

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**



**Diseño y análisis del desempeño sísmico de un edificio de concreto armado  
con y sin disipadores SLB en la ciudad de Lima 2020**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

**AUTOR**

**Christian Alex Aguilar Cancino**

**ASESOR**

**Gabriel Cachi Cerna**

<https://orcid.org/0000-0003-0076-3211>

**Chiclayo, 2022**

**Diseño y análisis del desempeño sísmico de un edificio de concreto  
armado con y sin disipadores SLB en la ciudad de Lima 2020**

PRESENTADA POR  
**Christian Alex Aguilar Cancino**

A la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo  
para optar el título de

**INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

APROBADA POR

Segundo Guillermo Carranza Cieza  
PRESIDENTE

Jose Alberto Acero Martinez  
SECRETARIO

Gabriel Cachi Cerna  
VOCAL

## **Dedicatoria**

Dedico este trabajo a mis queridos padres Cristobal Aguilar Torres y Betty Cancino Torres, a mis hermanos Vanessa, Maicol y Gianmarco, a mis abuelitas Susana Torres Leyva y Juana Torres Gómez, a mis tíos Pedro Aguilar López, Gilmer y Reynerio Aguilar Torres y a mis tías Evelina Suárez Torres y Erlita Gómez Suárez, por ser mi ejemplo de superación, por alegrar mi vida con su existencia, por todo el amor y constante apoyo incondicional que me brindan día a día, por la confianza que pusieron en mi persona, por sus consejos de aliento, de superación y contribución en mi desarrollo personal y profesional.

## **Agradecimientos**

Agradezco infinitamente a Dios por darme salud, sabiduría y la fuerza espiritual que necesito día a día para seguir adelante y permitirme cumplir con éxito mi sueño anhelado de ser profesional. A mis padres, hermanos, familiares y amigos que contribuyeron con su apoyo a lo largo de mi carrera universitaria. Al Programa Nacional de Becas y Crédito Educativo (PRONABEC), por brindarme la gran oportunidad de ser profesional. Asimismo, agradezco al Ing. Gabriel Cachi Cerna, Ing. Oscar y Edinson Muñoz Horna, Ing. Luis Bozzo Rotondo y al Ing. José Acero Martínez, por el destacado apoyo de asesoría e información académica durante el desarrollo de la presente tesis. Gracias por su puesta de confianza en mi persona.

## Índice

Resumen .....	5
Abstract .....	6
Introducción .....	7
Revisión de literatura .....	10
Antecedentes del problema .....	10
Materiales y métodos .....	59
Resultados y discusión .....	67
Conclusiones .....	182
Recomendaciones.....	184
Referencias.....	185
Anexos.....	187

## **Resumen**

La presente tesis corresponde al diseño y análisis del desempeño sísmico de un edificio de concreto armado de 7 niveles, 1 semisótano y 2 sótanos con y sin disipadores Shear Link Bozzo (SLB) en la ciudad de Lima. Después de haberse diseñado estrictamente de acuerdo al RNE, se realizó un análisis por desempeño mediante análisis Pushover y Tiempo Historia no lineal. Los resultados del análisis permitieron determinar que la estructura cumple con los criterios de aceptabilidad basados en los documentos FEMA-440, ASCE/SEI 41-13, ACI 318-19 para niveles de amenaza del sismo de servicio (SLE) y de diseño (SD), sin embargo, no cumple para la demanda de un sismo máximo (MCE). Finalmente, se incorporó en la estructura disipadores SLB y se verificó la capacidad de los mismos para el nivel de amenaza de un sismo máximo, quedando en un rango de daño controlado de seguridad de vida.

### **Palabras clave:**

Análisis no lineal, demanda, capacidad, desempeño sísmico, rótula plástica, disipador de energía.

## **Abstract**

This thesis corresponds to the design and analysis of the seismic performance of a reinforced concrete building of 7 levels, 1 semi-basement and 2 basements with and without Shear Link Bozzo (SLB) heat sinks in the city of Lima. After having been designed strictly according to the RNE, a performance analysis was carried out by means of Pushover analysis and nonlinear Time History. The results of the analysis allowed determining that the structure complies with the acceptability criteria based on FEMA-440, ASCE/SEI 41-13, ACI 318-19 documents for service (SLE) and design (SD) earthquake hazard levels, however, it does not comply for the maximum earthquake demand (MCE). Finally, SLB dissipaters were incorporated in the structure and their capacity was verified for the maximum earthquake hazard level (MCE), remaining in a controlled damage range of life safety.

### **Keywords:**

Nonlinear analysis, demand, capacity, seismic performance, plastic hinge, energy dissipator.

## Introducción

Históricamente, se han producido grandes movimientos sísmicos que han provocado millones de pérdidas humanas, muchas veces consecuencias desastrosas sobre la actividad económica, comunicaciones, servicios públicos, destrucciones en edificios y ciudades, demostrando que las estructuras son bastante susceptibles a fuerzas inducidas por movimientos sísmicos importantes y no siempre están diseñadas adecuadamente para resistirlos.

Nuestro país se encuentra geográficamente comprendido en una de las zonas con más alta actividad sísmica del planeta conocida como el “Cinturón de fuego del Pacífico”, específicamente en la zona donde la Placa de Nazca está subducida por debajo de la Placa Sudamericana. Los terremotos más recientes se remontan al 23/06/2001 (Arequipa), al 15/08/2007 (Pisco) y al 24/08/2011 (Pucallpa). Sin embargo, uno de los más catastróficos, el sismo ocurrido en el año 1970 en Yungay – Ancash de magnitud 7.9 MW donde al menos 80,000 personas murieron y otras 20,000 desaparecieron bajo toneladas de piedras y lodo. Asimismo, se contabilizaron 143,331 heridos hospitalizados y más de 3 millones de afectados. El último sismo de gran magnitud en nuestro territorio, ocurrió el 2007 en la ciudad de Pisco de magnitud de 8,0 MW dejó 595 muertos, 2291 heridos, 76 000 viviendas totalmente destruidas e inhabitables y 431 000 personas resultaron afectadas [1].

El enfoque convencional del diseño sísmico se basa en proporcionar una combinación de resistencia y ductilidad para resistir las cargas impuestas. La disipación de energía se produce principalmente en las regiones extremas de las vigas, en las bases de las columnas y en la sección crítica de los muros, donde se pretende concentrar el daño [2]. Esta filosofía ha llevado a desarrollar conceptos de diseños innovadores, establecidos no sólo a la prevención del colapso de la estructura para evitar la pérdida de vidas humanas, sino en predecir y evaluar el comportamiento frente a una demanda sísmica, el adecuado control de daños que puede sufrir la estructura en su vida útil y la funcionalidad conforme a las actividades que se desarrollan en la misma.

La problemática se centra por el desconocimiento sobre el costo-beneficio de incluir sistemas de disipación de energía en el diseño de estructuras para eventos de gran magnitud y el nivel de desempeño que alcanza la misma. Considerando un nivel de desempeño de ocupación inmediata ante un sismo muy raro, resultaría en costos extraordinariamente altos, pero si sólo se considera fundamental la seguridad de vida, probablemente no se protejan adecuadamente los intereses económicos de los inversionistas. En determinadas situaciones, el costo asociado a detener la actividad profesional de una edificación, debido al daño provocado

por un sismo, puede ser más relevante que la inversión inicial de la estructura, por lo que es necesario analizar muy bien con el cliente su condición operativa posterior al evento sísmico, incluso es necesario minimizar el daño de los componentes no estructurales para evitar la obstaculización de su correcto funcionamiento [3].

La justificación basada en la filosofía sismorresistente, busca prevenir el colapso de la estructura y preservar la vida de sus habitantes. Sin embargo, en nuestro país construir edificios en zonas de alta sismicidad tratando de satisfacer objetivos de desempeño, es una tarea complicada. Esto puede ser difícil por aspectos técnicos o poco viable en términos económicos. Sin embargo, la ingeniería sísmica que se orienta al diseño por desempeño, está logrando constituir un valioso marco de referencia en la discusión de objetivos, procedimientos y líneas de trabajo con el fin de lograr construir estructuras que tengan un buen comportamiento y desempeño en diferentes escenarios sísmicos, así como soluciones de tecnología manejable en términos económicos y de seguridad. El avance de tecnologías informáticas e investigaciones desarrolladas a lo largo de la ingeniería sísmica ha experimentado varios desarrollos y se han avanzado procedimientos de diseño alternativos basados en sistemas de protección sísmica dentro de las estructuras. La función principal de este último es mitigar el peligro de terremotos modificando el comportamiento sísmico de las estructuras.

En particular, en la presente tesis se evaluará el nivel de desempeño y los criterios de aceptación de acuerdo a los documentos FEMA-440 y ASCE/SEI 41-13. Asimismo, se trata sobre sistemas pasivos de disipación de energía como los dispositivos histeréticos metálicos. En este caso particular, se utilizará los dispositivos “Shear Link Bozzo (SLB)” de tercera generación cuya capacidad de deformación alcanza un desplazamiento máximo de 30 mm; es decir, su capacidad de deformación es mayor al desplazamiento máximo admitido por la norma E.030, por ejemplo, para el caso en estudio la altura de entrepiso es 2.90 m, en consecuencia, el desplazamiento máximo permitido sería 2.03 cm, menor a la deformación máxima del dispositivo SLB. Además, se tienen más de 104 dispositivos individuales para elegir y se pueden fabricar de acuerdo a la demanda del proyecto, los cuales inicialmente todos son muy rígidos pero dúctiles, protegen a los elementos estructurales y no estructurales frente a sismos ocasionales, ya que empiezan a disipar energía desde pequeñas deformaciones (comienzan a ceder con un desplazamiento aproximado de 1 mm). Asimismo, son económicos en comparación con otros sistemas de disipación de energía.

Adicionalmente, se realizará una comparación del comportamiento del sistema estructural sin y con dispositivos disipadores de energía SLB. Es importante resaltar que, la presente tesis ayudará de cierta forma a los ingenieros dedicados a la rama de estructuras, obtener nuevos

puntos de vista sobre el diseño de estructuras con el nivel de fuerzas del sistema flexible, pero con el nivel de desplazamiento del sistema rígido.

A continuación, se presenta los siguientes objetivos:

- Objetivo general:

El objetivo general de la presente tesis es diseñar, analizar y comparar el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado con y sin disipadores de energía SLB en la ciudad de Lima 2020.

- objetivos específicos:

1. Diseñar el edificio de concreto armado de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones.
2. Determinar la ductilidad de la estructura a partir de la curva de capacidad
3. Evaluar el punto de desempeño de la estructura de acuerdo a los documentos FEMA-440 y ASCE/SEI 41-13
4. Realizar un análisis comparativo del nivel de desempeño del edificio entre el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal
5. Diseñar el edificio de concreto armado con dispositivos disipadores de energía SLB
6. Realizar la verificación del comportamiento no lineal de los disipadores SLB mediante un análisis dinámico no lineal tiempo-historia
7. Realizar un análisis comparativo de fuerzas y deformaciones del edificio sin disipadores de energía SLB y con disipadores de energía SLB
8. Realizar una comparación de costos para el diseño del edificio con y sin disipadores de energía SLB.

## Revisión de literatura

### Antecedentes del problema

#### **M. Pantoja, M. Flores, L. Bozzo, “Numerical Analysis and Experimental Correlation of Uncoupled Concrete Walls Incorporating SLB Devices”**

En el artículo presente, el autor realizó una comparación entre un modelo experimental y numérico de muros de concreto armado desacoplados utilizando conexiones Shear Link Bozzo (SLB) para una prueba de carga cíclica realizada en el laboratorio de la UNAM (México). Se realizaron tres tipos de pruebas: un marco de concreto armado sin disipadores, un marco de concreto armado con dispositivos SLB  $F_y = 50$  kN (Tipo 1) en paredes desacopladas y un marco de concreto armado con dispositivos SLB  $F_y = 100$  kN (Tipo 2) en las mismas paredes desacopladas. En dicha investigación se concluye que la disipación de energía histórica por los dispositivos de tipo 1 y tipo 2 fue de 6 a 10 veces mayor que la del marco de concreto armado sin disipadores. Asimismo, los resultados analíticos mostraron que la reducción de la altura total de los dispositivos puede contribuir a disipar más energía, esto implica que un dispositivo compacto puede mostrar un mejor desempeño utilizando menos material, lo que resulta en un disipador más económico. Sin embargo, el desplazamiento máximo del punto de ruptura puede no ser suficiente para las disposiciones del código local.

Además, se observa que la posición correcta de los dispositivos SLB dentro de la pared desacoplada tiene un impacto mínimo en los resultados generales. Mientras se distancian los dispositivos entre sí, sus desempeños alcanzan valores de momentos más altos; sin embargo, cambiar su posición proporciona una mejora o degradación mínima y, en consecuencia, no es el parámetro más influyente. Finalmente, utilizar soportes fijos en lugar de resortes para los dispositivos, disipa más energía, siendo una forma efectiva de mejorar el comportamiento de la estructura [4].

