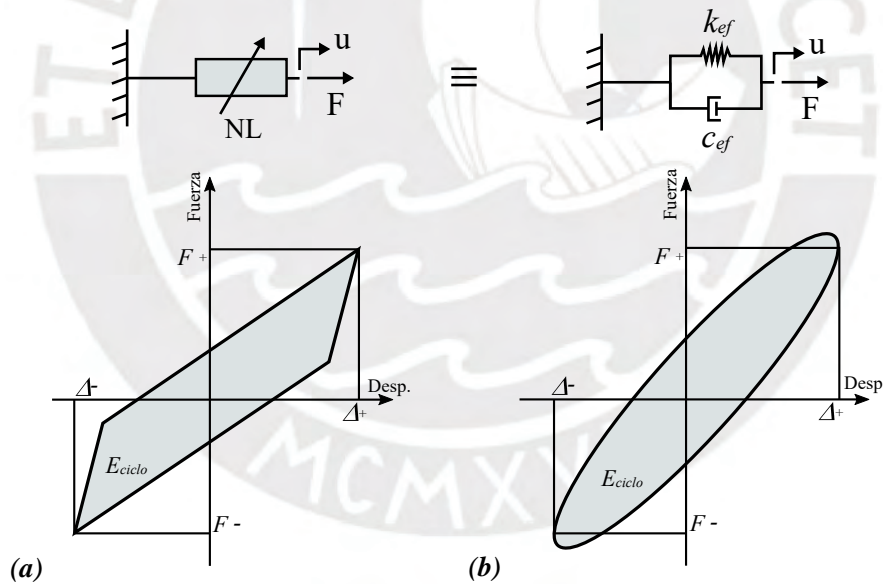


Figura 4.3: Equivalencia entre los modelos matemáticos de un aislador sísmico: (a) modelo histerético; (b) modelo viscoelástico.

En la Fig. 4.3 el área dentro del lazo de histéresis es la energía disipada en un ciclo de deformación  $E_{ciclo}$ . La equivalencia propone que la energía disipada de un sistema lineal y no lineal en un ciclo es idéntica.

Con los parámetros de la Fig. 4.3, y para un aislador sísmico, la rigidez efectiva  $k_{ef}$  se calcula con la fórmula

$$k_{ef} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|}, \quad (4.2.2)$$

y el amortiguamiento efectivo  $\beta_{ef}$  se define como

$$\beta_{ef} = \frac{I}{\pi} \left( \frac{E_{ciclo}}{k_{ef}(|\Delta^+|^2 + |\Delta^-|^2)} \right). \quad (4.2.3)$$

En las Ecuaciones (4.2.2) y (4.2.3) la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo dependen del desplazamiento lateral del aislador.

La constitutiva del sistema de aislación sísmica, como se mencionó anteriormente, es la adición en paralelo de las constitutivas de los aisladores sísmicos que lo conforman. Por lo que la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, para un ciclo de desplazamiento igual a dos veces el desplazamiento máximo de traslación  $D_M$ , según la NTP E.031, se calcula con la fórmula

$$k_M = \frac{\sum |F^+| + \sum |F^-|}{2D_M}. \quad (4.2.4)$$

Esta fórmula suma los valores absolutos de las fuerzas en los aisladores para un desplazamiento positivo y negativo de magnitud  $D_M$ .

Con la misma formulación, el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento se calcula, según la NTP E.031, con la fórmula

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M D_M^2}. \quad (4.2.5)$$

En este caso el amortiguamiento efectivo es calculado con la energía total que disipa el sistema de aislamiento.

La estimación de la rigidez y el amortiguamiento efectivo de los dispositivos de aislamiento y del sistema de aislamiento debe considerar la variabilidad de las propiedades de

los dispositivos. Esta variabilidad aumenta o reduce la rigidez y, en consecuencia, también el amortiguamiento. Normalmente, el límite superior de las propiedades de los aisladores aumenta sus rigideces, por lo que se utiliza para calcular las fuerzas de diseño en el sistema de aislamiento. El límite inferior reduce las rigideces de los aisladores, por lo que se lo utiliza para calcular la deformación máxima del sistema de aislamiento (Building Seismic Safety Council BSSC, 2012).

El desplazamiento máximo de traslación  $D_M$  se determina con la fórmula

$$D_M = \frac{S_{a,M} T_M^2}{4\pi^2 B_M}, \quad (4.2.6)$$

donde

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{k_M g}} \quad (4.2.7)$$

es el periodo efectivo de la estructura aislada;  $P$  es el peso sísmico de la parte del edificio encima de la interfaz de aislamiento; y  $B_M$  es el factor de amortiguamiento. Este último depende del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, su relación se establece en la Tabla N° 5 de la NTP E.031.

La NTP E.031 define, además, el desplazamiento total  $D_{TM}$ . Mientras que  $D_M$  representa el desplazamiento en el centro de rigidez del sistema de aislamiento,  $D_{TM}$  aproxima el desplazamiento en las esquinas de este sistema. Este desplazamiento no solo incluye el desplazamiento de traslación, sino que incluye también la rotación debido a la excentricidad natural y accidental. La fórmula que propone la NTP E.031 para el cálculo de  $D_{TM}$  se expresa como

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + \left( \frac{y}{P_T} \right) \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right], \quad (4.2.8)$$

donde  $y$  es la distancia perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica entre el centro de rigidez y un elemento de interés, que es normalmente una esquina.  $P_T$  es la razón entre el periodo efectivo traslacional y el periodo efectivo rotacional, ambos del edificio aislado. A la distancia perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, considerando la excentricidad natural y accidental, se la denota con el coeficiente  $e$ . Los coeficientes  $b$  y  $d$  son la menor y mayor dimensión en planta del edificio, respectivamente. La NTP E.031 exige que el valor de  $D_{TM}$  no debe ser menor que  $1.15 D_M$ .

La fuerza mínima de diseño de los elementos estructurales debajo del nivel de base, p.ej. el sistema de aislamiento (Fig. 4.2), denotada como  $V_b$ , se calcula al utilizar la fórmula

$$V_b = k_M D_M. \quad (4.2.9)$$

La fuerza mínima de diseño de la parte del edificio que se encuentra encima del nivel de base ( $V_s$ ) es dada por la fórmula

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a}, \quad (4.2.10)$$

donde

$$V_{st} = V_b \left( \frac{P_s}{P} \right)^{(1-2.5\beta_M)} \quad (4.2.11)$$

es, según la NTP E.031, la fuerza de corte no reducida que actúa en la parte del edificio que se encuentra encima del nivel de base.  $P_s$  es el peso sísmico de la superestructura.

Al coeficiente de reducción  $R_a$  se le asigna el valor de  $3/8 R_0$ , este último coeficiente se define en la Sección 3.5.1. Por lo que, en el edificio aislado,  $R_a$  es igual a 1.5. En la Sección 2.4 se explica brevemente qué factores influyen en el coeficiente de reducción sísmica de un edificio convencional. En el caso de los edificios aislados sísmicamente, el coeficiente que reduce la fuerza sísmica con la que se diseña la superestructura sólo se debe a la

sobrerresistencia y a la redundancia estructural en esta porción del edificio (Naeim y Kelly, 1999). Por lo que se espera que la superestructura del edificio aislado se dañe con una fuerza sísmica 1.5 veces mayor que la fuerza con la que es diseñada. En este caso el aumento del periodo de vibración debido al daño en el edificio reduce la efectividad del sistema de aislamiento, como se explica en la Sección 4.1.

La NTP E.031 controla el valor mínimo de la fuerza  $V_S$  con el mayor de tres límites. El primero limita a  $V_S$  a la fuerza lateral sísmica que requiere la NTP E.030 para una estructura de base fija que tenga el mismo peso que la superestructura y un periodo de vibración igual al del edificio aislado. El periodo de vibración del edificio aislado se calcula con el límite superior de las propiedades de los aisladores. El segundo límite impide que  $V_S$  sea menor que la carga de diseño por viento. El tercero controla el valor de  $V_b$  de la Ecuación (4.2.11) con un valor no menor que la fuerza de corte requerida para activar el sistema de aislamiento ( $Q_y$ ), esto es, que todos los dispositivos fluyan. Este límite toma el mayor valor de entre  $Q_y$  calculado con el límite superior de las propiedades de los aisladores y el que es 1.5 veces el calculado con las propiedades nominales.

Luego de definir las ecuaciones que se utilizan en el prediseño se establecen criterios que sirven para asignar propiedades al sistema de aislamiento. El objetivo de estos criterios es reducir los costos a la vez que se optimiza la efectividad del sistema de aislamiento.

La Capacidad de Fluencia Óptima (OYC, por sus siglas en inglés) es un criterio para optimizar el sistema de aislación sísmica (De la Llera et al., 2004). La capacidad de fluencia es la fuerza de corte necesaria para activar el sistema de aislamiento ( $Q_y$ ). Las derivas de entrepiso, las aceleraciones, y la fuerza de corte en la superestructura disminuyen conforme  $Q_y$  es reducido. La deformación del sistema de aislamiento, en cambio, disminuye si se aumenta el valor de  $Q_y$ . El valor de OYC del sistema de aislamiento se escoge para reducir la fuerza mínima

de diseño en la superestructura, o para limitar la deformación de demanda en el sistema de aislamiento.

Es necesario controlar la deformación del sistema de aislamiento debido a que aumentar el espacio que existe entre la estructura aislada y los muros de contención puede ser costoso. La distribución de la energía en el contenido de frecuencias de un sismo afecta el valor requerido de OYC. De modo que para sismos no impulsivos, como los que se producen por subducción en la zona costera peruana, se recomienda que OYC sea menor que 4 % del peso de la porción del edificio que está encima de la interfaz de aislamiento (De la Llera et al., 2004). Se necesitan valores mayores si se requiere controlar la demanda de deformación en el sistema de aislamiento.

En la Fig. 4.4 se muestra el balance entre las fuerzas de diseño en el edificio aislado y la demanda de desplazamiento en el sistema de aislamiento en función del periodo efectivo de vibración del edificio. Las fuerzas se normalizaron con el peso de la parte del edificio que está encima de la interfaz de aislamiento. Se asume que la relación  $D_{TM}/D_M$  es igual 1.15, y que la relación  $P_S/P$  de la Ecuación (4.2.11) es igual a 0.8.

Para reducir la magnitud de las fuerzas en la superestructura y las fuerzas de volteo en los aisladores sísmicos, se estima que el periodo de efectivo de vibración debe ser mayor que  $T_M \geq 2.5$  s. En esta zona de periodos el espectro de pseudodesplazamiento es constante.

Se usan valores de amortiguamiento efectivo mayores que  $\beta_M \geq 20$  % para controlar el desplazamiento total del sistema de aislamiento. Como se mencionó anteriormente, en la estimación de la rigidez y el amortiguamiento efectivo se debe considerar la variación de las propiedades de los dispositivos. En la estimación de los desplazamientos, al utilizar el límite inferior de las propiedades, se espera que el amortiguamiento sea menor. El amortiguamiento efectivo que se utiliza es de  $\beta_M = 21$  %, lo que controla el desplazamiento máximo a menos de

30 cm. En la estimación de las fuerzas, al utilizar el límite superior de las propiedades, el sistema de aislamiento se rigidiza, por lo que se estima que el amortiguamiento efectivo aumentaría a  $\beta_M = 25\%$ .

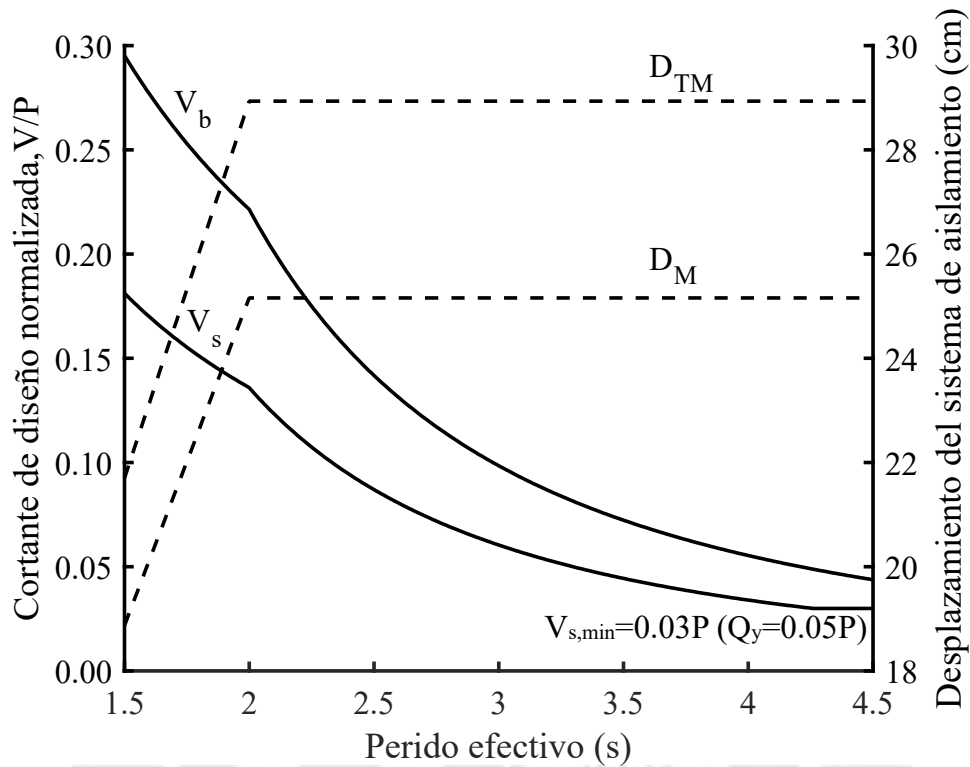


Figura 4.4: Desplazamientos en el sistema de aislamiento y fuerzas de diseño en el edificio aislado.

En la Fig. 4.4 se observa que para periodos  $T_M$  mayores que 4.3 s la fuerza mínima de diseño en la superestructura se mantiene constante. Esto significa que partir de este periodo no es posible reducir más los costos en el diseño de la superestructura. El valor mínimo de  $V_s$  se obtiene al considerar una capacidad de fluencia del sistema de aislamiento igual a  $Q_y = 0.05P$ . Este valor es un poco mayor que el recomendado debido a que se desea controlar el desplazamiento del sistema de aislamiento. Si bien entre 2.5 y 4.0 s de periodo las fuerzas de diseño se reducen de manera importante, es necesario escoger los dispositivos de aislamiento disponibles en el mercado que permitan alcanzar estas reducciones. De modo que el periodo



de vibración efectivo con el que se diseña depende, a parte de las regulaciones de la NTP E. 031, de las propiedades no lineales de los dispositivos de aislamiento sísmico disponibles.

Debido a que permiten alcanzar los niveles de reducción de demanda sísmica deseados y a su relativo bajo costo, se decidió utilizar aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR, por sus siglas en inglés) en combinación con deslizadores friccionales planos.

#### **4.2.2. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR)**

Las propiedades dinámicas de los aisladores elastoméricos dependen del proceso de fabricación, la composición química del elastómero y su unión con las planchas de acero intermedias. Es posible agregar aditivos que modifican las propiedades de la goma. El negro de humo aumenta la rigidez, el amortiguamiento y el módulo de corte de la goma; la cera protege a la goma de la oxidación y del ozono que producen el efecto de envejecimiento; los aceites tienen el efecto opuesto al negro de humo; y el azufre es un agente vulcanizante. La vulcanización consiste en mezclar la goma con azufre y peróxido, colocar la mezcla en un molde y aplicar presión y temperatura. Luego de un proceso de laminación, las planchas metálicas son unidas a las láminas de goma por medio de un pegamento epóxico.

La goma natural, que tiene una baja dosificación de aditivos, luego del proceso de vulcanización, es la que se utiliza en los aisladores de bajo amortiguamiento. Normalmente, estos aisladores tienen un amortiguamiento efectivo menor que 10 %. La goma que lo compone se caracteriza por tener un módulo de corte y elasticidad bajos. Además, tiene un comportamiento esencialmente incompresible. El módulo de elasticidad varía según la deformación de la goma: es alto para deformaciones bajas, se reduce ante deformaciones altas y aumenta nuevamente ante deformaciones aún más altas (Naeim y Kelly, 1999). Antes las deformaciones altas su relación constitutiva se puede idealizar como un lazo de histéresis bilineal.

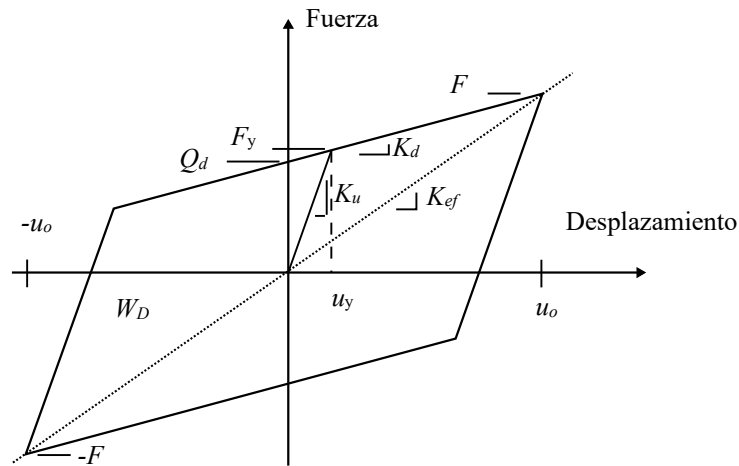


Figura 4.5: Lazo de histéresis bilineal de un aislador elastomérico.

Es posible reescribir las Ecuaciones (4.2.2) y (4.2.3) con los parámetros de la Fig. 4.5.

La rigidez efectiva  $K_{ef}$  se expresa como

$$K_{ef} = K_d + \frac{Q_d}{u_o}. \quad (4.2.12)$$

La ratio entre la rigidez inicial y la rigidez posfluencia,  $\alpha = K_u/K_d$ , varía entre 6 y 15. El amortiguamiento efectivo se calcula con la ecuación

$$\zeta_{ef} = \frac{2 Q_d (u_o - u_y)}{\pi u_o (Q_d + \alpha K_u u_o)}. \quad (4.2.13)$$

De las ecuaciones anteriores se establece la siguiente relación para un aislador de bajo amortiguamiento (Kumar, Whittaker y Constantinou, 2015):

$$Q_d = \frac{\pi}{2} \zeta_{ef} K_{ef} u_o. \quad (4.2.14)$$

La NTP E.031 considera explícitamente la variabilidad de las propiedades del aislador en el diseño del edificio aislado sísmicamente. Los factores que considera la norma son el *scragging*, la temperatura, las condiciones de ambientales y el envejecimiento, y la variabilidad que existe en la fabricación de aisladores de la misma dimensión.

El *scragging* representa la reducción de resistencia y rigidez que se da entre los primeros ciclos de deformación y los ciclos subsecuentes. Este efecto se reduce hasta tener un lazo de histéresis estable. El *scragging* se presenta en aisladores con elastómeros en los que se han añadido aditivos, como en los de alto amortiguamiento (Morgan, Whittaker y Thompson, 2001). Mientras que las altas temperaturas tienen un efecto insignificante en las propiedades de los aisladores elastoméricos, las bajas temperaturas aumentan la rigidez y el amortiguamiento efectivo. Este efecto se denomina rigidización térmica y sólo se produce cuando la temperatura del aislador es menor que 0 °C (Constantinou et al., 2007). Debido a una continua vulcanización del elastómero o por su degradación al estar expuesto a ozono y oxígeno, el elastómero puede rigidizarse a largo plazo. Actualmente es posible proteger al elastómero de estos factores al agregar antioxidantes y aceites en la composición de la goma (Morgan et al., 2001).

En esta tesis se asume que los dispositivos de aislamiento sísmico son, según la NTP E.031, de Clase 1. De modo que los factores de modificación máximo y mínimo de las propiedades del aislador de bajo amortiguamiento son 1.3 y 0.8, respectivamente.

#### **4.2.3. Deslizadores friccionales planos**

Como su nombre indica, el deslizador plano tiene en contacto dos superficies planas que deslizan una con respecto a la otra. La interfaz de deslizamiento que comúnmente se utiliza es de teflón (PTFE, por las siglas en inglés de su compuesto químico) en contacto con acero inoxidable. El acero inoxidable es pulido con un acabado de tipo espejo de baja rugosidad. El teflón, que es más blando que el acero inoxidable, es un polímero que tiene un coeficiente de fricción cinemático entre 0.02 y 0.12. Se puede reforzar el teflón con grafito, fibra de vidrio o molibdeno para reducir su desgaste.

Cuando dos sólidos tienen contacto entre sí, las zonas de contacto son llamadas uniones. La suma del área de todas las uniones es el área de contacto verdadero, y puede ser menor que el área de aparente de contacto entre los sólidos (Constantinou et al., 2007). La fuerza de adhesión se genera en el área de contacto verdadero. Se asume que la superficie del teflón tiene asperezas que se deforman en contacto con el acero inoxidable y generan uniones.

Al inicio del movimiento, la fuerza de fricción se reduce, esto se debe a que el coeficiente de fricción estática es mayor que el coeficiente de fricción cinemática medida a bajas velocidades. El coeficiente de fricción cinemático aumenta con la velocidad de deslizamiento. Por lo que el efecto de la fuerza de fricción estática ( $\mu_s$ ) es poca en comparación con la fuerza de fricción de deslizamiento a velocidades que existen en eventos sísmicos (Fig. 4.6a-b). El bajo coeficiente de fricción cinemático al inicio del movimiento se debe a que una lámina delgada de teflón se deposita en la superficie del acero inoxidable. La facilidad de cortar esta lámina delgada es la que genera una fuerza de fricción baja y, en consecuencia, un coeficiente de fricción cinemático bajo. Conforme la velocidad aumenta la transferencia de partículas de teflón aumenta lo que genera dos efectos. El primer efecto es que es necesaria mayor fuerza para cortar la lámina de teflón en la superficie de acero lo que aumenta el coeficiente de roce hasta estabilizarse (normalmente a velocidades mayores que 10 cm/s) (Constantinou et al., 2007). En el segundo efecto es que el teflón, que normalmente es una lámina delgada que cubre otra superficie de acero inoxidable, se descascara y se genera una interfaz de contacto acero con acero. El contacto entre metales idénticos tiene mayor coeficiente de rozamiento.

El coeficiente de fricción cinemático disminuye con la presión de contacto. Este efecto se debe a que las uniones fluyen, esto genera que el aumento del área de contacto verdadero sea menor que el aumento de la carga vertical y, en consecuencia, el coeficiente de fricción cinemático disminuye hasta un valor asintótico (Fig. 4.6c).

Uno de los efectos dinámicos más importantes que se observa en el comportamiento de los deslizadores friccionales es el de stick-slip. Este efecto es la fluctuación de la fuerza de fricción durante un corto periodo y ocurre, normalmente, cuando hay una inversión del movimiento, y la interfaz de aislamiento se mantiene quieta momentáneamente.

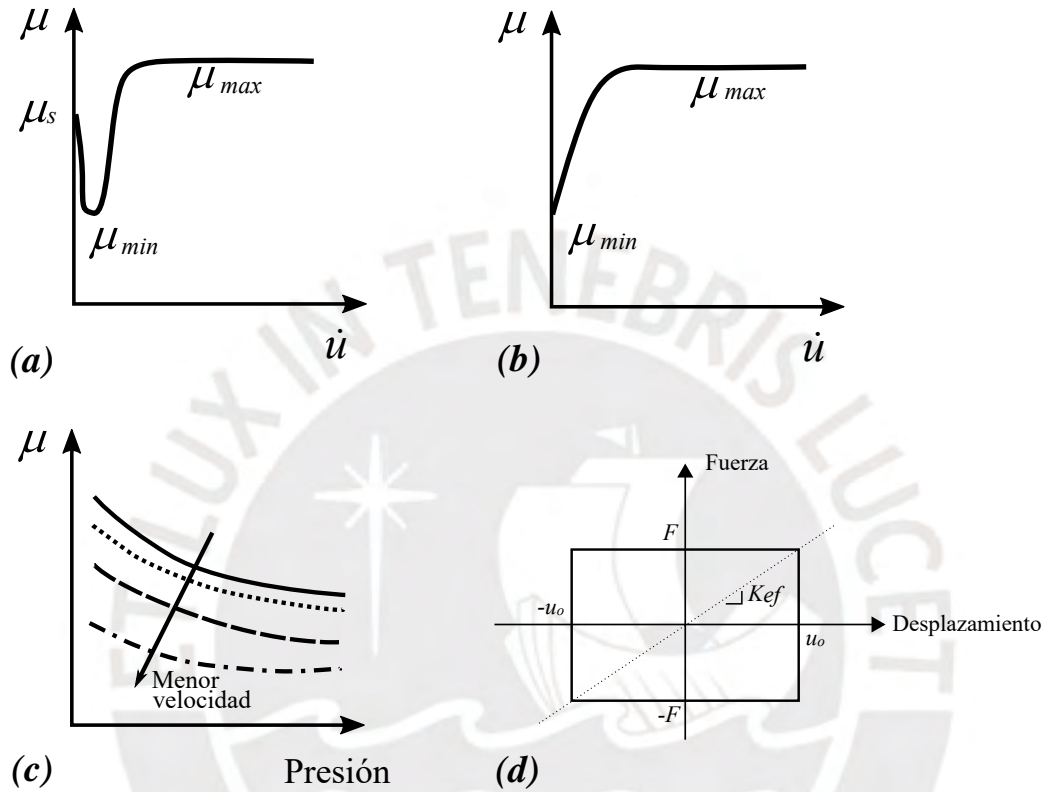


Figura 4.6: Propiedades del deslizador friccional plano: (a) relación real entre el coeficiente de fricción y la velocidad; (b) relación aproximada entre el coeficiente de fricción y la velocidad; (c) relación entre la presión, velocidad y el coeficiente de fricción; (d) lazo de histéresis del deslizador plano. Adaptada de Constantinou et al.,2007.

Para modelar la relación constitutiva fuerza-deformación de los deslizadores friccionales planos es posible utilizar la ecuación que describe la fricción de Coulomb:

$$F = \mu N \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad (4.2.15)$$

donde  $F$  es la fuerza de fricción;  $\mu$  es el coeficiente de fricción;  $N$  es la fuerza normal en la interfaz; y  $\operatorname{sgn}(\dot{u})$  es la función signo de la velocidad de deslizamiento (es igual a 1 si la velocidad es positiva o -1 si es negativa).

En el prediseño del sistema de aislamiento se puede utilizar una rigidez efectiva ficticia para modelar linealmente el deslizador plano (Fig. 4.6d). Esta se expresa como

$$K_{ef} = \frac{F}{u_o}. \quad (4.2.16)$$

La rigidez ficticia de un deslizador es proporcional al peso que soporta, esto reduce la posible rotación que se generaría debido a la excentricidad de la masa. Por lo que los deslizadores controlan la torsión en el edificio.

El amortiguamiento efectivo es igual a  $\zeta_{ef} = 4/(2\pi)$ .

Como se mencionó anteriormente, el coeficiente de fricción depende de la velocidad y la presión, de modo que uno de los modelos que representa estos efectos es el propuesto por Constantinou, Mokha y Reinhorn (1990), y se expresa como

$$\mu = \mu_{max} - (\mu_{max} - \mu_{min}) e^{-a/|u|}, \quad (4.2.17)$$

donde  $\mu_{max}$  y  $\mu_{min}$  son los coeficientes de fricción a altas y bajas velocidades de deslizamiento, respectivamente;  $a$  es una constante que depende de la presión de contacto y del tipo de teflón en el interfaz; y  $u$  es la velocidad de deslizamiento.

Al asumir que la interfaz de deslizamiento no será lubricada, los factores de modificación máximo y mínimo de las propiedades del deslizador friccional plano de Clase 1 son 1.6 y 0.8, respectivamente.

#### **4.2.4. Elección de las propiedades y de la distribución espacial de los aisladores sísmicos**

La elección de las propiedades no lineales y el número de cada tipo de dispositivo de aislamiento es un proceso iterativo debido a que sus propiedades efectivas dependen del desplazamiento de demanda. La regulación de la fuerza de restitución del sistema de

aislamiento por la NTP E.031 fue el principal factor que determinó el prediseño del sistema de aislamiento.

La fuerza mínima de restitución busca asegurar que luego de un evento sísmico el sistema de aislamiento no acumule desplazamientos residuales que afecten el comportamiento de los aisladores. La NTP E.031 pide que en el interfaz de aislamiento la diferencia entre la fuerza lateral para el desplazamiento máximo y la fuerza lateral para el 50% de este desplazamiento sea mayor que 2.5 % del peso de la porción del edificio que está encima de la interfaz de aislamiento. En la Sección 4.2.1 se observa que alcanzar un periodo de aislamiento entre 2.5 y 4.0 s reduce de manera importante las fuerzas de diseño del edificio aislado. Sin embargo, el aumento del periodo de aislamiento sísmico sólo es posible si se reduce la rigidez efectiva del sistema de aislamiento. Esta reducción genera que la fuerza lateral para el desplazamiento máximo también disminuya.

El sistema de aislamiento propuesto está compuesto por 60 aisladores sísmicos, 24 de ellos son aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento y 36 son deslizadores friccionales planos. La distribución en planta se muestra en la Fig. 4.7. Los aisladores elastoméricos tienen una rigidez efectiva  $k_{eff}$  máxima, mínima y nominal iguales a 78, 48 y 60 ton/m<sup>2</sup>, respectivamente; y los amortiguamientos efectivos  $\zeta_{eff}$  son 6.8 %, 6.3 % y 6.5 % para los factores de modificación máximo, mínimo y nominal, respectivamente. En los deslizadores planos el coeficiente de fricción  $\mu$  máximo, mínimo y nominal son 8 %, 4 % y 5 %, respectivamente.

Los aisladores elastoméricos fueron colocados cerca del perímetro para evitar la torsión del edificio. Los deslizadores planos agregan amortiguamiento al sistema de aislamiento, pero sin agregarle rigidez. Se utiliza un solo tipo por cada dispositivo debido a que el objetivo es que se tenga una sola dimensión por cada uno, esto reduce en promedio los costos de

fabricación, instalación y mantenimiento del sistema de aislamiento (Taniwangsa y Kelly, 1996).

El periodo de vibración de traslación máximo, mínimo y nominal calculados por el método estático son  $T_{M,max} = 2.61$  s,  $T_{M,min} = 3.48$  s y  $T_{M,nom} = 3.11$  s.

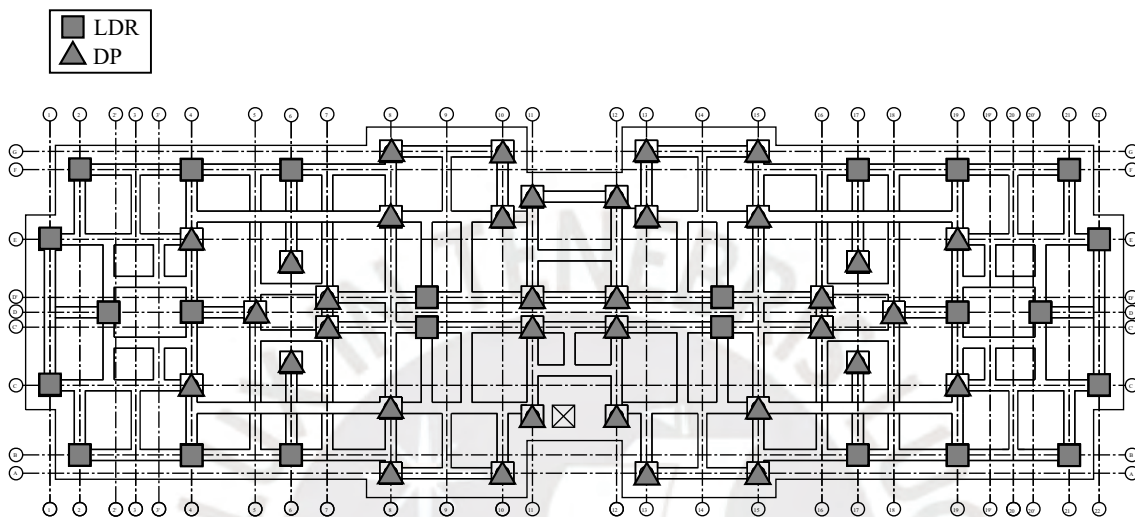


Figura 4.7: Ubicación en planta de los aisladores sísmicos.

### 4.3. Aspectos de la modelación estructural

Al igual que en el edificio sin aislamiento sísmico, el sistema estructural de la superestructura es de muros de ductilidad limitada. Este está compuesto por muros delgados de 10 a 15 cm de espesor en los dos primeros pisos. Los seis pisos restantes están compuestos por muros de 10 cm de espesor. La losa en cada piso tiene un espesor de 10 cm. La altura de entrepiso es de 2.40 m en los ocho pisos.

Además de los aisladores sísmicos, el sistema de aislamiento está compuesto por una losa de 20 cm de espesor; vigas de 40 cm por 80 cm, 50 cm por 80 cm y 50 cm por 90 cm de peralte; y capiteles de 100 cm por 100 cm de sección y de altura variable para compensar la diferencia de altura entre aisladores. La resistencia a compresión del concreto que se utiliza en el modelamiento de la superestructura y del sistema de aislamiento es de  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>.



El modelo computacional que describe al edificio aislado sísmicamente debe permitir la distribución espacial de los aisladores. Además, debe representar efectos como la excentricidad de la masa en el edificio, las fuerzas de levantamiento e impacto en los aisladores, si las hubieran, y la variabilidad de las propiedades de los aisladores (p. ej. la variación del coeficiente de rozamiento debido a la velocidad). La NTP E.031 requiere que se desarrollen dos modelos estructurales, uno que represente el límite superior de las propiedades de los aisladores sísmicos y otro que represente el límite inferior.

El edificio aislado propuesto no es posible analizarlo estática ni espectralmente debido a que su número de pisos es mayor que 4, y a que su periodo aislado de traslación es mayor que tres veces el periodo de base fija de la superestructura. En el edificio aislado propuesto se usa el análisis dinámico Tiempo – Historia (ATH). En este análisis las constitutivas fuerza-deformación no lineales de los aisladores sísmicos son modelados explícitamente.

#### **4.3.1. Modelo de elementos finitos elásticos**

El modelo computacional de la porción del edificio que se encuentra aislada sísmicamente fue desarrollado en el software ETABS. La superestructura fue modelada con los mismos elementos elásticos utilizados en la Sección 3.3.1. Las vigas, la losa y los capiteles del sistema de aislamiento también son modelados elásticamente. Esto se debe a que se espera que la parte del edificio encima de la interfaz de aislamiento permanezca elástica, o no fluya significativamente, frente al sismo máximo considerado (SMC).

Mientras que las vigas y los capiteles del sistema de aislamiento son modeladas con elementos de tipo frame, que tienen seis grados de libertad por nodo, la losa que las integra se modela con elementos de tipo shell. Se asume que el nivel de base es rígido en su plano, por lo cual se le asigna un diafragma rígido.

Las cargas gravitacionales, al igual que en el edificio sin aislamiento, se asignaron según la NTP E.020 (SENCICO, 2005). Al ser un edificio de vivienda la sobrecarga asignada en todos los pisos, a excepción del techo, y en el nivel de base es de  $200 \text{ kg/m}^2$ . En el techo la sobrecarga asignada es de  $100 \text{ kg/m}^2$ . Se asigna un peso de piso terminado de  $100 \text{ kg/m}^2$ .

El peso sísmico de la parte del edificio que está encima de la interfaz de aislamiento debe ser calculado, según la NTP E.031 e igual que la NTP E.030, como la suma de la carga muerta más el 25% de la carga viva ( $CM+0.25CV$ ) por ser un edificio utilizado como vivienda. Este peso, que es la suma del peso del sistema de aislamiento y de la superestructura, es 4815 ton. El peso sísmico de la superestructura es de 3801 ton.

#### **4.3.2. Modelo de elementos finitos inelásticos**

En el Análisis Tiempo – Historia los aisladores sísmicos se modelan con elementos finitos inelásticos de tipo link. Este elemento tiene seis grados de libertad en cada uno de sus dos nodos. Los grados de libertad a los que el link aporta rigidez depende las propiedades que se le asigna (CSI, 2016a).

Se pueden colocar, además, propiedades lineales efectivas (rigidez y coeficiente de amortiguamiento efectivos) a los links. Estas propiedades son la que utiliza el software para el análisis espectral y también para obtener los modos de vibración que reflejan el comportamiento no lineal de los aisladores (CSI, 2016a). Los modos de vibración son calculados con las propiedades efectivas y durante la integración en el tiempo estos modos son modificados para reflejar la no linealidad de los aisladores. Por lo cual, el amortiguamiento modal se calcula con base en las propiedades no lineales de los aisladores. A excepción de los tres primeros modos de vibración, el porcentaje de amortiguamiento crítico es limitado a 5 % en los modos de vibración del edificio aislado.

Se asigna la propiedad de Hysteretic (Rubber) Isolator a los links que describen a los aisladores elastoméricos, y a los que describen a los deslizadores friccionales planos se les asigna la propiedad de Friction – Pendulum Isolator. Ambas propiedades se basan el modelo de plasticidad de Park, Wen y Ang (1986).

La propiedad de Hysteretic (Rubber) Isolator tiene dos grados de libertad relacionados a las deformaciones plásticas por corte, y los otros cuatro grados de libertad restantes se relacionan a deformaciones elásticas (deformación axial y tres deformaciones por momento). Se asume que la rigidez axial de tensión y compresión en el aislador elastomérico son iguales y que la deformación de tensión axial es elástica. Esta es una asunción válida si la fuerza de tensión es menor que la resistencia a la cavitación del aislador (Kumar et al., 2015). Se denomina cavitación al fenómeno en el que debido a las fuerzas de tensión en el aislador se generan cavidades en las láminas de goma que pueden fracturarlas.

La propiedad de Friction – Pendulum Isolator tiene dos grados de libertad relacionados a las deformaciones plásticas por corte, el grado de libertad axial tiene un comportamiento de tipo gap, y los tres grados de libertad restantes se relacionan a deformaciones elásticas (tres deformaciones por momento). Mientras que ante deformaciones axiales por compresión el elemento gap hace que la fuerza axial sea proporcional a la deformación, ante deformaciones axiales por tensión la fuerza axial es igual a cero (CSI, 2016a). Para obtener una superficie de deslizamiento plana se asigna un radio de péndulo igual a cero en el software.

El valor del coeficiente de fricción para el límite superior e inferior son 8 % y 4 %, respectivamente. Estos coeficientes son utilizados como el coeficiente  $\mu_{max}$  de la Ecuación (4.2.17). Esto se debe que  $\mu_{max}$  representa al coeficiente de fricción para velocidades de deslizamiento mayores que 5 cm/s (BSSC, 2012). Esta velocidad es superada durante un sismo importante, por lo que la fuerza de fricción del deslizador está gobernada por  $\mu_{max}$ . El

coeficiente  $\mu_{min}$ , que tiene poca influencia en el comportamiento dinámico del deslizador, se le asigna la mitad del valor de  $\mu_{max}$ . Por lo cual, el valor del coeficiente  $\mu_{min}$  para el límite superior e inferior es de 4% y 2%, respectivamente. A la constante  $a$  se le asigna el valor de 0.25 s/cm. Valores similares y un ejemplo se proponen en BSSC (2012).

Los lazos de histéresis de los modelos utilizados deben tener aproximadamente la misma rigidez y amortiguamiento efectivos que los obtenidos con las constitutivas reales de los aisladores (determinadas mediante ensayos). De modo que, por la falta de datos de ensayos de aisladores similares a los que se utilizan, los resultados que se presentan en esta tesis deberán ser verificados cuando se obtenga información de ensayos de aisladores reales.

#### 4.4. Características dinámicas

Se realiza el análisis tiempo – historia del edificio aislado en ETABS y se obtienen los modos de vibración por medio del método de Ritz vectors. En la Tabla 4.1. se muestran los cinco primeros modos de vibración del edificio aislado para el límite superior e inferior de las propiedades de los dispositivos.

Tabla 4.1: Modos de vibración del edificio aislado sísmicamente

Límite	Modo	T inelásticos		
		T [s]	Dir	MM (%)
Superior	1	2.69	Y	87.86
	2	2.61	X	100.00
	3	2.19	$\theta$	87.83
	4	0.21	$\theta$	$\sim 0$
	5	0.18	$\theta$	$\sim 0$
Inferior	1	3.57	Y	90.44
	2	3.47	X	100.00
	3	2.86	$\theta$	90.41
	4	0.21	$\theta$	$\sim 0$
	5	0.18	$\theta$	$\sim 0$

T: periodo modal del edificio, Dir: dirección modal predominante, MM: masa modal en la dirección predominante.

En la Tabla 4.1 se observa que los tres primeros modos de vibración del edificio aislado son los más importantes debido a su masa modal. Como se menciona en la Sección 2.5, estos tres primeros modos de vibración, dos de traslación y uno de rotación, muestran que la deformación se concentra en el sistema de aislamiento y que la superestructura se comporta de manera similar a un cuerpo rígido. Los periodos fundamentales de vibración que resultan del ATH son consistentes con los periodos calculados de manera estática. La diferencia máxima entre ambos, tanto para el límite superior e inferior, es menor que 3 %.