#### **F. Ciliento, J. Ramírez, I. Nuzzo, L. Bozzo, “Comparison of Seismic Design Procedures for Structures Equipped with Hysteretic Dampers”**

Este documento describe y compara tres procedimientos para la definición de un conjunto completo de dispositivos histeréticos metálicos: (1) método iterativo "directo", (2) "inverso" o "fuerza fija" método iterativo, (3) método de diseño basado en desplazamiento. La importancia

radica en describir y dar a conocer las ventajas y limitaciones de cada procedimiento para elegir un conjunto de disipadores, así como optimizar el tiempo computacional. Los parámetros de comparación se realizaron en términos de deriva, aceleración, coeficiente sísmico, cantidad y costo de disipadores y de muros de concreto. Finalmente, el método “inverso” resulta ser el más efectivo, asegurando un mejor comportamiento estructural, espesores aceptables arquitectónicamente para muros desacoplados y menor tiempo computacional. Sin embargo, el análisis no lineal tiempo-historia se recomienda para la evaluación final de resultados [5].

### **R. Chianese, “Procedure to optimize the structural design for buildings equipped with hysteretic SLB devices”**

En la presente tesis, el autor se enfoca en el desarrollo de un procedimiento para evaluar los efectos de la capacidad disipativa de los dispositivos SLB y el aumento del amortiguamiento total de la estructura para optimizar el diseño estructural de un edificio. La estructura analizada ha sido equipada con disipadores SLB de cuarta generación que muestran una gran capacidad de deformación pasando de un desplazamiento máximo de 40 mm para dispositivos de tercera generación a 60 mm de la cuarta generación.

La correlación de los resultados se ha realizado considerando los valores máximos de las tendencias de los resultados para los picos máximo y mínimo de la aceleración, en ambas direcciones. Con base en la evidencia de los resultados para 11 señales sísmicas y considerando un rango de tolerancia restrictivo, se ha obtenido un valor de amortiguamiento equivalente del 7%.

Para operar en un rango conservador se ha optado por adoptar el 7% de amortiguamiento para diseñar solo las vigas y el convencional 5% de amortiguamiento para diseñar el resto de elementos. Los resultados finales llevaron a una reducción de la cantidad de acero para las vigas hasta en un 15% para cada piso, lo que genera grandes ventajas económicas, especialmente para los edificios altos [6].

### **J.M. Diaz Lazo, C.L. Díaz Rivera, “Evaluación de desempeño sísmico del hospital Regional de Lambayeque, ubicado en la provincia de Chiclayo, departamento Lambayeque”**

En la presente tesis, se realizó la verificación de una edificación esencial, en este caso, el bloque “C” del Hospital Regional de Lambayeque. A partir de la información de los planos

existentes se realizó un análisis estático no lineal (Pushover) para definir el nivel de desempeño sísmico requerido para este tipo de estructuras. Se verificó de acuerdo a los documentos FEMA-440 y ASCE/SEI 41-13 para los niveles de peligro sísmico BSE-1E, BSE-2E y sismo de diseño.

En dicha tesis se concluye que, para los niveles de peligro sísmico mencionados anteriormente, el Bloque “C” del Hospital Regional de Lambayeque no cumple con los criterios de aceptabilidad de desempeño como edificación esencial (ocupación inmediata) según ASCE/SEI 41-13 y FEMA-440 requeridos en ambas direcciones “x” e “Y”; por lo tanto, no se garantiza el adecuado funcionamiento de la edificación ante la acción de un evento sísmico como edificación esencial. En consecuencia, recomienda el uso de disipadores sísmicos en dicho hospital, con el fin de mejorar el comportamiento sísmico de la estructura [7].

## Bases Teórico Científicas

### Características de los materiales

#### Relación esfuerzo-deformación del concreto

La curva de esfuerzo-deformación del concreto exhibe típicamente un segmento de esfuerzo-deformación ascendente seguido de un segmento de ablandamiento. Existen numerosas propuestas de modelos que tratan de describir analíticamente la curva esfuerzo - deformación del concreto a compresión, sin embargo, el problema es complejo por la presencia de numerosas variables que intervienen, entre ellas la presencia del confinamiento [8]. En dicha curva, la pendiente negativa puede ser inclinada para concreto no confinado, mientras que el concreto confinado puede exhibir una respuesta muy estable hasta tensiones relativamente grandes.

La redistribución de esfuerzos origina que el diagrama esfuerzo-deformación empiece a curvarse para esfuerzos mayores al 40%, 50%  $f'_c$ . Sin embargo, la propagación del agrietamiento interno es estable hasta alcanzar el esfuerzo crítico ( entre 75% a 80%  $f'_c$ ) donde se manifiesta el comportamiento global no lineal propiamente dicho [8]. Para tensiones inferiores al 75%  $f'_c$  se supone que la fluencia está relacionada linealmente con la tensión. Más allá de esta tensión, las deformaciones por fluencia aumentan más rápidamente y pueden conducir a la falla del miembro a tensiones mayores al 80%  $f'_c$  [9].

Existen varios modelos que se pueden utilizar para modelar el comportamiento uniaxial de concreto (Modelo de Mander et al., 1988; Chang, 1994; y Popovics, 1973). Los valores típicos de  $\epsilon_{co}$  para concreto no confinado oscilan entre 0,002 y 0,003, usualmente se toman como 0,002. Los valores de  $\epsilon_{cc}$  y  $\epsilon_{cu}$  dependen del nivel de confinamiento. Los valores típicos de  $\epsilon_{cc}$  generalmente oscilan entre 0.004 y 0.01, pero pueden ser tan altos como 0.05 para columnas muy confinadas [10].

En este caso particular, se detalla el modelo propuesto por Mander para concreto confinado y no confinado, ya que actualmente es uno de los más utilizados para la investigación de secciones de concreto en flexión y flexocompresión. Mander y Col. (1984), propusieron un modelo de curva esfuerzo-deformación aplicable para secciones de concreto confinado con refuerzo transversal de forma circular y rectangular. Es este modelo las deformaciones transversales al núcleo suelen ser muy grandes cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo del concreto, cuando pasa esto se dice que se ha producido una deformación unitaria última [10].

El esfuerzo de compresión del concreto  $f_c$  está determinada por:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (MPa)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

Donde:

$f'_{co}$ : Resistencia máxima del concreto no confinado

$\epsilon_{co}$ : Deformación unitaria máxima del concreto no confinado. Se puede asumir el valor de 0.002

$\epsilon_{sp}$ : Deformación unitaria última asociada al recubrimiento

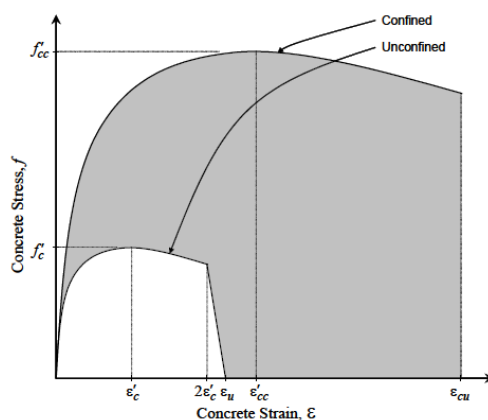
$f'_{cc}$ : Resistencia a la compresión del concreto confinado

$\epsilon_{cc}$ : Deformación unitaria máxima del concreto confinado

$\epsilon_{cu}$ : Deformación unitaria última del concreto confinado

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto

$E_{sec}$ : Módulo secante del concreto confinado en el esfuerzo máximo



*Curvas esfuerzo-deformación del concreto confinado y no Confinado. Modelo de Mander*

La resistencia máxima a la compresión del concreto confinado  $f'_{cc}$  está en función del esfuerzo efectivo de confinamiento lateral  $f'_l$ :

$$f'l = \frac{1}{2} * K_e * \rho_s * f_{yh}$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_c}$$

Donde:

$f'l$  = Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo.

$k_e$  = Coeficiente de confinamiento efectivo.

$A_c$  = Área total del núcleo confinado (se mide a centros del refuerzo transversal perimetral de la sección)

$A_e$  = Área de efectiva de confinamiento.

$A_{cc}$  = Área confinada neta.

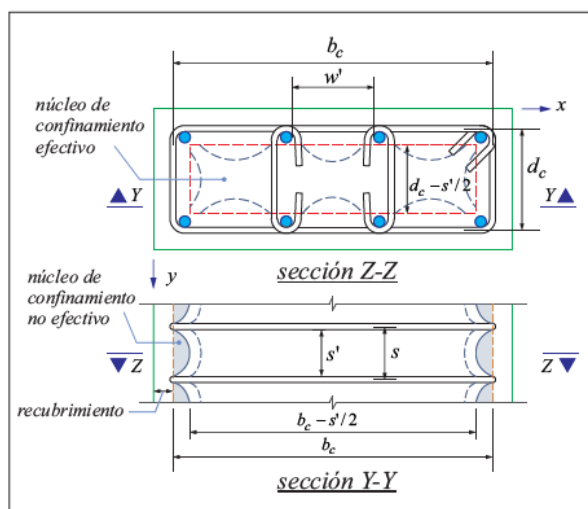
$A_s$  = Área total de refuerzo longitudinal.

$\rho_{cc}$  = Relación del área de refuerzo longitudinal con el área del núcleo de la sección

$f_{yh}$  = Límite elástico

El coeficiente de confinamiento efectivo,  $k_e$ , se define por la siguiente ecuación:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6 * b_c * d_c}\right) * \left(1 - \frac{s'}{2 * b_c}\right) * \left(1 - \frac{s'}{2 * d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}}$$



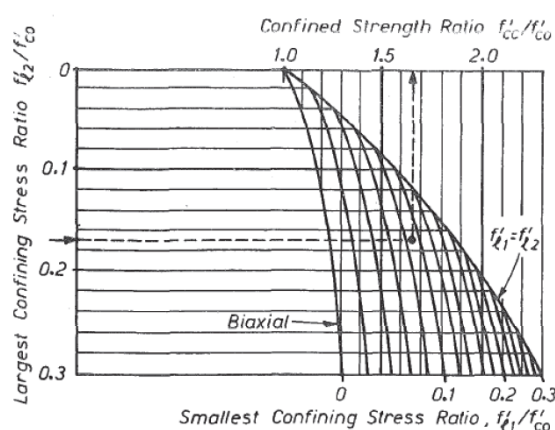
*Núcleo de concreto confinado de una sección rectangular.*

La resistencia a compresión del concreto confinado viene dada por la siguiente ecuación, en el caso de que  $f'l_x$  y  $f'l_y$  son iguales:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}}} \right)$$

Mander y col. Proponen un método bastante complejo para calcular  $\epsilon_{cu}$ , que se basa en resolver una ecuación de balance de energía. En contraste, Paulay y Priestley (1992), proponen la siguiente ecuación como una estimación más simple y conservadora de la deformación máxima del concreto confinado, donde  $\epsilon_{su}$  es la deformación cuando el acero alcanza su esfuerzo último a la tracción, que se puede tomar como 0.09.

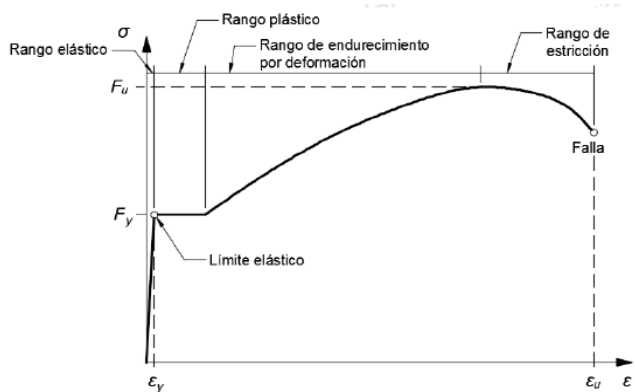
$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su} / f'_{cc}$$



*Determinación de resistencia confinada a partir de tensiones de confinamiento laterales para sección rectangular (Mander et al., 1988)*

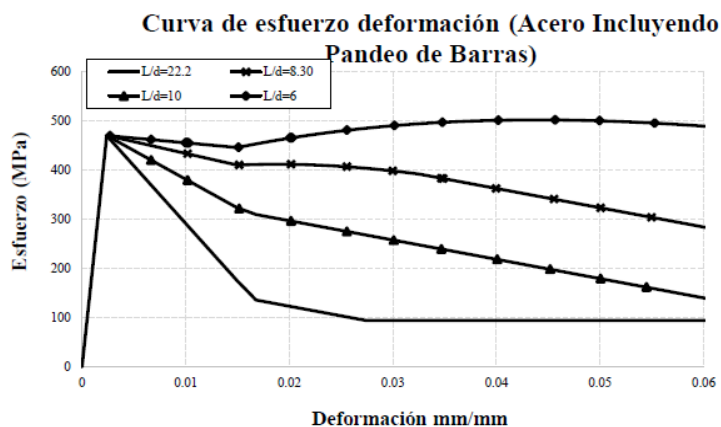
### Relación esfuerzo-deformación del acero

Las curvas típicas esfuerzo-deformación del acero se obtuvieron de forma experimental cargadas monotónicamente a tensión. En estas curvas se puede observar una parte inicial elástica lineal, una plataforma de cedencia donde la deformación aumenta aun cuando la carga se mantiene constante, una región de endurecimiento por deformación y finalmente una zona en la cual el esfuerzo decae hasta que ocurra la falla. Asimismo, los ensayos han demostrado una suposición razonable, suponer que las curvas esfuerzo-deformación son idénticas tanto para tensión como en compresión [11].