La razón entre el periodo traslacional y el periodo rotacional del edificio aislado es  $P_T = 1.23$  para el límite superior de las propiedades de los dispositivos y  $P_T = 1.25$  para el límite inferior. Valores de  $P_T$  mayores que uno indican que la distribución espacial de los aisladores sísmicos es adecuada ya que reduce la torsión del edificio aislado (INN, 2013).

## **4.5. Análisis estructural**

### **4.5.1. Análisis Tiempo-Historia (ATH)**

Según la NTP E.031, el espectro de pseudoaceleración de diseño, calculado con la Ecuación (4.2.1), se utiliza como objetivo para escalar los espectros de pseudoaceleración y sus respectivas acelerogramas que serán utilizados en el ATH. Para acelerogramas que son compatibles con el espectro de diseño, las ordenadas de sus espectros de pseudoaceleración pueden ser menores que el 100 % pero mayores que el 90 % de las ordenadas del espectro de diseño en el mismo intervalo de periodos. En el ATH del edificio aislado se tuvo como objetivo que las ordenadas de los espectros de pseudoaceleración de los acelerogramas utilizados sean cercanas al 100 % de las ordenadas del espectro de diseño.

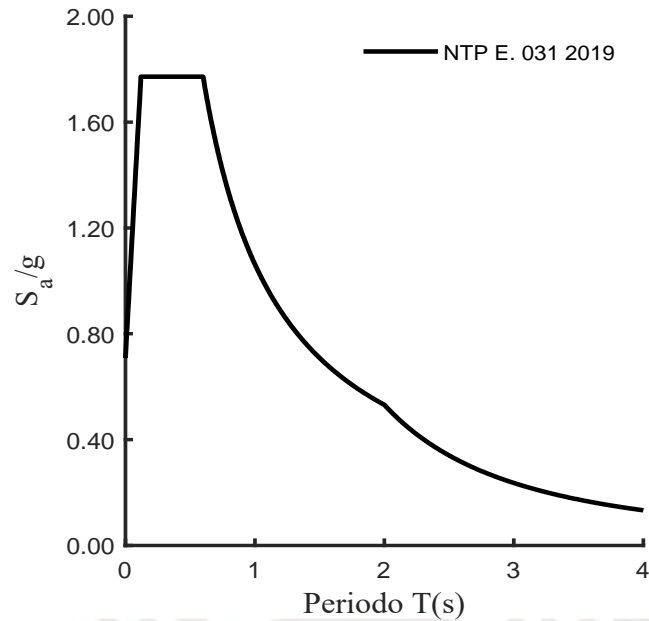


Figura 4.8: Espectro de diseño de pseudoaceleración para suelo  $S_2$ , zona sísmica 4 y razón de amortiguamiento igual a 5 % según la NTP E. 031 2019.

En el ATH se utilizan como mínimo siete pares de acelerogramas. Un parámetro de interés se obtiene al promediar los resultados de este parámetro luego de aplicar cada par de acelerogramas al modelo computacional del edificio aislado.

Los acelerogramas originales se obtienen de eventos sísmicos que fueron registrados por acelerógrafos analógicos o digitales. Normalmente, es necesario ajustarlos debido a que contienen ruido que los distorsiona. El ruido es notorio cuando al integrar el acelerograma para obtener la velocidad y el desplazamiento estos no son congruentes físicamente. Ajustar un acelerograma significa remover partes de este en las que el espectro de Fourier muestra que la ratio de señal y ruido son bajas (Boore y Boomer, 2005).

Para remover las frecuencias del acelerograma que son consideradas ruido se utilizan filtros de frecuencia denominados high-pass y low-pass. Mientras que el filtro high-pass remueve el ruido de baja frecuencia, el filtro low-pass remueve el ruido de alta frecuencia. De modo que es importante asignar un límite superior e inferior en las frecuencias del acelerograma a partir

de los cuales se estima que la ratio de señal y ruido son bajas. A la vez que se utilizan filtros de frecuencia es posible ajustar la línea base. Las incongruencias físicas del desplazamiento y la velocidad que se obtienen del acelerograma se deben en cierta medida a la distorsión de la línea base. Esta distorsión se debe a que el ruido de alta frecuencia en el acelerograma es importante, por lo que la corrección de la línea base implica también remover el ruido de alta frecuencia. Los procedimientos y criterios que se utilizaron para ajustar los acelerogramas se basan en las recomendaciones de Boore y Bommer (2005).

Tabla 4.2: Conjunto de acelerogramas espectro compatibles con el espectro de diseño

Terremoto	Estación	PGA <sup>a</sup>	PGV	PGD
Lima (17/10/1966)	Parque de la Reserva (E -W)	0.76	80.87	37.13
Lima (17/10/1966)	Parque de la Reserva (N - S)	0.78	65.45	44.06
Lima (03/10/1974)	Parque de la Reserva (E -W)	0.85	90.40	30.45
Lima (03/10/1974)	Parque de la Reserva (N - S)	0.79	99.81	23.35
Arequipa (23/06/2001)	Mariscal Nieto, Moquegua (E - W)	0.66	73.47	31.30
Arequipa (23/06/2001)	Mariscal Nieto, Moquegua (N - S)	0.79	64.97	32.73
Pisco (15/08/2007)	U.N. San Luis Gonzaga, Ica (E - W)	0.70	101.98	33.33
Pisco (15/08/2007)	U.N. San Luis Gonzaga, Ica (N - S)	0.92	78.36	25.39
Maule (27/02/2010)	Concepción (N60 - E)	0.53	66.76	24.97
Maule (27/02/2010)	Concepción (S30 - E)	0.73	91.24	56.68
Maule (27/02/2010)	Curicó (S30- E)	0.73	79.03	35.69
Maule (27/02/2010)	Curicó (S60- W)	0.67	88.49	33.52
Maule (27/02/2010)	Hualañé (E - W)	0.83	79.30	31.06
Maule (27/02/2010)	Hualañé (N - S)	0.62	71.39	25.45

PGA: aceleración máxima en el acelerograma compatible, PGV: velocidad máxima que resulta del acelerograma compatible, PGD: desplazamiento máximo que resulta del acelerograma compatible.

<sup>a</sup>Unidades en g, cm, s

De no contar con acelerogramas de eventos sísmicos que dentro del rango de interés sus espectros de pseudoaceleración sean consistentes con el espectro de diseño, se pueden usar acelerogramas cuyos espectros de pseudoaceleración sean compatibles con este. Para compatibilizar el espectro de los acelerogramas con el espectro de diseño se utilizó el procedimiento propuesto por Al Atik y Abrahamson (2010). Este procedimiento modifica el contenido de frecuencias del acelerograma al aplicarle ondículas. Estas ondículas están calibradas para que aplicadas al acelerograma esta última no requiera corrección por línea base. De modo que al integrar el acelerograma compatible la velocidad y el desplazamiento son

congruentes físicamente. El acelerograma compatible mantienen en general las mismas características que el acelerograma original, como los instantes de máximo y mínimo desplazamiento y velocidad, pero con diferentes amplitudes. La Tabla 4.2 muestra los acelerogramas que han sido compatibilizados con el espectro de diseño.

En un rango de periodos de interés, las ordenadas que resultan de combinar los espectros compatibles de cada par de acelerogramas con el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés) deben ser iguales o mayores que las ordenadas del espectro de diseño. El rango de interés está entre  $0.2T_M$ , calculado con el límite superior de las propiedades, y  $1.25T_M$ , calculado con el límite inferior. En el edificio aislado el rango de interés está entre 0.52 s y 4.35 s. La combinación de cada par de acelerogramas por el método de la SRSS y el promedio de estas se muestran en la Fig. 4.9.

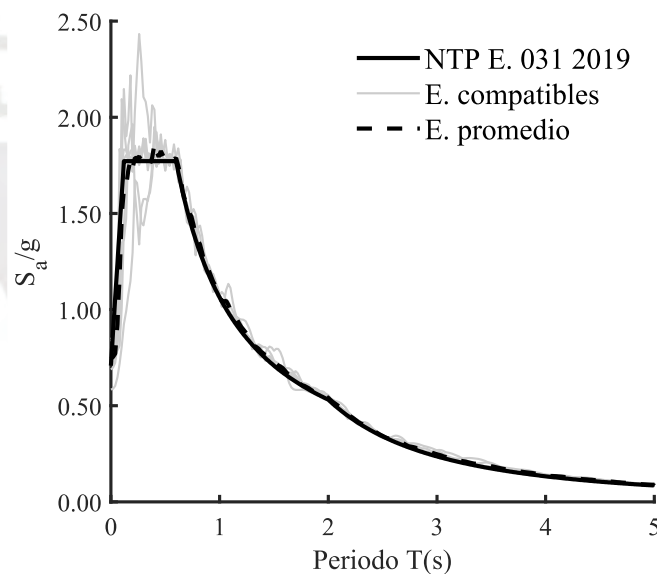


Figura 4.9: Promedio de los espectros de pseudoaceleración de los acelerogramas escalados y compatibles con el espectro de diseño de la NTP E.031.

Se desarrollaron dos modelos computacionales del edificio aislado en ETABS. Mientras que a los modelos de los aisladores de uno de ellos se les asigna el límite inferior de sus



propiedades, a los modelos de los aisladores del otro se les asigna el límite superior. Los siete pares de acelerogramas son aplicados a ambos modelos.

En cada par de acelerogramas combinados se determina cuál es la componente fuerte y débil. En el rango de periodos de interés, la componente fuerte es el acelerograma cuyo espectro de pseudoaceleración tiene las ordenas mayores. La componente fuerte es alineada con la dirección positiva de análisis (p.ej.  $X^+$ ), y la componente débil es alineada en la dirección transversal a la componente fuerte (p.ej.  $Y^+$ ). Debido a la simetría razonable en cuatro cuadrantes de la planta del edificio, y a la alta cantidad de datos que resulta del ATH y del costo computacional para obtenerlos, sólo se analizaron dos casos de excentricidad accidental. En la dirección Y de análisis se considera la excentricidad accidental en  $X^+$ , y en la dirección X de análisis se considera la excentricidad en  $Y^+$  (Fig. 3.3).

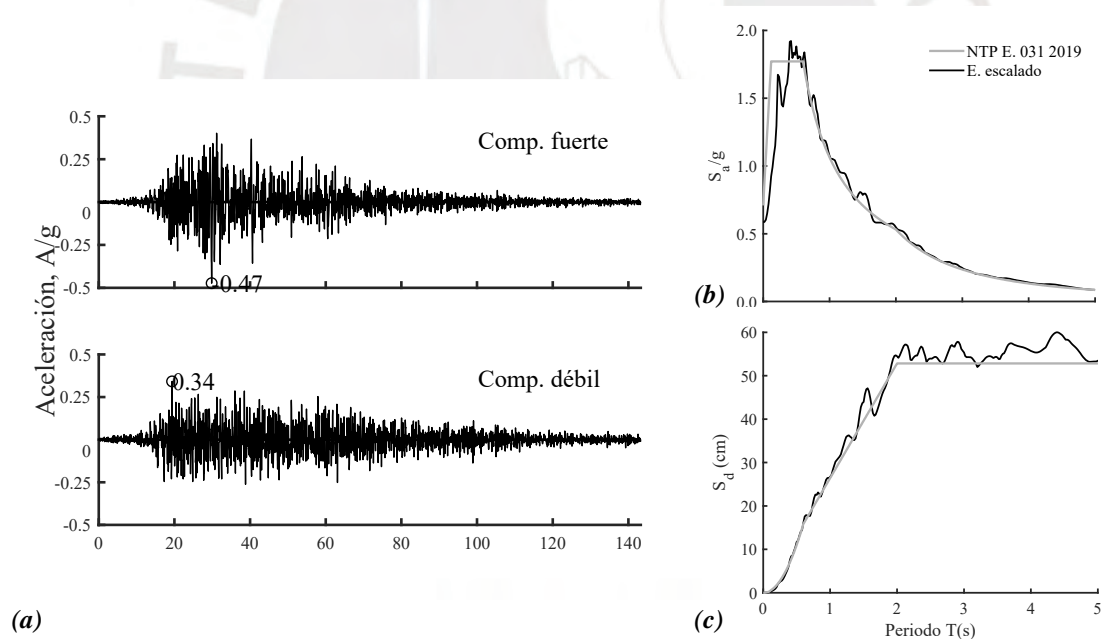


Figura 4.10: a) Acelerogramas espectro compatibles y escalados de Concepción 2010; b) espectro de pseudoaceleración; y c) espectro de desplazamiento.

De los resultados que se obtienen del ATH, sólo cinco de ellos son de interés para el diseño del edificio aislado: el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento, la fuerza

máxima de compresión en cada tipo de aislador, el levantamiento máximo en cada tipo de aislador, la aceleración máxima en cada piso y las derivas máximas de entrepiso.

Los desplazamientos se calculan, tal como se menciona en la Sección 4.2.1, en el modelo computacional cuyos elementos de tipo link han sido asignados con el límite inferior de las propiedades de los dispositivos de aislamiento. En la Tabla 4.3 se muestran los desplazamientos máximos del centro de rigidez del sistema de aislamiento que se generan por cada par de acelerogramas que se aplican al modelo computacional. En las dos primeras filas se muestran los desplazamientos máximos según la dirección en la cual se ha alineado la componente máxima de cada par de acelerogramas, esto es Dirección X e Y. En la fila Dirección X-Y se muestran los desplazamientos máximos en el plano X-Y, que se obtienen al escoger el máximo valor de la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada instante.

Tabla 4.3: Desplazamientos máximos del centro de rigidez del sistema de aislamiento en el ATH

Parámetro	Siete Acelerogramas Sísmicos Compatibles							Valor Promedio
	PDR-66	PDR-74	MOQ-01	ICA-07	CONC-10	CURI-10	HUAL-10	
	ATH - Desplazamiento Máximo en el Sistema de Aislación - SMC (cm)							
Dirección X	24.9	23.8	19.2	35.5	26.6	29.3	25.8	26.4
Dirección Y	24.1	23.7	18.7	35.7	26.2	29.2	25.1	26.1
Dirección X - Y	25.7	26.0	20.5	36.3	26.8	29.4	25.8	27.2

En la Tabla 4.3 se observa que el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento es diferente para cada par de acelerogramas. Esto se debe a que existen variaciones en los espectros de los acelerogramas en el rango de periodos de interés. Por lo cual, para no reproducir estas variaciones individuales de cada acelerograma, se usan los valores promedios para el diseño (Naeim y Kelly, 1999).

Es necesario comparar los desplazamientos promedios que se obtienen del ATH con los que se estiman con Método Estático Equivalente (MEE), cuyas fórmulas se definen en la Sección 4.2.1. Estas comparaciones se muestran en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Comparación entre los desplazamientos en el sistema de aislamiento ante el SMC calculados con el ATH y los calculados con las fórmulas del MEE

Parámetro	Método de Análisis		
	Fórmulas del MEE	ATH - Promedio de los Siete Registros Máximo (X,Y)	Plano X-Y
Desplazamiento del Sistema de Aislamiento - SMC (cm)			
Centro de Rigidez	25.4	26.4	27.2
Total (Esquina)	29.6	29.3	29.6
Levantamiento (DFP)	NC	Menos que 0.03 cm	
Levantamiento (LDR)	NC	Menos que 0.01 cm	

NC: No calculado

El desplazamiento en el centro de rigidez  $D_M$  calculado en el ATH como el desplazamiento máximo en el plano X-Y es mayor que el obtenido con las fórmulas del MEE en 7.1 %. El desplazamiento total del sistema de aislamiento  $D_{TM}$  obtenido del ATH, que se estima normalmente como el desplazamiento de una esquina, es igual al calculado con el MEE.

La reducción de la razón  $D_{TM}/D_M$  obtenida del ATH con respecto al MEE se debe a que la relación entre periodo de vibración traslacional y el rotacional del edificio aislado es mayor que 1, lo que significa la reducción de la torsión en el edificio. El valor de  $D_{TM}$  calculado con un método dinámico, según la NTP E.031, no debe ser menor que el 80 % estimado por el MEE. En el edificio que se analiza  $D_{TM}$  es igual a 29.6 cm.

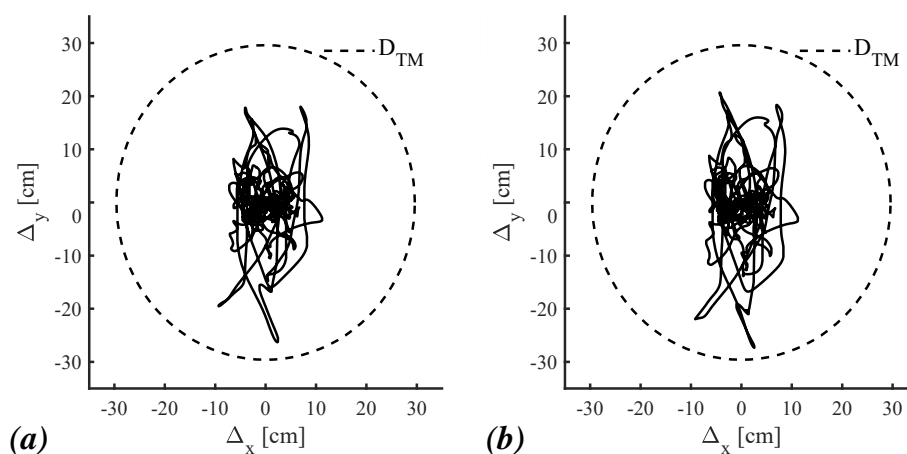


Figura 4.11: Órbitas de desplazamiento de los dispositivos de aislamiento que se desplazan más debido a los acelerogramas de Concepción 2010, con componente fuerte en la dirección N-S: a) deslizador friccional plano; y b) aislador elastomérico de bajo amortiguamiento.

Los desplazamientos calculados con el MEE son similares a los calculados con el ATH. El MEE es, por lo tanto, una herramienta efectiva para estimar el desplazamiento del sistema de aislamiento previamente a utilizar métodos dinámicos que requieren de un mayor costo computacional.

El levantamiento en los aisladores sísmicos, al igual que las fuerzas en el edificio aislado, se calculan en el modelo computacional cuyos links tienen asignados las propiedades máximas de los aisladores. El levantamiento máximo de un aislador sísmico se evalúa al aplicarle la combinación de carga

$$P_{min} = 0.9CM - 1.0(CSH + CSV), \quad (4.5.1)$$

donde CM es la carga muerta en el aislador; CV, carga viva; CSH, carga sísmica horizontal; y CSV es la carga sísmica vertical. La NTP E.031 estima la CSV como el 75 % de la carga muerta multiplicada por el factor  $ZS$ , donde  $Z$  y  $S$  se definieron en la Sección 3.2.1. Por lo cual, CSV es el 35.4 % de la carga muerta. La CSH se obtiene, en el caso del ATH, de promediar la carga axial máxima en valor absoluto que se genera en un aislador debido a la aplicación de los siete pares de acelerogramas al modelo computacional.

En la Tabla 4.4 se observa que el valor del levantamiento en el deslizador plano (DFP) y en el aislador elastomérico (LDR) son pequeños, por lo que no afecta la estabilidad de los aisladores.

La fuerza axial máxima de compresión en el aislador se calcula con la combinación de cargas

$$P_{max} = 1.25(CM + CV) + 1.0(CSH + CSV) + 0.2CN, \quad (4.5.2)$$

donde CN denota a la carga de nieve, y es igual a 0 debido a que en la ubicación del edificio aislado no nieva.

Las fuerzas axiales máximas de compresión de tres dispositivos de aislamiento de cada tipo se presentan en la Tabla 4.5. El sector del sistema de aislamiento en el que están los

aisladores sísmicos que se presentan en esta tabla es mostrado en la Fig. 4.12. La carga axial máxima en cada tipo de dispositivo que se presenta en la Tabla 4.5, es también máxima en cada tipo de dispositivo del sistema de aislamiento.

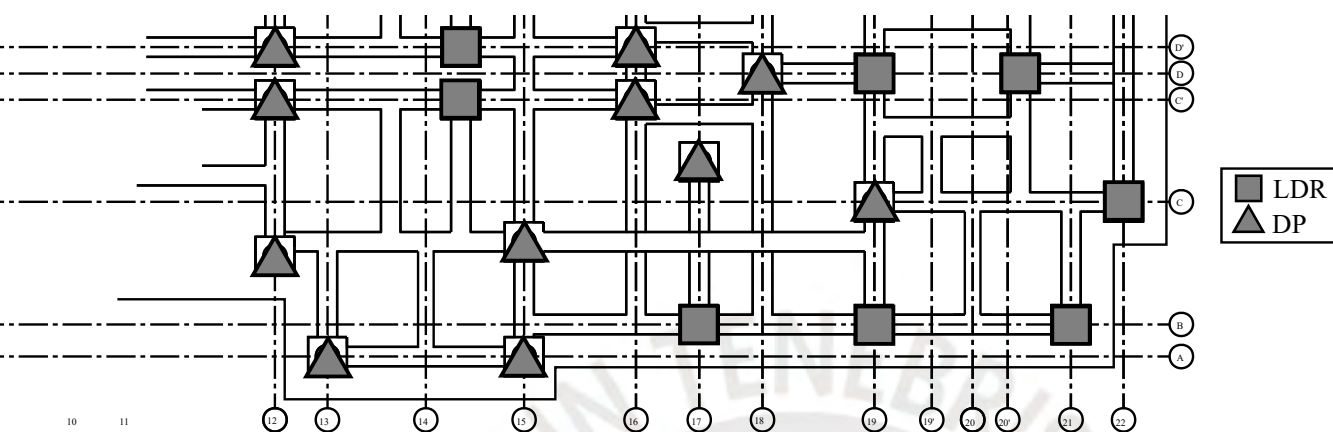


Figura 4.12: Sector del sistema de aislamiento en el que se encuentran los aisladores sísmicos con mayor carga axial.

Tabla 4.5: Fuerza axiales máximas de compresión en tres dispositivos de cada tipo presente en el sistema de aislamiento  $[1.25 (CM+CV) + 1.0 (CSH+CSV)]$

Eje	Máxima fuerza axial de compresión (ton)				
	13	15	18	20'	22
D' / D	-	210 (LDR)	-	287 (LDR)	-
C	-	362 (DF)	291 (DF)	-	-
B/A	151 (DF)	-	-	-	150 (LDR)

Los promedios de las aceleraciones absolutas y de las derivas máximas que se generan en la altura del edificio debido a los acelerogramas del ATH se muestran en la Fig. 4.13. Se observa que la aceleración máxima del suelo (PGA) no se amplificó en la superestructura.

Las aceleraciones máximas promedio son menores en los pisos intermedio, y aumentan en los pisos superiores. Las magnitudes de las aceleraciones en estos últimos se deben a dos factores. Primero, el valor del amortiguamiento del sistema de aislamiento para el límite superior de las propiedades de los dispositivos es alto ( $\beta_M > 20\%$ ). Esto genera que el aporte de los modos aislados a la respuesta del edificio disminuya y que el de los modos superiores

sea mayor (Chimamphant y Kasai, 2015). Segundo, en un sistema de aislamiento en el que los dispositivos tienen desplazamientos de fluencia bajos (p.ej. los deslizadores friccionales planos) la cantidad de aceleraciones del suelo de altas frecuencias que se transmiten a la superestructura aumenta (Matsagar y Jangid, 2004).

En la Fig. 4.13 se observa, además, que las derivas de entrepiso son casi despreciables. La deriva máxima promedio que se genera en el edificio es 10 veces menor que lo permitido por la NTP E. 031 en el ATH.

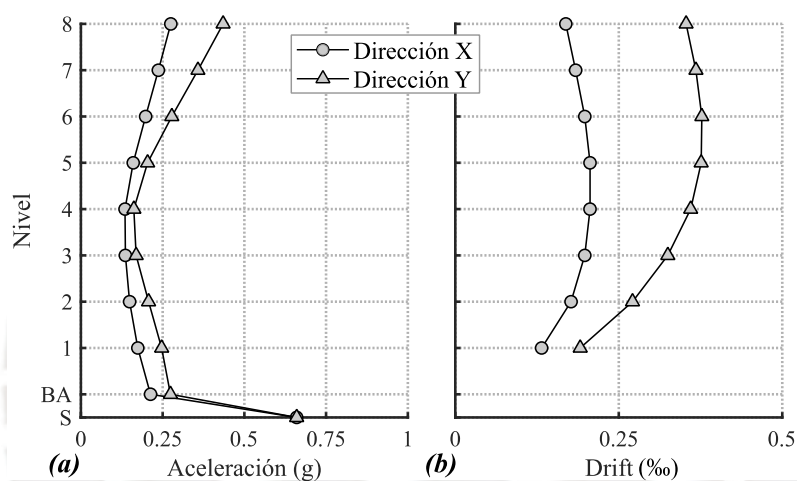


Figura 4.13: Promedio de las respuestas máximas del edificio aislado sísmicamente generadas por los acelerogramas del ATH en las direcciones principales X e Y: (a) aceleración absoluta máxima promedio; y (b) deriva de entrepiso máxima promedio.

#### 4.5.2. Fuerzas mínimas de diseño en el edificio aislado sísmicamente

En la Sección 4.2.1 se enumeran los límites del valor mínimo de la fuerza de diseño de la superestructura  $V_s$ . El límite requerido por la NTP E. 030 se calcula con la Ecuación (3.5.3) y se usan los mismo coeficientes  $Z$ ,  $U$  y  $S$  que se utilizan en el edificio con base fija al suelo, estos son 0.45, 1.00 y 1.05, respectivamente. El coeficiente  $C$  depende del periodo de vibración del edificio aislado, cuyos dispositivos de aislamiento están asignados con el límite superior de sus propiedades. En el edificio aislado el valor de  $C$  es igual a 0.35.

Las fuerzas cortantes necesarias para activar el sistema de aislamiento para las propiedades máximas ( $Q_{lim,sup}$ ) y nominales ( $Q_{nom}$ ) de los dispositivos se estiman en los lazos de histéresis del sistema de aislamiento. Para el límite superior de las propiedades de los dispositivos, los lazos de histéresis del sistema de aislamiento generados en el ATH se muestran en la Fig. 4.14. Se estima que  $Q_{lim,sup}$  es igual a 279 ton, y que  $Q_{nom}$  es igual a 181 ton.

En el edificio aislado el valor de  $V_b$  que se obtiene del ATH y que se usa para calcular  $V_S$  no debe ser menor, según la NTP E.031, que el 80 % del obtenido por la Ecuación (4.2.9). El valor de  $V_S$  se obtiene al reemplazar el resultado de  $V_b$  de la Ecuación (4.2.9) en la Ecuación (4.2.11) y el resultado de  $V_{st}$  de esta última en la Ecuación (4.2.10). En estas ecuaciones la rigidez efectiva del sistema de aislamiento  $k_M$  y su amortiguamiento efectivo  $\beta_M$  se obtienen al usar las Ecuaciones (4.2.2) y (4.2.3) en las envolventes de los lazos de histéresis que se generan del ATH. Ambas propiedades efectivas se calculan en el modelo computacional con las propiedades máximas de los dispositivos de aislamiento. Estos lazos de histéresis y sus envolventes en la dirección N-S se muestran en la Fig. 4.14. Los lazos de histéresis se construyen con la componente fuerte de cada par de acelerogramas alineada a la dirección N-S. La rigidez efectiva del sistema de aislamiento  $k_M$  es 3194 ton/m y su amortiguamiento efectivo  $\beta_M$  es 29.3 %. Calculado también con las propiedades máximas de los dispositivos, el desplazamiento máximo promedio del centro de rigidez del sistema de aislamiento que resulta de los siete pares de acelerogramas es igual a  $D_M = 22.5$  cm.

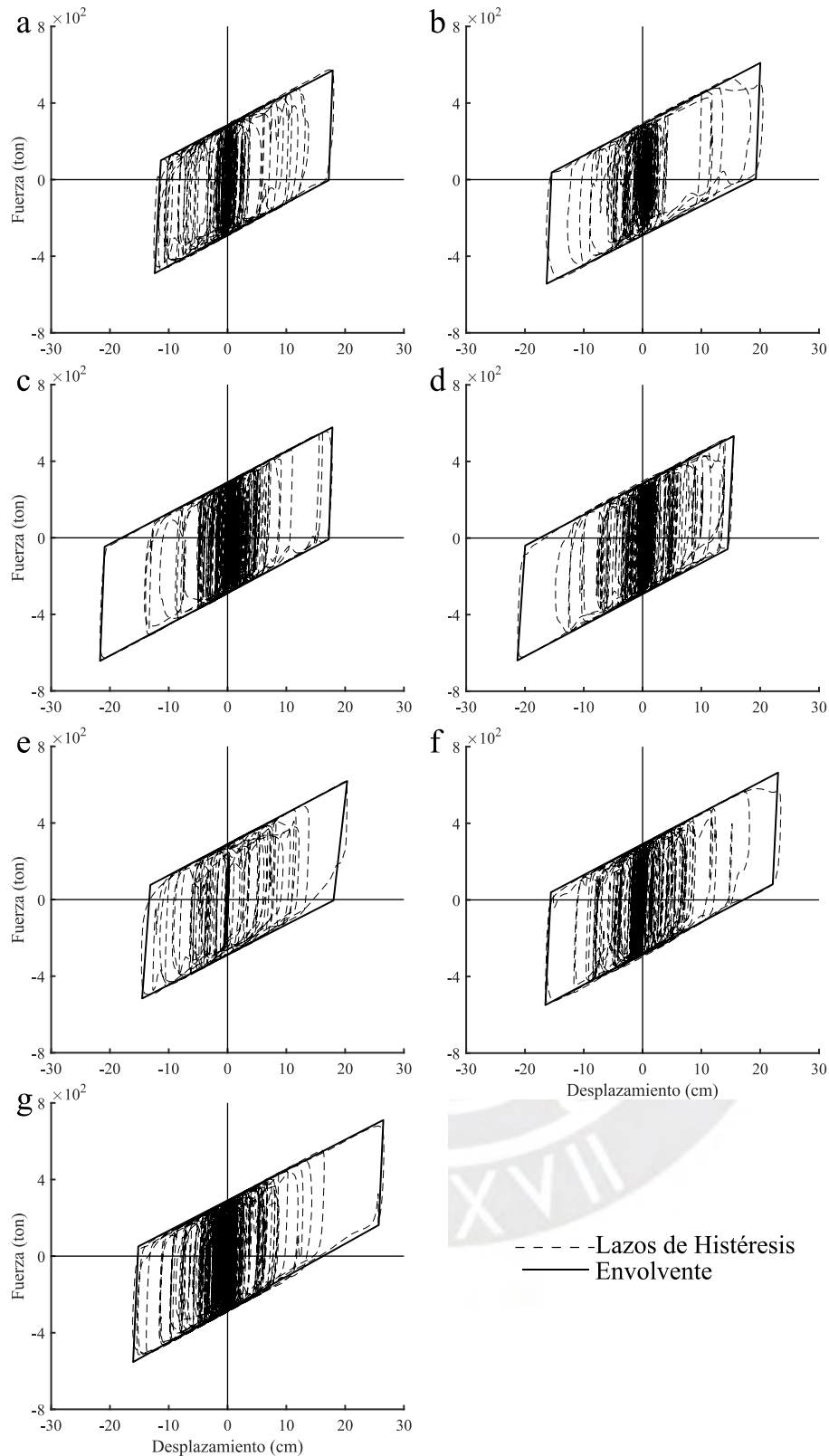


Figura 4.14: Lazos de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección N-S que se obtienen de los siete pares de acelerogramas compatibles con el espectro de diseño: (a) Moquegua, 2001; (b) Concepción, 2010; (c) Curicó, 2010; (d) Hualañé, 2010; (e) P. de la Reserva, 1966; (f) P. de la Reserva, 1974; y (g) Ica, 2007.



La fuerza cortante en el nivel de base del edificio  $V_{st}$  y la fuerza cortante en el interfaz de aislamiento  $V_b$  que resultan del ATH se reemplazan en la Ecuación (4.2.11) y (4.2.10), respectivamente, para calcular la fuerza de corte de diseño de la superestructura  $V_s$ . En la Tabla 4.6 se resumen los resultados de los métodos que se utilizan para estimar el mínimo valor de  $V_s$ . Los resultados son también expresados como un porcentaje del peso sísmico de la superestructura. Para el diseño se utiliza el mayor valor calculado de  $V_s$ , esto es 369 ton.

Tabla 4.6: Valores mínimos para la fuerza de corte de diseño de la superestructura  $V_s$ .

Límite	$V_b$ ton	$V_{st}$ ton	$V_s$ ton	$V_s/P_s$ %
1.5 $Q_{nom}$	272	245	164	4.3
$Q_{lim,sup}$	279	252	168	4.4
NTP E.030	-	-	198	4.4
ATH ( $0.8V_b$ )	574	539	359	9.5
ATH ( $V_{st}$ )	-	499	332	8.7
ATH ( $V_b$ )	614	553	369	9.7

En la Fig. 4.14 se puede comprobar que, para el límite superior de las propiedades de los dispositivos de aislamiento, la fuerza de restitución en el sistema de aislamiento es mayor que el exigido por la NTP E.031. Mientras que la diferencia entre la fuerza lateral para el desplazamiento máximo y la del 50 % de este desplazamiento exigido como mínimo por la NTP E. 031 es igual a 120 ton, esta diferencia en lazos de histéresis de la Fig. 4.14 es en promedio igual a 152 ton. En el caso del límite inferior de las propiedades de los aisladores, la fuerza de restitución promedio es igual a 122 ton. A diferencia del límite superior de las propiedades, este caso es más crítico debido a que se reduce la rigidez efectiva del sistema de aislamiento. Esto reduce a su vez la fuerza lateral en su desplazamiento máximo y, por lo tanto, la diferencia entre esta y la fuerza lateral para el 50 % del desplazamiento máximo disminuye.

### 4.5.3. Espectro de diseño del edificio aislado sísmicamente

Las fuerzas con las que se diseña el edificio aislado son limitadas, según la NTP E. 031, por las que resultan de su análisis modal espectral.

Los tres primeros modos de vibración del edificio aislado, relacionados al movimiento del sistema de aislamiento, tienen porcentajes de amortiguamiento crítico mayores que los de los modos de vibración superiores. Por lo cual, la zona de periodos de vibración del espectro de diseño en la que se encuentran los tres primeros modos las ordenas espectrales son reducidas por el factor de amortiguamiento  $B_M$ . Relacionados con el movimiento de la superestructura, los modos de vibración superiores, por su parte, tienen un factor de amortiguamiento  $B_M$  igual a 1. Esto se debe a que en estos modos el porcentaje de amortiguamiento crítico es del 5 %, como si la superestructura estuviera fija al suelo.

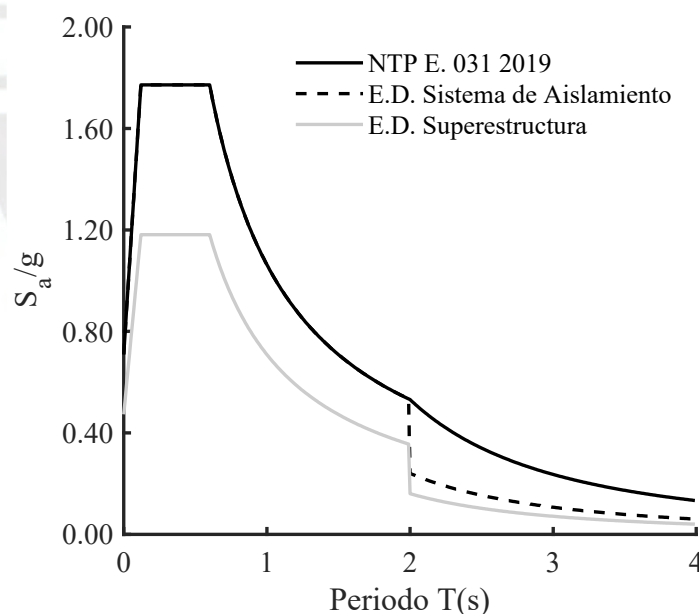


Figura 4.15: Espectros de pseudoaceleración de diseño del edificio aislado sísmicamente.

En la Fig. 4.15 se muestra el espectro de diseño propuesto por la NTP E. 031. También se muestran reducidos a partir de los dos segundos por el factor  $B_M$ , el espectro de diseño del sistema de aislamiento sísmico y la subestructura, y el espectro de diseño de la superestructura.

En estos dos últimos el periodo de vibración a partir del cual se reducen las ordenadas espectrales es igual a dos segundos debido a que, para el límite superior de las propiedades de los aisladores y como se muestra en la Tabla 4.1, el menor periodo de vibración del edificio relacionado al movimiento del sistema de aislamiento es igual a 2.19 s.

Las fuerzas cortantes de entrepiso con las que se diseña la superestructura, normalizadas por su peso sísmico, se muestran en la Fig. 4.16.

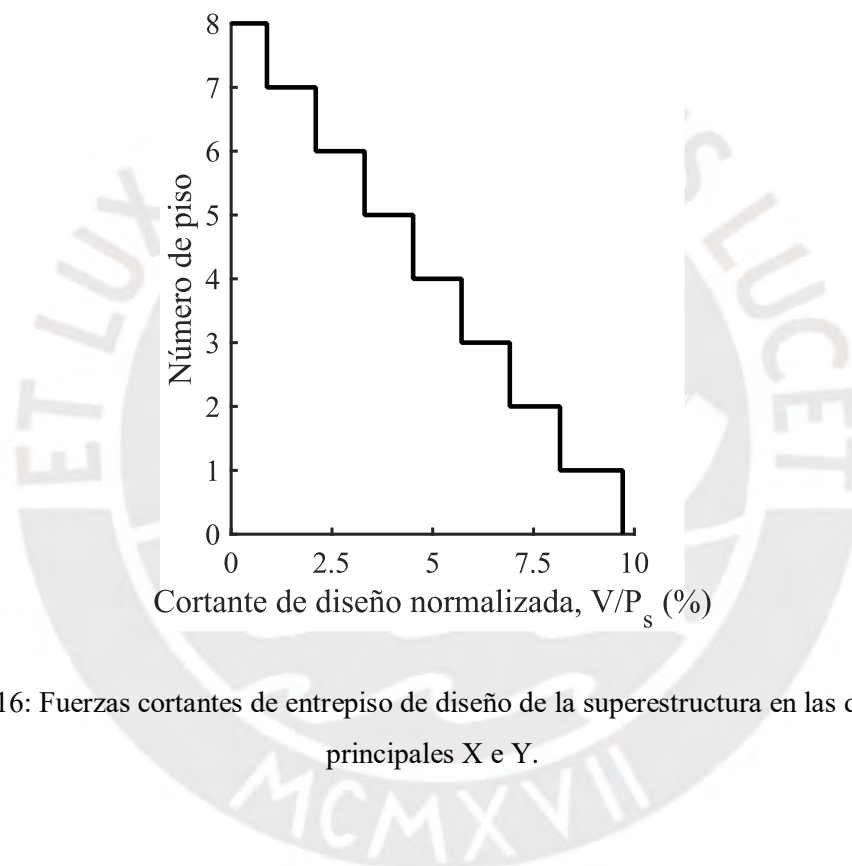


Figura 4.16: Fuerzas cortantes de entrepiso de diseño de la superestructura en las direcciones principales X e Y.

## 5. DISEÑO ESTRUCTURAL

### 5.1. Propiedades de los elementos estructurales y método de diseño

La norma que regula el diseño en concreto armado (CA) de los elementos estructurales de los edificios descritos y analizados en los Capítulos 3 y 4, es la NTP E.060 de Concreto Armado (SENCICO, 2009). Para simplificar la comparación de los metrados del edificio convencional y del edificio aislado, todos los elementos estructurales que los componen son diseñados con la misma resistencia a compresión del concreto y el mismo tipo de acero de refuerzo. La resistencia a compresión del concreto es de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , y los aceros de refuerzo son varillas corrugadas de grado 60 A615-420 ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ).

Los elementos estructurales se diseñan con el método de resistencia. En este método la resistencia nominal reducida del elemento, calculada con las propiedades y resistencias de sus materiales y reducida por un factor  $\phi$ , debe ser mayor que la amplificación y combinación de las cargas que existen o que pueden ocurrir en el elemento ( $U$ ). Para el diseño de un elemento estructural al que se aplican cargas gravitacionales la combinación de diseño es la siguiente:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (5.1.1)$$

donde CM es la carga muerta y CV es la carga viva. Cuando los elementos estructurales se diseñan para resistir cargas sísmicas, como es el caso de los edificios analizados, las combinaciones de diseño son, además, las siguientes:

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS, \quad (5.1.2)$$

$$U = 0.9 CM \pm CS, \quad (5.1.3)$$

donde CS es la carga sísmica y el símbolo  $\pm$  representa su naturaleza cíclica.