Comportamiento esfuerzo-deformación típico del acero

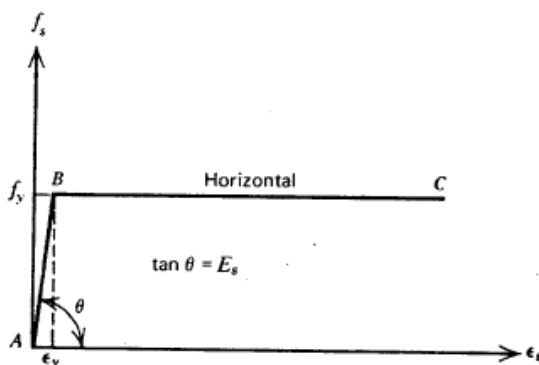
Fuente: Park y Paulay, 1975



Comportamiento esfuerzo-deformación incluyendo el pandeo

Fuente: Rajesh P. y Koichi M. 2014

Generalmente, para el diseño la curva esfuerzo-deformación se simplifica, ignorando la resistencia superior de la cedencia y el aumento por el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación, a lo que llamamos un modelo constitutivo elastoplástico perfecto.



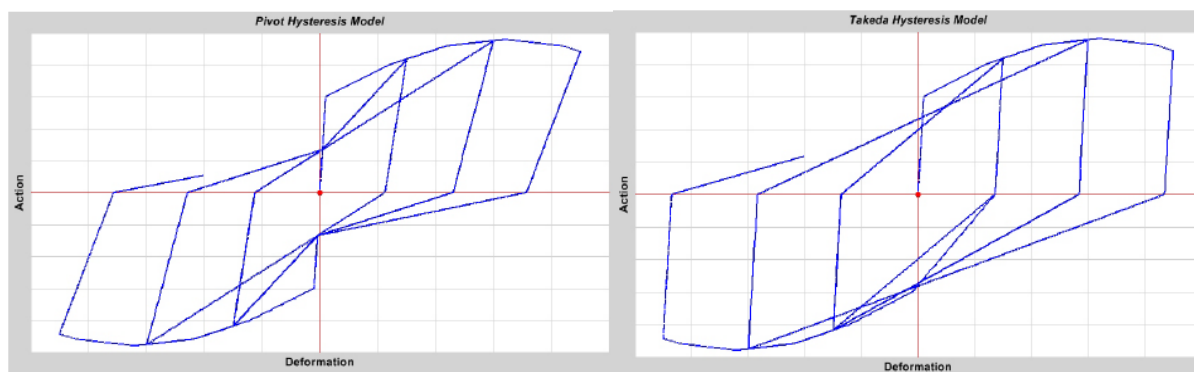
Modelo elastoplástico del acero.

Fuente: Park y Paulay, 1975.

Las características mecánicas de acuerdo a ASTM A615 para refuerzos grado 60, la fluencia nominal  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , el esfuerzo máximo o último a la tracción  $f_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$ , el módulo de elasticidad  $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$  y la deformación cedente  $\epsilon_y (f_y/E_s) = 0.0021$ .

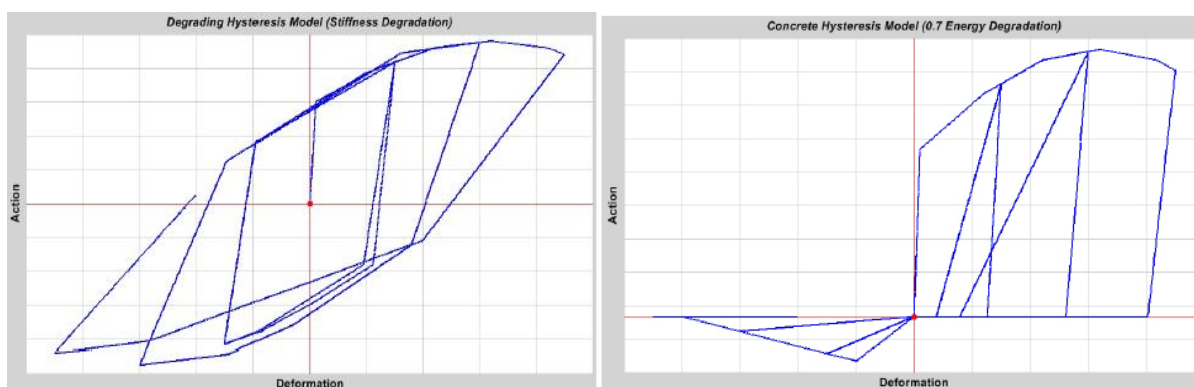
### Modelos de histéresis

Las propiedades de los materiales estudiadas anteriormente corresponden a modelos monotónicos del material; sin embargo, para realizar análisis dinámicos es necesario conocer el comportamiento histórico del mismo. Los modelos más utilizados en la ingeniería práctica son los que se muestran:



*Modelo de histéresis Pivot*

*Modelo de histéresis Takeda*

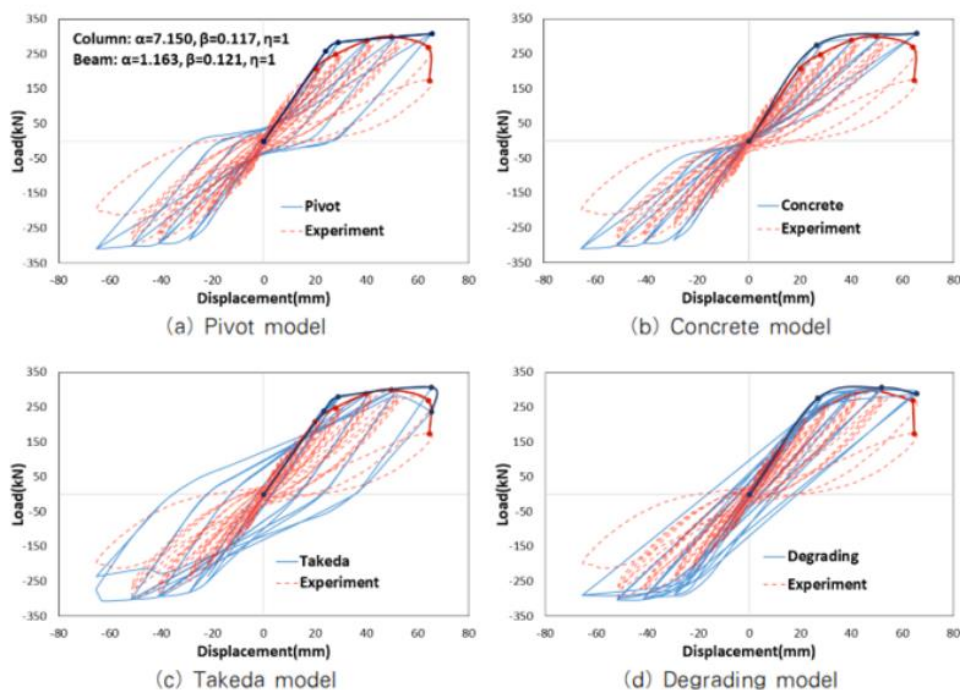


*Modelo de histéresis de Degradación*

*Modelo de histéresis del Concreto*

*Fuente: Manual referencial de análisis-ETABS*

Los parámetros que se toman en cuenta para evaluar los modelos de histéresis son: rigidez inicial, rigidez post fluencia y energía disipada.



### Modelos de histéresis

Fuente: *Soo, Joo-Ki, Chang-Hwan (2020)*

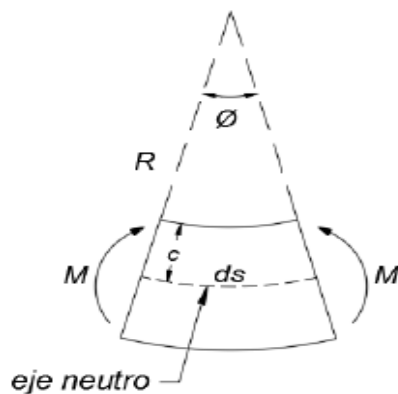
Se puede notar que, para el primer tramo del primer lazo histérico todos los modelos se aproximan, es por ello que en un análisis estático el modelo de histéresis no es relevante, pero sí en un análisis dinámico. De manera práctica se recomienda utilizar el modelo de Takeda que de cierta forma abarca una envolvente con respecto a la histéresis experimental; sin embargo, el modelo de mayor adaptación para calibraciones es el modelo Pivot. Además, utilizar el modelo de histéresis Pivot que se incorpora en ETABS con valores por defecto es equivalente a un modelo Takeda [12].

## Deformaciones y ductilidad de miembros de concreto armado

### Relación momento – curvatura

La curvatura de una sección se define como el cambio de ángulo (rotación) por longitud unitaria en una determinada ubicación a lo largo del eje del elemento, la cual se relaciona con las deformaciones en sus fibras extremas y el eje neutro [8].

Por ejemplo, en una sección de la viga, la curvatura es el cociente entre la deformación unitaria que sufre una fibra paralela al eje longitudinal de la viga y su distancia al eje neutro. En la siguiente figura se muestra una sección deformada:



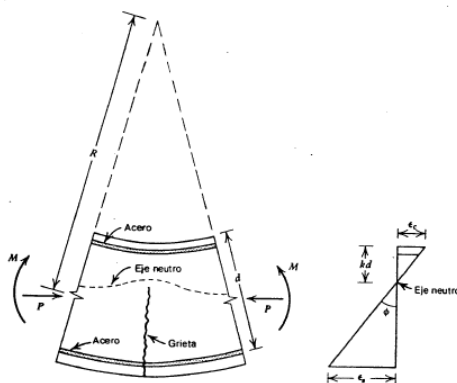
*Curvatura de una sección de concreto bajo solicitaciones de flexión.*

Quedando entonces definida la curvatura de la sección por la siguiente ecuación:

$$\emptyset = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d - c}$$

Con el valor de  $\varepsilon$  se denota la deformación unitaria de la sección con respecto al eje neutro; el valor de  $c$  se refiere a la distancia de la fibra de concreto más comprimida hasta dicho eje y se conoce como la profundidad del eje neutro. El valor de curvatura aumentará con el incremento del valor de deformación unitaria en el concreto  $\varepsilon_c$  y disminuirá con el aumento de la profundidad del eje neutro  $c$  [11].

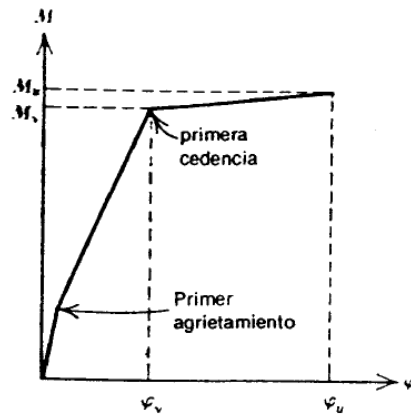
En la siguiente figura se representa una sección de un elemento sometido a flexión, se puede observar la aparición de grietas en la parte de tracción, donde el momento de inercia es cercano al momento de inercia transformado,  $I_{cr}$ . Esto genera un desplazamiento del eje neutro hacia la parte superior que conlleva a un aumento de la curvatura. Por otra parte, en los segmentos entre las grietas, el momento de inercia estará más cercano a la inercia gruesa  $I_g$ , generando a su vez, un incremento del eje neutro y reducción de la curvatura. De tal manera que, la curvatura real de un miembro fisurado presentará una variación curva a lo largo de toda su longitud.



*Deformación de un miembro a flexión*

*Fuente: Park y Paulay, 1975.*

Las relaciones teóricas momento-curvatura son utilizadas para describir el comportamiento de secciones sometidas a flexión y flexo-compresión. Se supone que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión y que se conocen las curvas esfuerzo deformación del concreto y del acero. Su construcción gráfica expresa la variación de la curvatura de una sección respecto al momento resistente, con o sin presencia de carga axial. Se analiza la sección del miembro, evaluando su comportamiento cuando la carga alcanza valores característicos; momento de agrietamiento, momento cedente y momento último [11].



*Diagrama Momento-Curvatura de una sección*

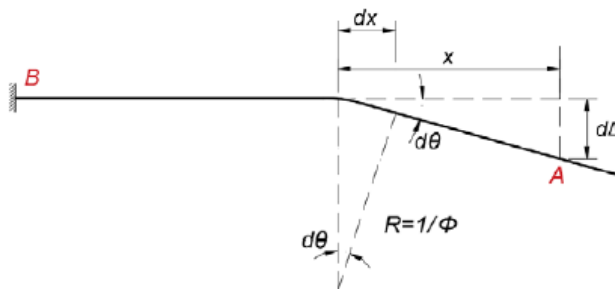
*Fuente: Park y Paulay, 1975.*

El momento y la curvatura asociados al inicio de la fluencia, puede suponer un comportamiento elástico en el concreto hasta el inicio de la fluencia del acero en tracción. Generalmente, el esfuerzo en el concreto en el inicio de la fluencia ( $f_c$ ), suele exceder del 50%  $f'_c$ ; por lo tanto, esta suposición subestima  $\phi_y$  y sobrestima  $M_y$  siendo esta situación conservadora para el cálculo de la ductilidad de la curvatura [8].