## 5.2. Diseño de muros

A diferencia de los muros de concreto armado, cuyo espesor mínimo es de 15 cm según la NTP E.060, en los muros de ductilidad limitada (MDL) el espesor no debe ser menor que 10 cm. Sin embargo, si el MDL requiere que sus bordes estén confinados su espesor mínimo es de 15 cm.

En el diseño de muros esbeltos de CA se busca generar una sola sección crítica, en donde la demanda de deformación y esfuerzo en el acero y el concreto sean que mayores que en las demás secciones del muro. Esta sección crítica se ubica, si no hay sótanos, entre los primeros niveles del edificio. Es en esta sección en la que se evalúa la profundidad del eje neutro ( $c$ ) y se verifica si, según la NTP E.060, el muro requiere que sus bordes estén confinados.

En el caso de muros rectos y en T se puede estimar la profundidad del eje neutro con la ecuación propuesta por Wigh y MacGregor (2012) que se expresa de la forma:

$$c = \frac{P_u + \alpha A_s f_y + \rho_l t_w l_w f_y - A'_s f_y}{0.85 f'_c t_w \beta_1 + 2 \rho_l t_w f_y} \quad (5.2.1)$$

donde  $P_u$  es la fuerza axial máxima;  $A_s$  y  $A'_s$  son el área de acero en tracción y compresión, respectivamente;  $t_w$  es el espesor y  $l_w$  el largo del muro;  $\beta_1$ , definido en la NTP E.060, es igual a 0.8;  $\alpha$  es igual 1.25 y representa el endurecimiento del acero en tracción. El coeficiente  $\rho_l$  es la cuantía de acero longitudinal en el alma del muro, su valor depende de la fuerza de corte en el muro y el diseño por flexo-compresión de este. En el caso de secciones transversales de muros con geometrías más complejas la estimación de la profundidad del eje neutro se realiza por métodos iterativos, en los que su valor o el de  $P_u$  varían de modo que las fuerzas en la sección transversal estén en equilibrio.

La condición que la NTP E.060 da para determinar si es necesario confinar el borde del muro se presenta de la forma:

$$c \geq \frac{l_w}{600 (\delta_u/h_w)} \quad (5.2.2)$$

donde  $h_w$  es la altura del muro y  $\delta_u$  es el desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro. La Ecuación (5.2.2) significa, de manera implícita, que si la deformación unitaria a compresión en el borde del muro es mayor que  $\varepsilon_{cu} = 0.003$ , el borde del muro debe ser confinado (American Concrete Institute Committee 318 [ACI 318], 2014). El valor de  $\delta_u$  debe ser consistente con la combinación de carga que genera la fuerza axial  $P_u$ . La relación  $\delta_u/h_w$  no debe ser menor que 0.005. Debido a que los desplazamientos laterales de los MDL de los edificios analizados son pequeños, la relación mínima de  $\delta_u/h_w$  es la que se reemplaza en la Ecuación (5.2.2). Cuando no se requiere confinar los bordes del muro se debe espaciar el acero de refuerzo longitudinal de manera que la cuantía en estas zonas sea menor que el 1 %.

Las cuantías de acero de refuerzo longitudinal  $\rho_l$  y transversal  $\rho_t$  que se distribuyen en el muro dependen de su demanda de fuerza cortante  $V_u$ . Mientras que en las zonas de los muros con mayor demanda de fuerza cortante, normalmente ubicadas en los primeros niveles,  $\rho_l$  y  $\rho_t$  son iguales a 2.5 ‰, en las zonas con menor demanda de fuerza cortante, normalmente ubicadas en los pisos superiores,  $\rho_l$  es 1.5 ‰ y  $\rho_t$  es 2.0 ‰. Si bien el espaciamiento máximo entre aceros de refuerzo longitudinal que permite la NTP E.060 es igual a 40 cm, en los muros diseñados se utilizó como espaciamiento máximo 30 cm. Esto se debe a que en muros de poco espesor si el espaciamiento entre aceros de refuerzo es alto se pueden generar fisuras importantes en la superficie del muro. En los MDL de los edificios analizados se asignó sólo una malla de refuerzo en su eje central, y se confinaron sus bordes extremos si lo requerían, lo que aumentaba el espesor del muro.

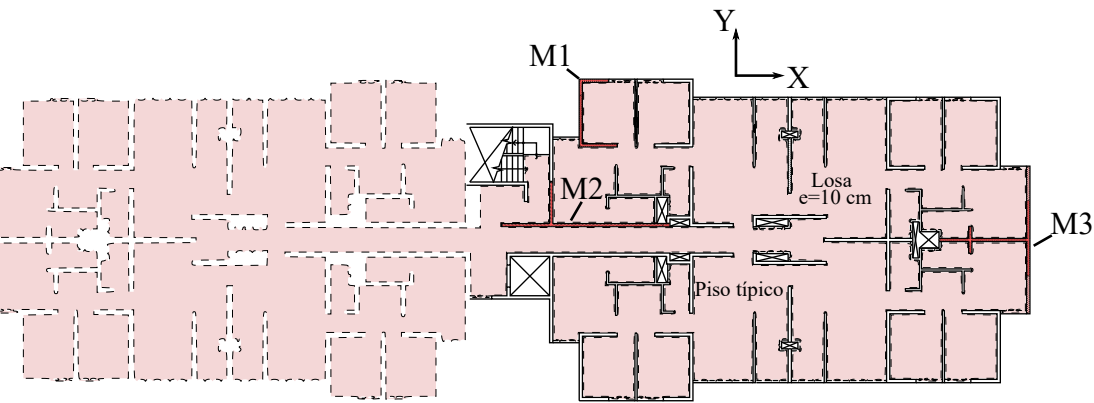


Figura 5.1: Ubicación en planta de los muros cuyas curvas de interacción se comparan.

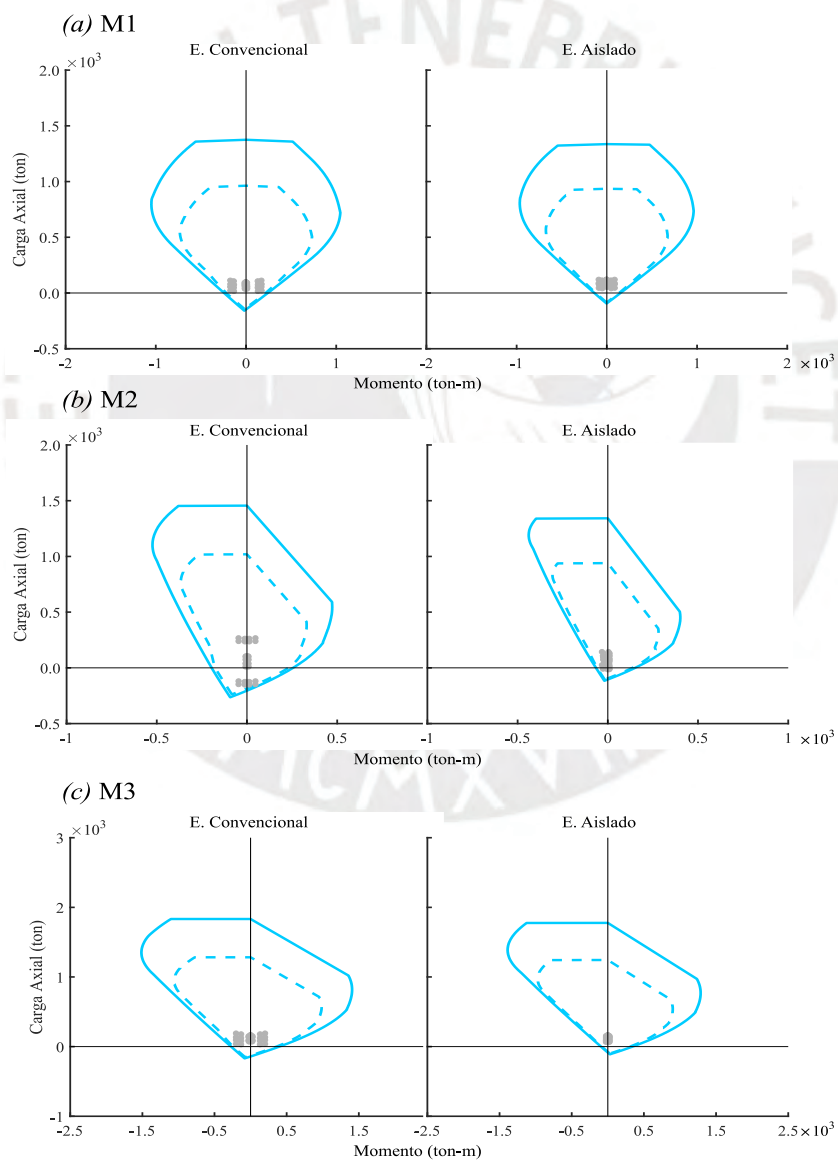


Figura 5.2: Comparación de las curvas de interacción de los muros seleccionados en los dos edificios analizados: a) muro M1; b) muro M2; y c) muro M3.

Luego de asignar las distribuciones de acero longitudinal en el muro y determinar su espesor es posible construir las curvas de interacción de los muros. A modo de ejemplo, las curvas de interacción nominal ( $P_n - M_n$ ) y las de diseño ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) de los muros señalados en la Fig. 5.1 se comparan en la Fig. 5.2. En las curvas de interacción que se presentan, y en general en las curvas de los demás muros, se tomó en cuenta la influencia del ancho efectivo del ala en el comportamiento a flexión del muro.

Las curvas de interacción de la Fig. 5.2 se calcularon con respecto al centroide de la sección de cada muro. El eje neutro se alinea, para las curvas de interacción mostradas, en la dirección X para los muros M1 y M2, y en la dirección Y para el muro M3.

Se observa una reducción importante de las fuerzas demandadas en los muros del edificio aislado comparado con los muros del edificio de base fija al suelo. Esta reducción permite disminuir el acero de refuerzo en los muros del edificio aislado, y en algunos casos el espesor del muro, por lo que las curvas de interacción se disminuyen en dimensión.

La resistencia nominal a corte del muro depende de su razón de aspecto ( $h_w/l_w$ ) y se expresa como:

$$V_n = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (5.2.3)$$

donde  $A_{cw}$  es el área de corte de la sección transversal del muro; el coeficiente  $\alpha_c$  es, para los muros cuya relación  $h_w/l_w$  es mayor que 2, igual a 0.53. Esta relación de aspecto es la que se encuentra en los muros de los edificios analizados. El valor que resulta de reducir la resistencia nominal a corte del muro por el factor  $\phi = 0.85$  debe ser mayor que la demanda de fuerza de corte  $V_u$ . Debido a que el objetivo del diseño del muro es que este tenga una respuesta inelástica adecuada por flexión sin que el muro falle por corte, la NTP E. 060 requiere que la demanda de fuerza de corte se amplifique de manera que



$$V_u \geq V_{u,a} \left( \frac{M_n}{M_{u,a}} \right), \quad (5.2.4)$$

donde  $V_{u,a}$  y  $M_{u,a}$  son la fuerza cortante y el momento flector que resultan del análisis estructural; y  $M_n$  es la resistencia nominal a flexión del muro consistente con la fuerza axial  $P_u$ . La relación  $M_n/M_{u,a}$  no debe ser mayor que el valor del coeficiente reducción  $R$  con el que se diseña el edificio. De modo que en el edificio convencional los MDL se diseñan con una relación máxima de  $M_n/M_{u,a}$  igual a 4, y en el caso del edificio aislado se diseñan con 1.5. Por motivos de espacio en el Anexo C se muestran sólo los planos de los tres muros de la Fig. 5.2. Para el análisis económico se diseñaron todos los muros del edificio convencional y del aislado.

### 5.3. Diseño de vigas

Las vigas que se diseñan forman parte del sistema de aislamiento del edificio aislado sísmicamente. En este conjunto de vigas, como se menciona en el Capítulo 4, se apoyan los MDL de la superestructura. Debido a que las vigas se diseñan con fuerzas que tienen un coeficiente de reducción igual a uno, de modo que estas tengan un comportamiento elástico frente al sismo máximo considerado, se opta por diseñarlas con los requisitos de detalle sísmico menos exigentes. Estos son, según la NTP E. 060, los requisitos de diseño de edificios cuyo sistema resistente ante fuerzas laterales está compuesto por muros estructurales.

Además de evitar la congestión de acero, en el dimensionamiento de las vigas y la asignación del acero de refuerzo se tienen como objetivos, como se explica en la Sección 4.2.1, que las vigas resistan los momentos P-Delta y controlar sus deflexiones.

En las vigas las deflexiones se calculan considerando el posible agrietamiento de sus secciones, por lo que en el cálculo de las deflexiones se utilizan los momentos de inercia efectivos de las secciones de la viga. El momento de inercia efectivo  $I_e$  de una sección de viga se puede estimar con el modelo de Branson (1965, 1977), que se expresa como:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) I_{cr} \quad (5.3.1)$$

donde

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{h/2} \quad (5.3.2)$$

es el momento de agrietamiento de la sección;

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s (d - kd)^2 + nA'_s (kd - d')^2 \quad (5.3.3)$$

es el momento de inercia de la sección fisurada;  $I_g$  es el momento de inercia de la sección bruta; y  $M_a$  es el momento de servicio en la sección. En la Ecuación (5.3.2)  $h$  es el peralte de la viga y  $f_r$  es la resistencia a tracción del concreto. Este último, para una resistencia a compresión del concreto  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , es igual a  $f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$ . En la Ecuación (5.3.3)  $A_s$  y  $A'_s$  son el área de acero en tracción y compresión, respectivamente;  $d$  y  $d'$  son el peralte efectivo del acero en tracción y compresión, respectivamente;  $k$  es la posición del eje neutro. El coeficiente  $n$  representa la relación entre los módulos de elasticidad del acero  $E_s$  y del concreto  $E_c$ .

En el análisis que se hace para calcular la deflexión inmediata en el centro del tramo de una viga se utiliza el valor de inercia efectiva promedio y cuyo cálculo depende de las condiciones de apoyo de la viga. Las cargas sostenidas en el tiempo pueden generar mayores deflexiones en la viga debido a la retracción y al flujo plástico del concreto, ambos descritos en la literatura (p. ej. ACI 318, 2014; Wigth y MacGregor, 2009). Por lo cual, para representar este efecto de manera conservadora, las deflexiones inmediatas se duplican.

Debido a que las vigas soportan a los muros de ductilidad limitada, sus deflexiones y las fuerzas que estas generan se consideran en el diseño. Se verificó que las deflexiones en las vigas sean pequeñas debido a que afectan el comportamiento de los muros. Las deflexiones excesivas generan que el muro se comporte como una viga, lo que aumenta su demanda de

momento flector. La relación máxima entre la luz de la viga y su deflexión a largo plazo en todo el sistema de aislamiento es igual a 517.

La magnitud o existencia de los momentos P-Delta depende, como se menciona en la Sección 4.2.1, del tipo de dispositivo de aislamiento. En un aislador elastomérico el momento P-Delta se distribuye de manera equitativa entre el pedestal en el que se apoya y en las vigas que llegan al capitel con el que se conecta. La magnitud del momento que se genera en ambos es igual a la mitad del desplazamiento del aislador multiplicado por la fuerza axial que soporta (Fig. 5.3a). En los deslizadores friccionales, a diferencia de los aisladores elastoméricos, se asume que la única superficie de deslizamiento está en su base. Por lo cual, el momento P-Delta es resistido en su totalidad por el pedestal en el que se apoya el deslizador, por lo que la magnitud del momento es igual al desplazamiento lateral del deslizador multiplicado por la fuerza axial que soporta (Fig. 5.3b). Para ambos dispositivos de aislamiento, la fuerza axial es la que resulta de la combinación de cargas con la que se diseña el aislador y el desplazamiento es el total ( $D_{TM}$ ). El momento P-Delta máximo que se genera en los elementos estructurales que están encima de los aisladores elastoméricos es 35 ton-m.

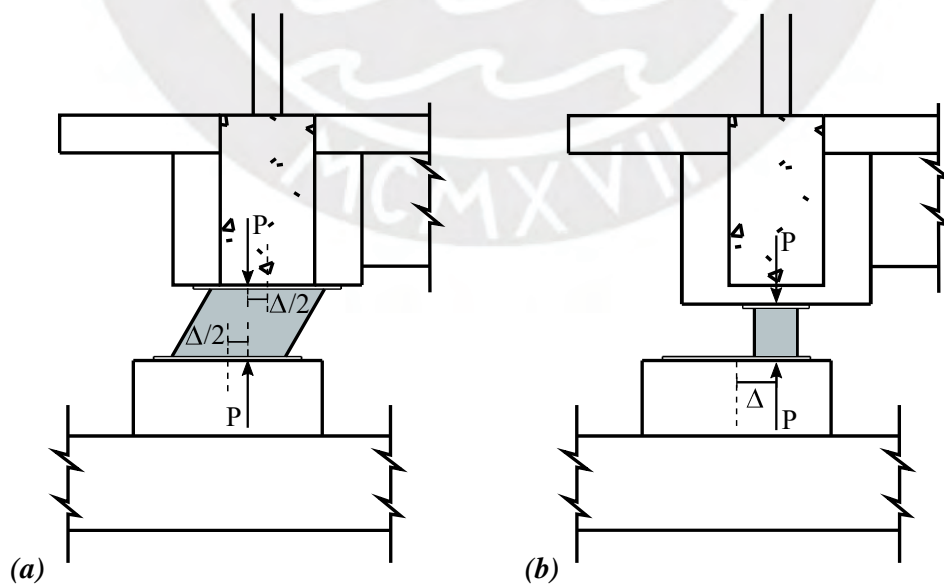


Figura 5.3: Efecto P-Delta en los dos tipos de dispositivos de aislamiento que se utilizan: (a) aislador elastomérico; (b) deslizador friccional plano.

Las dimensiones de las vigas son de 40 cm por 80 cm, 50 cm por 80 cm, y 50 cm por 90 cm. El acero de refuerzo mínimo inferior que se les asigna es de  $4\phi 3/4"$ , de modo que cumple con lo requerido por la NTP E. 060. En la asignación del refuerzo longitudinal se toma en cuenta, además, que se cumplan los dos requisitos de resistencia en las secciones transversales. El primero, que en la cara del capitel la resistencia nominal a flexión positiva  $M_n^+$  debe ser mayor que un tercio de la resistencia nominal a flexión negativa  $M_n^-$ . Esto mejora la ductilidad de las secciones de los extremos de las vigas debido a que controla el área mínima de acero a compresión. El segundo, que en cualquier sección de la viga la resistencia nominal a flexión positiva y negativa deben ser mayores que el 25 % de la resistencia a nominal a flexión máxima. Este requisito controla la resistencia a flexión mínima en la viga para que soporte los efectos de la componente del sismo en la dirección vertical.

Según el numeral 21.4 de la NTP E. 060, además de las fuerzas cortantes obtenidas con las combinaciones de cargas que se mencionan en la Sección 5.1, la fuerza cortante amplificada con la que se diseña una viga no debe ser menor que:

$$V_u = V_e + V_g \quad (5.3.4)$$

donde

$$V_e = \frac{|M_{n,e}^+| + |M_{n,e}^-|}{l_n} \quad (5.3.5)$$

es la fuerza cortante máxima que puede tener la viga si esta es diseñada por capacidad; y  $V_g$  es la fuerza cortante que se obtiene de la combinación de cargas  $1.25(CM+CV)$ . En la Ecuación (5.3.5)  $l_n$  es la luz libre de la viga,  $M_{n,e}^+$  y  $M_{n,e}^-$  son las resistencias nominales a flexión positiva y negativa en los extremos de la viga, respectivamente.

La resistencia nominal a cortante de la viga se expresa como:

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.3.6)$$

donde  $V_c$  y  $V_s$  son las resistencias nominales a cortante que aportan el concreto y los estribos, respectivamente. Las vigas del sistema de aislamiento no tienen fuerzas axiales debido a que forman un diafragma rígido con la losa del nivel de base. Por lo cual, la expresión que se usa para calcular el valor de  $V_c$  para una viga de ancho  $b_w$  y peralte efectivo  $d$  es

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d. \quad (5.3.7)$$

El aporte de los estribos a la resistencia nominal se calcula como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (5.3.8)$$

donde  $s$  es el espaciamiento longitudinal entre estribos;  $f_{yt}$  es la resistencia a la fluencia de los estribos; y  $A_v$  es el área efectiva de las ramas de los estribos. Al igual que los aceros de refuerzo longitudinal, los estribos están hechos de varillas corrugadas de grado 60 A615-420, por lo que  $f_{yt}$  es igual a 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Si se hubiera colocado en las vigas de ancho 50 cm sólo un estribo en las secciones transversales requeridas la distancia horizontal entre las ramas verticales habría sido 40 cm. De modo que, para mejorar el soporte lateral de los aceros de refuerzo longitudinal, se colocaron dos estribos en las secciones transversales que los requerían. Al usar estribos de  $\phi 3/8$ " el área efectiva de las ramas de los estribos es  $A_v = 2.85$  cm<sup>2</sup>. Esto permite aumentar el espaciamiento longitudinal entre estribos en las zonas de confinamiento al valor máximo permitido, que es 15 cm.

Al describir el sistema de aislamiento en la Sección 4.1 se menciona que algunas vigas se apoyan en otras. Las vigas que reciben a otras se denominan vigas principales, y las que se apoyan en estas son las vigas secundarias. La NTP E. 060 requiere que, de ser necesario, se coloquen estribos en las vigas principales que refuercen las zonas en las que apoyan las vigas secundarias. Los estribos adicionales que se colocan en una viga principal de peralte  $h_p$  en la que se apoya una viga de peralte  $h_s$  deben cumplir con la condición:

$$A_h f_{yt} \geq \frac{V_u h_s}{\phi h_p} \quad (5.3.9)$$

donde  $V_u$  es la fuerza de corte en la cara de la viga principal debido a la viga secundaria;  $A_h$  es el área de las ramas de los estribos a una distancia  $(b_s + h_p - h_s)/2$  a ambos lados del apoyo, donde  $b_s$  es el ancho de la viga secundaria; y  $\phi$  es el factor de reducción por corte que es igual a 0.85. En la Fig. 5.4 se muestra la armadura de refuerzo de una viga principal en la que se asignaron dos estribos en las secciones transversales que los requerían, y además se refuerza la zona en la que se apoya una viga secundaria. En el Anexo C se muestran los planos de algunas vigas del sistema de aislamiento, las vigas restantes son simétricas a las mostradas.

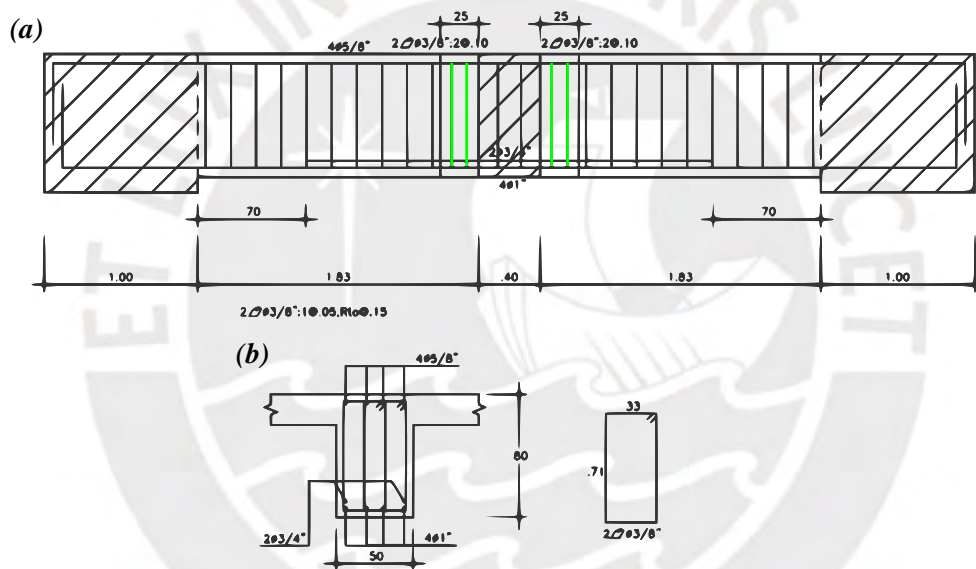


Figura 5.4: Armadura refuerzo en una viga del sistema de aislamiento: a) vista de la elación; y b) vista de la sección transversal.

#### 5.4. Diseño de capiteles y pedestales

Al igual que en el diseño de las vigas de la sección anterior, los capiteles y pedestales se diseñan con los requisitos de la NTP E. 060 para edificios cuyo sistema resistente ante fuerzas laterales está compuesto por muros estructurales. Los capiteles son parte del sistema de aislamiento, están conectados en sus caras laterales a vigas y en su superficie inferior al dispositivo de aislamiento. Los pedestales sobresalen de la platea de cimentación y su

superficie superior está conectada a los dispositivos de aislamiento. Ambos tipos de elementos estructurales, para permitir la instalación de los aisladores y evitar la congestión de acero de refuerzo, tienen una sección cuadrada de 100 cm por 100 cm. Mientras que la altura de cada capitel varía para compensar la diferencia entre las alturas de los dispositivos de aislamiento, la altura de los pedestales es fija y mide 40 cm. La altura de los capiteles conectados a los aisladores elastoméricos es de 90 cm y la de los capiteles conectados a los deslizadores friccionales es 115 cm. Las alturas escogidas de los capiteles y pedestales cumplen con el requerimiento de la NTP E. 031 de que la altura entre el fondo de la losa del nivel base y la superficie de la platea sea igual a 1.50 m.

En los capiteles y pedestales es necesario verificar que la fuerza axial máxima a compresión  $P_u$  que transmiten o reciben del aislador sísmico sea menor que su máxima resistencia nominal al aplastamiento reducida  $B_{max}$ . El valor de  $B_{max}$  se calcula con la ecuación:

$$B_{max} = \phi f_b A_1 \quad (5.4.1)$$

donde

$$f_b = 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (5.4.2)$$

es el esfuerzo permisible de aplastamiento;  $A_1$  es el área cargada; y  $A_2$  es el área de la base de un tronco de pirámide o de cono, cuya área superior es igual al área cargada y cuyos lados se extienden hasta los bordes del pedestal. Mientras que en los capiteles y pedestales que están conectados a aisladores elastoméricos el área  $A_2$  es de un rectángulo, en los conectados a los deslizadores friccionales  $A_2$  es el área de una circunferencia. Esta diferencia se debe a que los aisladores elastoméricos se apoyan en el pedestal con placas de anclaje rectangulares, y en los deslizadores friccionales es un cilindro el que se apoya sobre la superficie de deslizamiento. El coeficiente de reducción  $\phi$  en la Ecuación (5.4.1) es igual a 0.70.

A modo de ejemplo y para calcular la resistencia al aplastamiento de un pedestal que está conectado a un aislador de goma, se asume que este último es circular de diámetro  $\phi = 60$  cm, y su placa de anclaje es de sección 65 cm por 65 cm. Con estas asunciones la resistencia nominal al aplastamiento reducida es  $B_{max} = 810$  ton. Por lo que, como se observa en la Tabla 4.5, esta resistencia es mayor que dos veces y media la fuerza axial a compresión máxima en los aisladores elastoméricos ( $P_u = 287$  ton). Esto se cumple en igual forma en los capiteles.

Debido a que el capitel y el pedestal tienen secciones transversales mayores que las requeridas por el diseño por resistencia, la NTP E. 060 permite usar la mitad del área de estas secciones para calcular el área de acero longitudinal mínimo. De modo que esta área es  $0.005A_g$ , donde  $A_g$  es el área bruta de la sección del capitel o del pedestal.

Los capiteles, por estar conectados a las vigas del sistema de aislamiento, se diseñaron como nudos siguiendo las recomendaciones de la norma del American Concrete Institute Committee 352 (ACI 352, 2002). Para nudos que no se espera que tengan deformaciones inelásticas significativas, como son los capiteles, esta norma permite doblar las barras dentro del nudo. Recomienda, además, que el refuerzo longitudinal se distribuya de manera uniforme en el perímetro con una distancia máxima entre barras igual a 20 cm. Esto mejora el confinamiento del núcleo de concreto del capitel. Se asignó la misma distribución del refuerzo longitudinal del capitel en el pedestal.

Se verificó que los pedestales no fallen por deslizamiento de corte. La resistencia al deslizamiento del pedestal se debe a la resistencia al corte de su acero de refuerzo longitudinal, denominado efecto dowel. La resistencia al deslizamiento del pedestal, que no depende de la resistencia del concreto sino del coeficiente de fricción  $\mu$  que hay en el contacto entre la platea y el pedestal, se calcula con la expresión:



$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (5.4.3)$$

donde  $A_{vf}$  es el área de refuerzo longitudinal. Se espera que el concreto en los pedestales sea colocado contra el concreto endurecido de la platea de cimentación y sobre superficies rugosas de modo que, según la NTP E. 060, el coeficiente de fricción es  $\mu = 1$ . La resistencia al deslizamiento reducida en los pedestales es  $\phi V_n = 161$  ton, y la fuerza de corte amplificada máxima de diseño en estos es  $V_u = 33$  ton. De manera que asignar un área de acero longitudinal en los pedestales igual a  $0.005 A_g$  es suficiente para que no fallen por deslizamiento de corte.

El área de acero del refuerzo transversal mínimo en los capiteles, debido a que son diseñados como nudos, se calcula con la ecuación:

$$A_{v,min} = 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (5.4.4)$$

donde  $b_w$  es el ancho del capitel;  $s$  es el espaciamiento vertical entre estribos; y  $f_{yt}$  es su resistencia a la fluencia, esto es  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . Al reemplazar el valor del espaciamiento mínimo entre estribos, que según la NTP E. 060 es igual a  $15 \text{ cm}$ , la Ecuación (5.4.4) resulta en  $A_{v,min} = 1.25 \text{ cm}^2$ .

Debido a que los pedestales tienen poca altura y a que sus solicitaciones de diseño por fuerza cortante son bajas ( $V_u = 33$  ton), se evaluó si era necesario colocar acero de refuerzo transversal. Pero por la variación notable de las cargas en los pedestales debido al sismo de diseño, y su importancia en la estabilidad vertical del edificio aislado, se les asignó estribos mínimos. Al igual que en los capiteles, el espaciamiento vertical entre estribos en los pedestales es de  $15 \text{ cm}$ .

En ambos tipos de elementos estructurales, pedestales y capiteles, se debía cumplir con el requerimiento de la NTP E. 060 de que en elementos en compresión la distancia entre barras longitudinales no apoyadas en estribos no debe ser mayor que  $15 \text{ cm}$ . Por lo que se colocaron

cuatro estribos horizontales de  $\phi 3/8''$  en las secciones que los requerían. Calculado con los estribos asignados, el área de acero del refuerzo transversal en los capiteles es  $2.84 \text{ cm}^2$ , que es mayor que el área mínima requerida ( $A_{v,min} = 1.25 \text{ cm}^2$ ).

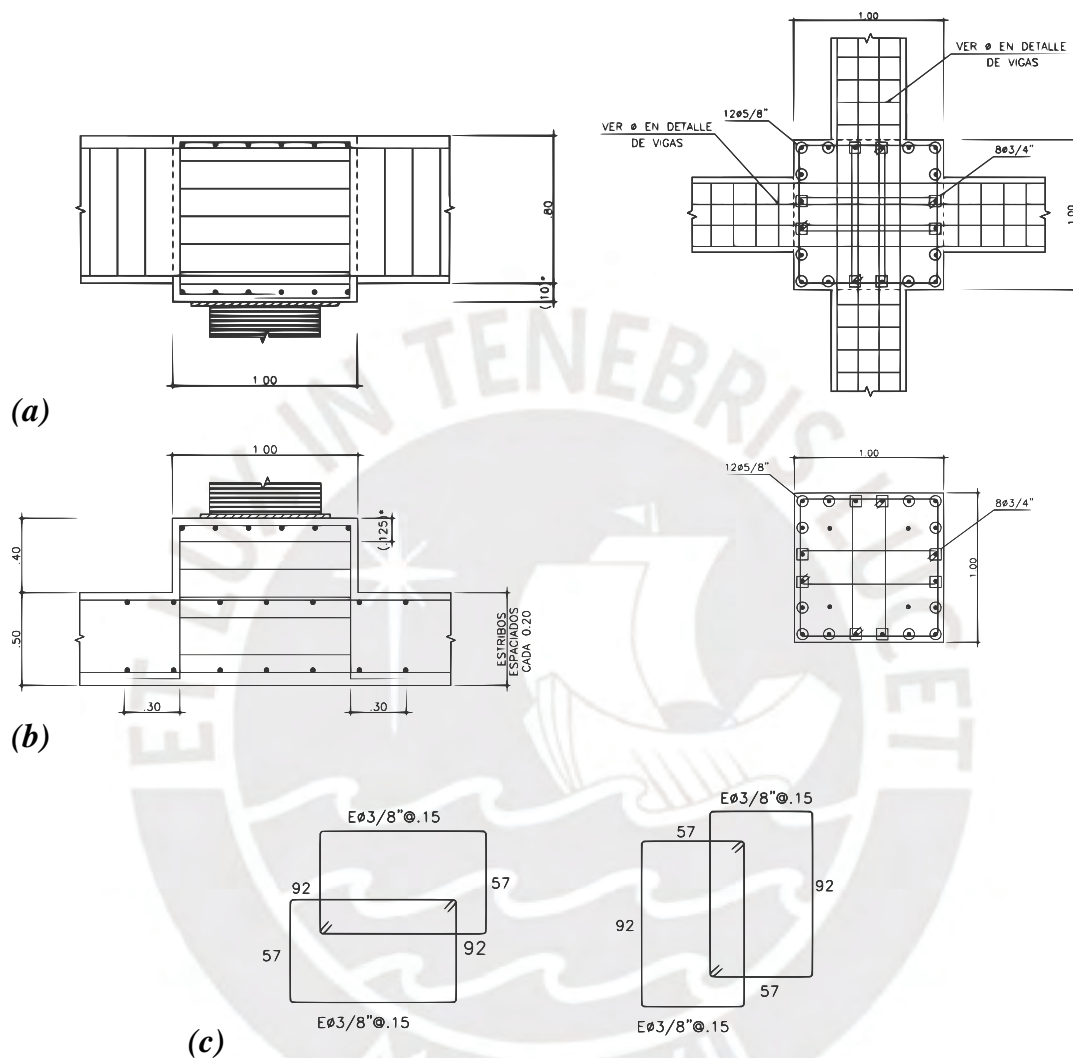


Figura 5.5: Detalles del armado del acero de refuerzo para conexión con aislador elastomérico: a) vista en elevación y en planta del capitel; b) vista en elevación y en planta del pedestal; y c) juego de estribos.

Los dispositivos de aislamiento se conectan a los pedestales y capiteles por medio de pernos de anclaje. Para mejorar la transferencia de fuerzas entre estos la NTP E. 060 requiere que se coloque refuerzo transversal que circunde a los pernos de anclaje y que rodee al menos cuatro barras longitudinales. Este refuerzo se coloca dentro de los 12.5 cm superiores del

pedestal e inferiores del capitel, y con al menos 3 ramas de estribos de  $\phi 3/8''$ . No solo las barras longitudinales que doblan en la parte inferior del capitel o en la parte superior del pedestal podían cumplir esta función, sino que se asignó un grupo de estribos adicionales. Los detalles del armado de los capiteles y pedestales que se conectan a aisladores elastoméricos se muestra en la Fig. 5.5. En el Anexo C se muestran los detalles del armado de los capiteles y pedestales que se conectan a deslizadores friccionales planos.

### 5.5. Cimentaciones y muros de contención

La profundidad a la que se cimenta el edificio convencional y el edificio aislado es distinta, de modo que la presión admisible del suelo es distinta en ambos. A poca profundidad el suelo tiene poca presión admisible ( $q_{adm} = 0.7 \text{ kg/cm}^2$ ). Por lo cual, en el proyecto original del edificio convencional que fue planteado por la empresa Prisma S.A.C se optó por cimentar el edificio sobre un relleno estructural que aumenta la presión admisible del suelo a  $q_{adm} = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ . En el edificio convencional la platea de cimentación que incluye vigas o uñas de cimentación, por lo que el relleno estructural llega 0.5 m debajo de las uñas de cimentación.

En el edificio aislado los dispositivos de aislamiento se apoyan en pedestales de concreto armado, y estos a su vez se apoyan en una platea de cimentación de 0.50 m de peralte. El nivel del fondo de la platea es de -1.9 m, con respecto al nivel del terreno. Al estar debajo del nivel del terreno es necesario que se construya un muro de contención de concreto armado de manera perimetral. Al nivel del fondo de la platea la presión admisible del suelo mejora, por lo que ya no es necesario un relleno estructural. La presión admisible del suelo al nivel de fondo de la platea de cimentación del edificio aislado es  $q_{adm} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ .

Las presiones admisibles del suelo son calculadas para cargas estáticas de servicio. Se asume que estas presiones aumentan para cargas transitorias, como es la sísmica. Este aumento depende del tipo de suelo y su ubicación, por lo que se consultó a un ingeniero geotécnico para

asignar el factor de amplificación. Este factor es de 1.3 y la presión admisible para cargas transitorias  $q_{ult}$  es igual a  $1.82 \text{ kg/cm}^2$  en el edificio convencional y  $1.3 \text{ kg/cm}^2$  en el edificio aislado sísmicamente.

Los modelos computacionales de las cimentaciones de los dos edificios se desarrollaron en el software SAFE (Fig. 5.6). En estos modelos se considera la geometría de la cimentación, la distribución espacial de las cargas y la reacción de subrasante o coeficiente de balasto del suelo. La reacción de subrasante es una estimación de la rigidez del suelo y se obtiene al aplicar fuerza en una plancha metálica de 1 pie por 1 pie apoyada en el terreno. En el modelo computacional la reacción de subrasante representa la rigidez elástica de resortes que se distribuyen debajo del modelo de la platea. En el edificio convencional cuya cimentación se apoya en un relleno compactado la reacción de subrasante es igual a  $1.2 \text{ kg/cm}^3$ , y en el edificio aislado es de  $0.8 \text{ kg/cm}^3$  debido a que su cimentación se apoya sobre arcilla limosa.

El tipo de elemento que se utiliza para modelar las plateas de cimentación en SAFE es thick plate. Este elemento toma en cuenta los esfuerzos y las deformaciones de corte en la platea, de modo que genera una distribución más realista de las fuerzas (Klemencic, McFarlane, Hawkins y Nikolaou, 2012). En el elemento thick plate se asume que la sección transversal de la platea no presenta fisuras, es decir, que la rigidez del elemento se calcula con la sección transversal bruta. En la cimentación del edificio convencional los muros, que están en contacto con la platea, se modelan como vigas de peralte igual a la altura del primer piso del edificio e incluyen la rigidez del muro en su plano. En la cimentación del edificio aislado los pedestales se modelan con elementos de tipo drop de espesor igual a la suma del espesor de la platea y la altura del capitel, esto es 90 cm. En las zonas en las que se acoplan la platea y los pedestales la rigidez que se considera en el análisis es la del elemento drop (CSI, 2016b). Del análisis de los dos modelos computacionales se obtienen la distribución de presiones en el suelo, que tiene en

cuenta la rigidez y la deformación de la platea, y los diagramas de momentos flectores y de fuerzas cortantes con los que se diseñan las cimentaciones.

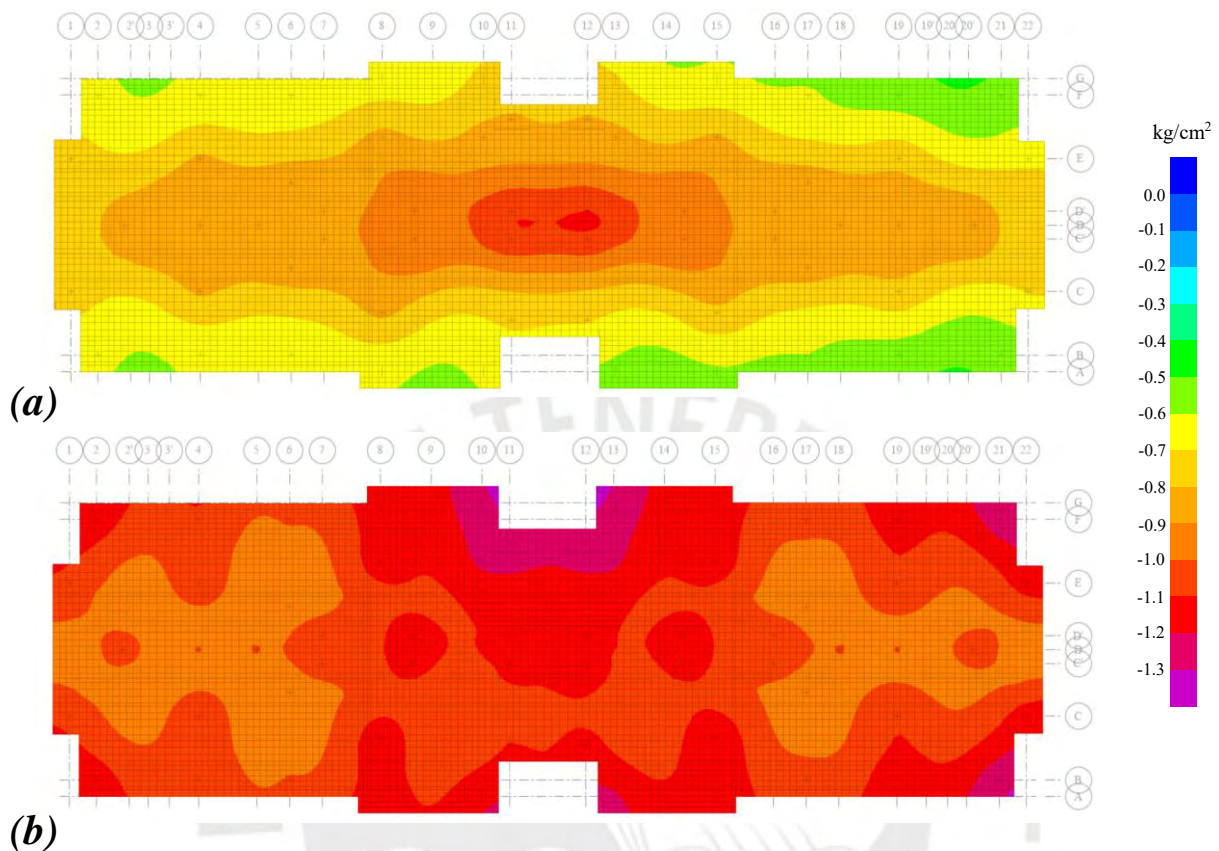


Figura 5.6: Vista en planta del modelo en SAFE de la platea de cimentación del edificio aislado sísmicamente: a) distribución de las presiones máximas en el suelo; y b) distribución de las presiones mínimas en el suelo.

En los dos modelos computacionales se realizó el análisis denominado de no tensión. Este análisis se hace en las combinaciones de cargas que generan levantamiento en algunas zonas de la platea de cimentación. En el análisis de no tensión se distribuyen las presiones en los resortes que representan el efecto del suelo de modo que sólo se produzcan fuerzas de compresión en estos y que las de tensión sean cero (Klemencic et al., 2012).

Para decidir el espesor de la platea de cimentación es necesario comparar su resistencia a cortante y las fuerzas cortantes amplificadas de diseño. Mientras que en el edificio no aislado los muros se apoyan en vigas de cimentación que reducen la demanda de fuerza cortante en la

platea, en el edificio aislado el espesor de la platea de cimentación depende de su resistencia a cortante en dos direcciones. Esta resistencia es denominada también resistencia al punzonamiento.

La resistencia al punzonamiento de la platea de cimentación del edificio aislado es, según la NTP E. 060, el menor resultado de tres formas de calcularlo. Para una resistencia a compresión del concreto de la platea  $f'_c$ , la primera forma de calcular la resistencia al punzonamiento es con la ecuación

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d, \quad (5.5.1)$$

la segunda forma es con

$$V_c = 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d, \quad (5.5.2)$$

y la tercera forma es con

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d, \quad (5.5.3)$$

donde  $\beta$  es la relación entre el lado largo y el corto de la sección transversal del pedestal;  $d$  es el peralte efectivo de la platea de cimentación;  $\alpha_s$  es un coeficiente que depende de la ubicación del pedestal; y  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica. El valor de  $\beta$  es igual a 1 debido a que la sección transversal del pedestal es cuadrada. Al igual que el coeficiente  $\alpha_s$ , el perímetro de la sección crítica  $b_o$  depende de la ubicación del pedestal. En la Fig. 5.7 se muestran las tres posibles ubicaciones de los pedestales en la platea y el valor del coeficiente  $\alpha_s$  que le corresponde a cada una. En esta figura  $b_o$  es igual a la longitud de la línea puntada. El peralte efectivo de la platea necesario es el que genera un valor de  $V_c$  que sumado con la reacción del suelo ante las combinaciones de cargas de diseño es mayor que la fuerza axial máxima a compresión  $P_u$  en el pedestal. La reacción del suelo resulta de multiplicar el área de la sección crítica, delimitado por  $b_o$ , por la presión en el suelo.

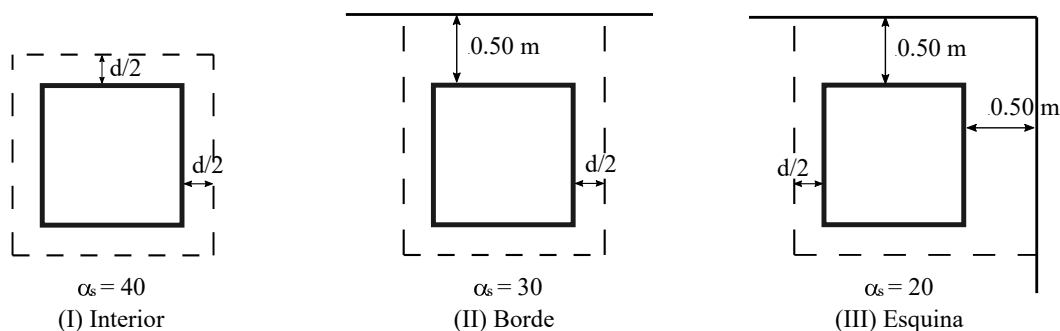


Figura 5.7: Sección crítica de punzonamiento y coeficiente  $\alpha_s$  según la ubicación del pedestal en la platea.

Calculados con el peralte que se asigna a la platea de cimentación del edificio aislado, que es  $50\text{ cm}$ , los resultados de las resistencias a cortante por punzonamiento reducidas  $\phi V_c$  de la platea calculadas con las Ecuaciones (5.5.1), (5.5.2) y (5.5.3) se muestran en la Tabla 5.1. El factor de reducción  $\phi$  es igual a  $0.85$ . Los resultados de esta tabla se organizan según la ubicación de los pedestales de la Fig. 5.7. En cada ubicación del pedestal la resistencia que controla el diseño por punzonamiento de la platea es la menor.

Tabla 5.1: Resistencias a cortante por punzonamiento reducidas de la platea de cimentación del edificio aislado según la ubicación del pedestal

Sección	(I)	(II)	(III)
Crítica	ton	ton	ton
Ec. (5.5.1)	467	398	281
Ec. (5.5.2)	393	311	213
Ec. (5.5.3)	321	265	188

El acero de refuerzo a flexión que se coloca en la platea de cimentación del edificio convencional y del edificio aislado es, primero, el acero mínimo por temperatura y contracción del concreto. Para un acero de refuerzo de grado 60 la ratio entre el área de acero y la sección transversal de la platea es de  $0.0018$ . Este acero se coloca en dos mallas, una superior y otra inferior. Luego, se adicionaron varillas de refuerzo en zonas de la platea para que cumplan con los requerimientos de resistencia por flexión. En la platea del edificio convencional se colocaron mallas de refuerzo de  $\phi 3/8''$  espaciadas a  $25\text{ cm}$  con varillas  $\phi 3/8''$  o  $\phi 12\text{mm}$  donde

se requerían. En el edificio aislado la platea tiene mallas de refuerzo  $\phi 5/8''$  espaciadas cada 40 cm con varillas de  $\phi 5/8''$  o  $\phi 3/4''$ .

La platea de cimentación del edificio no aislado está integrada con uñas o vigas de cimentación en las que se apoyan los muros y permite el desarrollo de los aceros de refuerzo longitudinal de estos últimos. Según la NTP E. 060 el fondo de las vigas de cimentación debe estar por debajo de la platea en 60 cm o dos veces el espesor de la platea como mínimo. En el edificio convencional estas restricciones determinan un peralte de las vigas de cimentación igual a 90 cm. El acero de refuerzo longitudinal que se asignó a estas vigas es de  $4\phi 1/2''$ , dos superiores y dos inferiores, más  $4\phi 3/8''$  distribuidos en el alma. Se les asignan, además, estribos de  $\phi 3/8''$  espaciados cada 30 cm. Los planos de la platea de cimentación del edificio convencional y del edificio aislado se muestran en el Anexo C.

En el edificio aislado la subestructura y parte del sistema de aislamiento se encuentran debajo del nivel del suelo, de modo que se colocó muros de contención que nacen en los bordes de la platea de cimentación. Estos muros están diseñados con las ecuaciones de Mononobe Okabe (M-O) que están descritas ampliamente en la literatura (p. ej. Anderson, Martin, Lam y Wang, 2008 y González y Romo, 2014). Las ecuaciones de M-O se usan para calcular las fuerzas de empuje activo y pasivo con las que se diseña el muro de contención. Mientras que el empuje activo es la reacción del muro debido al movimiento del suelo, el empuje pasivo es la reacción del suelo debido al movimiento del muro. Se asume que el coeficiente sísmico horizontal en las ecuaciones de M-O es el 60 % de la aceleración máxima en la superficie del suelo debido al SMC. Se asume, además, que el suelo detrás del muro de contención es uniforme. Los datos que se usaron en las ecuaciones de M-O provienen del estudio de la mecánica de suelos del proyecto y las asunciones descritas. Estos datos se presentan en la Tabla 5.2.



Tabla 5.2: Datos de entrada en las ecuaciones de Mononobe Okabe

Coefficiente sísmico horizontal $k_h$ (g)	0.43
Coefficiente sísmico vertical $2/3k_h$ (g)	0.28
Peso volumétrico del terreno ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )	1.65
Ángulo de fricción del terreno ( $^\circ$ )	31
Ángulo de fricción en el contacto suelo-muro ( $^\circ$ )	0
Ángulo de inclinación del terreno ( $^\circ$ )	0
Ángulo de inclinación del respaldo del muro ( $^\circ$ )	90
Altura del muro (m)	1.45

### 5.6. Comentarios respecto al diseño de los muros de ductilidad limitada

Al analizar el modelo con el software ETABS se obtienen las fuerzas y los desplazamientos en los muros. Estos resultados serán analizados con base en las investigaciones descritas en el estado del arte.

Moehle (2015) indica que, mientras un muro sea más delgado, sus zonas a flexo compresión son más susceptibles a pandearse lateralmente. Por lo que él recomienda que la razón entre la altura libre del muro y su espesor sea menor que 10 donde se espera que se forme una rótula plástica, normalmente en los primeros pisos, y que sea menor que 16 en otras partes del muro. Esta razón en la mayoría de los muros del primer piso del edificio convencional es igual a 16, y en los pisos superiores esta relación es en promedio igual a 24. De modo que esta recomendación no se cumple en este edificio. En el edificio aislado no se espera que se formen rótulas plásticas en sus muros durante un sismo severo, por lo que no es necesario cumplir con esta recomendación.

Una forma que Moehle (2015) propone para mejorar la estabilidad lateral de un muro es asignarle dos mallas de acero de refuerzo. Sin embargo, permitido por la NTP E. 060, es posible utilizar sólo una malla de refuerzo en muros de ductilidad limitada, lo que podría generar que estos se pandeen lateralmente con mayor facilidad.

El numeral 21.10.2.8 de la NTP E. 060 exige que cuando al usar la Ecuación (5.2.2) se determine que no se necesita confinar los bordes extremos de un muro, se debe espaciar el refuerzo longitudinal en estas zonas de manera que la cuantía no sea mayor que el 1%. Sin embargo, Moehle (2015) recomienda concentrar acero longitudinal en los bordes extremos, pues mejora la distribución de las fisuras por flexión, aumenta la altura de su rótula plástica y aumenta su capacidad de deformación. En cambio, distribuir el acero longitudinal de manera uniforme en el muro hace que este tenga pocas fisuras por flexión en las que se concentra el daño, lo que reduce la capacidad de deformación del muro.

En caso de que los aceros longitudinales de los bordes extremos del muro se concentren, y se espere que estos fluyan durante un sismo, Massone y Rojas (2012) recomiendan que el espaciamiento de la armadura transversal sea igual a  $6d_b$ , donde  $d_b$  es el diámetro del acero longitudinal. Según Alarcón et al. (2014) este parámetro es importante debido a que la armadura transversal en los bordes extremos impide que el acero de refuerzo vertical en estas zonas pandee. En los muros de los dos edificios diseñados el acero longitudinal que se usa en sus bordes extremos es de  $\phi 12\text{mm}$ . Por lo que es difícil cumplir con el espaciamiento recomendado debido a que el espaciamiento de la armadura transversal sería igual a 7.5 cm. Sin embargo, Massone y Rojas (2012) señalan que en muros de sección transversal asimétrica, como son los muros T, es necesario restringir el pandeo del refuerzo vertical en los bordes extremos debido a que no necesita alcanzar ciclos de deformación importante para pandearse. Esto se debe a que durante un sismo los aceros concentrados en el borde extremo del alma están sometidos a deformaciones por tracción importantes. Estos al estar aún alargados, con deformaciones residuales de tracción, son comprimidos debido al efecto cíclico del sismo, por lo que se pandean.

En la Fig. 5.8 se observa la curva Momento Curvatura ( $M-\Phi$ ) teórica de la sección crítica, ubicada en la base del muro M-1 cuando el borde extremo del alma está en tracción. Se

considera que el ancho colaborante del ala del muro es igual a 3.95 m. La relación constitutiva de esfuerzo-deformación utilizada para el concreto es el de Hognestad Modificado (Hognestad, Hanson y McHenry, 1955). Para el acero de refuerzo, en compresión y en tracción, se usa el modelo bilineal. Debido al poco espesor del muro, a la poca área efectiva de concreto confinado y al escaso refuerzo transversal en los bordes extremos del muro, en la relación constitutiva del concreto se desprecia el efecto del confinamiento. La resistencia a momento del muro para una fuerza de compresión de 95 ton es igual 380 ton-m, que es consistente con la curva de interacción de la Fig. 5.2.

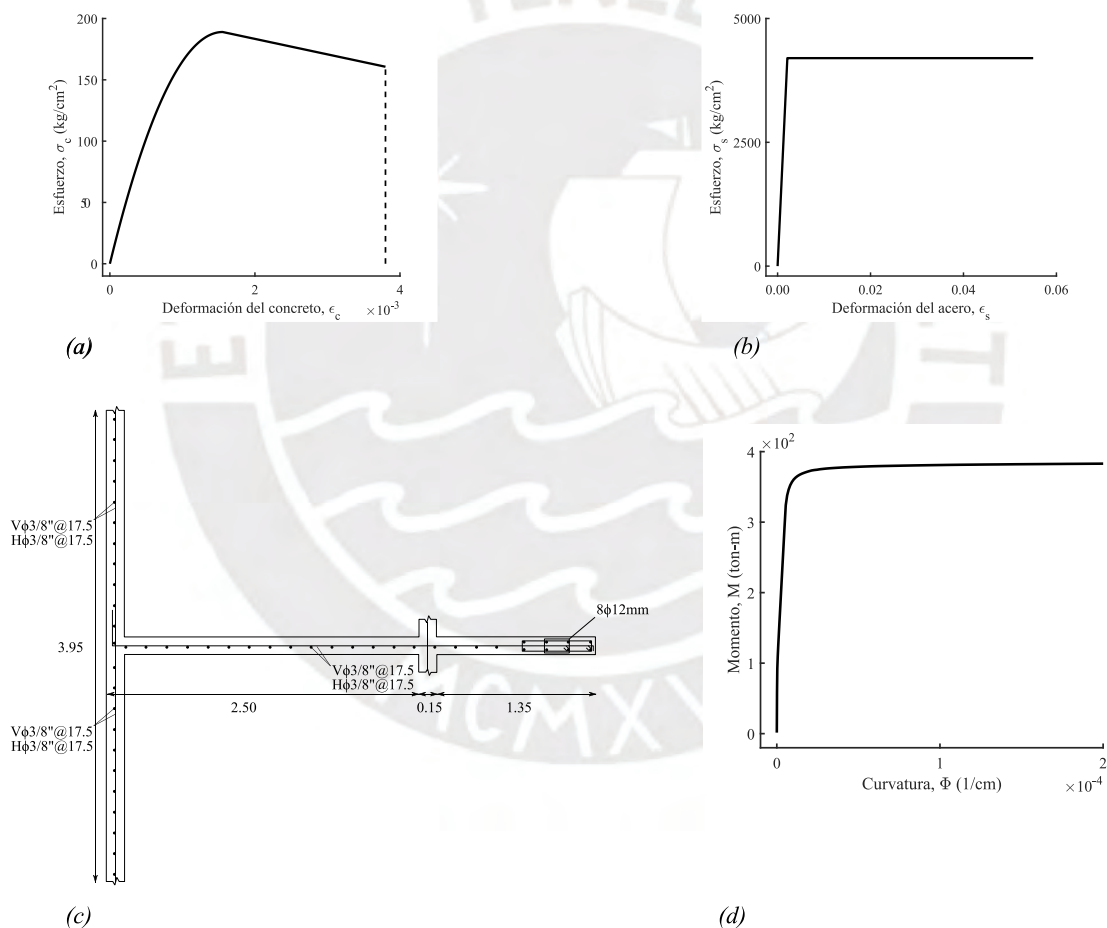


Figura 5.8: (a) Relación constitutiva esfuerzo-deformación del concreto; (b) relación constitutiva esfuerzo-deformación del acero en tracción y compresión; (c) sección transversal efectiva del primer piso del muro M-1; y (d) curva M- $\Phi$  teórica cuando el alma del muro está en tracción.

De la curva  $M-\Phi$  se deduce que si la sollicitación sísmica de momento en el muro es igual 380 ton-m, la curvatura aumenta de manera importante y, por lo tanto, también la deformación del acero longitudinal del borde del alma. A pesar de que el momento de diseño ante la misma magnitud de fuerza axial sea menor que 380 ton-m, es posible que en el sismo de diseño del edificio convencional se alcance esta magnitud de sollicitación. Esto se debe a que el sismo de diseño del edificio es disminuido por el factor de reducción  $R = 4$ , y a que el aumento de la magnitud de las fuerzas sísmicas se traduciría sólo en el aumento del momento flector en el muro ya a que, por el poco espesor de las losas, no hay transmisión de fuerza axial. De modo que, para el sismo de diseño, la deformación del acero longitudinal del borde extremo del alma puede ser importante, lo que generaría el pandeo lateral del muro.

El resultado de la Ecuación (5.2.2), que se usa para saber si es necesario confinar el borde extremo del muro, es sensible al valor del desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro  $\delta_u$  y a la altura de la rótula plástica  $l_p$ . En la Ecuación (5.2.2) se asume que la altura de la rótula plástica es  $l_p = l_w/2$ , lo que significa que la deformación plástica en el muro se extiende en toda esta altura. Sin embargo, Wallace et al. (2012) indican que, a pesar de las pocas demandas de derivas de entrepiso en los edificios chilenos luego del terremoto del año 2010, se han observado daños importantes en muros de concreto armado. Por lo que concluye que la deformación plástica en el muro se extiende poco si este tiene insuficiente detallamiento sísmico, como en el caso de los MDL, o si se le aplica fuerzas de compresión altas. Tanto Wallace et al. (2012) y Hube et al. (2014) proponen que la altura de la rótula plástica sea igual a un múltiplo del espesor del muro ( $l_p = \alpha t_w$ ). En muros esbeltos, según Hube et al. (2014), se estima que la altura de la rótula plástica es  $l_p = 4.5 t_w$ . Usar esta forma de estimar la altura de la rótula plástica genera que los bordes extremos de los muros sean confinados a menores profundidades del eje neutro ( $c$ ) que las calculadas con el método propuesto en la NTP E. 060 (2009). Esto afecta particularmente a los MDL, debido a su poco detallamiento sísmico.

En estos comentarios se demuestra la necesidad de estudiar el daño local que ocurriría en muros de ductilidad limitada ya que podría afectar de manera importante su desempeño ante un sismo severo. Aislar sísmicamente EMDL es una forma de mejorar su desempeño debido a la reducción de la demanda sísmica en la superestructura, lo que haría que los comentarios que se presentaron no sean relevantes en su diseño. En futuras investigaciones en las que se busque cuantificar la influencia del daño local en el desempeño sísmico del edificio convencional y del edificio aislado requerirían de modelos computacionales sofisticados que incluyan modelos constitutivos cíclicos e inelásticos del concreto y del acero de refuerzo.



## 6. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL EDIFICIO CONVENCIONAL Y DEL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE

### 6.1. Metrados

Las partidas que relacionadas con la estructura de un edificio son las de movimiento de tierras y las de las obras de concreto armado. Las subpartidas que se consideran en el movimiento de tierras tanto en el edificio convencional como en el edificio aislado son las de excavación, la de acarreo de material excedente y la de eliminación de este material. En el caso del edificio convencional se considera, además, la subpartida del relleno estructural.

Como se menciona en la Sección 5.5, el edificio convencional se cimienta sobre una platea cuya superficie está al mismo nivel del terreno natural. Esta platea, debido a la mala calidad del suelo, se cimienta sobre un relleno estructural. En la Fig. 6.1 se observa que el relleno estructural llega 0.5 m debajo de la uña de cimentación. De modo que el volumen de excavación es de  $865.6 \text{ m}^3$ . Al restar a esta cantidad el volumen de la platea, el volumen del relleno estructural es igual a  $680.1 \text{ m}^3$ . Se asume que el relleno estructural, debido a que se compone de material granular compactado, deberá estar hecho con material de préstamo. Se asume, además, que en el terreno, compuesto de arcilla limosa, el coeficiente de esponjamiento es igual a 1.2. Este coeficiente caracteriza el aumento de volumen del terreno excavado, por lo que el volumen de tierra excedente que es acarreado y posteriormente eliminado es igual a  $1038.7 \text{ m}^3$ .

En el edificio aislado sísmicamente el nivel del fondo de la platea es -1.9 m, con respecto al nivel del terreno natural. Debido a que la presión admisible del suelo mejora al nivel en el que el edificio aislado se apoya ya no es necesario un relleno estructural lo soporte. El volumen de excavación en el edificio aislado sísmicamente es de  $1020.5 \text{ m}^3$ . El coeficiente de

esponjamiento del terreno, al igual que en el edificio convencional, es 1.2, de modo que el volumen de tierra excedente acarreado y eliminado es igual a  $1224.9 \text{ m}^3$ .

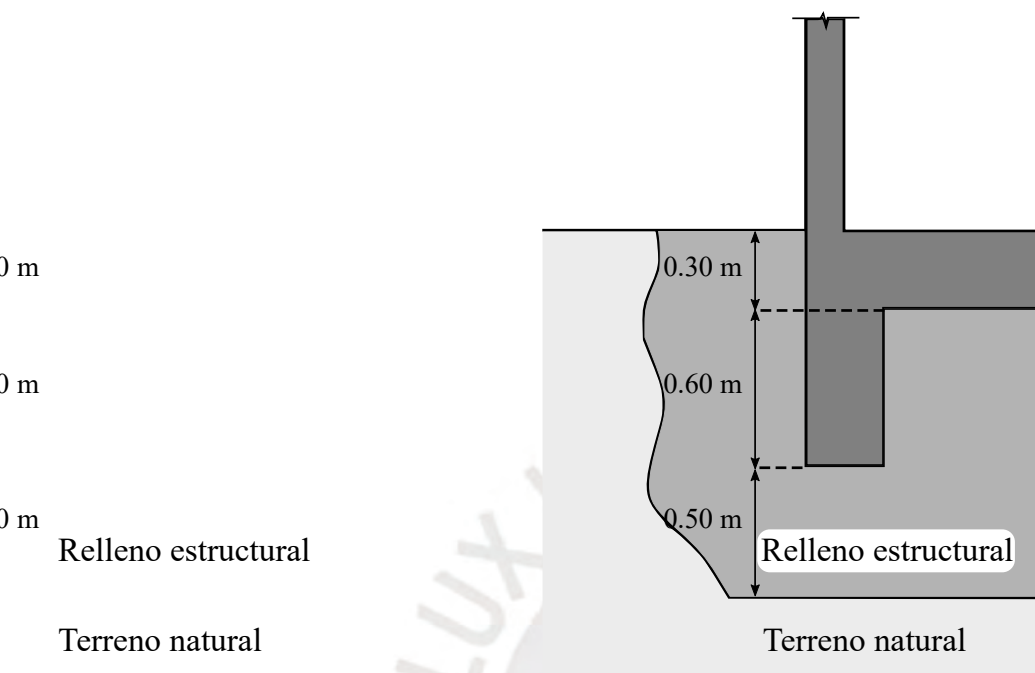


Figura 6.1: Relleno estructural ubicado debajo de la platea de cimentación del edificio convencional.

Las partidas de las obras de concreto armado, en el edificio convencional, son la totalidad de elementos estructurales: vigas y platea de cimentación, muros, losas de piso, escaleras y parapetos. En el edificio aislado se tienen mayor número de partidas: muros de contención, platea de cimentación, pedestales, losa maciza y vigas del sistema de aislamiento, capiteles, muros, losas de piso, escaleras y parapetos. El metrado del volumen de concreto y la superficie encofrada para ambos edificios se obtuvo de modelos hechos en el software Revit (Autodesk, 2020) y que se muestran en la Fig. 3.1 y en la Fig. 4.2. El acero de refuerzo asignado a todos los elementos estructurales fue metrado con base en los planos del Anexo C. El acero se agrupa según el diámetro y, según la práctica, sus cantidades se muestran en kilogramos.

En los dispositivos de aislamiento sísmico se toma en cuenta que, según los requerimientos de la NTP E. 031, cada tipo de aislador tenga dos prototipos que serán

ensayados y que no serán usados en la construcción. En la partida de los dispositivos de aislamiento se toman en cuenta las subpartidas que influyen en el costo de la instalación de los dispositivos: cantidad de dispositivos, ensayos de los prototipos, importación y transporte a obra, nivelación con mortero, sistema de anclaje, plantilla de montaje y la visita del especialista a obra.

## **6.2. Costo del edificio convencional y del edificio aislado y su comparación**

Los precios unitarios de cada partida se obtienen de proyectos de viviendas de muros de ductilidad limitada que se ubican en la ciudad de Lima, Perú. En las partidas que no se contaban con los precios unitarios se usaron los publicados en revistas peruanas del sector construcción.

Los costos de los aisladores elastoméricos y de los deslizadores friccionales varían según sus propiedades, la magnitud de las fuerzas y deformaciones de diseño, y el fabricante. A este último las propiedades que se entregan de los aisladores de goma de bajo amortiguamiento son la rigidez y el amortiguamiento efectivo, y en los deslizadores friccionales planos se indica el coeficiente de rozamiento. En ambos dispositivos se indica, además, la variación de estas propiedades debido a la aplicación de los factores de modificación máximo y mínimo. Es necesario entregar al fabricante la matriz de ensayos requeridos por la NTP E.031 para validar las propiedades de los dispositivos. Los precios de los dispositivos de aislamiento utilizados en el presupuesto del Anexo B son de una de dos cotizaciones obtenidas. Se escogió la cotización no solo por ser la más económica, sino también porque los dispositivos cotizados cumplían con las propiedades requeridas. No se muestran los nombres de las empresas con las que se cotizaron los dispositivos debido a que lo solicitaron.

En la Fig. 6.2 se muestra el costo total de la estructura del edificio convencional y del edificio aislado sísmicamente. Se muestra, además, la incidencia de cada partida en el costo de los edificios. Los costos se muestran en la moneda nacional peruana: soles. Esto se debe a que



los costos de las partidas e insumos de los edificios, a excepción del costo de los dispositivos de aislamiento, se obtuvieron en soles. La cotización de los dispositivos de aislamiento se transformó de dólares a soles según el tipo de cambio proyectado para el año 2021, esto es S/ 3.60 por cada dólar. De la Fig. 6.2 se hace una valoración: construir la estructura del edificio aislado sísmicamente costaría un poco más que el doble de construir la estructura del edificio convencional.

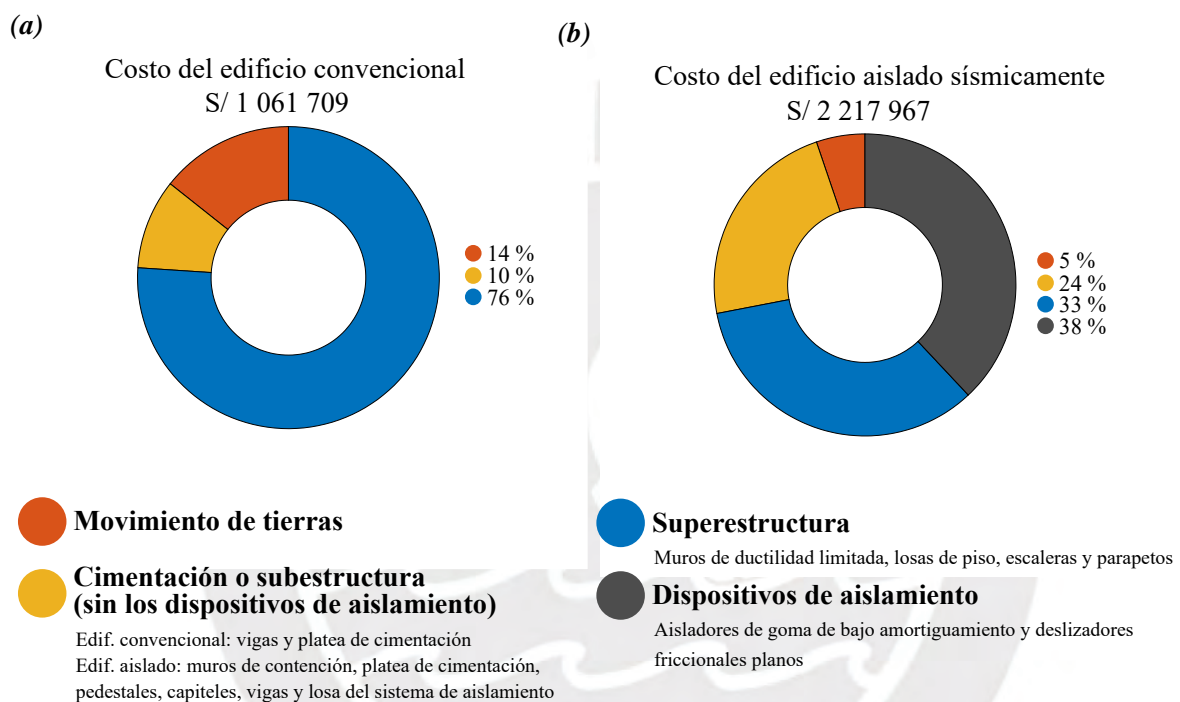


Figura 6.2: Costo a nivel estructural de cada edificio y la incidencia de cada partida en este: a) edificio convencional; y b) edificio aislado sísmicamente.

La Fig. 6.3 muestra la comparación económica a nivel estructural entre el edificio convencional y el edificio aislado sísmicamente. A pesar de la reducción de la cantidad de insumos necesarios para construir la superestructura del edificio aislado, como se muestra en la Fig. 6.3b, los costos para implementar el sistema de aislamiento hacen que la estructura del edificio aislado sea la más cara. La necesidad de colocar vigas que soporten el peso de los muros y el número de aisladores influyeron en el aumento del costo del edificio aislado. Esto se debe a que fue necesario colocar varios dispositivos, con el fin de que las vigas que soportan

el peso de los muros tengan puntos de apoyo. Como se observa en la Fig. 6.2, el costo de los dispositivos de aislamiento es el 38 % del costo total de la estructura del edificio aislado.

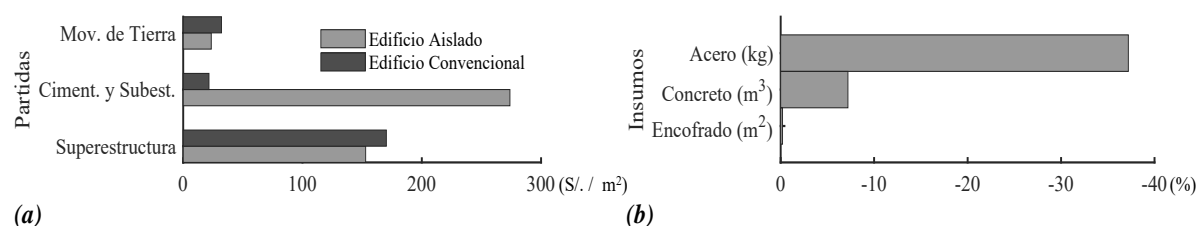


Figura 6.3: Comparación económica a nivel estructural entre el edificio convencional y el edificio aislado: a) ratio del costo de las partidas en soles por metro cuadrado construido; y b) porcentaje de reducción de la cantidad de insumos necesarios en los muros del edificio aislado respecto a los necesarios en los muros del edificio convencional.

La diferencia del costo de la estructura entre los dos edificios se debe en parte a la filosofía de diseño de cada uno. Mientras que el edificio convencional es diseñado para que ante sismos severos no colapse, sin embargo, se pueden presentar daños severos en su estructura, el edificio aislado es diseñado para que su estructura permanezca esencialmente elástica ante a un sismo severo. De modo que, luego de un sismo severo, el edificio convencional necesitaría de reparaciones que pueden ser costosas o, en caso extremo, tendría que ser demolido (Reyes, 2017). A diferencia del edificio convencional, el edificio aislado mantendría su funcionalidad continua luego de un sismo severo o, en caso extremo, sería necesario reparar mínimamente la estructura.

Otro factor que genera la diferencia del costo de la estructura entre el edificio convencional y el aislado sísmicamente es que ambos fueron diseñados con las disposiciones de diseño sísmico de la NTP E. 060. Inicialmente en el edificio aislado no solo se buscaba que la cantidad de acero de refuerzo necesaria en los muros sea menor a la asignada a los muros del edificio convencional, sino que los espesores de los muros sean también menores. Pero esta reducción no fue posible en los dos primeros pisos de varios muros debido a que, al igual que

en los muros del edificio convencional, era necesario evaluar la profundidad del eje neutro. Al reducir el espesor del muro, la profundidad del eje neutro era mayor. De modo que en los muros del edificio aislado que requerían de bordes confinados según la NTP E. 060 no era posible usar espesores menores que 15 cm. A partir del tercer piso del edificio aislado ha sido posible reducir el espesor de todos los muros de 15 cm a 10 cm.

Es posible utilizar dispositivos de aislamiento diferentes a los que se utilizan en esta tesis, que todavía no tienen amplia difusión, pero cuyo costo es considerablemente menor que el de los dispositivos comunes. Un nuevo tipo de aislador elastomérico, diseñado para ser utilizado en edificios cuya superestructura es de muros estructurales, ha sido propuesto por Konstantinidis y Kelly (2014). Además, Jampole et al. (2016) propusieron un nuevo deslizador friccional plano cuyos materiales de fabricación son más baratos que los utilizados en los deslizadores descritos en la Sección 4.2.3. El costo de fabricación de este dispositivo puede llegar a ser el 10 % del costo de fabricación de un deslizador convencional. Debido a que ambos dispositivos no han sido difundidos en el mercado y no hay una amplia literatura que los respalde, no han sido utilizados en esta tesis. Pero es recomendable considerarlos en futuras investigaciones que busquen aislar sísmicamente EMDL destinados como vivienda social.

En edificios convencionales de muros de ductilidad limitada que se ubican en la ciudad de Lima el costo directo total de construcción del edificio es de aproximadamente S/ 1260 (US \$ 350) por metro cuadrado de área construida. Este costo considera el de las partidas de arquitectura, estructuras, instalaciones sanitarias y eléctricas, y obras preliminares. De modo que, con una área construida igual a 4740.56 m<sup>2</sup>, el costo directo del edificio convencional es aproximadamente S/ 5 973 100. Si se asume que el costo de las partidas, a excepción del de estructuras, no cambia si se aísla sísmicamente el edificio, el costo directo total de construcción del edificio aislado sería S/ 7 129 360. Este costo es 19.4 % mayor que el costo directo del edificio convencional. Aunque esta diferencia es una aproximación, permite valorar que si bien

aislar sísmicamente el edificio de vivienda social de muros de ductilidad limitada escogido es factible técnicamente, debido al aumento del costo, no sería una alternativa atractiva económicamente para empresas inmobiliarias.



## 7. CONCLUSIONES

En esta tesis se cuantificó el sobre costo de aislar sísmicamente un edificio de vivienda social de muros de ductilidad limitada ubicado en la zona de mayor peligro sísmico del Perú. Para ello, se escogió un EMDL aún no construido que es representativo de los existentes en la costa peruana, y, sobre esa base, se plantearon dos edificios: uno de base fija al suelo (edificio convencional) y otro con aislamiento sísmico en su base. Así pues, las principales conclusiones obtenidas en la investigación fueron las siguientes:

- El EMDL convencional que se analizó en este estudio podría tener un desempeño inferior al esperado por la norma peruana de diseño sismorresistente. Esto se debe a que, en el diseño de los muros, la norma de concreto armado no toma en cuenta las recomendaciones de investigaciones científicas recientes que previenen daños locales en estos elementos estructurales. Por esta razón, surge la necesidad de mejorar el desempeño sísmico del edificio convencional.
- Para optimizar el diseño del EMDL aislado sísmicamente, se plantearon tres objetivos: controlar la deformación del sistema de aislamiento, reducir la fuerza cortante en la superestructura y minimizar la fuerza de volcamiento en los dispositivos de aislamiento. Para cumplir con estos objetivos, se alargaron los periodos de vibración relacionados al desplazamiento del sistema de aislamiento y se utilizó un valor óptimo de la capacidad de fluencia del sistema de aislamiento (OYC). Ambos criterios estuvieron controlados por la fuerza mínima de restitución del sistema de aislamiento y las propiedades de los dispositivos de aislamiento. Por otro lado, se decidió utilizar aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento en combinación con deslizadores friccionales planos, debido a que permitían alcanzar los niveles de reducción deseados y también a su relativo bajo costo.

- El aislamiento sísmico es efectivo para reducir las solicitaciones sísmicas del EMDL. A pesar de que el espectro de diseño de la superestructura del edificio aislado, para un 5 % del amortiguamiento crítico, es cuatro veces mayor que el del edificio convencional, los muros del edificio aislado son diseñados con magnitudes de fuerzas sísmicas menores que las de los muros del edificio convencional.
- Para aprovechar mejor los beneficios económicos de implementar el aislamiento sísmico en edificios, es necesario que las normas peruanas les reduzcan los requisitos de detallamiento. Si bien los muros del edificio aislado permanecen prácticamente elásticos ( $R_a = 1.5$ ) ante el sismo máximo considerado, en la normativa peruana vigente se pide que estos muros sean diseñados con detallamiento sísmico. Haber incluido el análisis de la necesidad de confinar los bordes extremos hizo que se evitara reducir el espesor de varios muros del edificio aislado.
- La reducción del costo de construcción de la superestructura del edificio aislado es insuficiente para compensar el aumento del costo generado por la implementación del sistema de aislamiento. Ya que, para un EMDL, es necesario colocar vigas que carguen el peso de los muros y que estas se apoyen en capiteles conectados a los dispositivos de aislamiento.
- Si bien es técnicamente factible aislar sísmicamente un EMDL, el aumento del costo hace que este sistema de protección no satisfaga las expectativas de inversión en este tipo de construcciones. El aumento del costo de la partida de estructuras del edificio aislado respecto al edificio convencional es del 109 %, lo que significa que el costo global de construcción del edificio aislado es 19.4 % mayor que el del edificio convencional. Es necesario, por ende, usar otros dispositivos de aislamiento que sean más módicos o que no requieran de vigas y capiteles para conectarse a los muros, de

modo que hagan del aislamiento sísmico una alternativa atractiva económicamente para proteger los EMDL.

Finalmente, en futuras investigaciones en las que se busque determinar si, con el método empleado en esta tesis, es económicamente viable aislar sísmicamente el EMDL escogido, será necesario calcular los costos de reparación que ante un sismo severo enfrentarían tanto el edificio convencional como el edificio aislado. Para este análisis, sería necesario usar modelos computacionales que capturen los efectos locales que se presentarían en los MDL, tales como la pérdida de recubrimiento y el pandeo lateral del muro. Deberá considerarse, sin embargo, que estos modelos son complejos, ya que tienen que ser verificados con ensayos experimentales y requieren de un alto procesamiento computacional.