### **Relación momento – rotación**

Luego de estudiar la curvatura de una sección, se analiza que ocurre con el elemento producto de la rotación. Se tomó como referencia un elemento estructural de longitud “L” en dirección recta, en un extremo empotrado (B) y en el otro libre(A), generando un comportamiento en cantiléver. Al ocurrir una deformación en cualquier punto “ $d\theta$ ” midiéndose con respecto a la horizontal termina siendo el mismo con respecto a la vertical, tomando en cuenta el radio de curvatura, y que todo esto se genera desde el centro de rotación. Posteriormente, se precisa la variable horizontal “x” y el desplazamiento que se genera en el

punto “A” que representaría a la deflexión simbolizado matemáticamente como “ $d_{\Delta}$ ” y el desplazamiento horizontal que se define como “ $d_x$ ”.



La rotación y la deflexión se define a continuación:

$$d\theta = \frac{d_x}{R} = \phi d_x$$

$$d_{\Delta} = x \cdot d\theta$$

La rotación entre los puntos A y B del miembro se podría calcular integrando las curvaturas a lo largo del elemento, donde  $dx$  es un diferencial de la longitud del mismo, de la siguiente manera:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx$$

A partir del diagrama momento-rotación, se calcula la ductilidad de rotación, que sería el cociente entre la rotación última y la rotación cedente.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

La rotación última se presenta como la suma de la rotación cedente (elástica) y la rotación plástica:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p$$

Quedando la ductilidad de rotación expresada de la siguiente manera:

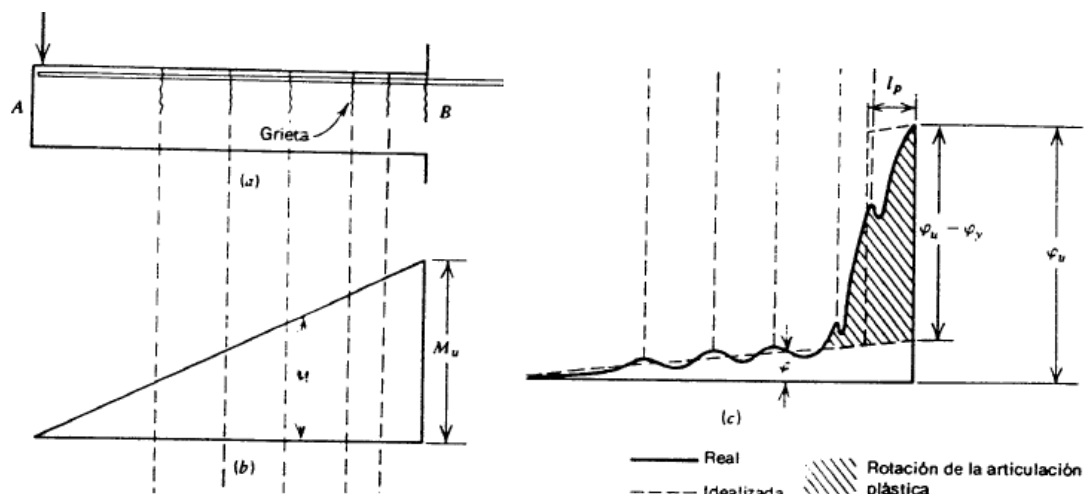
$$\mu_{\theta} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y}$$

### Deformaciones máximas idealizadas

Para estudiar las deformaciones máximas idealizadas, se tomará como ejemplo una viga en voladizo, la cual se deforma por flexión debido a una carga puntual en su extremo. A partir del diagrama de momento de la misma, en la cual se presenta el momento máximo en la cara de la columna, se obtiene que la región de curvatura inelástica se extiende sobre una parte de la

longitud de la misma, que se idealiza de forma práctica como  $L_p$  (longitud plástica de la sección), donde el momento actuante es superior al cedente de la sección.

En las regiones donde se presentan grietas, aumenta la curvatura de la sección debido a la pérdida de rigidez. A partir de la longitud plástica se puede definir el área que representa la región plástica y el área que representa la región elástica. El área sombreada representa la rotación inelástica que puede ocurrir en la articulación plástica, en la cercanía de la sección crítica. Debido a la complejidad que sería el cálculo del área real, se puede reemplazar por un rectángulo equivalente, que tenga la misma área que la distribución real de curvatura inelástica [11].



*Deformación idealizada de una viga en cantiléver. (a) Viga. (b) Diagrama de momento flector. (c) Diagrama de curvatura*

*Fuente: Park y Paulay, 1975*

En consecuencia, se puede definir que la rotación plástica es el área plástica bajo la curva de manera simplificada, como se indica:

$$\theta_p = \{\phi_u - \phi_y\} \cdot l_p$$

Por otra parte, la contribución elástica a la rotación en toda la longitud del miembro, se determina integrando la curvatura en condición elástica ( $\phi_e$ ), que presenta el área no sombreada del diagrama de curvatura. La distancia “x” se mide desde A hasta B. La expresión  $(\phi_y \cdot (X/L))$  representaría la ecuación de la recta.

$$\theta_e = \int_A^B \phi_e \cdot dx = \int_A^B \phi_y \left(\frac{x}{L}\right) \cdot dx$$

$$\theta_e = \theta_y$$

Finalmente, la rotación última se define como la sumatoria de la rotación elásticas y la rotación plástica, como se indica en la siguiente ecuación:

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p = \int_A^B \phi_e d\chi + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p = \phi_y \cdot \frac{l}{2} + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p$$

### Rótulas Plásticas

Una rótula plástica se define como un diagrama momento-rotación, un mecanismo de falla o de disipación de energía que permite la rotación de la deformación plástica de una sección manteniendo casi constante el momento plástico.

Como se ha descrito anteriormente, el valor de la longitud plástica “L<sub>p</sub>” se puede determinar calculando el ancho del rectángulo que tenga la misma área que la distribución de curvatura inelástica. Sin embargo, hallar dicha área equivalente puede ser complejo, considerando las variaciones que presenta el diagrama real de curvatura, por la presencia de grietas en las regiones cercanas a la sección crítica, y tomando en cuenta lo impráctico que resulta tener que calcular dicha área [8]. A raíz de ello, se han propuesto fórmulas empíricas que permitan estimar la longitud plástica “L<sub>p</sub>” para cada una de las vigas del sistema resistente a sismo.

- **Propuesta de Sawyer:** define la longitud plástica de la siguiente manera:

$$l_p = 0.25d + 0.075 z$$

Donde:

d: Altura útil de la sección

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

- **Propuesta de Mattock:** define la longitud plástica de la siguiente manera:

$$l_p = 0.5d + 0.05 z$$

Donde:

d: Altura útil de la sección

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

- **Berry y Eberhard (2008):** Un buen estimado para la longitud de la rótula plástica puede obtenerse a partir de la siguiente expresión (unidades en psi):

$$l_p = 0.05l + 0.008 \cdot d_b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

l: longitud del elemento

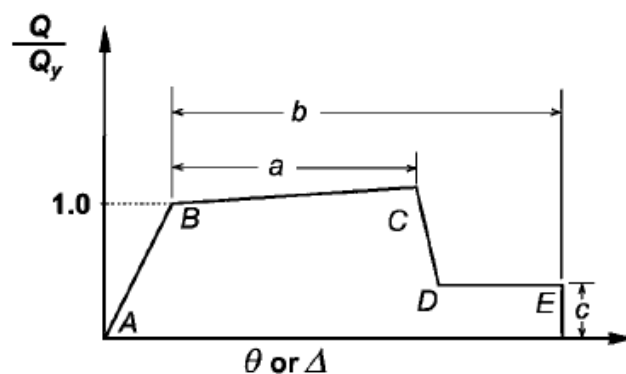
$d_b$ : diámetro de la barra

$f_y$ : límite elástico del acero

$f'_c$ : resistencia a la compresión del concreto

Para dimensiones típicas de vigas y columnas, esta ecuación resulta en valores de aproximadamente  $0.5h$ , donde  $h$  es la altura de la sección.

Se define una curva fuerza-desplazamiento (momento-rotación) que dé el valor de fluencia y la deformación plástica después de fluencia. Esto se hace en términos de una curva con valores en cinco puntos, A-B-C-D-E, como se muestra:



*Definición de la rótula plástica*

*Fuente: ASCE/SEI 41-13*

El punto A es el origen.

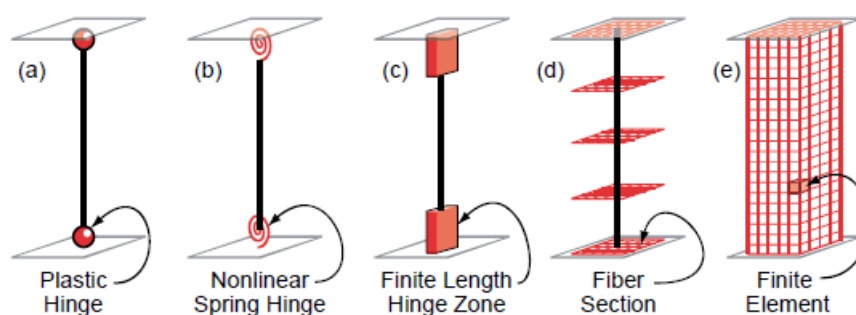
El punto B representa la cedencia. La relación fuerza-deformación, se describe mediante una respuesta lineal desde el punto A hasta un punto B. Luego se produce una respuesta lineal con reducción de la rigidez entre los puntos B y C, una reducción repentina de la resistencia a carga sísmica hasta el punto D, la respuesta a resistencia reducida hasta el punto E, hasta finalmente la pérdida total de resistencia [13].

Es importante resaltar, que el software utilizado para el análisis estructural, considera una rótula “normalizada” del tipo “rigid-plastic”, es decir, con rotación de fluencia en el punto B igual a 0 ( $\theta_y=0$ ).

Los modelos de plasticidad concentrada son altamente fenomenológicos en el sentido de que las funciones subyacentes que describen el comportamiento estructural se basan en la calibración del comportamiento global de los componentes. Por el contrario, los modelos tipo fibra y de elementos finitos continuos se calibran más a nivel de material, donde la cinemática y el equilibrio de los componentes están representados más directamente por la formulación del

modelo [14]. Además, asume que cada fibra va a trabajar de forma axial y la integración sobre el área de la sección daría como resultado el momento.

En la presente tesis, para las vigas, el comportamiento inelástico de las regiones plásticas se trabajará con modelos de plasticidad concentrada, para las columnas y muros de corte a través de modelos tipo fibra.



*Rango de tipos de modelos estructurales (NIST, 2010)*

## Niveles de desempeño estructural y no estructural

### Propuesta FEMA-440

Los niveles de desempeño estructural se definen mediante un nombre y un número (SP-n), donde "SP" es la abreviatura de desempeño estructural (SP: Structural Performance) y "n" es el número de desempeño estructural designado. Los niveles de desempeño no estructural se definen mediante un nombre y un número (NP-n), donde "NP" es la abreviatura de desempeño no estructural (NP: Nonstructural Performance) y "n" la letra designada.

NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN						
NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de daños (Rango)	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada (Rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	N-R	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	NR

LEYENDA	
	Nivel de Desempeño de la Edificación comúnmente utilizado (SP-NP)
	Combinación No Recomendada de SP-NP
	Otras posibles combinaciones de SP-NP

*Combinación de Niveles de Desempeño Estructural y No Estructural*

*Fuente: Adaptación del FEMA-440*

### Propuesta ASCE/SEI 41-13

Los niveles de desempeño estructural y no estructural se muestran en la siguiente tabla:

NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN						
NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	S-1 Ocupación Inmediata	S-2 Control de daños	S-3 Seguridad de Vida	S-4 Seguridad Limitada	S-5 Prevención del Colapso	S-6 No Considerado
N-A Operacional	1-A Operacional	2-A	N-R <sup>a</sup>	N-R <sup>a</sup>	N-R <sup>a</sup>	N-R <sup>a</sup>
N-B Retención de Posición	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	4-B	N-R <sup>a</sup>	N-R <sup>a</sup>
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
N-D No Considerado	N-R <sup>a</sup>	N-R <sup>a</sup>	3-D	4-D	5-D Prevención del colapso	Sin evaluación

LEYENDA	
	Nivel de Desempeño de la Edificación comúnmente utilizado
	Otras posibles combinaciones
NR	Combinación No Recomendada
<sup>a</sup>	No se recomienda combinar un bajo nivel de rendimiento estructural con un alto nivel de desempeño no estructural, o viceversa.

*Combinación de Niveles de Desempeño Estructural y No Estructural*

*Fuente: Adaptación del ASCE/SEI 41-13*

### Niveles de Amenaza Sísmica

#### Propuesta FEMA-440/ATC-40

##### - Sismo de Servicio (SE)

“Corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años y un periodo de retorno de 75 años” [15].

- **Sismo de Diseño (DE)**

“Corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y un periodo de retorno de 500 años” [15].

- **Sismo Máximo (ME)**

“Corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años y un periodo de retorno de 1000 años” [15].

**Propuesta ASCE/SEI 41-13**

- **Sismo de Seguridad Básica Para Edificios Existentes Nivel 1 (BSE-1E):**

“Corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años y un periodo de retorno de 225 años” [13].

- **Sismo de Seguridad Básica Para Edificios Existentes Nivel 2 (BSE-2E):**

“Corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años y un periodo de retorno de 975 años” [13].

- **Sismo de Seguridad Básica Para Edificios Nuevos Nivel 1 (BSE-1N):**

“Corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y un periodo de retorno de 475 años” [13].

- **Sismo de Seguridad Básica Para Edificios Nuevos Nivel 2 (BSE-2N):**

“Corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años, multiplicado por un coeficiente de riesgo. El periodo de retorno es de 975 años” [13].

**Selección del objetivo de desempeño**

Especifica el comportamiento sísmico deseado de la estructura y se define al combinar el máximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico) [13].

Para definir los objetivos de desempeño sismorresistente de edificaciones, se muestra una adaptación de la iniciativa del Comité Visión 2000 del SEAOC, que relaciona algunos escenarios de peligro sísmico (Sismo Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro), con diferentes estados de daño (Operacional, Funcional, Resguardo de Vida y Cercano al Colapso) y la importancia de las edificaciones (Edificaciones de Seguridad Crítica, Esenciales y Edificaciones Comunes).

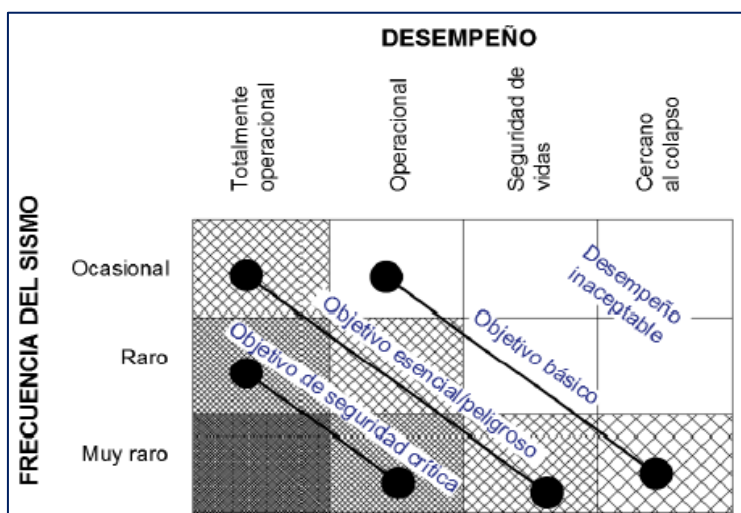
		Nivel de desempeño			
		Completamente operativo	Operativo	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Sismo de diseño	Sismo frecuente				
	Sismo ocasional				
	Sismo raro				
	Sismo muy raro				

Edificación común	Edificación esencial	Edificación de seguridad crítica

*Matriz de objetivos para edificaciones*

*Fuente: Adaptación de SEAOC- Visión 2000*



*Objetivos de desempeño*

*Fuente: Adaptación de SEAOC- Visión 2000*

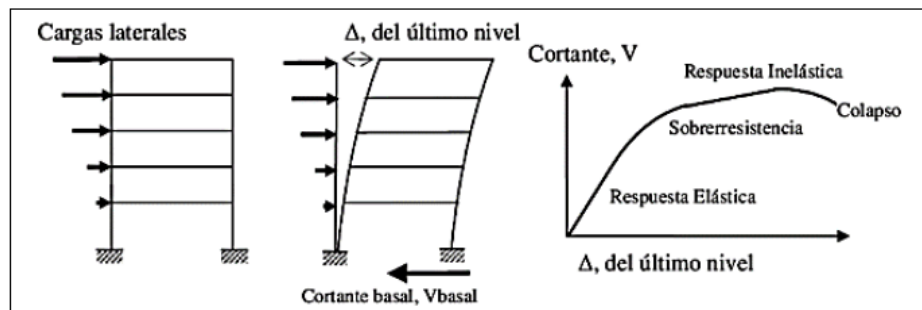
### **Análisis estático no lineal – Pushover**

El método del Pushover consiste en llevar a una estructura ya diseñada de la cual se conocen sus características resistentes, bien sean sus armados, secciones de concreto o perfiles metálicos en estructuras de acero, al colapso.

Las estructuras analizadas con la técnica del Pushover se les aplica un patrón de cargas laterales en un nudo correspondiente al nivel de cada piso, que se van incrementando de forma monótonica hasta alcanzar un desplazamiento objetivo. Con cada incremento de carga, se produce un incremento de las deformaciones, fuerzas y momentos resultantes en cada miembro,

presentándose cada una de las fallas (rótulas plásticas) conforme a los diagramas momento-curvatura de las secciones y momento-rotación de los miembros, pudiéndose de esta manera observar el mecanismo de falla que se produce (dúctil o frágil) y seguir deformándose en el rango inelástico que incluso puede finalmente conducir al colapso. Para una evaluación rigurosa se debe usar como mínimo dos patrones de cargas distintos y a partir de ello definir la curva de capacidad [16].

En base a investigaciones y experimentos por lograr evaluar el comportamiento real de una estructura, se ha logrado obtener normas que de cierta manera caracterizan el comportamiento “real” de una edificación. La sección 7.4.3.2.3 de ASCE/SEI 41-13 recomienda un patrón de carga lateral que sea proporcional a las masas de los pisos y a la forma del modo fundamental. Sin embargo, como se indica en el comentario de la norma ASCE/SEI 41-13, los estudios sobre patrones de carga alternativos, incluidos los métodos multimodo y adaptativos, para mejorar la fiabilidad del método y tener en cuenta los efectos inelásticos de los modos superiores no han sido concluyentes (por ejemplo, FEMA, 2005). Esta es una de las principales razones por las que actualmente se prefiere el análisis dinámico no lineal al análisis estático no lineal [14].



*Secuencia del proceso de análisis estático no lineal- Pushover.*

*Fuente: Tesis “Evaluación de desempeño sísmico del hospital Regional de Lambayeque, ubicado en la provincia de Chiclayo, departamento Lambayeque”*

Para realizar un análisis Pushover se recomienda seguir los siguientes pasos:

- ✓ Definir un primer caso no lineal asociado a la carga gravitacional.
- ✓ Definir un segundo caso no lineal asociado al patrón de carga lateral
- ✓ Definir un punto control de monitoreo ubicado por lo general en el tope de la edificación.
- ✓ Aplicar las rótulas plásticas en los elementos estructurales.
- ✓ Definir la curva de capacidad
- ✓ Encontrar el punto de desempeño

## Metodologías para calcular el punto de desempeño

### Método del Espectro de Capacidad

Este método fue presentado por el ATC-40 (1996) y mejorado posteriormente en el FEMA-440 (2005). Para estimar el punto de desempeño, compara el espectro de capacidad de la estructura y el espectro de la demanda sísmica, donde la capacidad de la estructura y la demanda sísmica se igualan. A partir de este análisis se evalúa el nivel de desempeño que posee la estructura, la aceptabilidad o en todo caso la intervención de la misma [15]. Para aplicar esta metodología se sigue los siguientes pasos:

#### i. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad

Para seguir este método es necesario representar la curva de capacidad en un formato ADRS (Espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento)  $S_a$  versus  $S_d$ , que inicialmente estuvo definida en términos de cortante basal versus desplazamiento del piso superior. El resultado de esta conversión se denomina espectro de capacidad. Para ello se hace uso de las siguientes ecuaciones:

Aceleración espectral:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

Desplazamiento espectral:

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{tope}}}{PF_1 \phi_{\text{tope},1}}$$

Donde:

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]}$$

Corresponde al factor de participación modal

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]}$$

Corresponde coeficiente de masa modal.

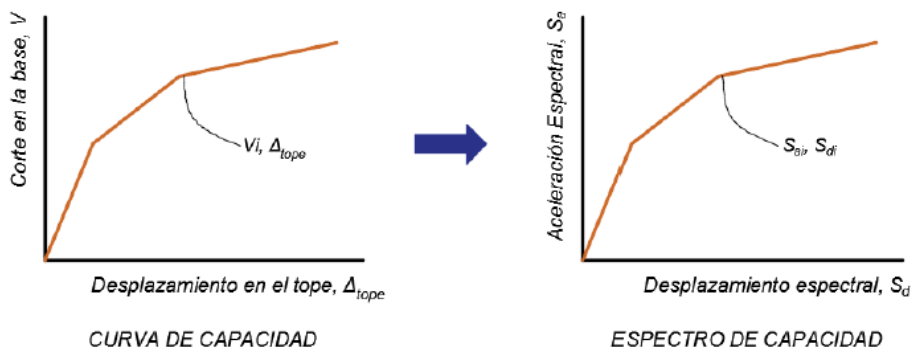
$w_i/g$ = masa asignada al nivel  $i$

$\phi_{i1}$ = amplitud del modo 1 en el nivel  $i$

$N$ = nivel  $N$ , correspondiente al más alto de la estructura

$W$ = peso propio de la estructura, con un porcentaje de la carga variable

$\Delta_{tope}$ = desplazamiento en el tope (techo), obtenido de la curva de capacidad (para cada valor de corte basal  $V$ )



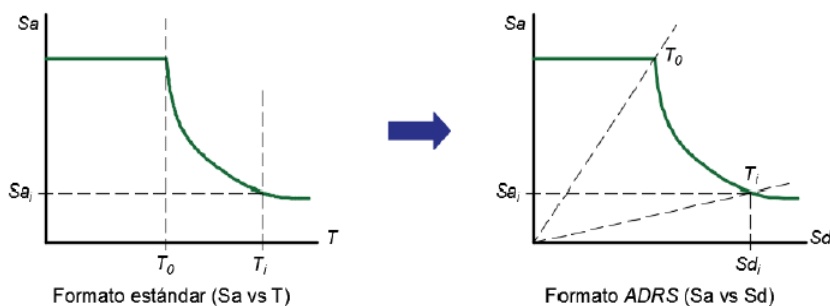
*Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.*

*Fuente: Adaptación del ATC-40 (1996)*

**ii. Conversión del espectro de respuesta**

En este paso se convierte el espectro que representa la demanda de valores  $S_{a_i}, T_i$  a un formato equivalente  $S_{a_i}, S_{d_i}$ . Para convertir este espectro, se determina cada desplazamiento espectral  $S_{d_i}$  para cada  $T_i$  y aceleración espectral  $S_{a_i}$  con la siguiente ecuación:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g$$

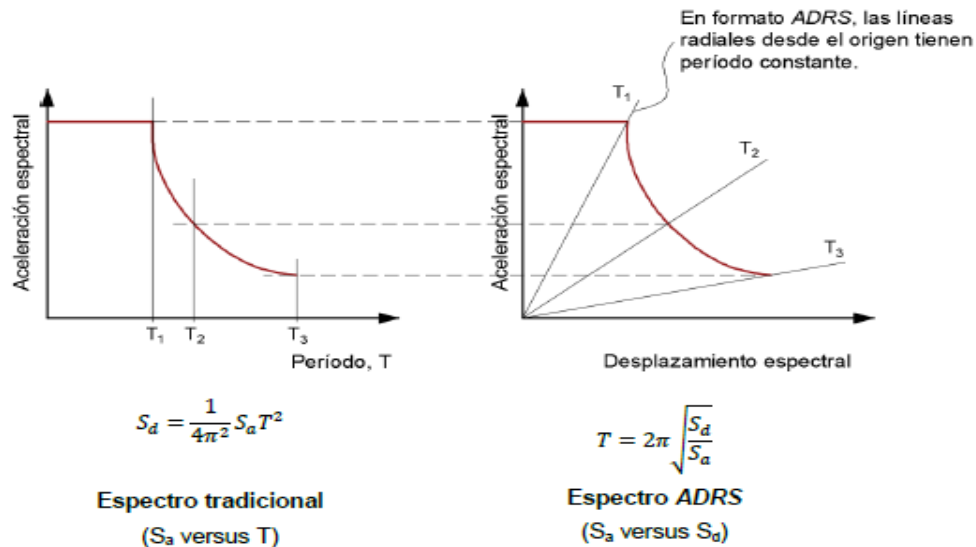


*Conversión del espectro de respuesta en formato ADRS.*

*Fuente: Adaptación de ATC-40 (1996)*

Se puede observar cómo en este último, las líneas rectas que parten desde el origen tienen valores de período constantes.

$$T = 2\pi\sqrt{S_d/S_a}$$



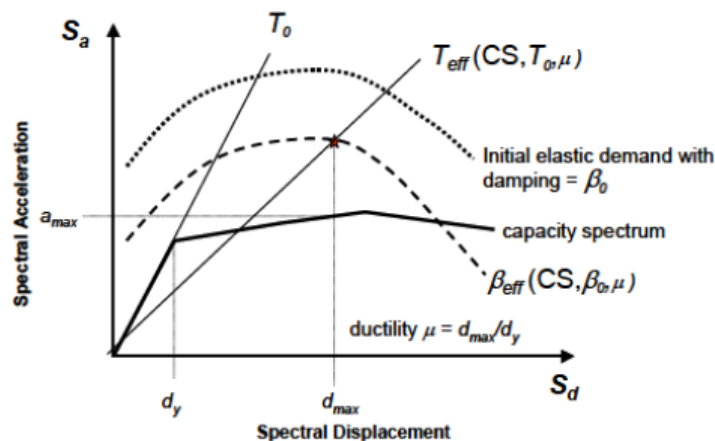
*Espectro de respuesta en formato tradicional y formato ADRS.*

*Fuente: ATC-40 (1996)*

La norma FEMA-440 modifica el Método del Espectro de Capacidad del ATC-40 y presenta un nuevo procedimiento llamado Linealización Equivalente Mejorada.