## REFERENCIAS

- American Concrete Institute Committee 352. (2002). Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (Reapp 2010). Michigan, EE.UU.
- American Concrete Institute Committee 318. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). Michigan, EE.UU.
- American Society of Civil Engineers ASCE. (2013). Minimum design loads for buildings and other structures. Virginia, EE.UU. <https://doi.org/10.1061/9780784412916>
- Anderson, D., Martin, G., Lam, I. y Wang, J. (2008). Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP REPORT 611). Washington D.C: The National Academies Press. <https://doi.org/10.17226/14189>
- Alarcón, C., Hube, M. y de la Llera, J. (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete wall with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, 73, 13-23. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.047>
- Al Atik, L. y Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra*, 26(3), 601–617. <https://doi.org/10.1193/1.3459159>
- Autodesk, Inc. (2020). Revit (Versión 2020) [Software de computación].
- Blanco, A. (s.f.). Estructuración, criterios de diseño y particularidades del sistema de muros delgados de concreto armado para edificaciones viviendas multifamiliares. Conferencia. Presentación recuperada de <https://bit.ly/3kY1A7n>
- Boore, D. y Bommer, J. (2005). Processing of strong-motion accelerograms: Needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(2), 93–115. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.10.007>



- Branson, D. (1965). Instantaneous and Time-Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams. Alabama Highway Department (Reporte técnico HPR n.º 7, parte 1).
- Branson, D. (1977). Deformation of Concrete Structures. Nueva York: McGraw-Hill Co.
- Building Seismic Safety Council BSSC, National Institute of Building Sciences. (2012). Seismically Isolated Structures. En 2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples (pp. 12-4 – 12-63). Washington, DC: EE.UU. Recuperado de <https://bit.ly/30gGPYd>
- Chimamphant, S. y Kasai, K. (2015). Comparative response and performance of base-isolated and fixed-base structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(1), 5–27. doi:10.1002/eqe.2612
- Chopra, A. (2017). *Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5.ª ed.). New Jersey: Pearson Education, Inc.
- Computers and Structures, Inc. (2016a). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*. Berkeley, California.
- Computers and Structures, Inc. (2016b). *SAFE: Key features and Terminology*. Berkeley, California.
- Constantinou, M., Mokha, A. y Reinhorn, A. (1990). Teflon bearings in base isolation II: modelling. *Journal of Structural Engineering*, 116(2), 455–474. <https://doi.org/d456x5>
- Constantinou, M., Whittaker, A., Kalpakidis, Y., Fenz, D., y Warn, G. (2007). Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (Reporte técnico MCEER-07-0012). Recuperado de <https://www.eng.buffalo.edu/mceer-reports/07/07-0012.pdf>
- De la Llera, J., Lüders, C., Leigh, P. y Sady, H. (2004). Analysis, testing, and implementation of seismic isolation of buildings in Chile. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(5), 543–574. <https://doi.org/10.1002/eqe.360>

- De la Llera, J., Vásquez, J., Poulos, A. y Favier, P. (2015). Trends in research and design of structures with seismic protection systems. XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica. Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Santiago de Chile, Chile.
- Delgado, R. y Peña, C. (2006). Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada (Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú). Recuperada de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/169>
- Fondo MIVIVIENDA Sociedad Anónima. (2020). Nuevo Crédito Mivivienda. Lima, Perú. Recuperado del sitio de Internet del Fondo Mivivienda: <http://bit.ly/3sRHPye>
- González, M. y Romo, M. (2014). Empuje dinámico en estructuras de retención con inclusión compresible. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 15 (4), 517-527.
- Hamburger, R. (1996). Implementing Performance Based Seismic Design in Structural Engineering Practice. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. San Francisco, EE.UU.
- Hognestad, E., Hanson, N. y McHenry, D. (1955). Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. *ACI Journal Proceedings*, 52(4), 455-480.
- Hube, M. y de la Llera, J. (2015). Análisis experimental de muros esbeltos de hormigón armado. XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica. Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Santiago de Chile, Chile.
- Hube, M., Marihuén, A., de la Llera, J. y Stojadinovic, B. (2014). Seismic behavior of slender reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 80, 377-388. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.014>
- Instituto Nacional de Normalización INN. (2013). Norma Chilena NCh 2745 Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica. Santiago de Chile, Chile.
- Jampole, E., Deierlein, G., Miranda, E., Fell, B., Swensen, S. y Acevedo, C. (2016). Full-scale dynamic testing of a sliding seismically isolated unibody house. *Earthquake Spectra*, 32(4), 2245-2270. <https://doi.org/10.1193/010616EQS003M>

- Jünemann, R. (2016). Response of reinforced concrete shear wall buildings during the 2010, Chile earthquake (Tesis doctoral, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile, Chile). Recuperada de <https://bit.ly/38bNqI0>
- Kelly, J. y Konstantinidis, D. (2011). *Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation* (1.<sup>a</sup> ed.). John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9781119971870>
- Khalfan, M., Tait, M. y El-Dakhakhni, W. (2015). Seismic Risk Assessment of Nonengineered Residential Buildings: State of the Practice. *Natural Hazard Review*, 16. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)NH.1527-6996.0000164](https://doi.org/10.1061/(ASCE)NH.1527-6996.0000164)
- Klemencic, R., McFarlane, I., Hawkins, N. y Nikolaou, S. (2012). *Seismic Design of Reinforced Concrete Mat Foundations a Guide for Practicing Engineers*. National Earthquake Hazards Reduction Program NEHRP (Informe técnico NIST GCR 12-917-22). Recuperado de <https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr12-917-22.pdf>
- Konstantinidis, D. y Kelly, J. (2014). Advances in low-cost seismic isolation with rubber. 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering. Alaska, EE.UU.
- Kumar, M., Whittaker, A. y Constantinou, M. (2015). Experimental investigation of cavitation in elastomeric seismic isolation bearings. *Engineering Structures*, 101, 290–305. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.014>
- Matsagar, V. y Jangid, R. (2004). Influence of isolator characteristics on the response of base-isolated structures. *Engineering Structures*, 26(12), 1735–1749. <https://doi.org/b5nqtx>
- Massone, L. y Rojas, F. (2012). Comportamiento de edificios de hormigón armado. En Mw = 8.8, Terremoto en Chile, 27 de Febrero de 2010 (pp. 167–185).
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. Nueva York: McGraw-Hill Education.
- Morgan, T., Whittaker, A. y Thompson, A. (2001). Cyclic Behavior of High-Damping Rubber Bearings. Fifth World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures. Roma, Italia.

- Naeim, F. y Kelly, J. (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice. Nueva York: John Wiley & Sons, Inc.
- Park, Y., Wen, Y. y Ang, A. (1986). Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14(4), 543–557. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290140405>
- Quiroz, L. y Maruyama, Y. (2014). Assessment of performance of Peruvian high-rise thin RC wall buildings using numerical fragility functions. The 2014 World Congress on Advances in Civil, Environmental, and Materials Research. Busan, Korea.
- Reyes, C. (2017). Estudio analítico de vulnerabilidad sísmica de edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) en la costa central del Perú (Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú). Recuperada de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/8738>
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción SENCICO. (2005). Norma Técnica Peruana E.020 Cargas. Lima, Perú.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción SENCICO. (2009). Norma Técnica Peruana E.060 Concreto Armado. Lima, Perú.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción SENCICO. (2018). Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción SENCICO. (2019). Norma Técnica Peruana E.031 Aislamiento Sísmico. Lima, Perú.
- Structural Engineers Association of California SEAOC. (1999). Recommended Lateral Force Requirements and Commentary. California, EE.UU.
- Talavera, A. (octubre, 2017). Experiencia Nacional en Edificaciones con Sistema de Protección Sísmica. Lima, Perú. Presentación recuperada de <https://bit.ly/2OwekDt>
- Taniwangsa, W., Clark, P. y Kelly, J. (1996). Natural Rubber Isolation Systems for Earthquake Protection of Low-Cost Buildings (Reporte técnico n.º UCB/EERC-95/12).

- Taniwangsa, W. y Kelly, J. (1996). Studies on Seismic Isolation for Housing in Developing Regions. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Richmond, EE.UU.
- Wallace, J., Massone, M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C. y Moehle, J. (2012). Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28, pp. 281-299. <https://doi.org/10.1193/1.4000047>
- Wight, J. y MacGregor, J. (2012). Reinforced concrete: mechanics and design (6.<sup>a</sup> ed.). New Jersey: Pearson Education, Inc.





ANEXOS

## ANEXO A: COSTO DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

Los costos de construcción del edificio convencional se calcularon con base en los metrados y costos unitarios de cada subpartida. Mientras que algunos costos unitarios se obtuvieron de revistas de construcción peruanas, los restantes son de proyectos similares ubicados en la ciudad de Lima, conseguidos gracias al Ing. Heroly Almeyda. Los metrados se calcularon de los planos estructurales elaborados en el desarrollo de esta tesis.

A continuación, se muestra el resumen de los resultados de los metrados, y el presupuesto de la partida de estructuras y movimiento de tierras.

Concreto			
Vigas de cimentación $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$		Losa de cimentación $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	
h= 0.9 m	77.05 m <sup>3</sup>	Área	537.53 m <sup>2</sup>
		Espesor	0.30 m
Volumen	77.05 m <sup>3</sup>	Volumen	161.26 m <sup>3</sup>
Peso Unitario	2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario	2.40 ton/m <sup>3</sup>
Peso Total	184.92 ton	Peso Total	387.02 ton

Acero			
Vigas de cimentación		Losa de cimentación	
Largo	305.77 m	Área	537.53 m <sup>2</sup>
Long. Ø 1/2"	4.22 m/ml	Malla Ø 3/8"	16.57 ml/m <sup>2</sup>
Long. Ø 3/8"	4.20 m/ml	Bastones Ø 3/8"	1.50 ml/m <sup>2</sup>
Estribos Ø 3/8"	7.44 m/ml	Bastones Ø 12 mm	3.78 ml/m <sup>2</sup>
Peso 3/8"	0.56 kg/m	Peso Ø 3/8"	0.56 kg/m
Peso 1/2"	0.99 kg/m	Peso Ø 12 mm	0.89 kg/m
Peso Total	3274.84 kg	Peso Total	7248.30 kg

Concreto			
Parapetos $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	Losas $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	Escaleras $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	Muros $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>
Longitud 446.33 ml Altura 0.90 m Espesor 0.10 m Longitud 41.78 ml Altura 0.90 m Espesor 0.15 m	Área 4250.08 m <sup>2</sup> Espesor 0.10 m	Volumen 12.41 m <sup>3</sup>	Volumen e=0.10 404.39 m <sup>3</sup> Volumen e=0.12 21.72 m <sup>3</sup> Volumen e=0.15 355.33 m <sup>3</sup>
Volumen 45.81 m <sup>3</sup>	Volumen 425.01 m <sup>3</sup>	Volumen 12.41 m <sup>3</sup>	Volumen 781.44 m <sup>3</sup>
Peso Unitario 2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario 2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario 2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario 2.40 ton/m <sup>3</sup>
Peso Total 109.94 ton	Peso Total 1020.02 ton	Peso Total 29.78 ton	Peso Total 1875.46 ton

Encofrado		
Parapetos	Losas	Muros
Área (lat) e=0.10 816.42 m <sup>2</sup> Área (lat) e=0.15 77.80 m <sup>2</sup>	Área 4250.08 m <sup>2</sup>	Área (lat) e=0.10 8285.37 m <sup>2</sup> Área (lat) e=0.12 364.92 m <sup>2</sup> Área (lat) e=0.15 4890.50 m <sup>2</sup>
Área 894.22 m <sup>2</sup>	Área 4250.08 m <sup>2</sup>	Área 13540.79 m <sup>2</sup>

Acero		
Parapetos	Losas	Muros
Malla Ø 8 mm 13.20 ml/m <sup>2</sup>	Área 4250.08 m <sup>2</sup> Malla Ø 8 mm 8.12 ml/m <sup>2</sup> Bastones Ø 6 mm 3.34 ml/m <sup>2</sup>	Malla Ø 8 mm 63021.70 ml Malla Ø 3/8" 8927.20 ml Malla Ø 12 mm 514.70 ml Varillas Ø 12 mm 11309.70 ml Estribos Ø 8 mm 8593.10 ml
Peso Ø 8mm 0.40 kg/m	Peso Ø 8mm 0.40 kg/m Peso Ø 6mm 0.22 kg/m	Peso Ø 8mm 0.40 kg/m Peso Ø 3/8" 0.56 kg/m Peso Ø 12 mm 0.89 kg/m
Peso Total 2128.58 kg	Peso Total 16790.30 kg	Peso Total 43810.79 kg



Item	Descripción	Unid.	Metrado	Precio (S/)	Parcial (S/)
<b>01</b>	<b>PROYECTO CIUDAD ALAMEDA ANCÓN - MIVIVIENDA</b>				
<b>01.01</b>	<b>MODULO TIPICO- 8 PISOS / 64 DEPARTAMENTOS</b>				
<b>01.01.01</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>				
<b>01.01.01.01</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>152 099.88</b>
01.01.01.01.01	EXCAVACIÓN	m3	865.55	51.28	44 385.40
01.01.01.01.02	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE (L = 30 M MAX)	m3	1 038.66	24.26	25 197.89
01.01.01.01.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE (MAT ESPONJADO, INC. CARGUIO)	m3	1 038.66	24.00	24 927.84
01.01.01.01.03	RELLENO CON COMPACTADO CON MAT. DE PRESTAMO	m3	680.08	84.68	57 588.75
<b>01.01.01.02</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				
<b>01.01.01.02.01</b>	<b>VIGA DE CIMENTACIÓN</b>				<b>31 399.10</b>
01.01.01.02.01.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	77.05	277.88	21 410.65
01.01.01.03.01.02	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	3 274.90	3.05	9 988.45
<b>01.01.01.02.02</b>	<b>LOSA DE CIMENTACIÓN H=0.30M</b>				<b>70 867.25</b>
01.01.01.02.02.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	161.26	277.88	44 810.93
01.01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	0.00	54.40	0.00
01.01.01.02.02.03	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA CIMENTACIÓN	kg	7 248.30	3.05	22 107.32
01.01.01.02.02.04	ACABADO DE PISO DE CONCRETO (PLATEA)	m2	344.59	11.46	3 949.00
<b>01.01.01.02.03</b>	<b>MUROS</b>				<b>523 459.74</b>
01.01.01.02.03.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2 E=15 cm	m3	355.33	247.83	88 061.43
01.01.01.02.03.02	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2 E=12 cm	m3	21.72	247.83	5 382.87
01.01.01.02.03.03	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2 E=10 cm	m3	404.39	247.83	100 219.97
01.01.01.02.03.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ( MO,EQ y consumibles por m2)	m2	13 540.79	13.58	183 883.93
01.01.01.02.03.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ( Materiales y otros)	m2	13 540.79	0.44	5 957.95
01.01.01.02.03.06	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA MUROS MATERIAL	kg	43 810.80	1.93	84 554.84
01.01.01.02.03.07	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA MUROS HABILITACION	kg	43 810.80	0.34	14 895.67
01.01.01.02.03.08	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA MUROS COLOCACION	kg	43 810.80	0.65	28 477.02
01.01.01.02.03.09	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA MUROS - SC MO	kg	3 942.97	3.05	12 026.06
<b>01.01.01.02.04</b>	<b>LOSA MACIZA H=0.10M</b>				<b>213 944.04</b>
01.01.01.02.04.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	425.01	247.83	105 330.23
01.01.01.02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO (FONDO LOSAS - MO, EQ y consumibles por m2)	m2	4 250.08	13.58	57 716.09
01.01.01.02.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO (FONDO LOSAS - Materiales y otros)	m2	4 250.08	0.44	1 870.04
01.01.01.02.04.04	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS MATERIALES	kg	16 790.30	1.93	32 405.28
01.01.01.02.04.05	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS HABILITACION	kg	16 790.30	0.34	5 708.70
01.01.01.02.04.06	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS COLOCACION	kg	16 790.30	0.65	10 913.70
<b>01.01.01.02.05</b>	<b>ESCALERA</b>				<b>9 480.59</b>
01.01.01.02.05.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	12.41	274.82	3 410.52
01.01.01.02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	83.13	49.87	4 145.69
01.01.01.02.05.03	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	624.80	3.08	1 924.38
<b>01.01.01.02.06</b>	<b>PARAPETOS</b>				<b>60 458.83</b>
01.01.01.02.06.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	45.81	249.84	11 445.17
01.01.01.02.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	894.22	47.48	42 457.57
01.01.01.02.06.03	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	2 128.60	3.08	6 556.09
	<b>SUBTOTAL</b>			(NO INCLUYE IGV)	<b>1 061 709.43</b>

Asunciones y consideraciones.:

1. Se considera que la distancia máxima de acarreo es 30 m.
2. Se considera un factor de esponjamiento igual a 1.2 porque el tipo de suelo es arcilla limosa.
3. El relleno estructural, como menciona el EMS, tiene una compactación 100% máxima densidad seca del proctor modificado.
4. Se asume que la platea de cimentación no requiere de encofrado debido a que se apoya sobre relleno estructural.

## ANEXO B: COSTO DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO AISLADO

Al igual que los costos del edificio convencional, los costos del edificio aislado sísmicamente se calcularon con base en los metrados y costos unitarios de las subpartidas. Los costos unitarios de los elementos estructurales de concreto armado de la subestructura y del sistema de aislamiento se obtuvieron de revistas de construcción peruanas. En la partida de aisladores sísmicos se utilizaron los costos de la cotización de un fabricante cuyos dispositivos bien pueden cumplir con los requisitos para ser considerados de Clase 1 por la NTP E.031. El nombre del fabricante no se muestra en este trabajo a solicitud del mismo. Los costos unitarios en la superestructura son iguales a los del edificio convencional.

Concreto					
Vigas del interfaz $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$		Losas del interfaz $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$		Capiteles $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	
0.40 x 0.80	6.60 m <sup>3</sup>	Área	366.10 m <sup>2</sup>	Área (trsv)	1.00 m <sup>2</sup>
0.50 x 0.80	134.26 m <sup>3</sup>	Espesor	0.20 m	Altura	0.90 m
0.50 x 0.90	22.74 m <sup>3</sup>			Nro de pedestales	24.00 und
				Altura	1.15 m
				Nro de pedestales	36.00 und
Volumen	163.60 m <sup>3</sup>	Volumen	73.22 m <sup>3</sup>	Volumen	63.00 m <sup>3</sup>
Peso Unitario	2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario	2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario	2.40 ton/m <sup>3</sup>
Peso Total	392.64 ton	Peso Total	175.73 ton	Peso Total	151.20 ton

Encofrado					
Vigas del interfaz		Losas del interfaz		Capiteles	
0.40 x 0.80	32.82 m <sup>2</sup>	Área	366.21 m <sup>2</sup>	Área encofrada	156.74 m <sup>2</sup>
0.50 x 0.80	580.26 m <sup>2</sup>				
0.50 x 0.90	98.53 m <sup>2</sup>				
Área	711.61 m <sup>2</sup>	Área	366.21 m <sup>2</sup>	Área	156.74 m <sup>2</sup>

Acero					
Vigas del interfaz		Losas del interfaz		Capiteles	
Long. Ø 5/8"	353.90 ml	Malla Ø 8 mm	28.36 ml/m <sup>2</sup>	Barras Ø 5/8"	1906.60 m
Long. Ø 3/4"	4226.70 ml	Bastones Ø 8 mm	2.15 ml/m <sup>2</sup>	Barras Ø 3/4"	953.30 m
Long. Ø 1"	767.00 ml			Estribos Ø 3/8"	5243.00 m
Estribos Ø 3/8"	12499.70 ml				
Peso Ø 3/8"	0.56 kg/m	Peso Ø 8mm	0.40 kg/m	Peso Ø 3/8"	0.56 kg/m
Peso Ø 5/8"	1.56 kg/m			Peso Ø 5/8"	1.56 kg/m
Peso Ø 3/4"	2.25 kg/m			Peso Ø 3/4"	2.25 kg/m
Peso Ø 1"	3.98 kg/m				
Peso Total	20114.65 kg	Peso Total	4469.00 kg	Peso Total	8055.30 kg

Concreto					
Muro de contención $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$		Plata de cimentación $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$		Pedestales $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	
Longitud	140.31 m	Área	728.92 m <sup>2</sup>	Nro de pedestales	60.00 und
Altura	1.45 m	Espesor	0.50 m	Área (trsv)	1.00 m <sup>2</sup>
Espesor	0.20 m			Altura	0.40 m
Volumen	40.69 m <sup>3</sup>	Volumen	364.46 m <sup>3</sup>	Volumen	24.00 m <sup>3</sup>
Peso Unitario	2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario	2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario	2.40 ton/m <sup>3</sup>
Peso Total	97.66 ton	Peso Total	874.70 ton	Peso Total	57.60 ton

Encofrado					
Muro de contención		Plata de cimentación		Pedestales	
Largo	140.34 m	Área	~ 0 m <sup>2</sup>	Nro de pedestales	60.00 und
Altura	1.45 m			Área encofrada	1.60 m <sup>2</sup>
Área	203.50 m <sup>2</sup>	Área	~ 0 m <sup>2</sup>	Área	96.00 m <sup>2</sup>

Acero					
Muro de contención		Plata de cimentación		Pedestales	
Long. Ø 3/8	1907.50 ml	Malla Ø 3/8"	30.17 ml/m <sup>2</sup>	Nro de pedestales	60.00 und
Transv. Ø 8mm	2906.30 ml	Bastones Ø 3/8"	2.02 ml/m <sup>2</sup>	Barras Ø 5/8"	25.28 m
		Bastones Ø 12mm	7.26 ml/m <sup>2</sup>	Barras Ø 3/4"	12.64 m
				Estribos Ø 3/8"	66.20 m
Peso Ø 8mm	0.40 kg/m	Peso Ø 3/8"	0.56 kg/m	Peso Ø 3/8"	0.56 kg/m
Peso Ø 3/8"	0.56 kg/m	Peso Ø 12 mm	0.89 kg/m	Peso Ø 5/8"	1.56 kg/m
				Peso Ø 3/4"	2.25 kg/m
Peso Total	2390.53 kg	Peso Total	17848.50 kg	Peso Total	6296.93 kg

<b>Concreto</b>			
<b>Parapetos f<sub>c</sub>=210 kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Losas f<sub>c</sub>=210 kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Escaleras f<sub>c</sub>=210 kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Muros f<sub>c</sub>=210 kg/cm<sup>2</sup></b>
Longitud 446.33 ml Altura 0.90 m Espesor 0.10 m Longitud 41.33 ml Altura 0.90 m Espesor 0.15 m	Área 4273.81 m <sup>2</sup> Espesor 0.10 m	Volumen 12.41 m <sup>3</sup>	Volumen e=0.10 529.54 m <sup>3</sup> Volumen e=0.15 195.64 m <sup>3</sup>
Volumen 45.75 m <sup>3</sup>	Volumen 427.38 m <sup>3</sup>	Volumen 12.41 m <sup>3</sup>	Volumen 725.18 m <sup>3</sup>
Peso Unitario 2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario 2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario 2.40 ton/m <sup>3</sup>	Peso Unitario 2.40 ton/m <sup>3</sup>
Peso Total 109.80 ton	Peso Total 1025.71 ton	Peso Total 29.78 ton	Peso Total 1740.43 ton
<b>Encofrado</b>			
<b>Parapetos</b>	<b>Losas</b>	<b>Escaleras</b>	<b>Muros</b>
Área (lat) e=0.10 817.32 m <sup>2</sup> Área (lat) e=0.15 77.80 m <sup>2</sup>	Área 4273.81 m <sup>2</sup>	Área (lat) 83.13 m <sup>2</sup>	Área (lat) e=0.10 10829.26 m <sup>2</sup> Área (lat) e=0.15 2690.86 m <sup>2</sup>
Área 895.12 m <sup>2</sup>	Área 4273.81 m <sup>2</sup>	Área 83.13 m <sup>2</sup>	Área 13520.12 m <sup>2</sup>
<b>Acero</b>			
<b>Parapetos</b>	<b>Losas</b>	<b>Escaleras</b>	<b>Muros</b>
Malla Ø 8 mm 12.04 ml/m <sup>2</sup>	Área 4273.81 m <sup>2</sup> Malla Ø 8 mm 8.12 ml/m <sup>2</sup> Bastones Ø 6 mm 3.34 ml/m <sup>2</sup>	Malla Ø 3/8" 767.80 ml Varillas Ø 12 mm 218.90 ml	Malla Ø 8 mm 48865.50 ml Malla Ø 3/8" 6863.60 ml Varillas Ø 12 mm 3257.90 ml Estribos Ø 8 mm 3762.00 ml
Peso Ø 8mm 0.40 kg/m	Peso Ø 8mm 0.40 kg/m Peso Ø 6mm 0.22 kg/m	Peso Ø 3/8" 0.56 kg/m Peso Ø 12 mm 0.89 kg/m	Peso Ø 8mm 0.40 kg/m Peso Ø 3/8" 0.56 kg/m Peso Ø 12 mm 0.89 kg/m
Peso Total 2128.60 kg	Peso Total 16884.05 kg	Peso Total 624.79 kg	Peso Total 27531.01 kg

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
<b>01</b>	<b>PROYECTO CIUDAD ALAMEDA ANCÓN - MIVIVIENDA</b>				
<b>01.01</b>	<b>EMDL AISLADO - 8 PISOS / 64 DEPARTAMENTOS</b>				
<b>01.01.01</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>				
<b>01.01.01.01</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>111,443.00</b>
01.01.01.01.01	EXCAVACIÓN	m3	1 020.47	51.28	52 329.91
01.01.01.01.02	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE (L=30 MAX)	m3	1 224.89	24.26	29 715.78
01.01.01.01.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE (MAT ESPONJADO, INC. CARGUIO)	m3	1 224.89	24.00	29 397.31
<b>01.01.01.02</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				
<b>01.01.01.02.01</b>	<b>MUROS DE CONTENCIÓN</b>				<b>37 298.91</b>
01.01.01.02.01.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	40.69	460.67	18 744.66
01.01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	203.50	47.38	9 641.83
01.01.01.02.01.03	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	2 390.50	3.05	7 291.03
01.01.01.02.01.04	JUNTAS WATER STOP DE 9" EN MUROS	m	29.00	55.91	1 621.39
<b>01.01.01.02.02</b>	<b>PEDESTALES</b>				<b>38 299.18</b>
01.01.01.02.02.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	24.06	312.87	7 527.65
01.01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	96.00	57.51	5 520.96
01.01.01.02.02.03	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	6 296.90	4.01	25 250.57
<b>01.01.01.02.03</b>	<b>PLATEA DE CIMENTACIÓN H=0.50M</b>				<b>155 714.07</b>
01.01.01.02.03.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	364.46	277.88	101 276.14
01.01.01.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	0.00	54.40	0.00
01.01.01.02.03.03	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA CIMENTACIÓN	kg	17 848.50	3.05	54 437.93
<b>01.01.01.02.04</b>	<b>VIGAS DE CONCRETO</b>				<b>175 934.69</b>
01.01.01.02.04.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	163.60	293.04	47 941.34
01.01.01.02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	711.61	56.34	40 092.11
01.01.01.02.04.03	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	20 114.70	4.37	87 901.24
<b>01.01.01.02.05</b>	<b>LOSA MACIZA H=0.20M</b>				<b>52 915.25</b>
01.01.01.02.05.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	73.22	293.04	21 456.39
01.01.01.02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO (FONDO LOSAS - MO, EQ y consumibles por m2)	m2	366.21	50.27	18 409.38
01.01.01.02.05.03	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS MATERIALES	kg	4 469.00	1.93	8 625.17
01.01.01.02.05.04	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS HABILITACION	kg	4 469.00	0.34	1 519.46
01.01.01.02.05.05	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS COLOCACION	kg	4 469.00	0.65	2 904.85
<b>01.01.01.02.06</b>	<b>CAPITELES DE CONCRETO</b>				<b>62 493.91</b>
01.01.01.02.06.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	63.00	293.04	18 461.52
01.01.01.02.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	156.74	56.34	8 830.73
01.01.01.02.06.03	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	8 055.30	4.37	35 201.66
<b>01.01.01.02.07</b>	<b>MUROS</b>				<b>440 328.08</b>
01.01.01.02.07.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2 E=15 cm	m3	195.64	247.83	48 485.46
01.01.01.02.07.02	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2 E=12 cm	m3	0.00	247.83	0.00
01.01.01.02.07.03	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2 E=10 cm	m3	529.54	247.83	131 235.90
01.01.01.02.07.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ( MO,EQ y consumibles por m2)	m2	13 520.12	12.41	167 784.69
01.01.01.02.07.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ( Materiales y otros)	m2	13 520.12	0.41	5 543.25
01.01.01.02.07.06	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA MUROS MATERIAL	kg	27 531.00	1.93	53 134.83
01.01.01.02.07.07	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA MUROS HABILITACION	kg	27 531.00	0.34	9 360.54
01.01.01.02.07.08	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA MUROS COLOCACION	kg	27 531.00	0.65	17 895.15
01.01.01.02.07.09	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA MUROS - SC MO	kg	2 477.79	2.78	6 888.26
<b>01.01.01.02.08</b>	<b>LOSA MACIZA H=0.10M</b>				<b>214 864.09</b>
01.01.01.02.08.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	427.38	247.83	105 917.59
01.01.01.02.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO (FONDO LOSAS - MO, EQ y consumibles por m2)	m2	4 273.81	13.58	58 038.34
01.01.01.02.08.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO (FONDO LOSAS - Materiales y otros)	m2	4 273.81	0.44	1 880.48
01.01.01.02.08.04	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS MATERIALES	kg	16 790.30	1.93	32 405.28
01.01.01.02.08.05	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS HABILITACION	kg	16 790.30	0.34	5 708.70
01.01.01.02.08.06	ACERO FY=4200 KG / CM2 PARA LOSAS COLOCACION	kg	16 790.30	0.65	10 913.70
<b>01.01.01.02.09</b>	<b>ESCALERA</b>				<b>9 480.59</b>
01.01.01.02.09.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	12.41	274.82	3 410.52
01.01.01.02.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	83.13	49.87	4 145.69
01.01.01.02.09.03	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	624.80	3.08	1 924.38
<b>01.01.01.02.10</b>	<b>PARAPETOS</b>				<b>60 486.57</b>
01.01.01.02.10.01	CONCRETO F'C = 210 KG/CM2	m3	45.75	249.84	11 430.18
01.01.01.02.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	895.12	47.48	42 500.30
01.01.01.02.10.03	ACERO FY=4200 KG / CM2	kg	2 128.60	3.08	6 556.09
<b>01.01.01.03</b>	<b>AISLADORES SÍSMICOS</b>				
<b>01.01.01.03.01</b>	<b>DISPOSITIVOS</b>				<b>858 708.95</b>
01.01.01.03.01.01	AISLADORES ELÁSTOMERICO DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR)	und	26.00	13 983.62	363 574.22
01.01.01.03.01.02	ENSAYO DE PROTOTIPO Y CONTROL DE CALIDAD - INCLUIDO	und	1.00	0.00	0.00
01.01.01.03.01.03	SISTEMA DE ANCLAJE (INCLUYE PERNOS GALV. Y MANGOS)	und	24.00	1 161.61	27 878.69
01.01.01.03.01.04	PLANTILLA DE MONTAJE PARA MANGOS	und	1.00	4 248.14	4 248.14
01.01.01.03.01.05	DESLIZADOR FRICCIONAL PLANO (DFP)	und	36.00	11 736.25	422 505.07
01.01.01.03.01.06	ENSAYO DE CONTROL DE CALIDAD (6) Y DE PROBETA (1) - INCLUIDO	und	1.00	0.00	0.00
01.01.01.03.01.07	SISTEMA DE ANCLAJE (INCLUYE PERNOS GALV. Y MANGOS)	und	36.00	672.01	24 192.43
01.01.01.03.01.08	PLANTILLA DE MONTAJE PARA MANGOS	und	1.00	4 242.74	4 242.74
01.01.01.03.01.09	NIVELACIÓN CON MORTERO AUTONIVELANTE (GROUTING)	m3	1.80	6 704.25	12 067.65
01.01.01.03.01.10	IMPORTACION Y TRANSPORTE A OBRA - INCLUIDO	und	1.00	0.00	0.00
01.01.01.03.01.11	VISITA DE ESPECIALISTA EN LA INSTALACIÓN (2 DÍAS EN OBRA) - INCLUIDA	und	2.00	0.00	0.00
<b>SUBTOTAL</b>				(NO INCLUYE IGV)	<b>2 217 967.29</b>

Asunciones y consideraciones.:

1. Se considera que la distancia máxima de acarreo es 30 m.
2. Se considera un factor de esponjamiento igual a 1.2 porque el tipo de suelo es arcilla limosa.4
3. Se considera 3 cm de altura de grouting en las superficies de apoyo de los pedestales.
4. Los costos de los aisladores se convirtieron de US\$ a S/ al tipo de cambio proyectado para el 2021, esto es US\$ 1 = S/ 3.60.



**ANEXO C: PLANOS ESTRUCTURALES**

ESPECIFICACIONES GENERALES EDIFICIO DE BASE FIJA AL SUELO

1.- CONCRETO ARMADO  
**RESISTENCIA DEL CONCRETO**  
 - PLATEA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN -  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 - MUROS -  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 - LOSAS Y PARAPETOS -  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**ACERO DE REFUERZO**  
 BARRAS DE ACERO ASTM A615 GRADO 60 -  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
**RECUBRIMIENTOS**  
 - MUROS - 4.0 cm.  
 - LOSAS - 4.0 cm.  
 - PLATEA DE CIMENTACIÓN - 4.0 cm. (Sup.)  
 - 7.0 cm. (Inf.)  
 - VIGA DE CIMENTACIÓN - 4.0 cm. (Lot.)  
 2.- SOBRECARGAS - 7.0 cm. (Inf.)  
 - S/C= INDICADAS  
 3.- CONSIDERACIONES SISMORESISTENTES  
 - SISTEMA ESTRUCTURAL: - XX: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA  
 - YY: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA  
 - PARÁMETROS DE FUERZA SÍSMICA:  
 -  $Z = 0.45$ ,  $U = 1.0$ ,  $S = 1.05$ ,  $T_p = 0.6 \text{ s}$ ,  $T_s = 2.0 \text{ s}$ ,  $R_y = 4$ ,  $R_v = 4$   
 -  $Z = 0.45$ ,  $U = 1.0$ ,  $S = 1.05$ ,  $T_p = 0.6 \text{ s}$ ,  $T_s = 2.0 \text{ s}$ ,  $R_y = R_v = 1.00$  SUBESTRUCTURA Y SISTEMA DE AISLAMIENTO  
 - DESP. MÁX. AZOTEA -  $D_x = 0.40 \text{ cm}$ . -  $D_y = 1.24 \text{ cm}$ .  
 - DERIVA MÁX. DE ENTREPISO -  $DR_x = 0.71$  -  $DR_y = 2.28$

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

4.- CIMENTACIÓN  
 - TIPO DE CIMENTACIÓN: - PLATEA DE CIMENTACIÓN  
 - ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: - RELLENO DE MATERIAL GRANULAR CONTROLADO DE INGENIERÍA SEGÚN LAS RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS.  
 - PROFUNDIDAD DE RELLENO EST.: - 0.5 m DEBAJO DE VIGA DE CIMENT.  
 - PRESIÓN ADMISIBLE: -  $Q_{adm} = 1.40 \text{ Kg/cm}^2$   
 - PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO: - NO SE REGISTRÓ.  
 - AGRESIVIDAD DEL SUBSUELO: - NO SE REGISTRÓ.

ESPECIFICACIONES GENERALES EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE

1.- CONCRETO ARMADO  
**RESISTENCIA DEL CONCRETO**  
 - PLATEA DE CIMENTACIÓN -  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 - MUROS DE CONTENCIÓN -  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 - PEDESTALES, CAPITELES Y VIGAS -  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 - MUROS -  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 - LOSAS Y PARAPETOS -  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**ACERO DE REFUERZO**  
 BARRAS DE ACERO ASTM A615 GRADO 60 -  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
**RECUBRIMIENTOS**  
 - MUROS Y VIGAS - 4.0 cm.  
 - LOSAS - 4.0 cm.  
 - PLATEA DE CIMENTACIÓN - 4.0 cm. (Sup.)  
 - 7.0 cm. (Inf.)  
 - PEDESTALES, CAPITELES - 4.0 cm.  
 Y MUROS DE CONTENCIÓN  
 2.- SOBRECARGAS - 7.0 cm. (Inf.)  
 - S/C= INDICADAS  
 3.- CONSIDERACIONES SISMORESISTENTES  
 - SISTEMA ESTRUCTURAL: - XX: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA  
 - YY: MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA  
 - PARÁMETROS DE FUERZA SÍSMICA:  
 -  $Z = 0.45$ ,  $U = 1.0$ ,  $S = 1.05$ ,  $T_p = 0.6 \text{ s}$ ,  $T_s = 2.0 \text{ s}$   
 -  $R_y = R_v = 1.50$  SUPERESTRUCTURA Y SISTEMA DE AISLAMIENTO  
 - DESP. MÁX. AZOTEA -  $D_x = 0.24 \text{ cm}$ . -  $D_y = 0.61 \text{ cm}$ .  
 - DERIVA MÁX. DE ENTREPISO -  $DR_x = 0.21$  -  $DR_y = 0.38$

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

4.- CIMENTACIÓN  
 - TIPO DE CIMENTACIÓN: - PLATEA DE CIMENTACIÓN  
 - ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: - TERRENO NATURAL: ARENA MAL GRADUADA CON LIMOS Y GRAVAS.  
 - PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: - 1.9 m DEBAJO DEL NIVEL DEL TERRENO  
 - PRESIÓN ADMISIBLE: -  $Q_{adm} = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$   
 - PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO: - NO SE REGISTRÓ.  
 - AGRESIVIDAD DEL SUBSUELO: - NO SE REGISTRÓ.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE AISLADORES Y DESLIZADORES SÍSMICOS

LDR A: Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento  
 FSF B: Deslizadores friccionales de superficie plana

PROPIEDADES DINÁMICAS NOMINALES DE AISLADORES Y DESLIZADORES

TIPO	Qd (ton)	Kd (ton/m)	Ka (ton/m)	Fy (ton)	DM (m)	DTM (m)	DTM (m)	Keff@DM (ton/m)	$\beta$ @DM (%)	P max (ton)
LDR A	1.5	53.9	593.4	1.7	0.258	0.300	0.300	60	6.3	287
FSF B	-----	-----	-----	21.20	0.258	0.300	0.300	15.5	63.7	362

FACTORES DE MODIFICACIÓN LAMBDA

Descrip.	LDR A		FSF B
	Kd	Qd	$\mu$
$\lambda_{max}$	1.30	1.30	1.60
$\lambda_{min}$	0.80	0.80	0.80

Los factores de modificación lambda deben ser presentados al ingeniero responsable del sistema de aislamiento para su aprobación de acuerdo al artículo 13 y 28.5 de la NTP E. 031 "Aislamiento sísmico".

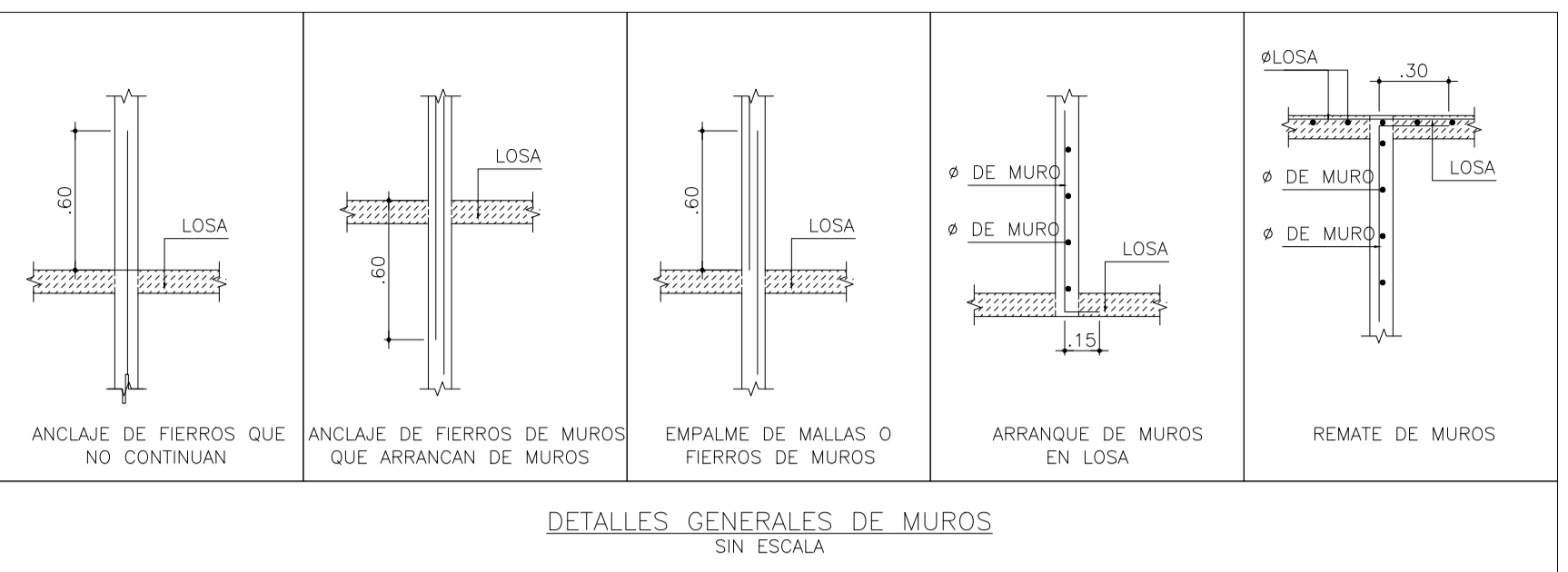
PROPIEDADES DINÁMICAS INDIVIDUALES PARA LÍMITES DE VARIACIÓN CONSIDERADOS EN DISEÑO

TIPO	Rigideces efectivas de diseño para SMC (ton/m)	Amortiguamiento efectivo o coeficiente de fricción dinámico considerado en el diseño para SMC (%)
LDR A	$48_{(LB)} \leq K_{eff} @ DM \leq 78_{(UB)}$	$\beta_{eff} \sim 6\%$
FSF B	$12_{(LB)} \leq K_{eff} @ DM \leq 26_{(UB)}$	$4_{(LB)} \leq \beta_{max} \leq 8_{(UB)}$

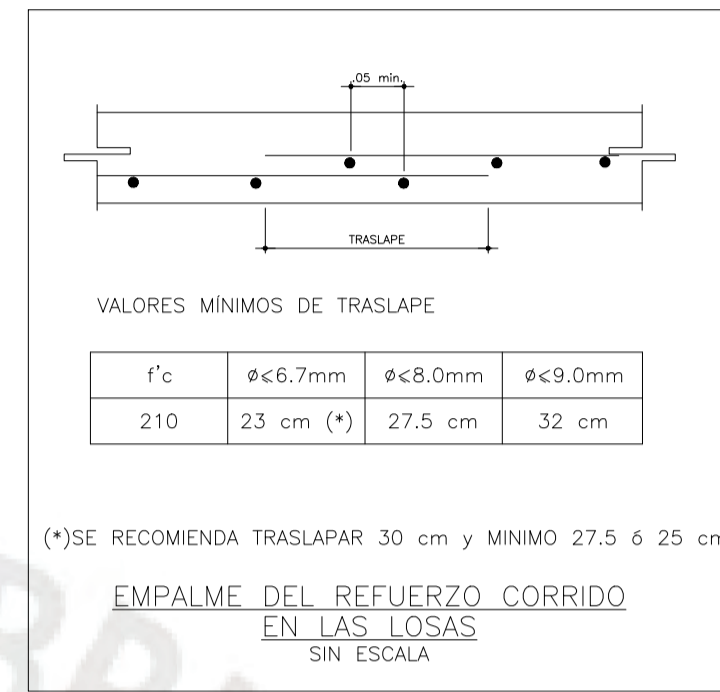
Esto no son los límites para ensayos, revisar especificaciones técnicas del sistema de aislamiento.