### iii. Linealización Equivalente Mejorada

“El objetivo de este método mejorado, es cuantificar la respuesta máxima de desplazamiento del sistema no lineal con un sistema “equivalente” lineal. Para determinar esta respuesta utiliza dos parámetros que son el período efectivo ( $T_{\text{eff}}$ ) y el amortiguamiento efectivo ( $\beta_{\text{eff}}$ ). A la vez, estos parámetros son función de las características de la curva de capacidad, el amortiguamiento, período inicial del sistema y la demanda de ductilidad  $\mu$ ” [15].



Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS).

Fuente: FEMA-440, 2005.

## A. Parámetros básicos de la Linealización Equivalente

a) **Amortiguamiento efectivo:** Los valores del amortiguamiento viscoso efectivo, están representados como un porcentaje del amortiguamiento crítico y en función de la ductilidad global de la estructura. Se ha logrado desarrollar ecuaciones generales optimizadas para calcular el valor del amortiguamiento efectivo independiente del tipo de comportamiento histerético o el valor  $\alpha$ , ya que algunos componentes pueden exhibir un comportamiento controlado por deformación con degradación de rigidez y endurecimiento por deformación y otros elementos pueden tener un comportamiento fuerza-deformación.

Donde:

$$1.0 < \mu < 4.0:$$

$$\beta_{\text{eff}} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$4.0 \leq \mu \leq 6.5:$$

$$\beta_{\text{eff}} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

$$\mu > 6.5:$$

$$\beta_{\text{eff}} = E \left[ \frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Asimismo, cuando existe duda, se puede tomar las siguientes ecuaciones generales optimizadas:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad \beta_{\text{eff}} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad \beta_{\text{eff}} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

$$\text{Para } \mu \geq 6.5: \quad \beta_{\text{eff}} = 19 \left[ \frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left( \frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

$\mu =$  Ductilidad

**b) Periodo efectivo:** Similar al caso del amortiguamiento efectivo, se han optimizado ecuaciones para poder ser utilizadas independiente del tipo de comportamiento, modelo histerético o rigidez post-elástica  $\alpha$ .

Donde:

$$1.0 < \mu < 4.0:$$

$$T_{\text{eff}} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$$4.0 \leq \mu \leq 6.5:$$

$$T_{\text{eff}} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$$

$$\mu > 6.5:$$

$$T_{\text{eff}} = \left\{ K \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Asimismo, cuando existe duda, se puede tomar las siguientes ecuaciones generales optimizadas:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad T_{\text{eff}} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad T_{\text{eff}} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

$$\text{Para } \mu \geq 6.5: \quad T_{\text{eff}} = \left\{ 0.89 \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Estas expresiones aplican solo para  $T_0 = 0.2$  a 2 seg.

$T_0 =$  Periodo inicial de vibración del sistema no lineal

$\mu =$  Ductilidad

## **B. Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) para uso con períodos secantes**

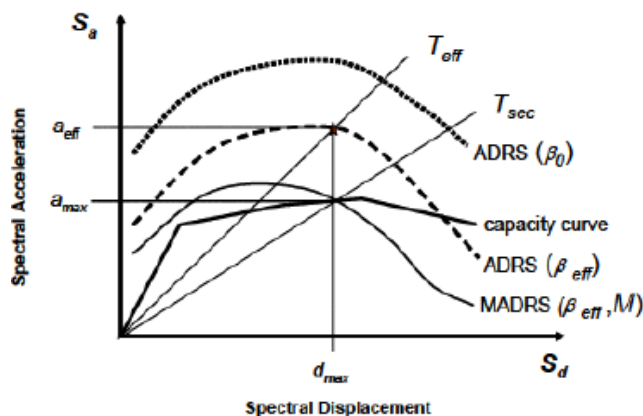


Figura 0-1: Espectro de respuesta modificado de aceleración- desplazamiento, para relacionar con el período secante,  $T_{sec}$ .

Fuente: FEMA 440, 2005

En la gráfica se observa que, en el punto de la curva que corresponde al desplazamiento máximo ( $d_{max}$ ), el periodo efectivo ( $T_{eff}$ ) es más corto que el periodo secante ( $T_{sec}$ ). Asimismo, en esta curva cobra más importancia la  $a_{max}$  y dicho desplazamiento ( $d_{max}$ ). Además, aparece un factor de modificación ( $M$ ) que al multiplicar las ordenadas de la demanda con amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ ) por dicho factor, se obtiene la curva de demanda modificada (MADRS) que interseca la curva de capacidad en el punto de desempeño. Dicho factor se define con la siguiente relación:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

Debido a que los valores de aceleración están relacionados directamente con los períodos correspondientes, el factor de modificación puede calcularse de la siguiente manera:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

### C. Reducción Espectral para Amortiguamiento Efectivo

Para ajustar el espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ ), esta metodología utiliza factores de reducción espectral como se indica a continuación:

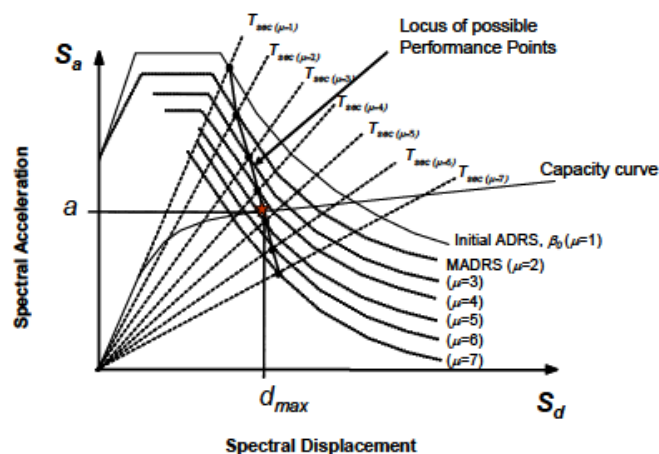
$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} (\text{en}\%)}$$

## D. Procedimientos de solución:

Con el fin de identificar una única solución, el FEMA-440 presenta tres posibles procedimientos a seguir, de los cuales se describe el tercer procedimiento que se utilizará en la presente tesis.

- Procedimiento A (iteración directa):
- Procedimiento B (intersección con demanda MADRS)
- Procedimiento C (búsqueda de posibles puntos de desempeño)
  - a) Ajustar la demanda inicial en formato ADRS utilizando el amortiguamiento efectivo ( $\beta_{\text{eff}}$ ).
  - b) Multiplicar los valores de aceleración de la demanda con amortiguamiento efectivo ( $\beta_{\text{eff}}$ ), por el factor de modificación  $M$ , hallado con  $T_{\text{eff}}$ , para generar el espectro de respuesta modificado aceleración-desplazamiento MADRS.
  - c) Se genera un posible punto de desempeño mediante la intersección del período radial secante  $T_{\text{sec}}$ , con la demanda MADRS.
  - d) Incrementar o disminuir el punto de desempeño asumido, para generar una serie de posibles puntos.
  - e) El punto de desempeño real será el que interseque al espectro de capacidad.

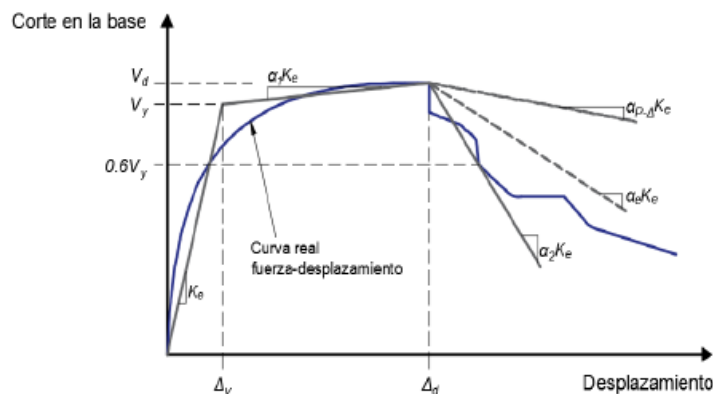
Este procedimiento se puede automatizar al escoger una solución inicial para un a ductilidad  $\mu=1$  y las siguientes suposiciones se establecen al ir incrementando dichas ductilidades ( $\mu=1$ ,  $\mu=2$ ,  $\mu=3$ , etc).



*Línea de posibles puntos de desempeño usando MADRS (Procedimiento C)*

*Fuente: FEMA 440*

#### iv. Curva de capacidad idealizada para análisis estático no lineal



*Curva fuerza-desplazamiento idealizada para análisis estático no lineal.*

*Fuente: Adaptación de FEMA-440.*

“El primer segmento lineal de la curva idealizada inicia en el origen de coordenadas, con una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva ( $K_e$ ) la cual se toma como la rigidez secante calculada a una fuerza cortante basal igual al 60% de la resistencia cedente efectiva ( $V_y$ ) de la edificación. El segundo segmento lineal con pendiente positiva post cedencia ( $\alpha_1 K_e$ ) se determina a partir del punto ( $V_d, \Delta_d$ ) y el punto de intersección con el primer segmento lineal, de manera de equilibrar las áreas por encima y por debajo entre ambas curvas real e idealizada. El punto ( $V_d, \Delta_d$ ), será el menor entre el punto de desplazamiento objetivo calculado y el punto de desplazamiento correspondiente al corte máximo en la base. El tercer segmento lineal representa la pendiente negativa post cedencia ( $\alpha_2 K_e$ ) determinada por el punto ( $V_d, \Delta_d$ ) y el punto en el cual el corte en la base se degrada un 60% del corte cedente efectivo” [15].

Después de haberse realizado todo este procedimiento y logrando representar la curva de capacidad idealizada, se obtiene el punto cedente  $\Delta_y$ , el punto último  $\Delta_d$  y, por lo tanto, la ductilidad máxima esperada del sistema.

$$V_d = V_\mu$$

$$\Delta_d = \Delta_\mu$$

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \ggggg \text{ Ductilidad del sistema}$$

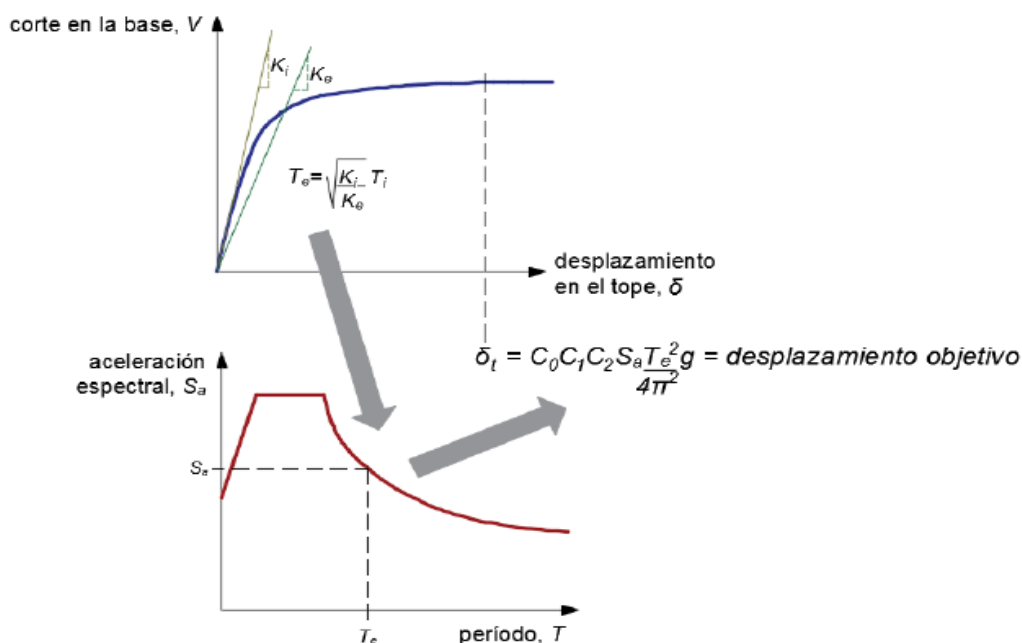
Corte elástico:  $V_e = 0.8 V_y$

Factor de sobre resistencia de la estructura:  $\Omega = \frac{V_u}{V_e}$

Factor de reducción de respuesta estimado:  $R = \mu \cdot \Omega$

### Método de los Coeficientes

Este método es presentado en la normativa ASCE/SEI 41-13, el cual establece básicamente el procedimiento mejorado propuesto por el FEMA-440. Dicho método está basado en el análisis estadístico de los resultados de análisis tiempo-historia realizados en modelos de un grado de libertad de distintas tipologías, el cual modifica la respuesta elástica lineal del sistema de 1 GDL equivalente, multiplicándolo por una serie de coeficientes para generar una estimación del desplazamiento global máximo (elástico e inelástico), que se denomina Desplazamiento Objetivo o Target Displacement.



*Representación gráfica del método de los coeficientes.*

El desplazamiento objetivo ( $\delta_t$ ) se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

$S_a$ : Aceleración del espectro de respuesta para un período  $T_e$  y tasa de amortiguamiento de la edificación.

$g$  = aceleración de la gravedad

$C_0$ : Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de 1GDL con el desplazamiento del techo del sistema de varios GDL.

El valor  $C_0$  puede tomarse a partir de la siguiente tabla:

N° PISOS	EDIFICIOS DE CORTE		OTROS EDIFICIOS
	PATRON DE CARGA TRIANGULAR	PATRON DE CARGA UNIFORME	OTRO PATRÓN DE CARGA
1	1	1	1
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

NOTA: La interpolación lineal se utilizará para calcular valores intermedios.

*Valores para el factor de modificación  $C_0$ .*  
*Fuente: Adaptación del ASCE/SEI 41-13.*

- $C_1$ : factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados, con los calculados para una respuesta lineal elástica.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{\alpha T_e^2}$$

Donde:

El valor de “ $\alpha$ ” corresponde a la clasificación del tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE/SEI7.

$\alpha = 130$ , para clasificación de sitio A o B (roca)

$\alpha = 90$ , para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave)

$\alpha = 60$ , para clasificación de sitio D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

$T_e$ : período efectivo fundamental de la estructura en la dirección en consideración. Se calcula a partir de la curva idealizada fuerza deformación con la siguiente fórmula:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$T_i$ : periodo elástico fundamental (en segundos) en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico.

$K_i$ : rigidez lateral elástica inicial de la edificación, en la dirección bajo consideración

$K_e$ =rigidez lateral efectiva de la edificación, en la dirección bajo consideración, calculada a partir de la curva idealizada fuerza- desplazamiento

$T_s$ : periodo característico del espectro de respuesta.

$\mu_{\text{strength}}$ : Corresponde a la relación entre la demanda elástica de resistencia y el coeficiente de resistencia a la cedencia de la estructura.

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

$V_y$ : resistencia cedente de la estructura calculada en la idealización de la curva fuerza-desplazamiento de la edificación.

$W$ : peso sísmico efectivo de la edificación según corresponda, calculado en la sección 7.4.1.3.1 del ASCE/SEI 41-13

$C_m$  = Factor de masa efectiva (tabla 7-4 ASCE/SEI 41-13) o factor de masa participativa modal efectivo del modo fundamental al utilizar análisis de autovalores. Si el periodo de vibración es mayor a 1 tomar  $C_m=1$

Para periodos menores a 0.2s,  $C_1$  no necesita tomarse mayor al valor calculado para  $T=0.2s$ .

Para periodos mayores a 1.0s,  $C_1=1.0$

- **$C_2$** : Representa el efecto de estrangulamiento en la curva de histéresis, degradación de la rigidez cíclica, y deterioro de resistencia en la respuesta máxima en términos de desplazamiento.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2$$

Para periodos mayores a 0.7s,  $C_2=1.0$

Para edificaciones con rigidez post-cedencia negativa, la relación de resistencia máxima  $\mu_{\text{max}}$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

Donde:

$\Delta_d$ : el menor entre el desplazamiento objetivo  $\delta t$  y el desplazamiento correspondiente al máximo corte basal definido en la curva idealizada fuerza-deformación de la edificación.

$\Delta_y$ : desplazamiento en la resistencia cedente efectiva.

$$h: 1 + 0.15 \cdot \ln T_e$$

$\alpha_e$ : relación de pendiente post-cedencia negativa efectiva, calculada a partir de la ecuación:

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda (\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

$\alpha_2$ : relación de pendiente post cedencia negativa definida en la curva idealizada fuerza deformación de la edificación. Incluye efectos  $P-\Delta$ , degradación en ciclo y degradación cíclica

$\alpha_{P-\Delta}$ : relación de pendiente negativa causada por efectos  $P-\Delta$

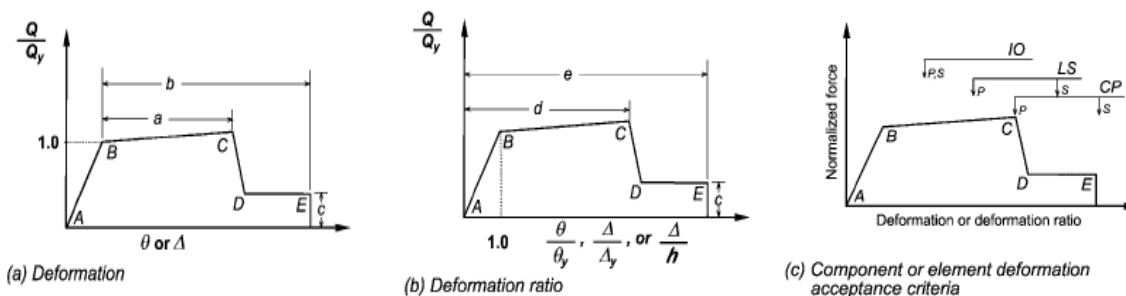
$\lambda$ : factor de efecto de sitio, calculado según parámetros de norma ASCE/SEI 7:

$\lambda = 0.8$ , cuando  $SX1 \geq 0$ , nivel de amenaza sísmica BSE-2N (sitios sujetos a fallas locales).

$\lambda = 0.2$ , cuando  $SX1 \leq 0$ , nivel de amenaza sísmica BSE-2N (sitios no sujetos a fallas locales).

### a) Capacidad de deformación de componentes

“Para especificar el modelado de los elementos y sus criterios de aceptación de acuerdo a los objetivos de desempeño, se han creado curvas generalizadas fuerza versus deformación. La respuesta lineal se representa entre el punto A (elemento descargado) y un punto de fluencia efectivo (punto B). La pendiente desde el punto B hasta el punto C es un pequeño porcentaje (0% a 10%) de la pendiente elástica y se incluye para representar fenómenos tales como endurecimiento por deformación. El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia máxima del elemento y un valor de abscisa igual a la deformación en la que comienza la degradación significativa de la resistencia (línea CD). Más allá de la resistencia residual (punto D), el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida al punto E que es la deformación final” [14].



: Curvas generalizadas fuerza-deformación para representar el modelado y criterios de aceptación de los componentes

Asimismo, para definir los parámetros de modelado de componentes y criterios de aceptación, la acción inelástica se limitará a aquellos componentes y acciones enumeradas en “parámetros para el modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimiento no lineal” de dicha norma para cada tipo de elemento, excepto donde se demuestre por evidencia experimental y análisis que otra acción inelástica es aceptable para el nivel de desempeño seleccionado.

## Evaluación del Desempeño Sísmico y Criterios de Aceptación

### ➤ Límites de aceptación global

El ATC-40 propone límites en función a la deriva total máxima y la deriva inelástica máxima. Además, establece que el sistema resistente a carga lateral no se haya degradado en más del 20% de su resistencia máxima. En las tablas a continuación, se muestran las derivas máximas de entrepiso permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40 y VISION 2000.

DERIVA LÍMITE DE ENTREPISO	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva Total Máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33V_i/P_i$
Deriva Inelástica Máxima	0.005	0.005-0.015	Sin límite	Sin límite

Donde  $V_i$  es el cortante total, y  $P_i$  es la carga de gravedad total en el piso  $i$ .

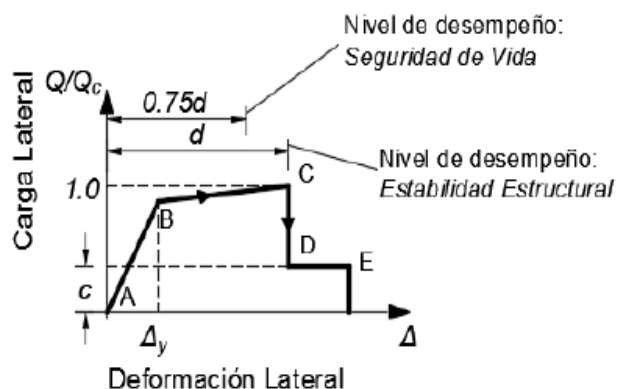
*Límites de deriva – ATC 40.*  
Fuente: Adaptación del ATC-40, 1996

NIVEL DE DESEMPEÑO	DERIVA DE ENTREPISO
Totalmente Operacional	0.002
Operacional	0.005
Seguridad	0.015
Cercano al Colapso	0.025
Colapso	> 0.025

*Límites de deriva SEAOC-VISION 2000.*  
Fuente: SEAOC-VISION 2000

### ➤ Límites de aceptación de elementos y componentes

Para elementos, componentes y acciones primarias en el nivel de desempeño de estabilidad estructural, se define como la deformación en la cual empieza una degradación significativa de la resistencia a carga lateral. La capacidad de deformación del componente en el nivel seguridad de vida, se define como el 75% de la deformación para el nivel de Estabilidad Estructural [15].



*Criterio de aceptabilidad típico expresado en la curva de esfuerzo-deformación*

*Fuente: Adaptación del FEMA-440*

### Análisis dinámico no lineal tiempo - historia

Se define como un procedimiento para determinar de manera “exacta” la respuesta sísmica inelástica de estructuras sometidas a una demanda sísmica importante. Dado que el modelo incorpora el comportamiento inelástico del miembro bajo movimientos de tierra sísmicos cíclicos, el análisis dinámico no lineal simula explícitamente la disipación de energía histérica en el rango no lineal. Para realizar un ADNL es obligatorio tener un buen número de registros de aceleraciones del movimiento del suelo ya sean reales o simulados, o una combinación de estos.

El análisis dinámico no lineal se realiza mediante un proceso de solución gradual de la ecuación básica de movimiento:

$$M(\ddot{X}(t) + \ddot{u}(t)) + C\dot{X}(t) + KX(t) = 0$$

donde  $M$ ,  $C$  y  $K$  son la matriz de masa, amortiguación y rigidez de la estructura respectivamente,  $\ddot{u}(t)$  es la aceleración del terreno en función del tiempo ( $t$ ) y  $\ddot{X}(t)$ ,  $\dot{X}(t)$ ,  $X(t)$  son los vectores instantáneos de aceleración, velocidad y desplazamiento de la estructura en el tiempo ( $t$ ), en relación con el suelo.

“La mayoría de software utilizado para realizar este tipo de análisis resuelve el vector de desplazamiento  $X(t)$  en función del tiempo mediante la inversión de la matriz de rigidez, que se modifica adaptativamente en función de la deformación calculada y las demandas de resistencia en cada uno de los elementos. Una vez que se conoce el vector de desplazamiento, la velocidad y la aceleración se pueden determinar utilizando diferencias finitas o métodos numéricos similares. Alternativamente, algunas aplicaciones de software resuelven el vector de aceleración directamente, en una técnica llamada solución explícita y luego usan la integración numérica para determinar los vectores de velocidad y desplazamiento” [10].

Para el caso de solución de la integración directa son extremadamente sensibles al tamaño del paso de tiempo de una manera que no es cierta para la superposición modal. Es necesario reducir los tamaños de los pasos de tiempo hasta que el tamaño del paso sea lo suficientemente pequeño como para que los resultados ya no se vean afectados por él.

Las ventajas de utilizar la integración directa son que se puede considerar la amortiguación completa que acopla los modos, los problemas de propagación de ondas e impactos que pueden excitar un gran número de modos pueden resolverse de manera más eficiente mediante la integración directa y todos los tipos de no linealidad pueden incluirse en un análisis de integración directa no lineal [6].

Para configurar un análisis no lineal tiempo- historia, es necesario configurar las condiciones iniciales, en lo específico tiene que continuar desde un análisis estático no lineal u otro análisis no lineal tiempo-historia de integración directa. Para definir los parámetros de convergencia y estabilidad es recomendable utilizar el método de Hilber-Hughes-Taylor” (HHT). Este método utiliza un parámetro llamado alfa que puede tomar valores entre 0 y  $-1/3$ . Para  $\alpha = 0$ , el método es equivalente al método de Newmark con  $\gamma = 0.5$  y  $\beta = 0.25$ . El uso de  $\alpha = 0$  ofrece la mayor precisión de los métodos disponibles, pero pueden permitir vibraciones excesivas en los modos de frecuencia más alta, es decir, aquellos modos con períodos del mismo orden o menores que el tamaño del intervalo de tiempo [6].

### **Acelerogramas Sintéticos Compatibles con un Espectro de Respuesta**

En un análisis no lineal, se suele ajustar acelerogramas de terremotos para que sea compatible con un espectro de respuesta objetivo específico. Existen dos enfoques para modificar las series de tiempo para que sean consistentes con el espectro de respuesta de diseño: escala y coincidencia espectral (Spectral Matching). Escalar implica multiplicar la serie de tiempo inicial por un factor constante para que el espectro de la serie de tiempo escalado sea

igual o superior al espectro de diseño en un rango de período específico. La coincidencia espectral implica modificar el contenido de frecuencia de las series de tiempo para que coincida con el espectro de diseño en todos los períodos espectrales [17].

Los movimientos del terreno compatibles con el espectro generados artificialmente son el resultado de simulaciones numéricas que pueden incluir modelos detallados de propagación de ruptura, efectos de trayectoria y sitio. El uso de registros empíricos, generalmente se prefiere al uso de movimientos de suelo compatibles con el espectro generados artificialmente. Al trabajar con registros empíricos, los parámetros clave que afectan el carácter no estacionario de la forma de onda son la magnitud, la distancia y la dirección de directividad (para sitios ubicados cerca de fallas grandes) [17].

Se han desarrollado varios métodos para su desarrollo, entre ellos el algoritmo de wavelets propuesto por Abrahamson (1992) y Hancock et al. (2006) y el algoritmo de Atik y Abrahamson (2010).