DESPLAZAMIENTOS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO PARA LOS LÍMITES DE VARIACIÓN DE PROPIEDAD

Limite inferior		Propiedades nominales		Limite superior	
DM (mm)	DTM (mm)	DM (mm)	DTM (mm)	DM (mm)	DTM (mm)
256	296	256	300	239	276



DETALLES GENERALES DE MUROS SIN ESCALA

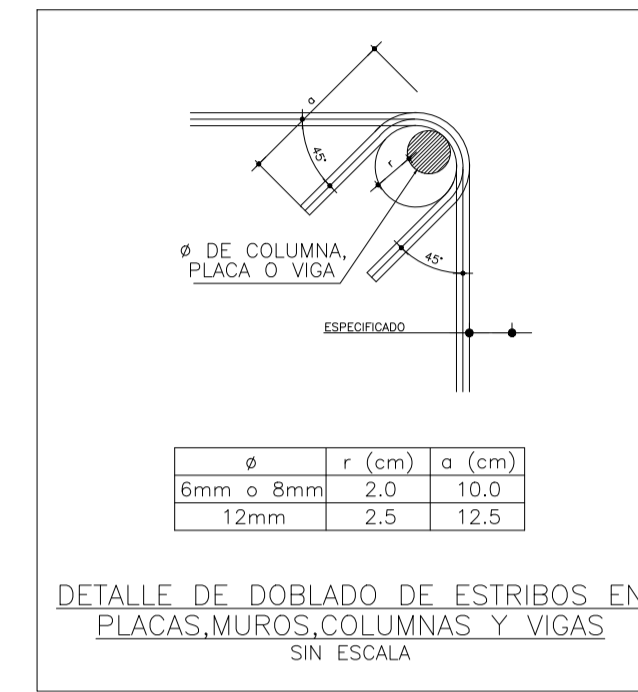


VALORES MÍNIMOS DE TRASLAPE

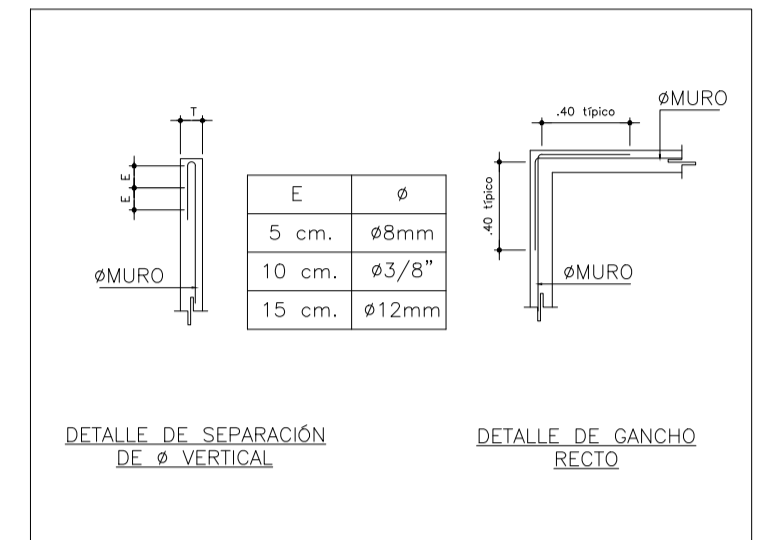
f'c	$\phi < 6.7 \text{ mm}$	$\phi < 8.0 \text{ mm}$	$\phi < 9.0 \text{ mm}$
210	23 cm (*)	27.5 cm	32 cm

(\*) SE RECOMIENDA TRASLAPAR 30 cm Y MÍNIMO 27.5 ó 25 cm

EMPALME DEL REFUERZO CORRIDO EN LAS LOSAS SIN ESCALA

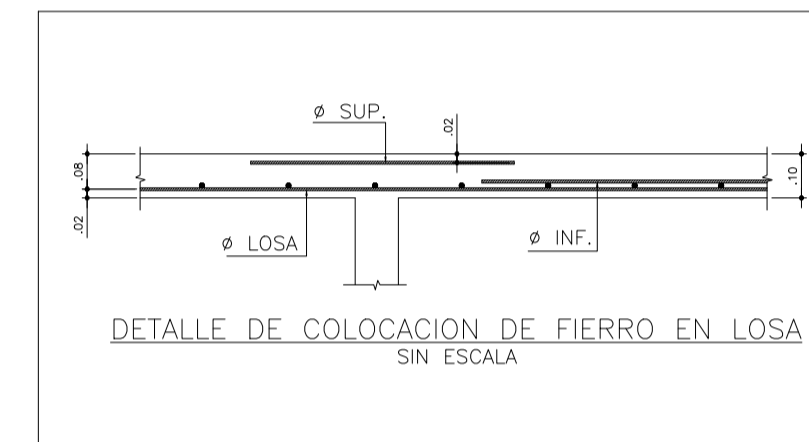


DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS SIN ESCALA



DETALLE DE SEPARACIÓN DE  $\phi$  VERTICAL

DETALLE DE GANCHO RECTO



DETALLE DE COLOCACIÓN DE FIERRO EN LOSA SIN ESCALA

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS AISLADORES
- Antes de seleccionar al fabricante, la propuesta técnica de los aisladores sísmicos deben ser revisadas y aprobadas por el proyectista, supervisión y representante de la entidad.
  - Los aisladores y deslizadores sísmicos deben cumplir con las propiedades y tolerancias dadas en las especificaciones técnicas correspondientes.
  - La propuesta técnica de los aisladores sísmicos debe cumplir con el check-list de evaluación de acuerdo a las Especificaciones Técnicas (EETT) del proyecto.
  - Los aisladores elastoméricos deben estar compuestos de caucho natural, de acuerdo a las EE.TT.
  - Los deslizadores friccionales deben tener un núcleo en contacto con un plato en el cual desliza. La superficie de contacto del núcleo debe ser de teflón (PTFE, politetrafluoroetileno) y la del plato debe ser de acero inoxidable con pulido espejo.
  - El teflón de los deslizadores deben ser de superficie lisa, y para reducir su desgaste se puede reforzar con grafito, fibra de vidrio o molibdeno.
  - El fabricante debe contar con un representante en Perú que brinde el soporte permanente para la correcta instalación y cualquier imprevisto que pudiera pasar en obra.
  - Las dimensiones de los aisladores y deslizadores son referenciales y pueden variar según el proveedor, cumpliéndose siempre las propiedades dinámicas dadas en las EETT y memorias de cálculo.
  - Los pernos de los aisladores elastoméricos deben tener la longitud suficiente para poder desarrollar las fuerzas de tensión del aislador, o al menos una longitud igual a 18 veces su diámetro.
  - Los aisladores en conjunto con sus anclajes deben ser fabricados o importados por el mismo fabricante, para cumplir la garantía del producto.
  - El aislador debe tener un capa de caucho externo de espesor igual o mayor a 3/4".
  - El aislador debe tener, adicional a las planchas de montaje, planchas internas (superior e inferior) que confinen el ensamble de caucho, acero y plomo.
  - Los dispositivos de aislamiento deben cumplir con los factores de modificación mínimos y máximos de las propiedades de los dispositivos de aislamiento para fabricantes de clase I, indicados en la Norma Técnica E. 031 "Aislamiento Sísmico" (2019) y en las EETT. Además, el fabricante debe presentar un sustento de los valores de acuerdo con los artículos 13 y 28.5 de la NTP E.031.
  - El fabricante debe presentar 3 memorias de cálculo para validar el diseño: a) propiedades nominales, b) propiedades para límite inferior, y c) propiedades para límite superior.
  - La estabilidad debe ser verificada con el desplazamiento que resulta del factor del límite inferior en combinación con la carga axial máxima que resulta del límite superior. El factor de seguridad para esta verificación es como mínimo 1.00.
  - De acuerdo con la NTP E. 031, el fabricante debe acreditar mediante reportes o investigaciones que ha efectuado ensayos para caracterizar las propiedades de sus dispositivos. Estos ensayos deben de haber sido ejecutados en un laboratorio de cualquier universidad o instituto de investigación reconocido a nivel mundial. Los ensayos requeridos se describen en los siguientes ítems.
  - El fabricante debe entregar un reporte en el que se demuestra que sus dispositivos han sido evaluados a diferentes condiciones que modifican sus propiedades: envejecimiento, magnitud de carga axial, temperatura, velocidad, fatiga y durabilidad.

DIMENSIONES REFERENCIALES DE LOS AISLADORES ELASTOMÉRICOS

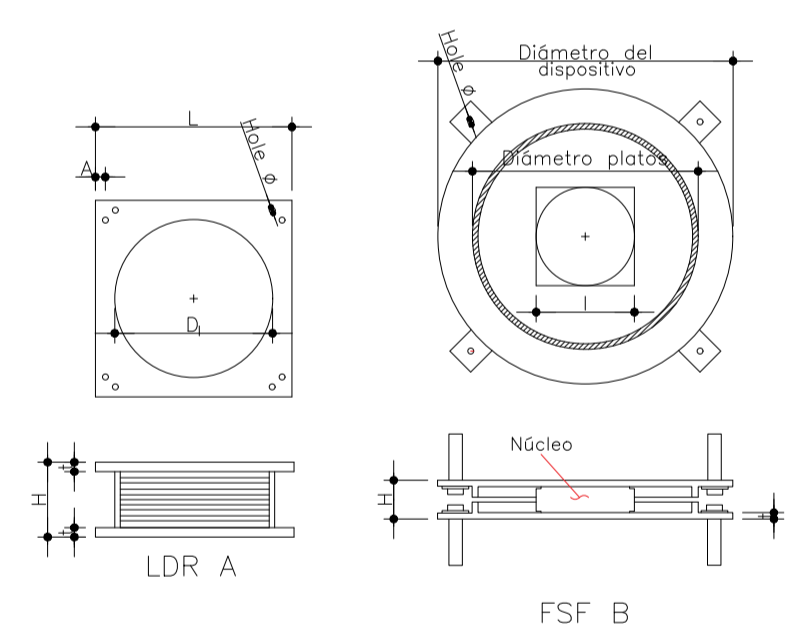
TIPO	Cantidad	Nº de pernos	D <sub>i</sub> (mm)	H (mm)	t (mm)	L (mm)	A (mm)	Perno Ø (mm)
LDR A	24	8 o 16 *	590	350.5	20	640	50	42

\* El número total de pernos de anclaje se determinará en el diseño definitivo

DIMENSIONES REFERENCIALES DE LOS DESLIZADORES SÍSMICOS

TIPO	Cantidad	Nº de pernos	H (mm)	t (mm)	l (mm)	Diámetro plato (mm)	Diámetro dispositivo (mm)	Perno Ø (mm)
FSF B	36	8 o 16 *	114	25	365	700	900	42

\* El número total de pernos de anclaje se determinará en el diseño definitivo



Rigidez efectiva global de diseño para SMC (ton/m)	Amortiguamiento efectivo global de diseño para SMC (%)
$1602_{(LB)} \leq K_{eff} @ DM \leq 2851_{(UB)}$	$22.5_{(LB)} \leq \beta_{eff} @ DM \leq 28_{(UB)}$

LB: Limite inferior de las propiedades de los dispositivos  
 UB: Limite superior de las propiedades de los dispositivos

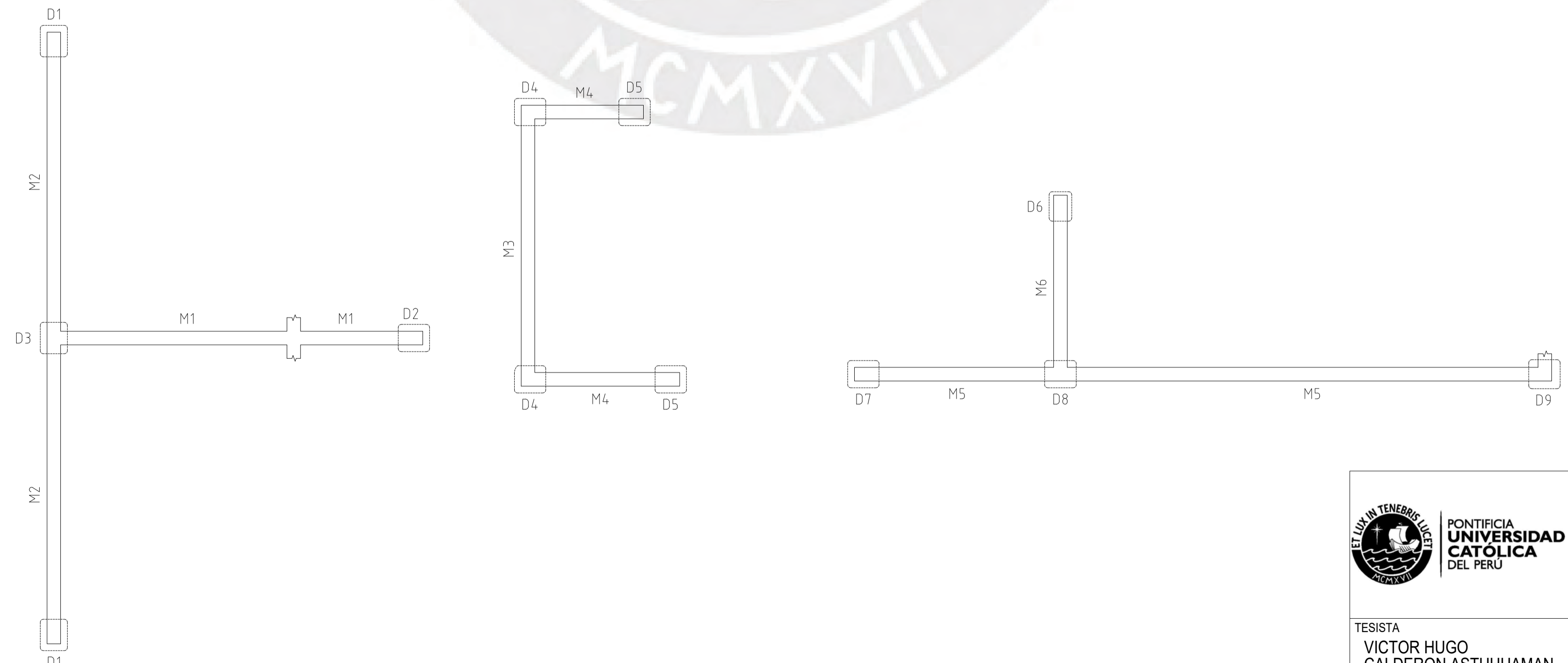
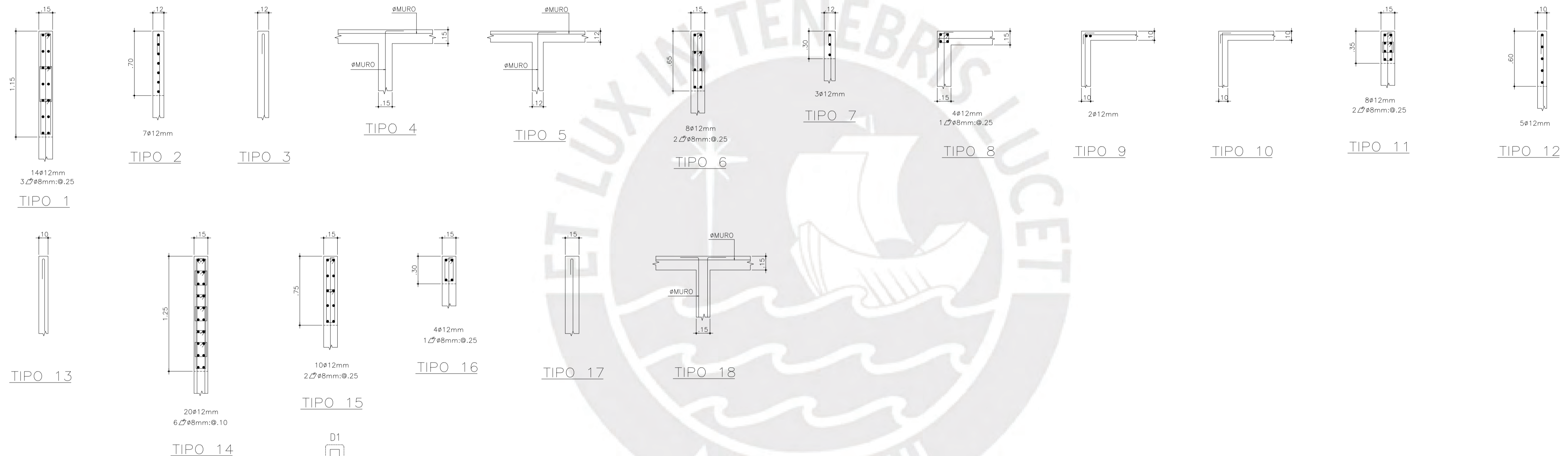
FACTORES DE SEGURIDAD

Para el diseño de los aisladores sísmicos se deberán respetar los factores de seguridad indicados del Anexo II de la NTP E. 031 "Aislamiento sísmico".

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ TESISISTA VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN 20130215	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		
	CONTENIDO	ESPECIFICACIONES GENERALES		
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		
ASESORES	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	LAMINA	ESCALA INDICADAS	
		ES-1		FECHA
				MARZO 2021

CUADRO DE DETALLES DE LOS BORDES DE LOS MUROS									
DETALLE	NIVEL	1° PISO	2° PISO	3° PISO	4° PISO	5° PISO	6° PISO	7° PISO	8° PISO
D1		14ø12mm (TIPO 1)	→	7ø12mm (TIPO 2)	→	----- (TIPO 3)	----- (TIPO 3)	----- (TIPO 3)	----- (TIPO 3)
D2		8ø12mm (TIPO 6)	→	3ø12mm (TIPO 7)	→	----- (TIPO 3)	----- (TIPO 3)	----- (TIPO 3)	----- (TIPO 3)
D3		----- (TIPO 4)	----- (TIPO 4)	----- (TIPO 5)	----- (TIPO 5)	----- (TIPO 5)	----- (TIPO 5)	----- (TIPO 5)	----- (TIPO 5)
D4		4ø12mm (TIPO 8)	→	2ø12mm (TIPO 9)	→	----- (TIPO 10)	----- (TIPO 10)	----- (TIPO 10)	----- (TIPO 10)
D5		8ø12mm (TIPO 11)	→	5ø12mm (TIPO 12)	→	----- (TIPO 13)	----- (TIPO 13)	----- (TIPO 13)	----- (TIPO 13)
D6		2ø12mm (TIPO 14)	→	→	10ø12mm (TIPO 15)	→	→	4ø12mm (TIPO 16)	→
D7		8ø12mm (TIPO 6)	→	→	4ø12mm (TIPO 16)	→	→	----- (TIPO 17)	----- (TIPO 17)
D8		----- (TIPO 18)	----- (TIPO 18)	----- (TIPO 4)	----- (TIPO 4)	----- (TIPO 4)	----- (TIPO 4)	----- (TIPO 4)	----- (TIPO 4)
D9		4ø12mm (TIPO 16)	→	→	→	→	→	----- (TIPO 17)	----- (TIPO 17)

CUADRO DE MUROS														
PISO	MURO M1		MURO M2		MURO M3		MURO M4		MURO M5		MURO M6			
	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.		
1ER PISO	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø1/2"ø.125	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175 DOBLE MALLA	ø12mmø.175 DOBLE MALLA
2DO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
3ER PISO	ø3/8"ø.25	ø3/8"ø.25	ø3/8"ø.25	ø3/8"ø.25	ø3/8"ø.25	ø3/8"ø.25	ø8mmø.25	ø8mmø.25	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	ø3/8"ø.175	
4TO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
5TO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
6TO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
7MO PISO	ø8mmø.20	ø8mmø.25	ø8mmø.20	ø8mmø.25	↓	↓	↓	↓	ø8mmø.15	ø8mmø.20	↓	↓	ø3/8"ø.20	ø3/8"ø.20
8VO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	



<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		
	CONTENIDO	MUROS DEL EMDL CONVENCIONAL		
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		
TESISISTA VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN 20130215	ASESORES MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	LAMINA <b>ES-2</b>	ESCALA INDICADAS FECHA MARZO 2021	

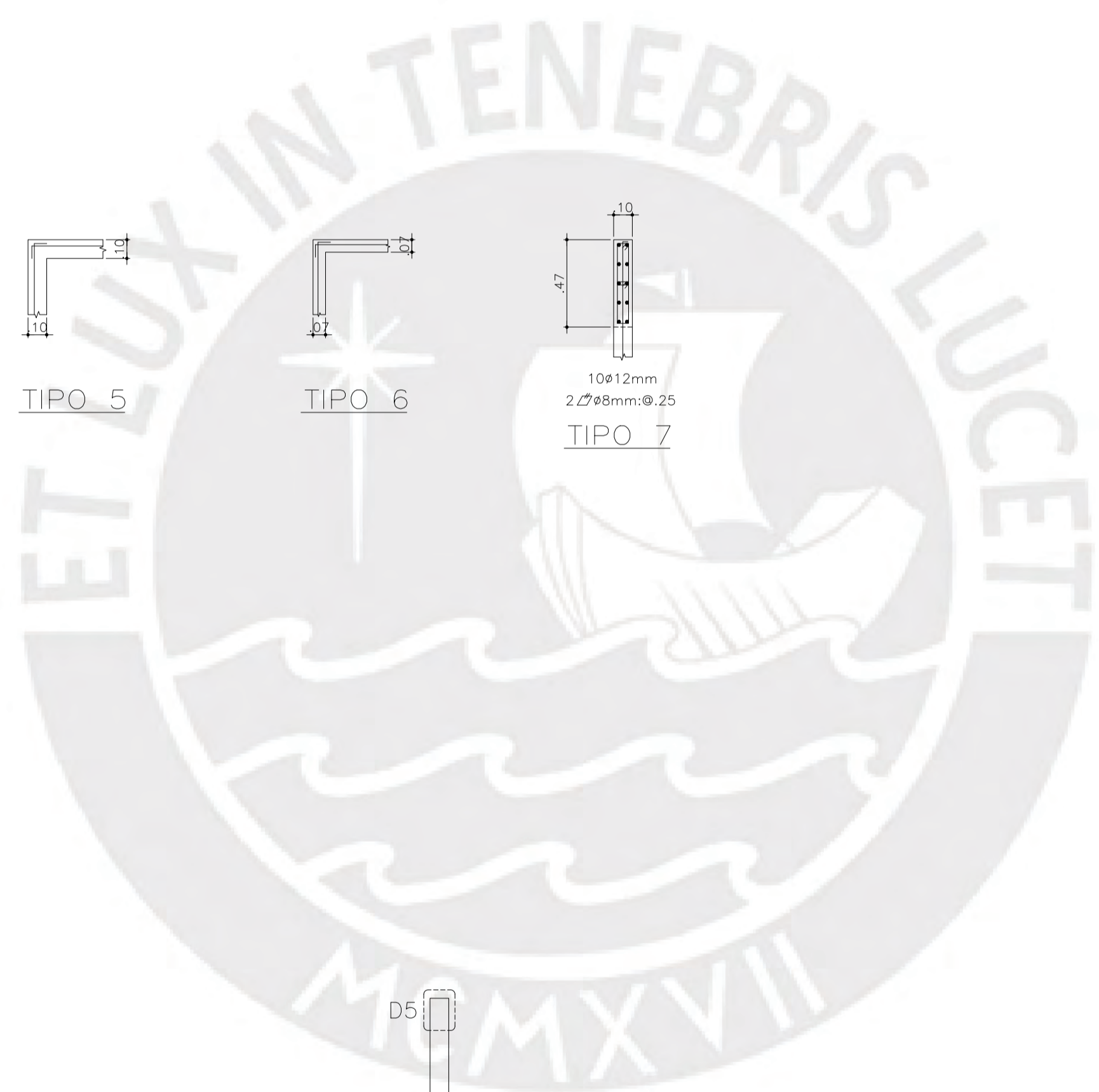
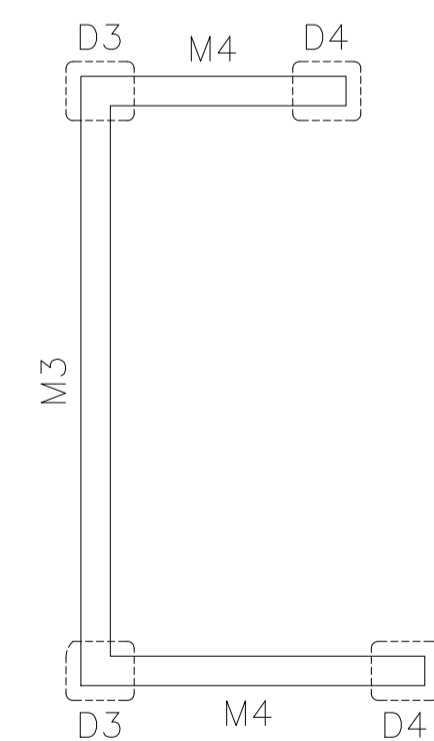
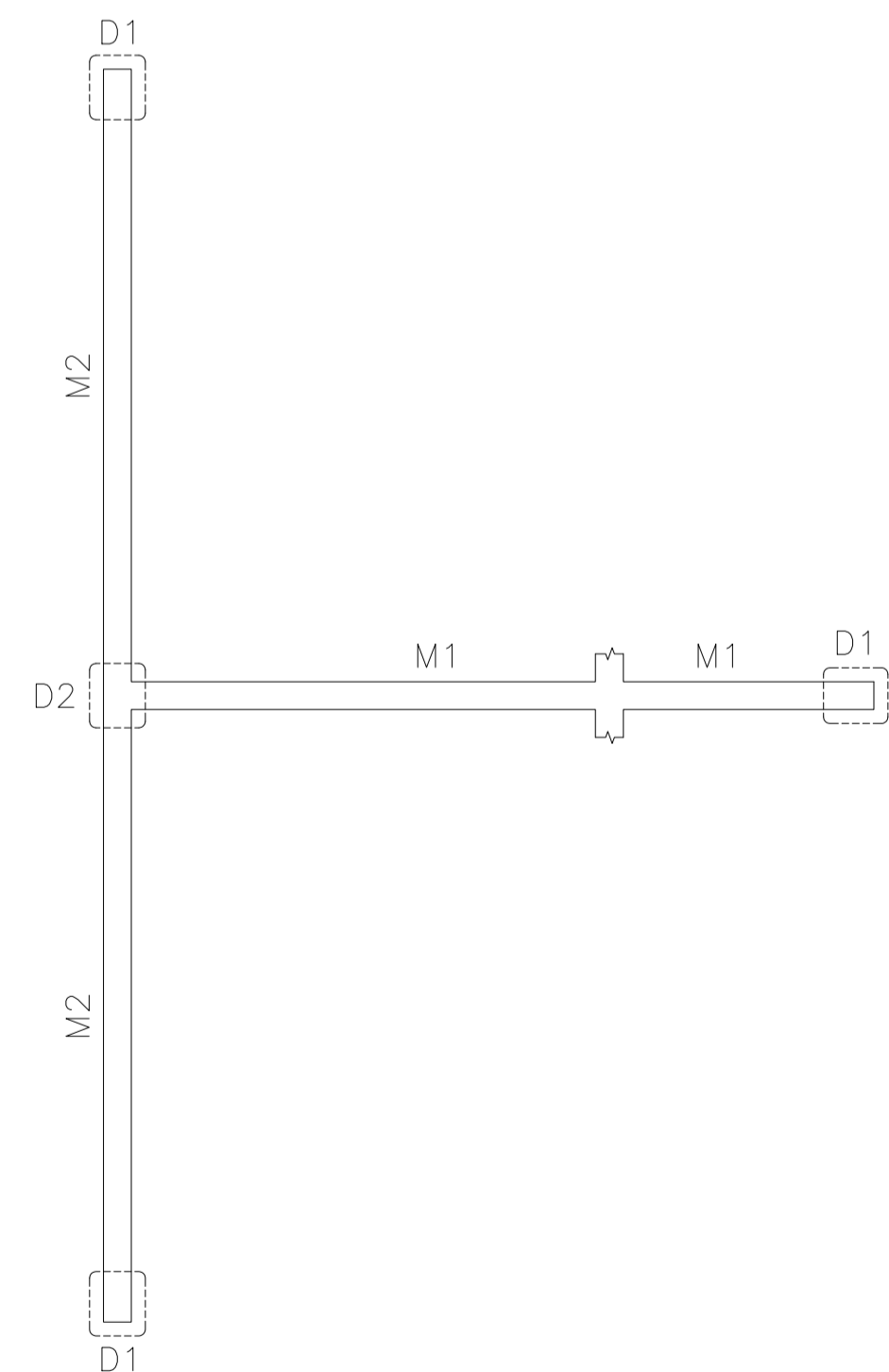
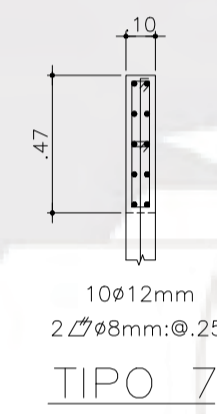
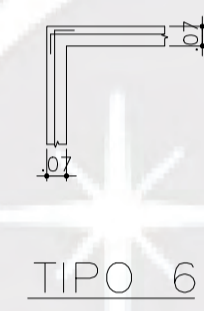
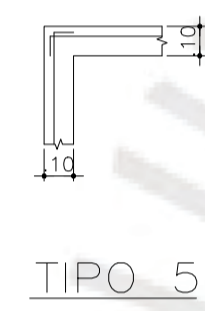
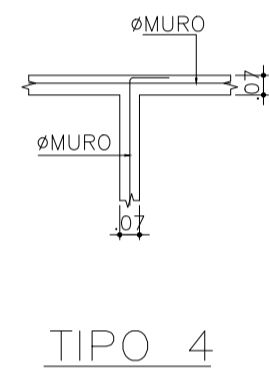
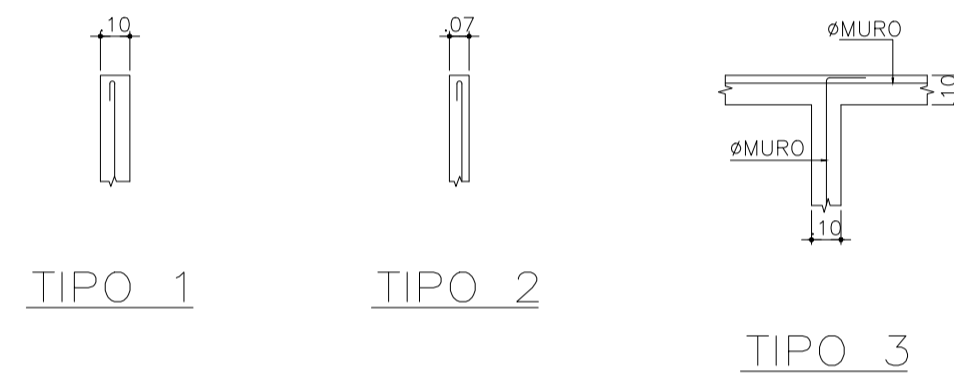
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

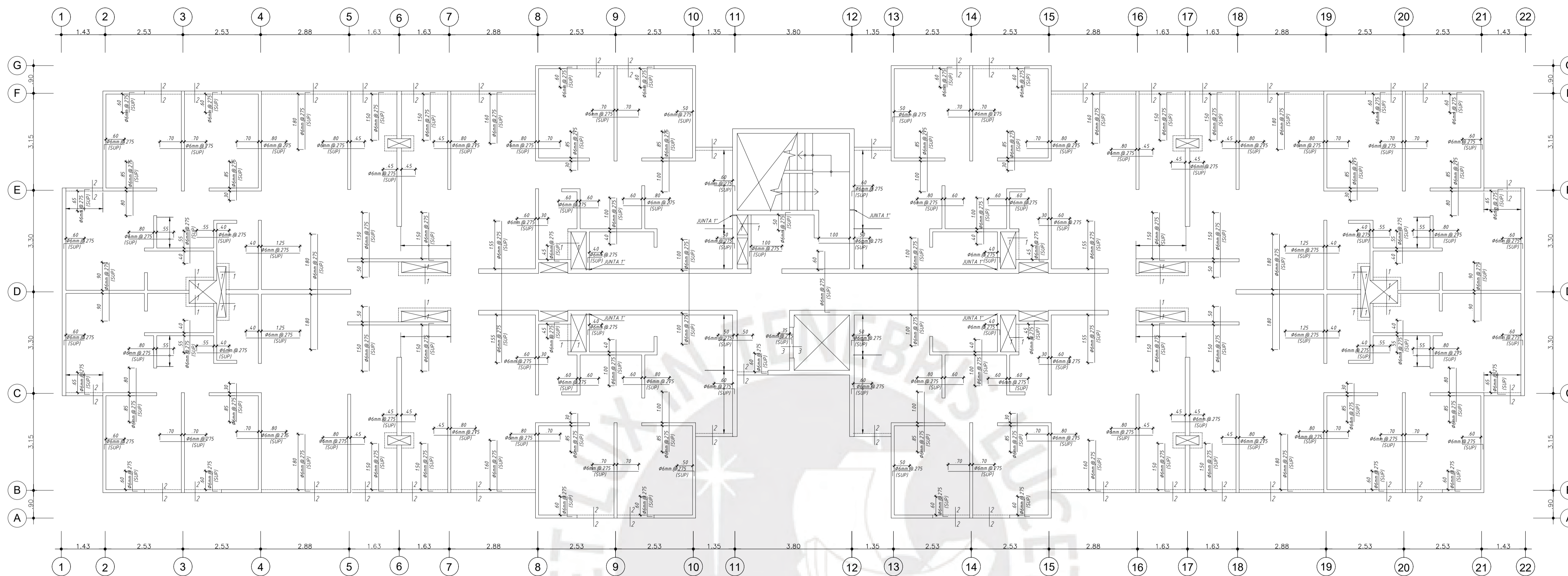


CUADRO DE DETALLES DE LOS BORDES DE LOS MUROS									
DETALLE	NIVEL	1° PISO	2° PISO	3° PISO	4° PISO	5° PISO	6° PISO	7° PISO	8° PISO
D1	(TIPO 1)	→	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)
D2	(TIPO 3)	→	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)
D3	(TIPO 5)	→	(TIPO 6)	(TIPO 6)	(TIPO 6)	(TIPO 6)	(TIPO 6)	(TIPO 6)	(TIPO 6)
D4	(TIPO 1)	→	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)
D5	10ø12mm (TIPO 7)	→	→	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)
D6	(TIPO 1)	→	→	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)
D7	(TIPO 3)	→	→	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)	(TIPO 4)
D8	(TIPO 1)	→	→	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)	(TIPO 2)

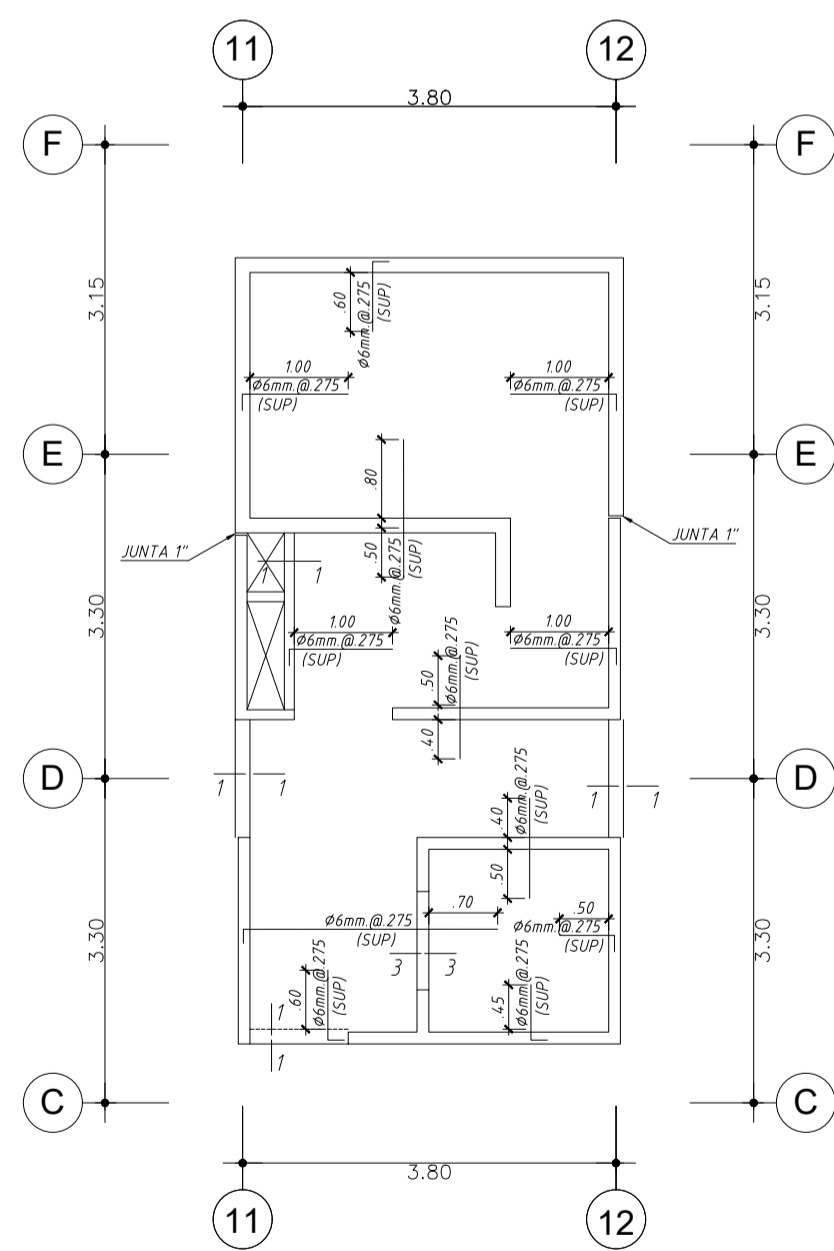
CUADRO DE MUROS												
PISO	MURO M1		MURO M2		MURO M3		MURO M4		MURO M5		MURO M6	
	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.
1ER PISO	3/8"ø.20	3/8"ø.30	3/8"ø.175	3/8"ø.175	3/8"ø.175	3/8"ø.175	8mmø.15	8mmø.20	3/8"ø.175	3/8"ø.175	3/8"ø.175	3/8"ø.175
2DO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
3ER PISO	8mmø.15	8mmø.20	3/8"ø.25	3/8"ø.25	8mmø.25	8mmø.25	8mmø.25	8mmø.25	↓	↓	↓	↓
4TO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	3/8"ø.25	3/8"ø.25	3/8"ø.25	3/8"ø.25
5TO PISO	↓	↓	8mmø.25	8mmø.25	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
6TO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
7MO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	8mmø.25	8mmø.25	8mmø.25	8mmø.25
8VO PISO	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓



<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	
	CONTENIDO	MUROS DEL EMDL AISLADO SÍSMICAMENTE	
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ	
TESISTA	ASESORES	LAMINA	ESCALA
VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	ES-3	INDICADAS
20130215			FECHA
			MARZO 2021

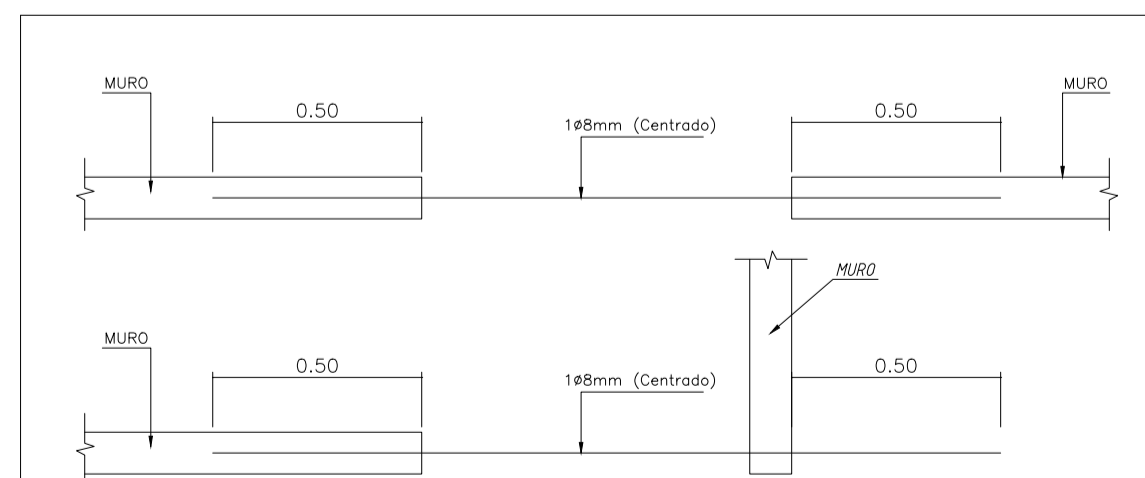
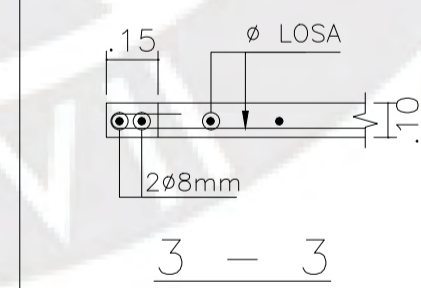
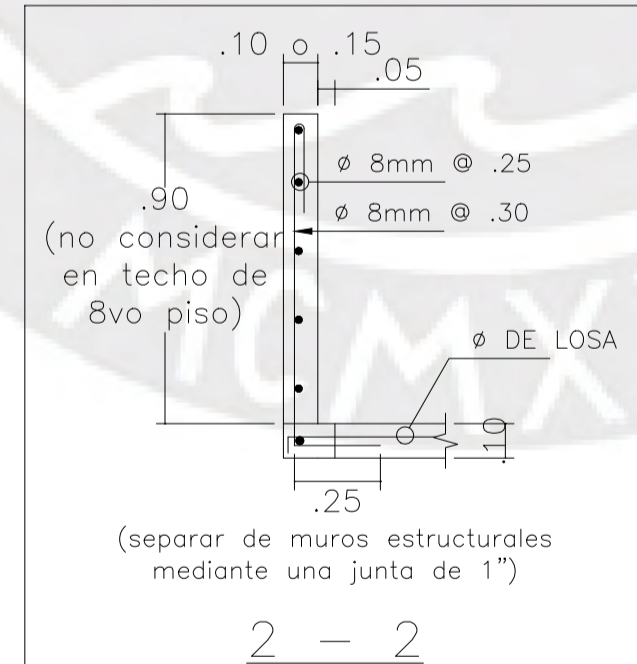
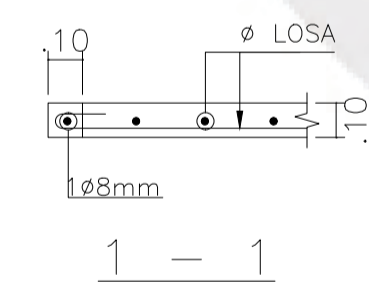


**ENCOFRADO DE TECHO DEL 1° AL 8° PISO**  
 ESCALA: 1:50  
 S/C = 200 kg/m<sup>2</sup>  
 LOSA MACIZA H=0.10m, MALLA #8mm @ 275 INFERIOR.  
 (SÓLO SE MUESTRA REFUERZO ADICIONAL)

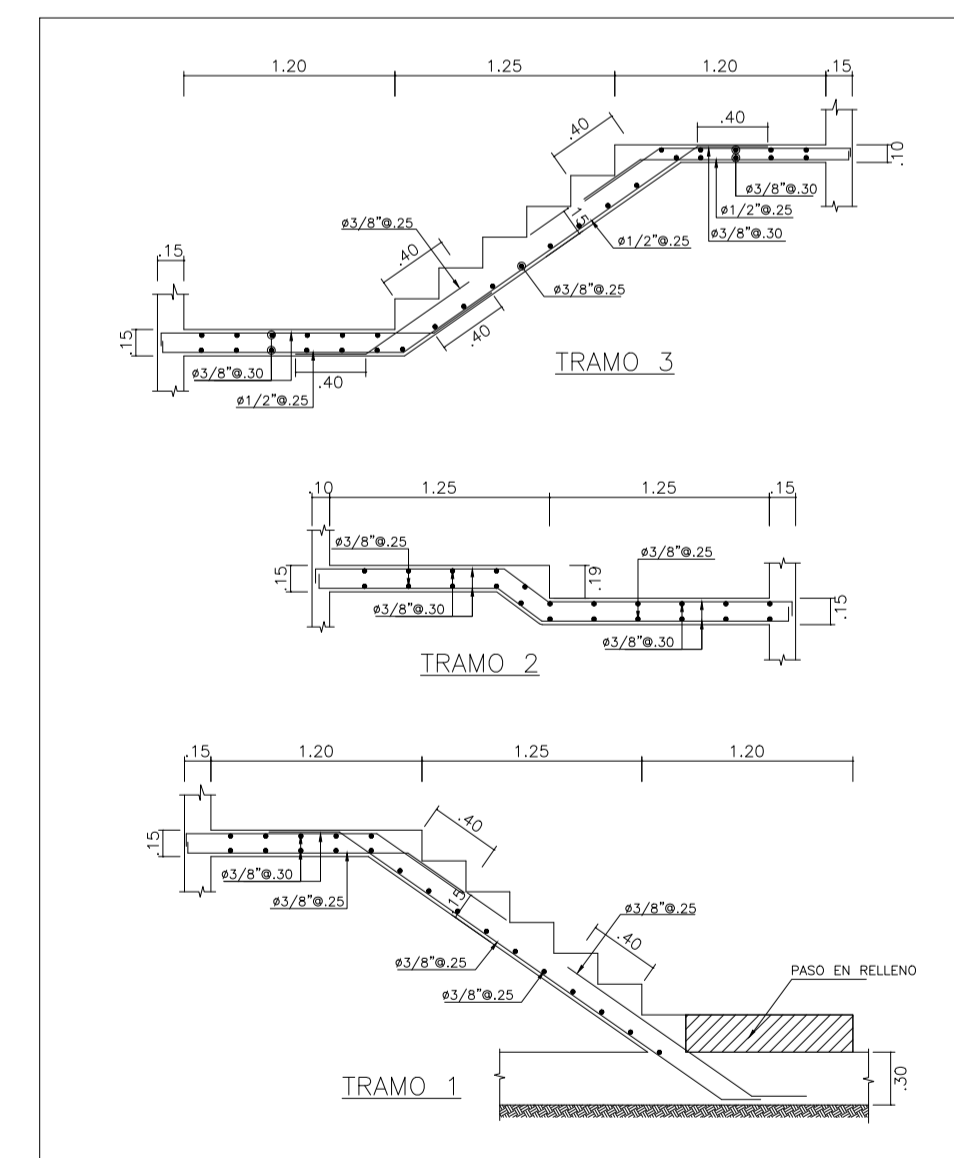


**ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA**  
 ESCALA: 1:50  
 S/C = 100 kg/m<sup>2</sup>  
 LOSA MACIZA H=0.10m, MALLA #8mm @ 275 INFERIOR.  
 (SÓLO SE MUESTRA REFUERZO ADICIONAL)

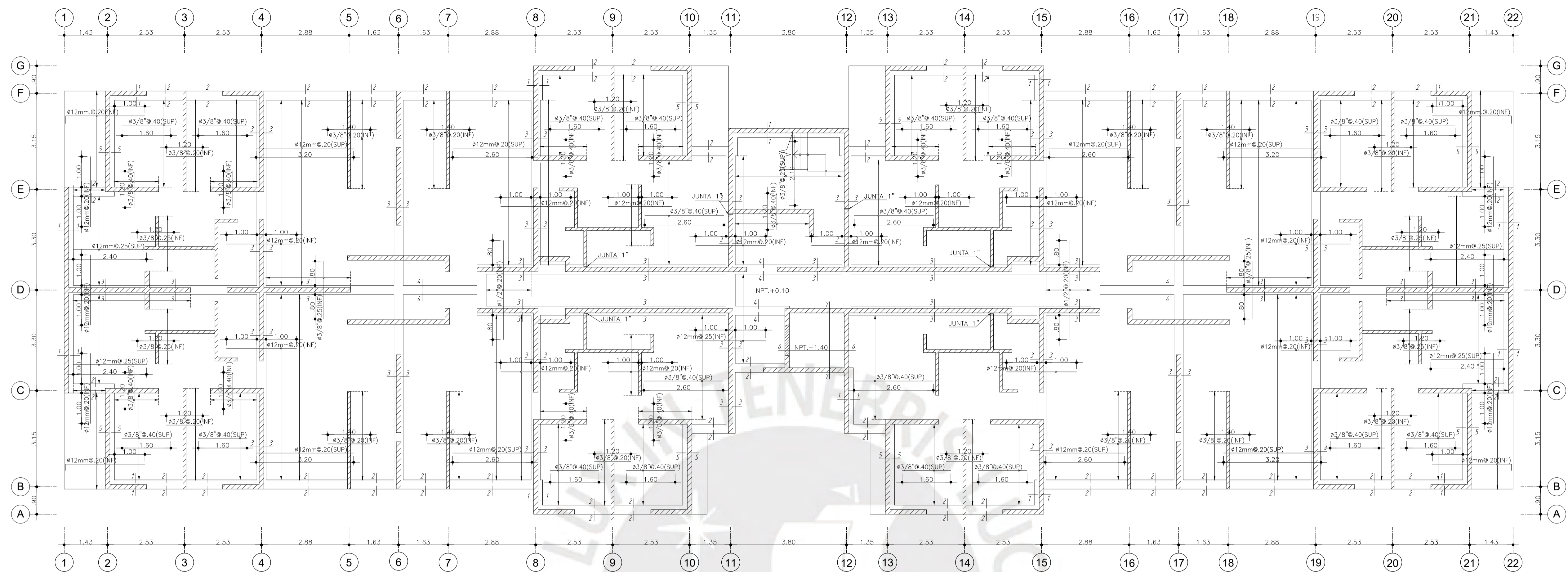
CORTES DE TECHO



NOTA:  
 SÓLO SE MUESTRA REFUERZO ADICIONAL EN LOSAS DE MÁS DE 15CM DE ESPESOR SE DEBE COLOCAR DOBLE VARILLA, UNA SUPERIOR Y OTRA INFERIOR, SE EMPLEA ESTE REFUERZO SÓLO CUANDO NO SE INDICA EN PLANTA.  
 DETALLE TÍPICO DE REFUERZO EN LOSAS

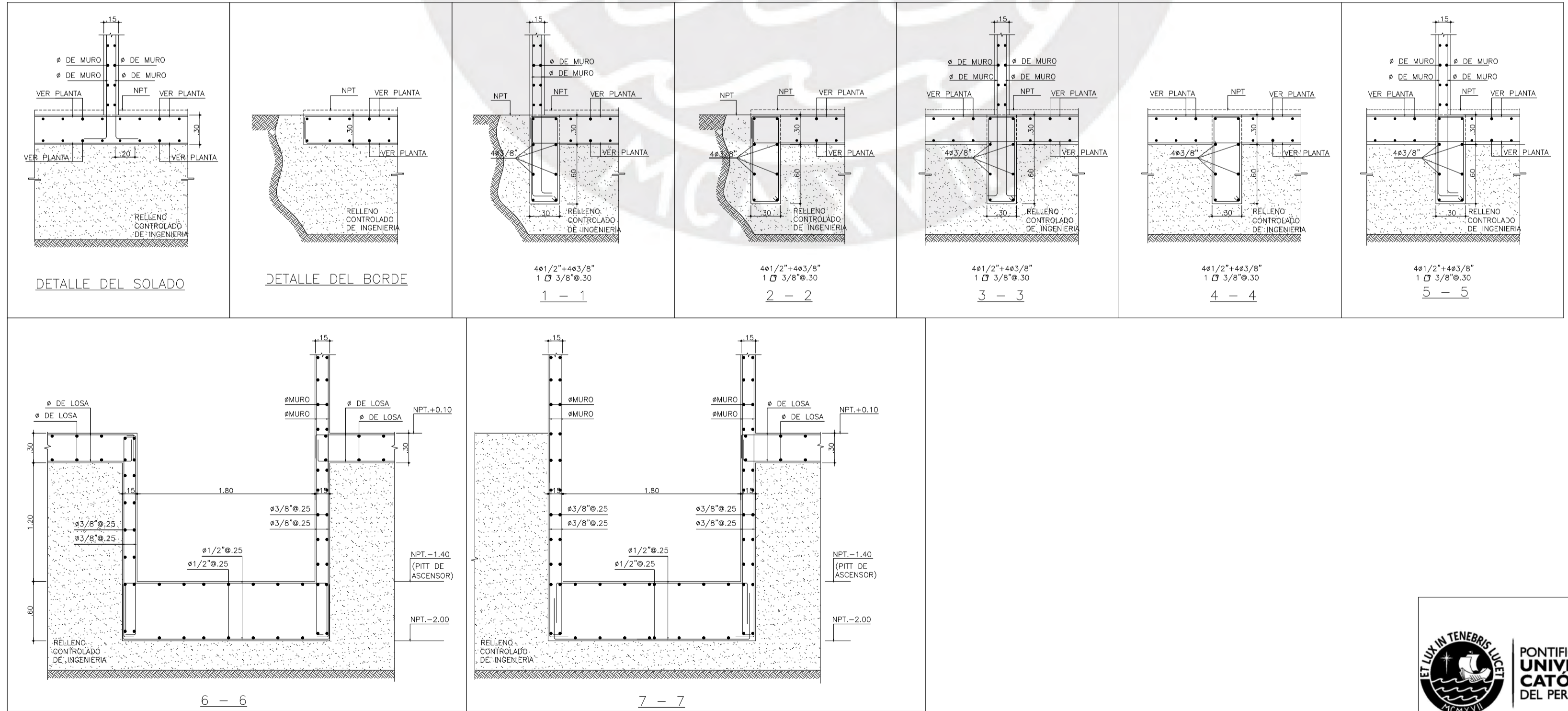


<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	
	CONTENIDO	ENCOFRADO TÍPICO Y ESCALERAS	
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ	
TESISISTA VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN 20130215	ASESORES MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	LAMINA	ESCALA
		ES-4	1:50
			FECHA
			MARZO 2021

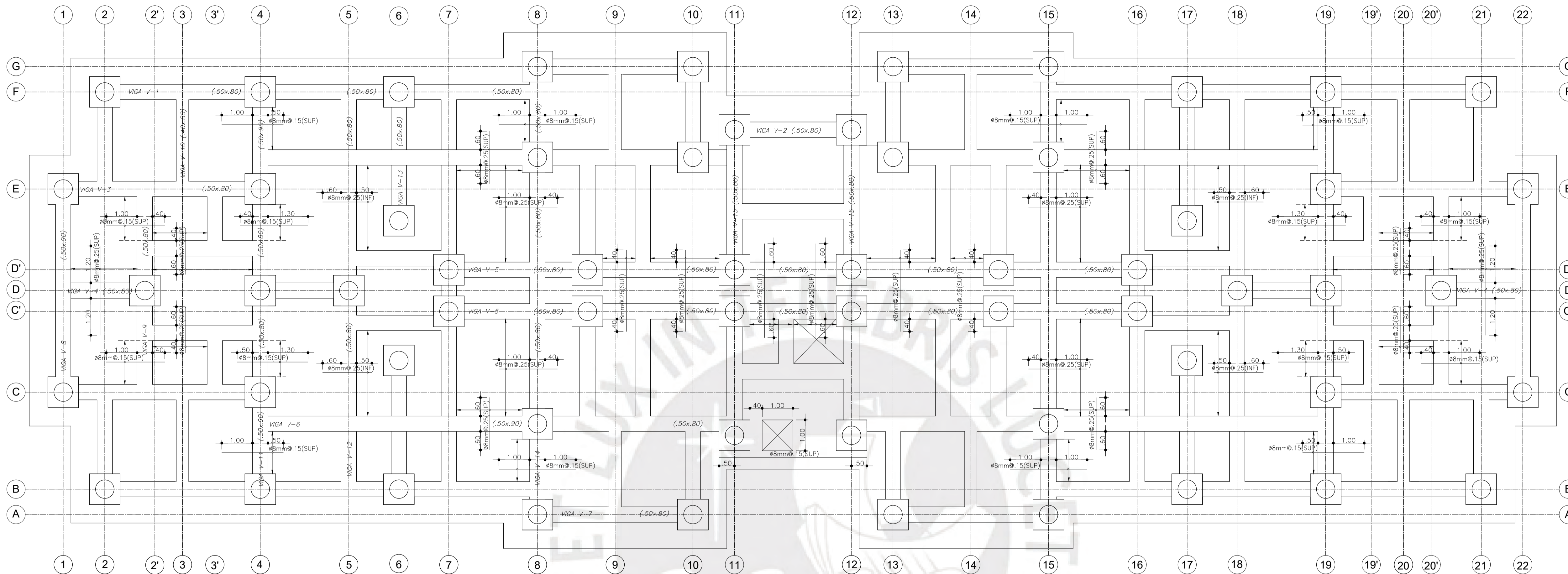


PLATEA DE CIMENTACION  
 ESCALA: 1:50  
 H=0.30m, MALLA #3/8" @ 25 SUP. E INF.  
 (SOLO SE MUESTRA REFUERZO ADICIONAL)

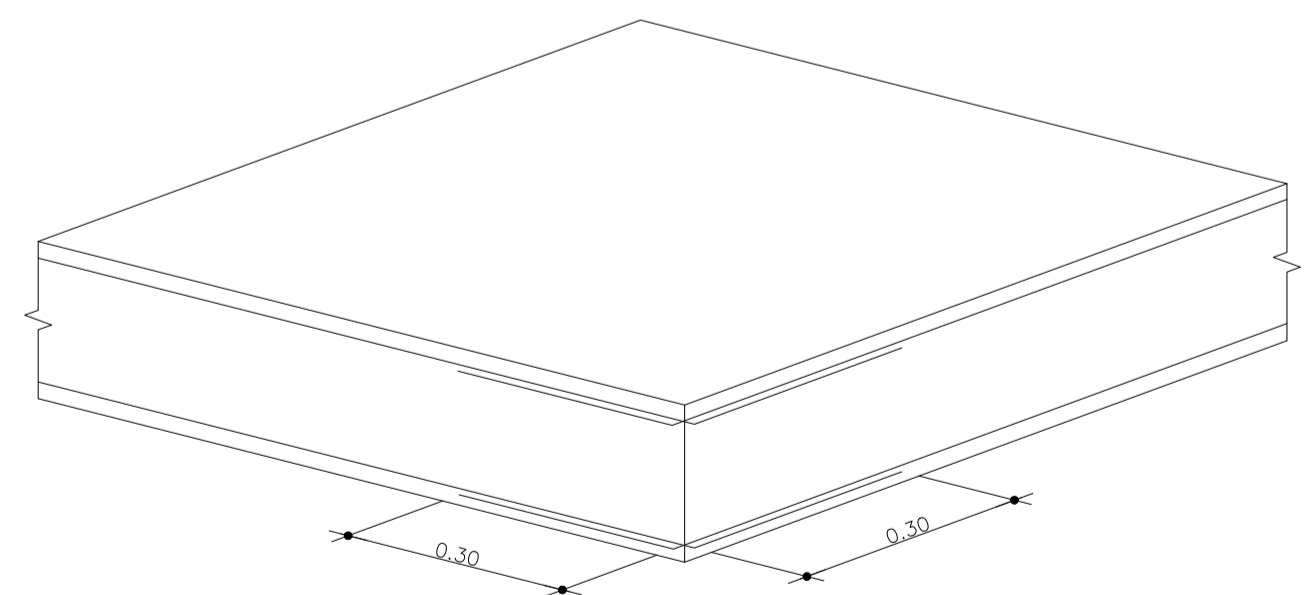
CORTES DE CIMENTACION



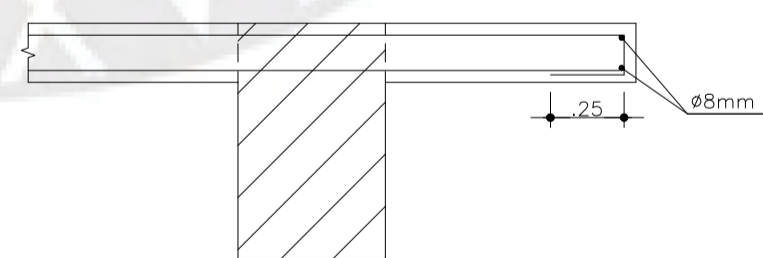
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	
	CONTENIDO	PLATEA DE CIMENTACIÓN DEL EMDL CONVENCIONAL	
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ	
	TESISTA	ASESORES	LAMINA
VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	ES-5	INDICADA
20130215			FECHA
			MARZO 2021



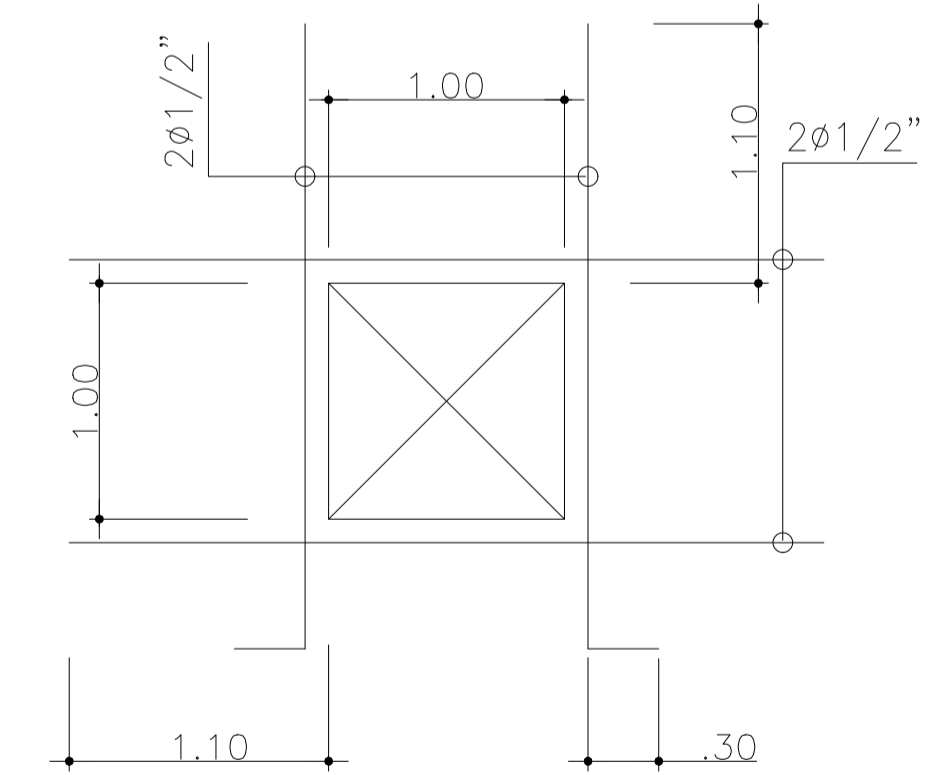
**LOSA DEL NIVEL DE BASE**  
 ESCALA: 1:75  
 H=0.20m, MALLA ø8mm @25 SUP. E. INF.  
 (SOLO SE MUESTRA EL REFUERZO ADICIONAL)  
 \*SE MUESTRAN SOLO ALGUNAS VIGAS DEBIDO LA  
 SIMETRIA EN EL EDIFICIO



DETALLE DE ESQUINA DE LOSA  
 ESCALA: 1:10

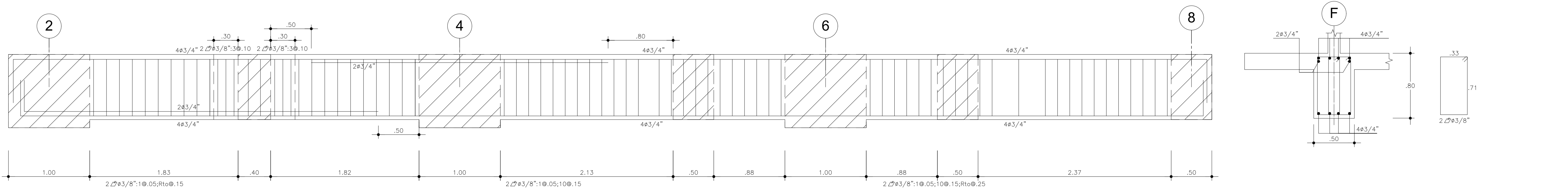


DETALLE DE REFUERZO DE BORDE  
 ESCALA: 1:25

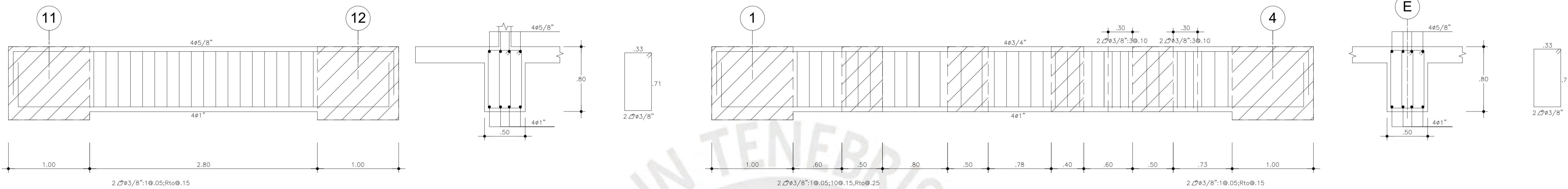


REFUERZO DE PERFORACIÓN EN LOSA  
 ESCALA: 1:25

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		
	CONTENIDO	LOSA DEL NIVEL DE BASE DEL EDIF. AISLADO		
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		
	TESISTA	ASESORES	LAMINA	ESCALA
VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	ES-6	INDICADAS	
20130215			FECHA	
			MARZO 2021	

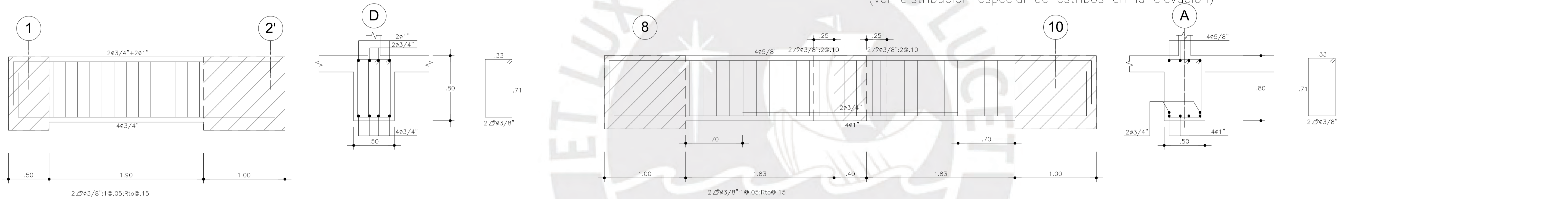


VIGA V-1 (.50x.80)  
(ver distribución especial de estribos en la elevación)



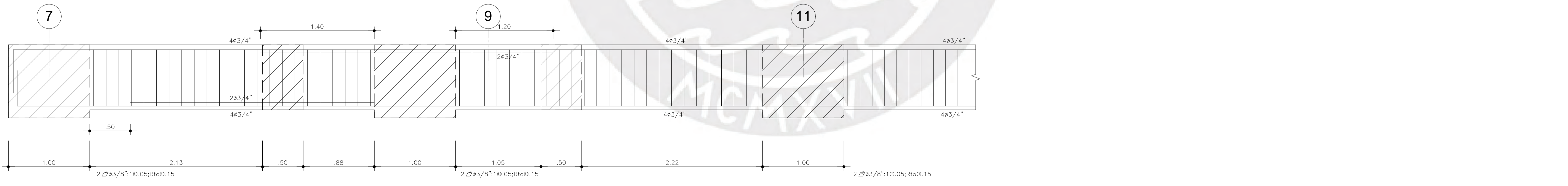
VIGA V-2 (.50x.80)

VIGA V-3 (.50x.80)  
(ver distribución especial de estribos en la elevación)

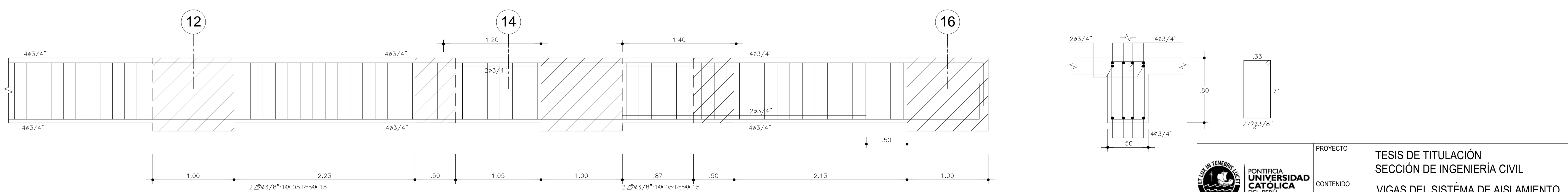


VIGA V-4 (.50x.80)

VIGA V-7 (.50x.80)  
(ver distribución especial de estribos en la elevación)



VIGA V-5 (.50x.80)

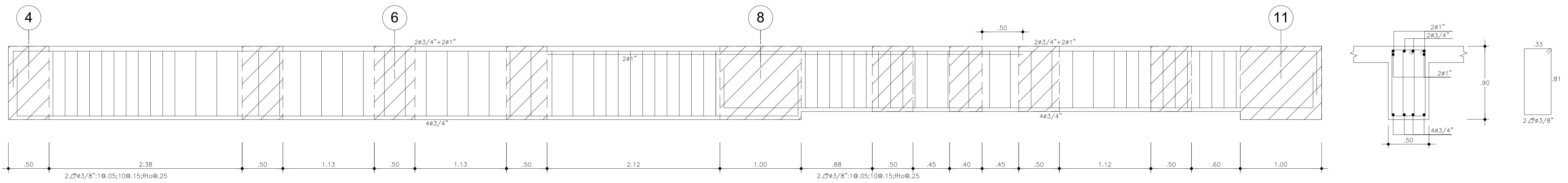


VIGA V-5 (.50x.80)

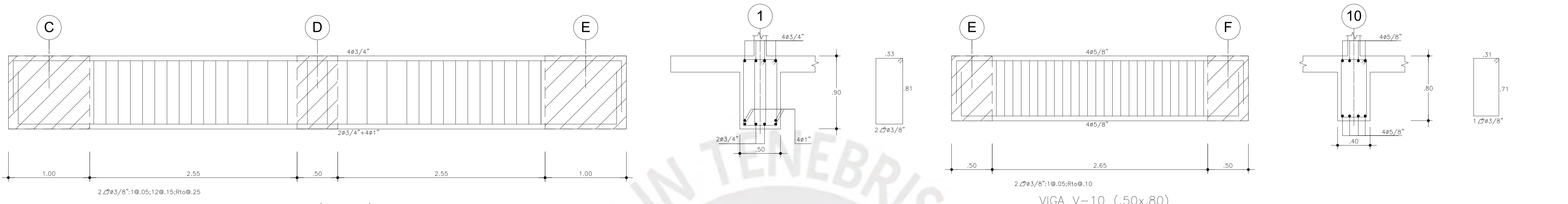
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		
	CONTENIDO	VIGAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO		
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		
TESISTA	ASESORES	LAMINA	ESCALA	
VICTOR HUGO CALDERON ASTUHUAMAN	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	ES-7	INDICADAS	
20130215			FECHA	
			MARZO 2021	

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

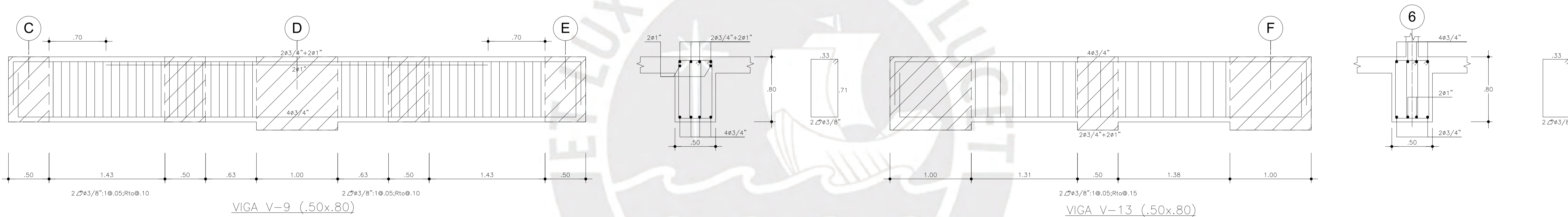


VIGA V-6 (.50x.90) (.50x.80)



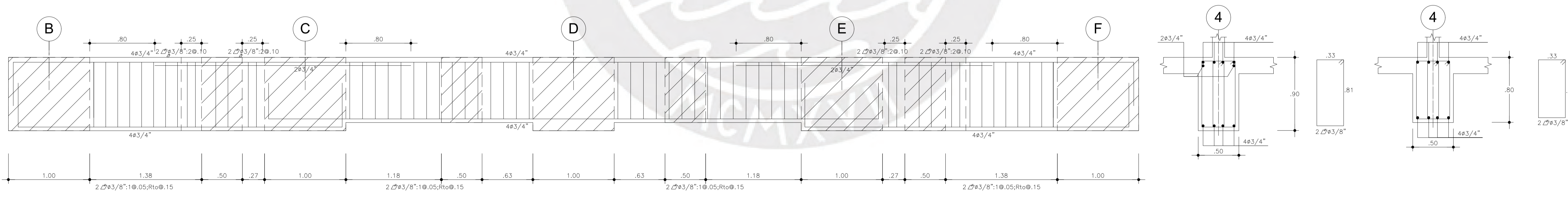
VIGA V-8 (.50x.90)

VIGA V-10 (.50x.80)



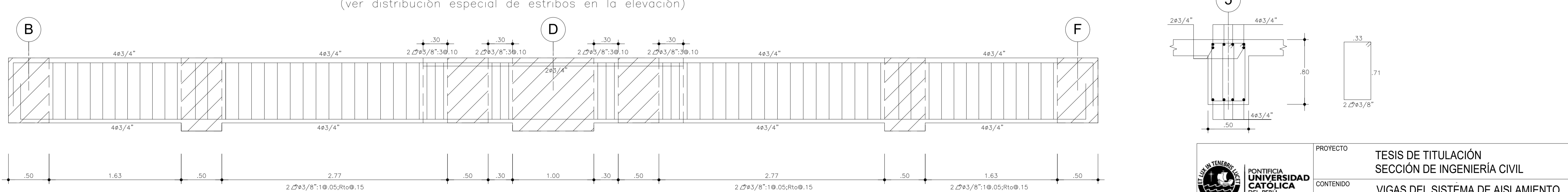
VIGA V-9 (.50x.80)

VIGA V-13 (.50x.80)



VIGA V-11 (.50x.90)(.50x.80)

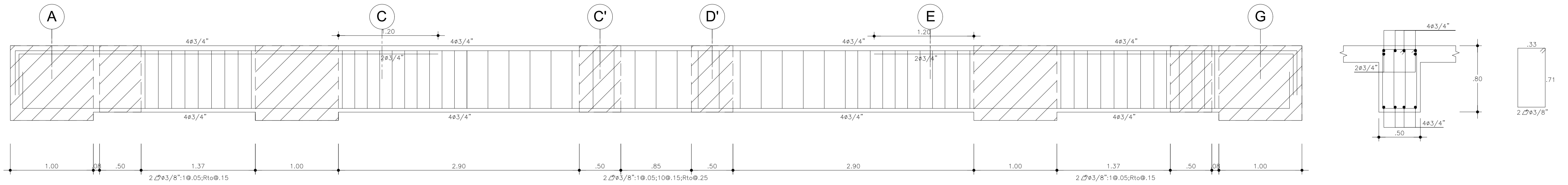
(ver distribución especial de estribos en la elevación)



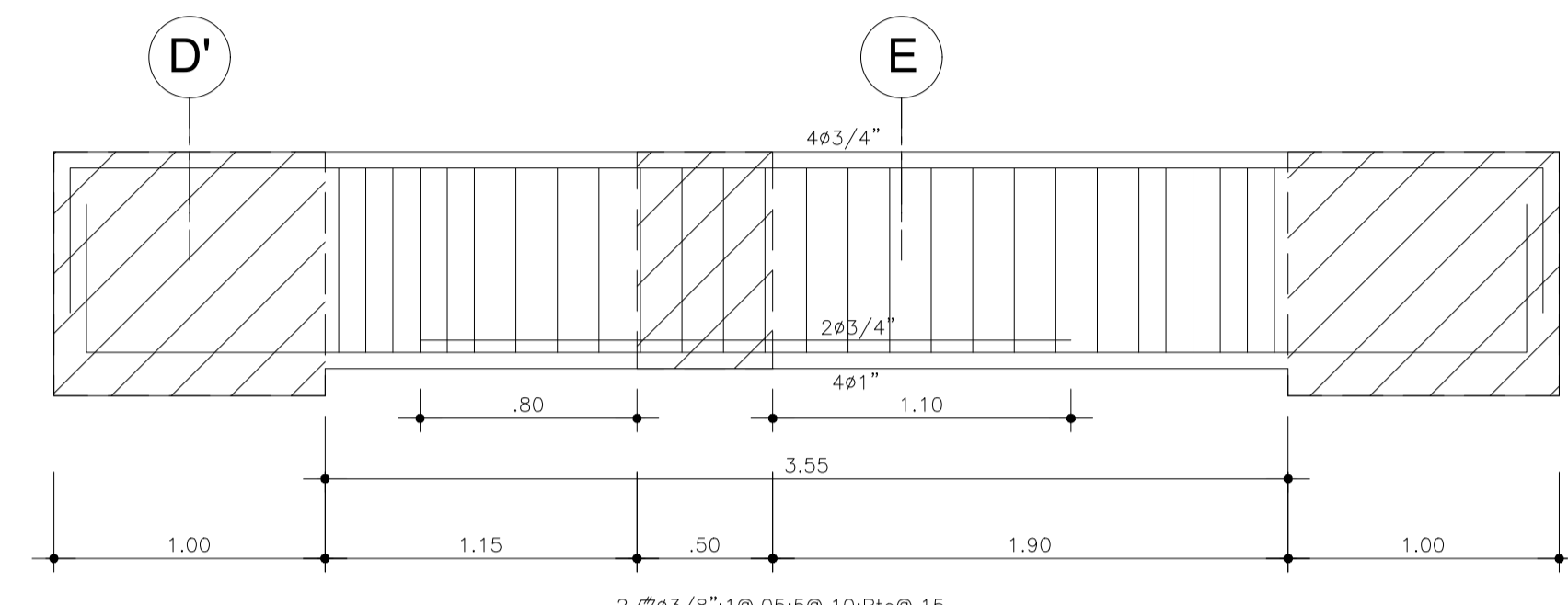
VIGA V-12 (.50x.80)

(ver distribución especial de estribos en la elevación)

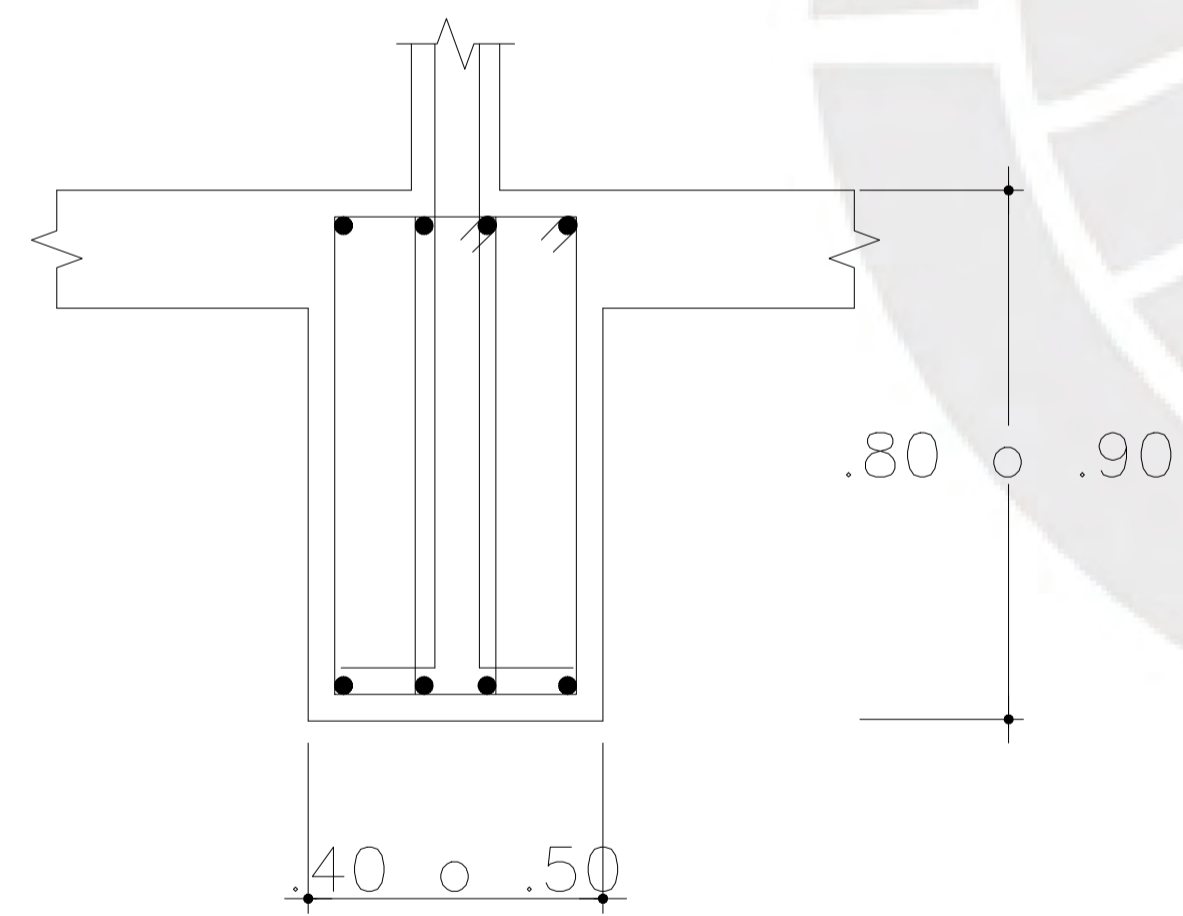
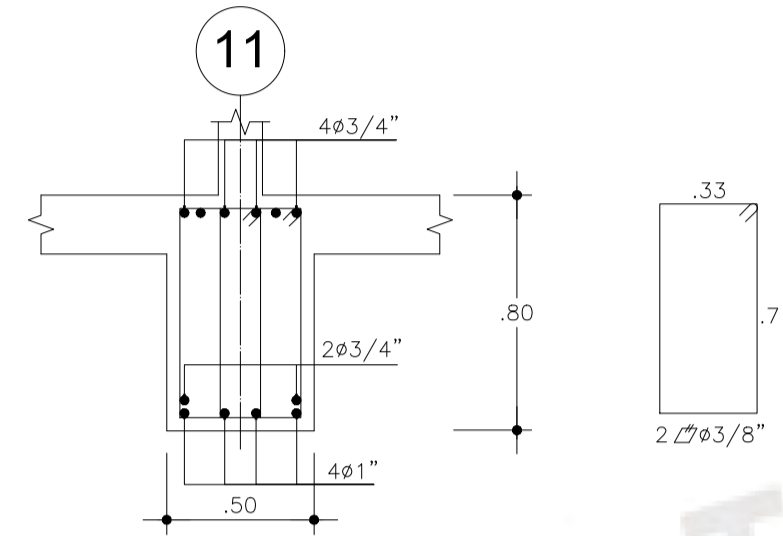
	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		
	CONTENIDO	VIGAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO		
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		
TESISTA	ASESORES	LAMINA	ESCALA	
VICTOR HUGO CALDERON ASTUHUAMAN	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	ES-8	INDICADAS	
20130215			FECHA	
			MARZO 2021	



VIGA V-14 (.50x.80)



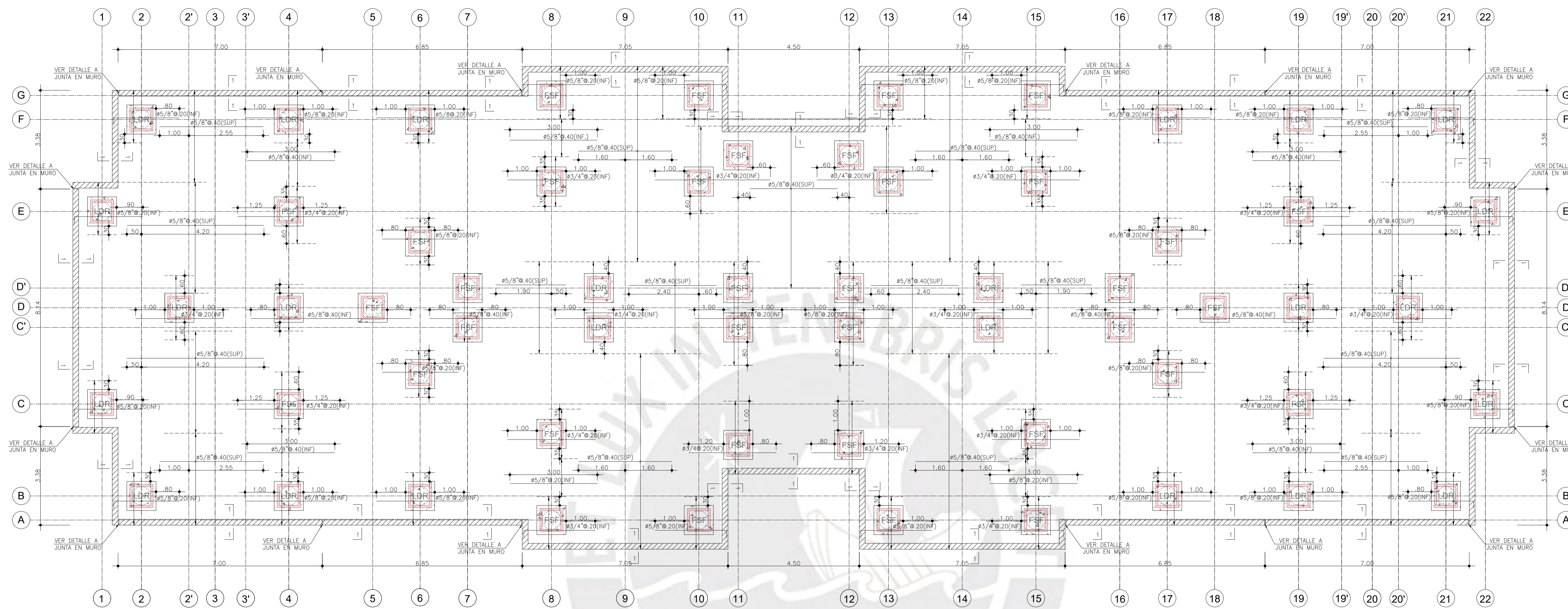
VIGA V-15 (.50x.80)



ANCLAJE DE REFUERZO  
DE MURO EN VIGA



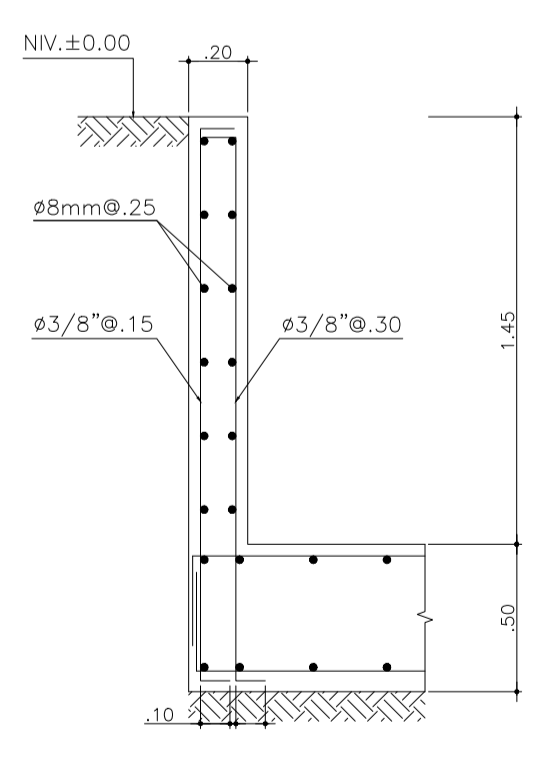
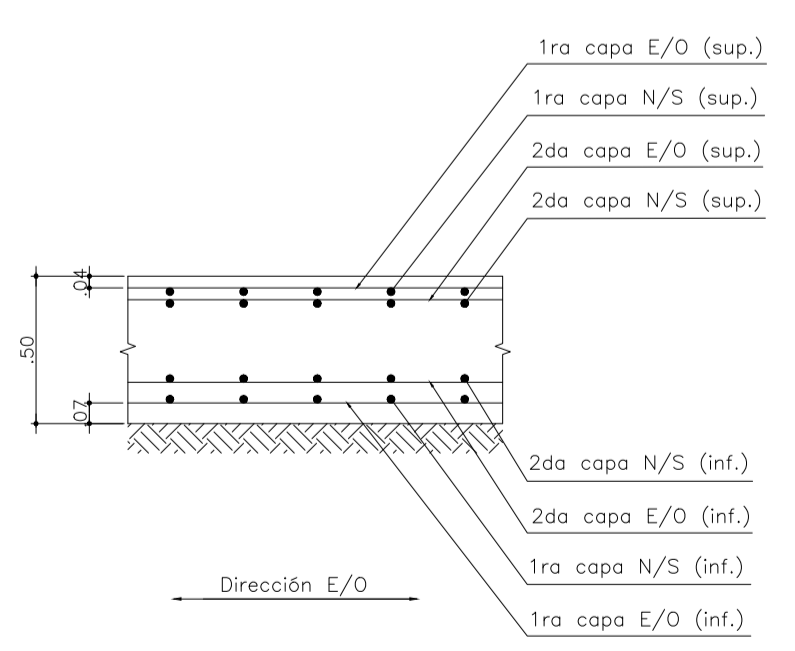
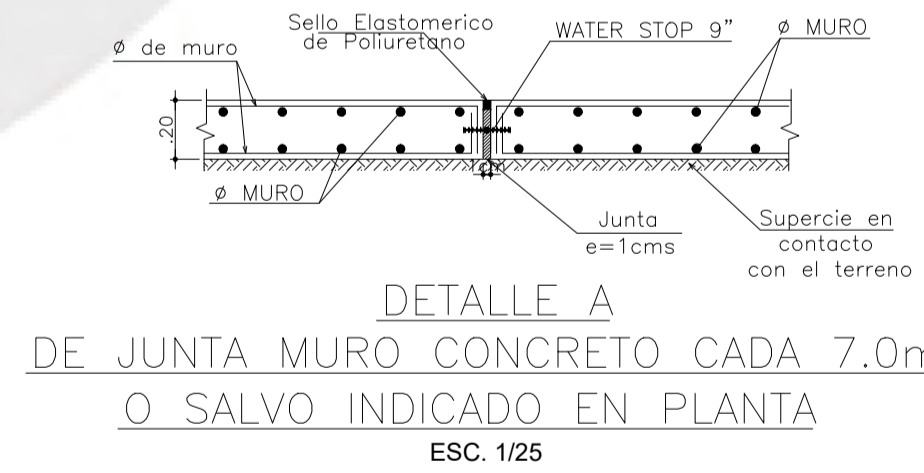
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	
	CONTENIDO	VIGAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ	
TESISTA	ASESORES	LAMINA	ESCALA
VICTOR HUGO CALDERON ASTUHUMAN 20130215	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	ES-9	INDICADAS FECHA MARZO 2021



PLATEA DE CIMENTACION  
 ESCALA: 1:50  
 H=0.50m, MALLA #5/8" Ø.40 SUP. E INF.  
 (SOLO SE MUESTRA REFUERZO ADICIONAL)  
 HORIZONTAL

LEYENDA

-  AISLADOR ELASTOMÉRICO LDR A
-  DESLIZADOR PLANO FSF B

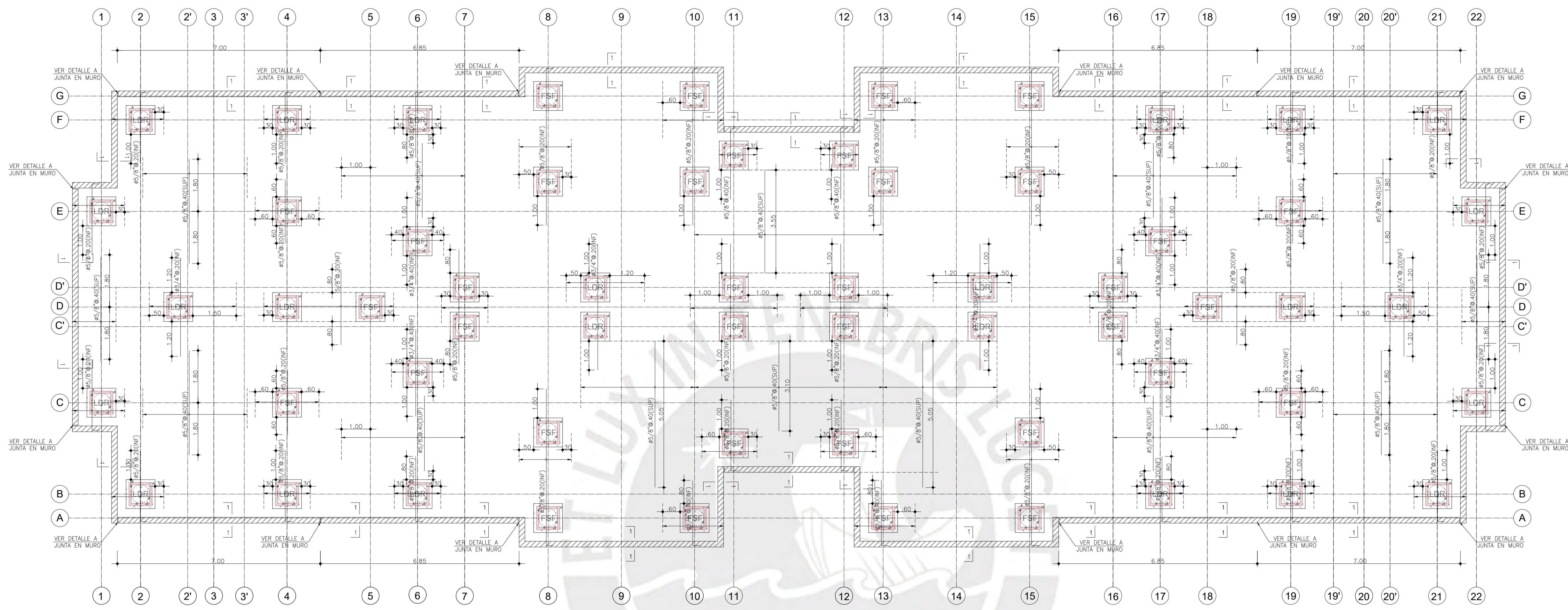


DETALLE DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VARIAS CAPAS

CORTE 1-1

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	
	CONTENIDO	CIMENTACIÓN DEL EMDL AISLADO SÍSMICAMENTE	
UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		
TESISTA	ASESORES	LAMINA	ESCALA
VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	ES-10	1:50
20130215			FECHA MARZO 2021

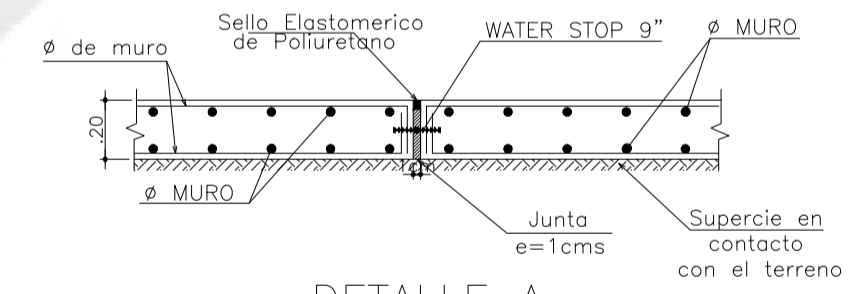




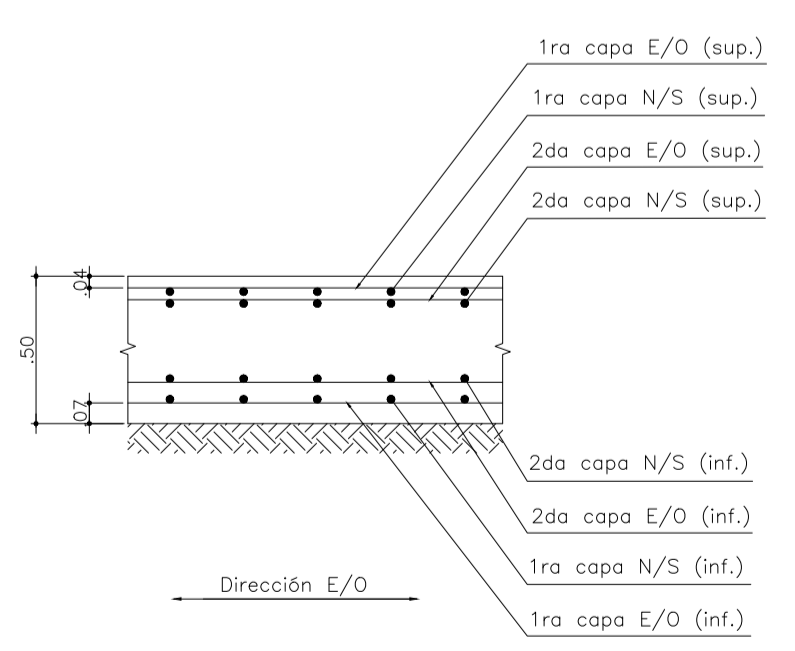
PLATEA DE CIMENTACION  
 ESCALA 1:50  
 H=0.50m, MALLA #5/8" Ø.40 SUP. E INF.  
 (SOLO SE MUESTRA REFUERZO ADICIONAL)  
 VERTICAL

LEYENDA

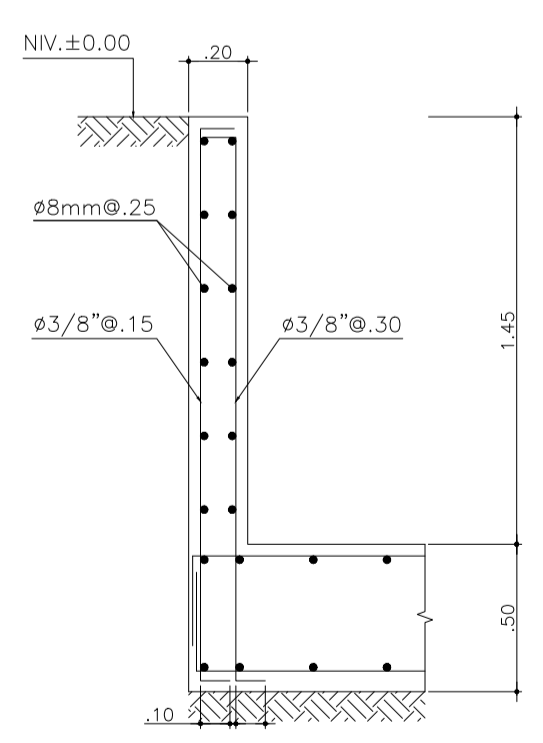
-  AISLADOR ELASTOMÉRICO LDR A
-  DESLIZADOR PLANO FSF B



DETALLE A  
 DE JUNTA MURO CONCRETO CADA 7.0m  
 O SALVO INDICADO EN PLANTA  
 ESC. 1/25

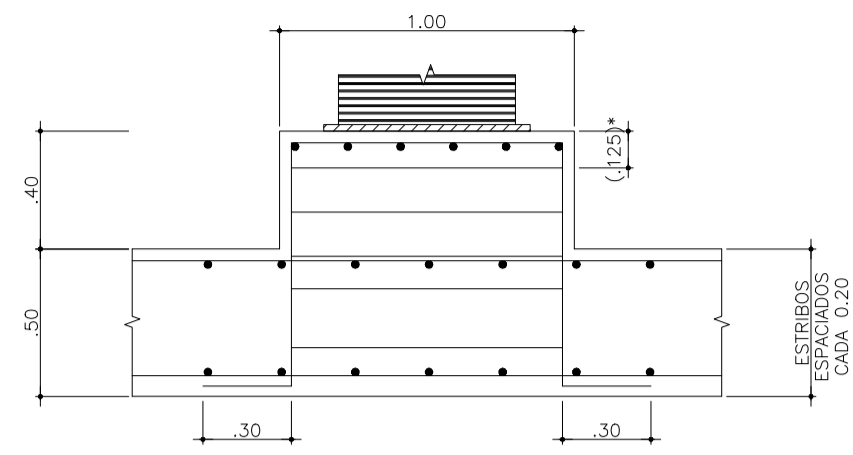


DETALLE DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VARIAS CAPAS

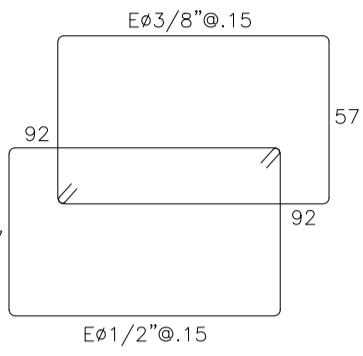
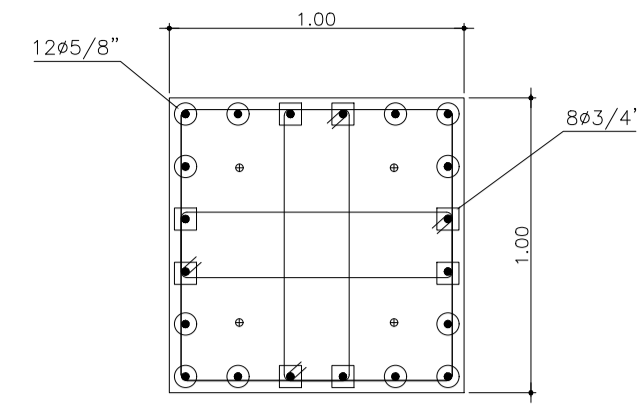


CORTE 1-1

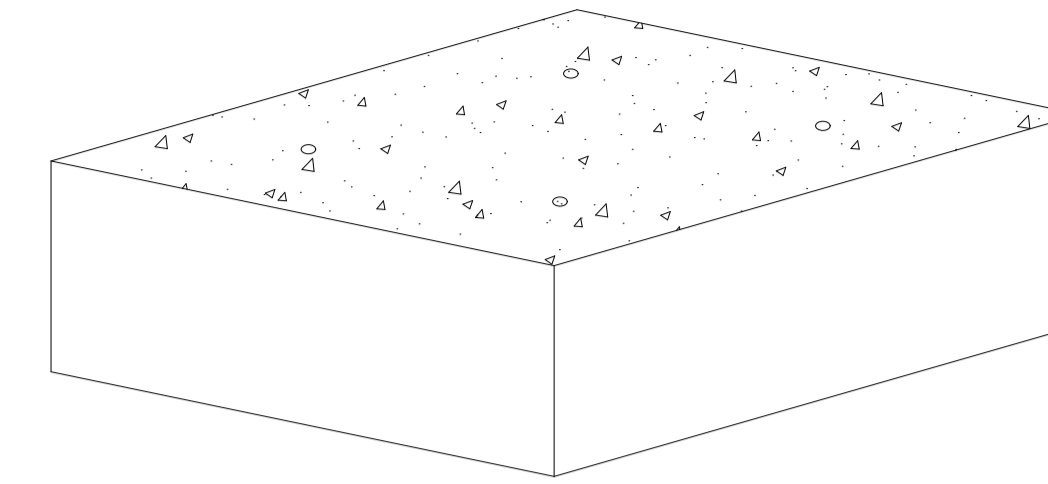
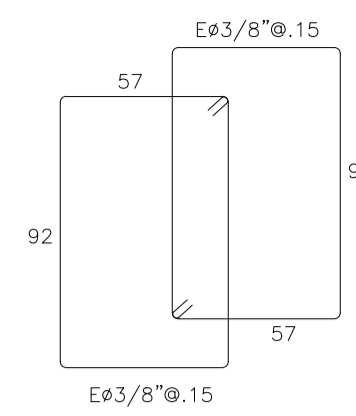
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		
	CONTENIDO	CIMENTACIÓN DEL EMDL AISLADO SÍSMICAMENTE		
	UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		
TESIS TA VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN 20130215	ASESORES MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	LAMINA	ESCALA 1:50 FECHA MARZO 2021	
		ES-11		



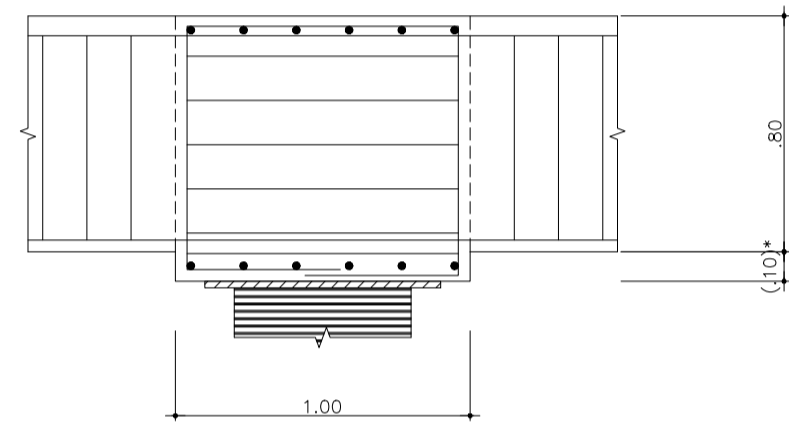
ELEVACIÓN TÍPICA DE LOS PEDESTALES  
\*(Primer estribo a 0.125 de la cara del apoyo)



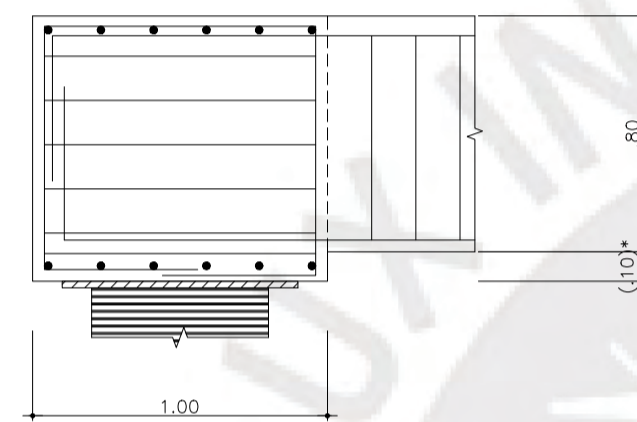
PLANTA TÍPICA DEL REFUERZO EN EL PEDESTAL



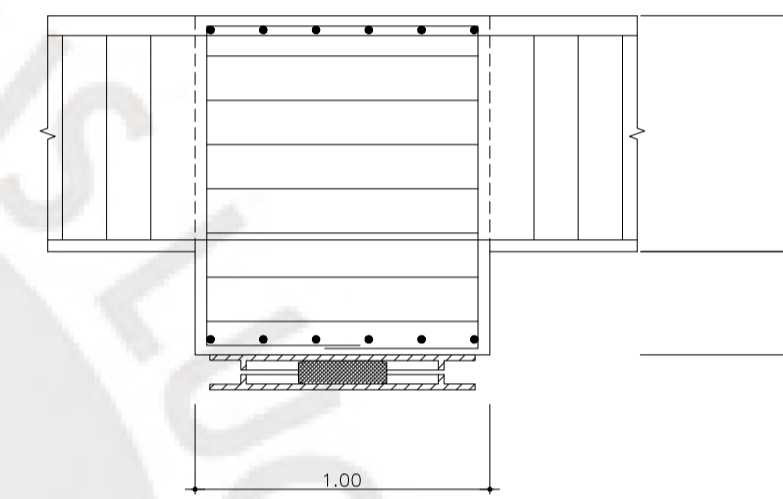
VISTA FINAL DE LA SUPERFICIE DE APOYO DE LOS DISPOSITIVOS



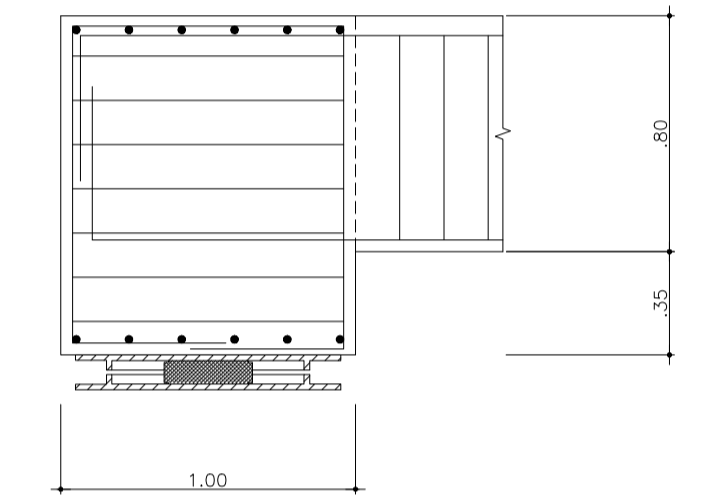
ELEVACIÓN TÍPICA DE CAPITEL CONECTADO A AISLADOR ESLASTOMÉRICO Y CON BORDES CONTINUOS  
\*(Estribo a 0.075 de la cara de conexión)



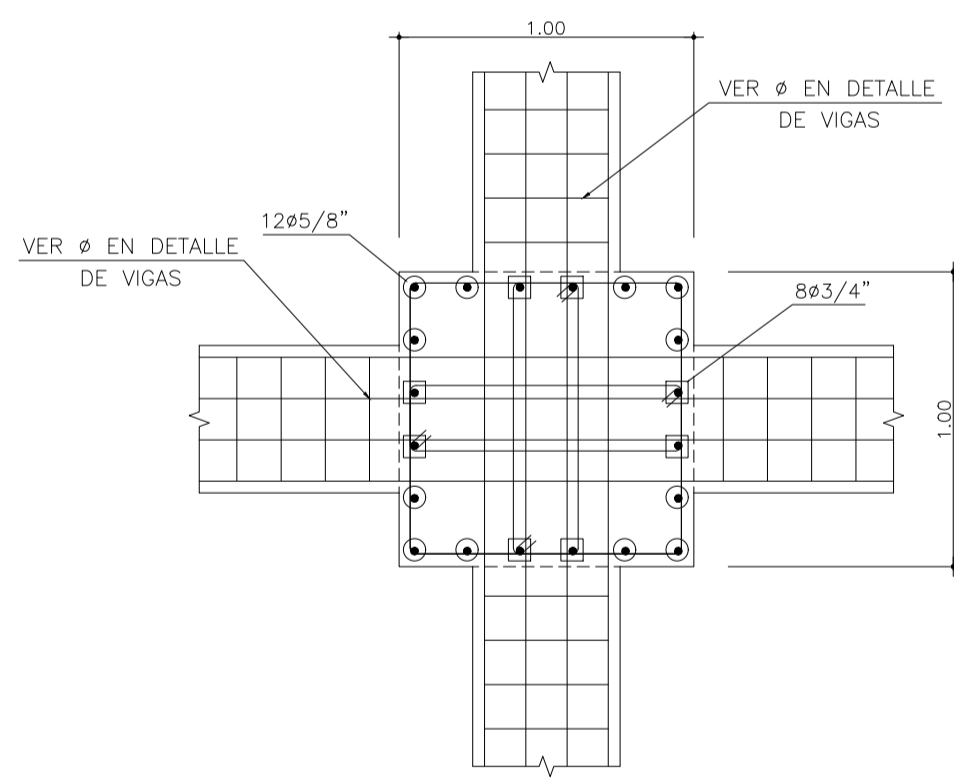
ELEVACIÓN TÍPICA DE CAPITEL CONECTADO A AISLADOR ESLASTOMÉRICO Y CON BORDES DISCONTINUOS  
\*(Estribo a 0.075 de la cara de conexión)



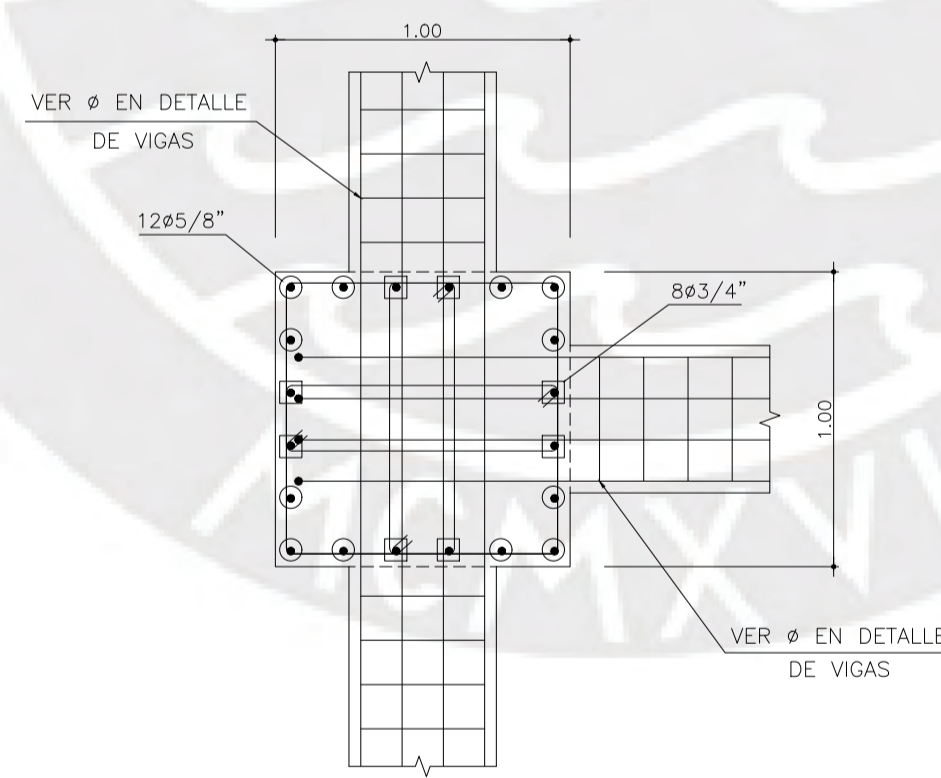
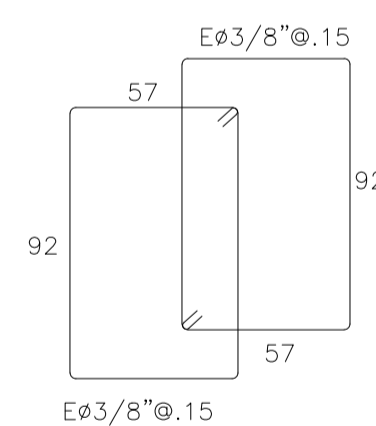
ELEVACIÓN TÍPICA DE CAPITEL CONECTADO A DESLIZADOR FRICCIONAL Y CON BORDES CONTINUOS



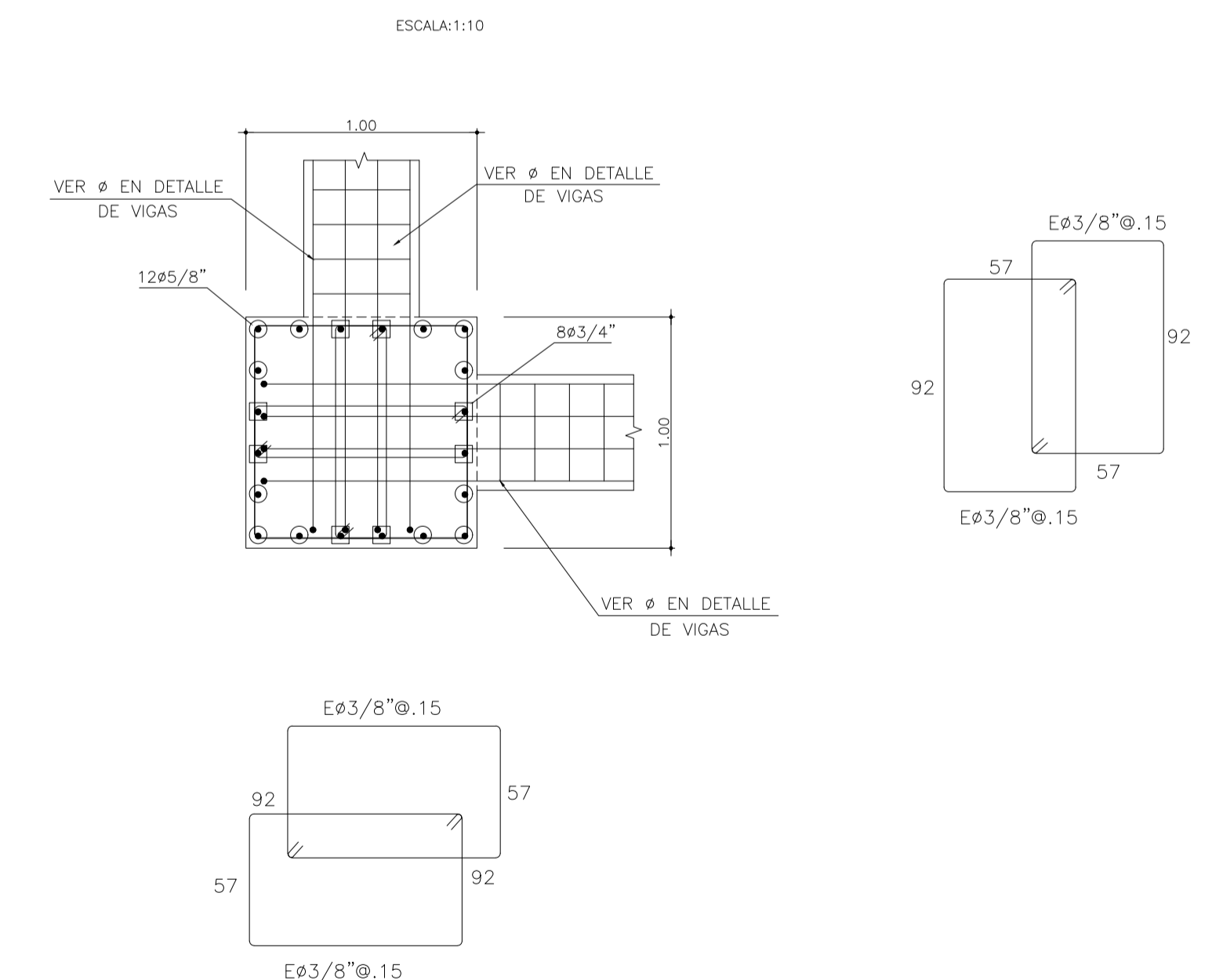
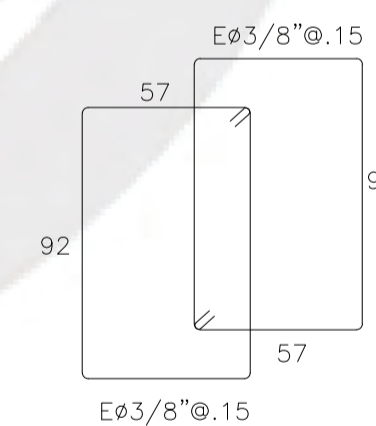
ELEVACIÓN TÍPICA DE CAPITEL CONECTADO A DESLIZADOR FRICCIONAL Y CON BORDES DISCONTINUOS



PLANTA TÍPICA DE CAPITEL CON VIGAS EN CRUZ



PLANTA TÍPICA DE CAPITEL CON VIGAS EN I



PLANTA TÍPICA DE ENCUENTRO DE VIGAS CON CAPITEL DE ESQUINA

	PROYECTO	TESIS DE TITULACIÓN SECCIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	
	CONTENIDO	CAPITELES Y PEDESTALES DEL EMDL AISLADO SÍSMICAMENTE	
UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		
TESISTA	ASESORES	LAMINA	ESCALA
VICTOR HUGO CALDERÓN ASTUHUAMAN	MARCIAL BLONDET ALEJANDRO MUÑOZ	ES-12	1:50
20130215			FECHA
			MARZO 2021