El método del algoritmo en el tiempo (Spectral Matching) o algoritmo de Atik y Abrahamson, se basa en el algoritmo de propuesto por Lilhanand y Tseng (1987, 1988), “el cual utiliza funciones wavelet para modificar la serie temporal inicial de modo que su espectro de respuesta sea compatible con el espectro de diseño. Una suposición fundamental de esta metodología es que el tiempo de la respuesta máxima no cambia como resultado del ajuste de la wavelet. El objetivo es modificar la aceleración inicial de tal manera que su espectro de respuesta calculado coincida con el espectro objetivo en todo el rango de frecuencia mientras se mantienen series de tiempo de desplazamiento y velocidad reales” [17].

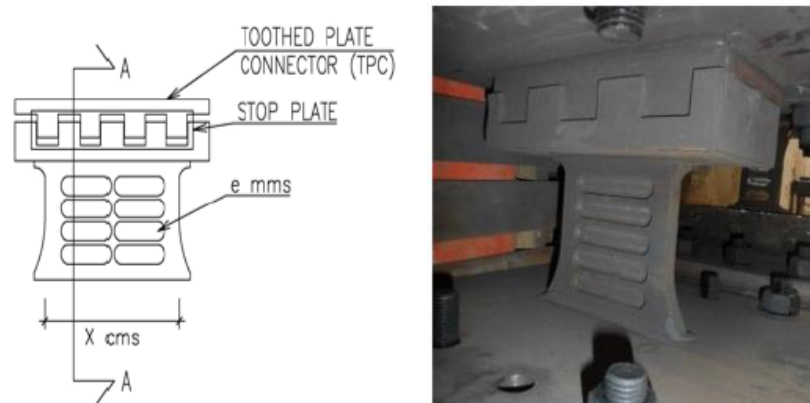
### **Sistema Shear Link Bozzo (SLB)**

#### **Descripción del sistema SLB**

Los dispositivos “Shear Link Bozzo” o “SLB” fueron desarrollados por primera vez en la universidad de Girona, España, en 1997. Este sistema aprovecha el comportamiento histórico de los metales para disipar energía cuando se deforman en su rango inelástico, utilizando un doble modo para disipar energía, siendo la principal y el primero en presentarse, las ocasionadas por tensiones de cortante en las "ventanas disipativas" y luego las generadas por esfuerzos de flexión en el marco de refuerzo [18].

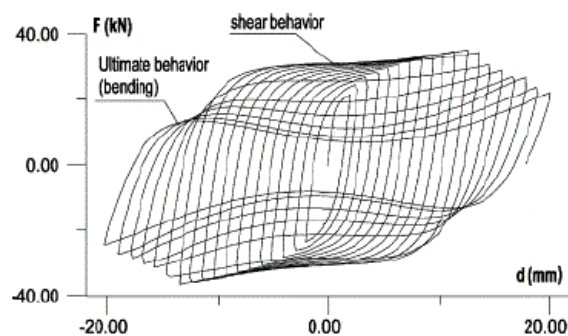
El sistema constituye un avance innovador en el diseño convencional basado en pórticos flexibles dúctiles o en muros de rigidez, ya que con el disipador se puede lograr un sistema

rígido pero dúctil. Si logramos hacer una comparación, entre los amortiguadores y disipadores, los amortiguadores no cambian el periodo fundamental de las estructuras y su efecto es proporcional a la velocidad por lo que su efectividad práctica es limitada, sin embargo, los disipadores pueden cambiar drásticamente el periodo estructural, como es el caso de los disipadores SLB que empiezan a proteger las estructuras desde desplazamientos tan bajos de solo 0.2 mm iniciada la deformación. Por otra parte, más que un determinado disipador y dado su muy alta rigidez inicial los dispositivos SLB se pueden considerar como rótulas plásticas que el diseñador puede ubicar según su inventiva y conocimientos [19].



*Disipador Shear Link Bozzo*

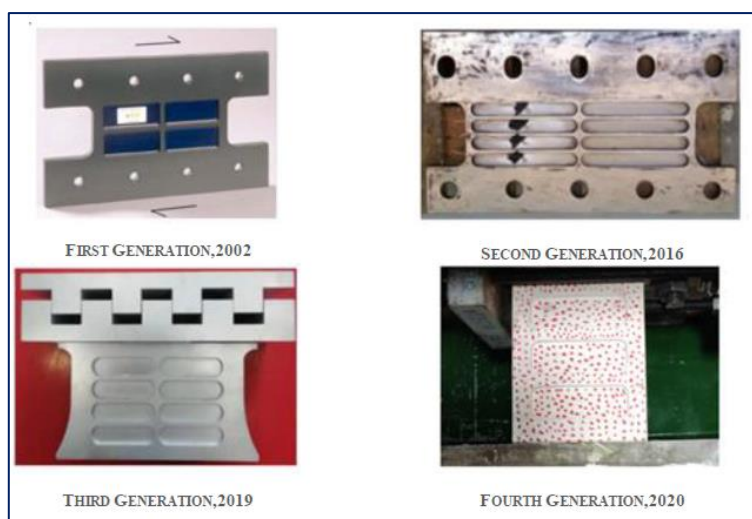
Generalmente, no se tiene en cuenta la disipación de energía proporcionada por el "modo de flexión", lo que garantiza un factor de seguridad adicional. Es importante resaltar que después de la falla de las áreas fresadas, la rigidez es bastante reducida y por lo tanto las curvas histeréticas se caracterizan por mayores desplazamientos y menores fuerzas que las propias del "modo cortante"[6], como se muestra en la siguiente figura:



*Curva histerética típica del disipador SLB*

Los disipadores SLB se caracterizan por su capacidad de absorber una gran cantidad de energía y su costo relativamente bajo. Estos dispositivos no transfieren la carga axial y se conectan a un marco de concreto por medio de una pared, lo que da como resultado un sistema isostático llamado, pared "desacoplada". La combinación de marcos de concreto armado y paredes desacopladas con disipadores aumenta la rigidez y la ductilidad. Asimismo, permite que las paredes no se alineen verticalmente, incluso en toda su altura o en toda la longitud de la viga, lo que genera importantes ventajas arquitectónicas [4].

Durante los últimos 20 años, con el objetivo de optimizar el desempeño y aumentar la capacidad de deformación de los dispositivos, se han realizado investigaciones y propuestas de diferentes generaciones.



#### *Generaciones de los disipadores SLB*

-El primer dispositivo se caracterizó por dos columnas de ventanas disipativas en el alma y una conexión atornillada, se analizó el papel de la tolerancia entre agujeros y tornillos mediante un análisis paramétrico [6].

-La segunda generación, la conexión está totalmente atornillada, para evitar soldaduras y facilitar el proceso de instalación y sustitución durante la vida útil del edificio. A diferencia de la generación anterior, el número de ventanas disipadoras, siempre distribuidas en dos columnas, se incrementa de 2 a 4, reduciendo su altura, pero aumentando significativamente su ancho, con el fin de mejorar la ductilidad y mejorar la resistencia al pandeo de la banda. Otra característica es la adopción de orificios ranurados para la conexión en un lado, con el objetivo de evitar la transferencia de carga axial desde la viga superior al dispositivo y viceversa [6].

-La tercera generación tiene la particularidad de estar instalada mediante conexiones tipo “peine” que evitan la transferencia de carga axial al dissipador permitiendo que los dispositivos se incorporen libremente a la estructura tanto en planta como en altura. Sin embargo, fijar el dispositivo en un extremo, aunque proporciona una variedad de beneficios, reduce la energía total disipada en comparación con un sistema fijo en ambos extremos. Los dissipadores SLB de tercera generación tienen una altura de 155 mm y alcanzan una deformación máxima de 40 mm [6].

A continuación, se muestra un ejemplo para entender la representación simbólica de un dissipador SLB de tercera generación:

SLB (ed) X\_Y

Donde:

X=ancho del dissipador en cm

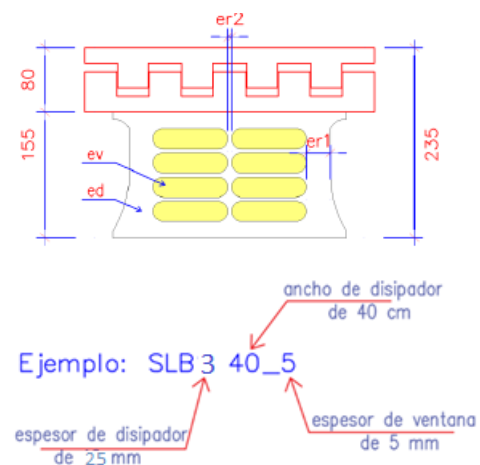
Y=espesor de la ventana ( $e_v$ ) en mm

$E_d$ =depende del espesor del dissipador en mm

$e_d=2$ , para placas de 19mm

$e_d=3$ , para placas de 25mm

$e_d=4$ , para placas de 38mm



Actualmente hay dos tablas de diseño para dispositivos SLB, fabricados con acero ASTM A36 (SLB) y acero Grado 50 (ESLB). Cada una de las tablas tiene 52 dissipadores donde las dimensiones y la geometría de los dispositivos varían de acuerdo con las fuerzas elásticas.

Los dispositivos estándares actualmente fabricados con acero ASTM A36 ( $F_y$  2530kg/cm<sup>2</sup>) se presentan en la siguiente tabla:

Parámetros de diseño para los disipadores SHEAR LINK BOZZO											
Dispositivo	ed (mm)	er1 (mm)	er2 (mm)	ev (mm)	K <sub>1</sub> (KN/cm)	K <sub>2</sub> (KN/cm)	D <sub>y</sub> (mm)	F <sub>y</sub> (KN)	F <sub>Máx</sub> (KN)	E <sub>D</sub> (KN.cm)	
SLB2 6_2	19	13	-	2	363.33	9.75	0.980	35.60	69.01	87.08	
SLB2 6_3	19	13	-	3	397.80	10.75	1.031	41.00	79.21	99.25	
SLB2 6_4	19	13	-	4	421.73	11.65	1.065	44.90	88.58	108.31	
SLB2 6_5	19	13	-	5	439.60	12.78	1.078	47.40	96.67	115.18	
SLB2 8_2	19	15	-	2	592.87	13.86	0.811	48.10	92.76	119.78	
SLB2 8_3	19	15	-	3	676.27	15.38	0.858	58.00	107.57	141.77	
SLB2 8_4	19	15	-	4	737.00	16.28	0.900	66.30	120.87	159.39	
SLB2 8_5	19	15	-	5	784.27	17.43	0.927	72.70	133.29	173.71	
SLB2 10_2	19	20	-	2	893.40	19.15	0.761	68.00	128.71	168.89	
SLB2 10_3	19	20	-	3	1039.13	21.57	0.780	81.10	148.63	198.84	
SLB2 10_4	19	20	-	4	1149.53	22.96	0.809	93.00	166.26	224.54	
SLB2 10_5	19	20	-	5	1237.80	14.93	0.906	112.20	182.26	246.55	
SLB2 15_2	19	20	-	2	1571.47	31.17	0.648	101.80	199.61	258.66	
SLB2 15_3	19	20	-	3	1961.47	37.36	0.643	126.10	240.45	318.16	
SLB2 15_4	19	20	-	4	2290.27	42.03	0.654	149.70	276.57	373.16	
SLB2 15_5	19	20	-	5	2575.60	45.69	0.670	172.50	310.13	424.52	
SLB2 20_2	19	25	5	2	2073.33	37.83	0.601	124.60	243.14	316.64	
SLB2 20_3	19	25	5	3	2630.13	46.27	0.597	156.90	298.30	396.26	
SLB2 20_4	19	25	5	4	3105.53	53.03	0.606	188.30	348.53	470.63	
SLB2 20_5	19	25	5	5	3520.20	58.63	0.620	218.40	395.71	540.18	
SLB3 25_2	25	30	5	2	3214.07	58.98	0.606	194.80	383.50	494.69	
SLB3 25_3	25	30	5	3	4046.67	70.69	0.589	238.20	457.15	602.54	
SLB3 25_4	25	30	5	4	4783.20	81.04	0.585	279.60	526.49	703.70	
SLB3 25_5	25	30	5	5	5447.47	90.85	0.586	319.00	592.39	799.88	
SLB3 25_6	25	30	5	6	6064.13	99.65	0.589	357.10	656.63	891.48	
SLB3 25_7	25	30	5	7	6644.13	107.41	0.594	394.50	716.83	979.51	
SLB3 25_8	25	30	5	8	7191.47	114.57	0.599	430.70	776.40	1064.12	
SLB3 25_9	25	30	5	9	7711.07	120.73	0.605	466.40	834.90	1145.71	
SLB3 30_2	25	30	5	2	3666.73	64.22	0.578	212.10	415.33	539.19	
SLB3 30_3	25	30	5	3	4717.00	78.76	0.563	265.70	507.23	672.79	
SLB3 30_4	25	30	5	4	5661.33	92.21	0.560	316.90	594.62	799.16	
SLB3 30_5	25	30	5	5	6525.67	104.99	0.561	366.10	678.62	920.34	
SLB3 30_6	25	30	5	6	7336.60	116.45	0.565	414.20	759.77	1036.63	
SLB3 30_7	25	30	5	7	8106.07	126.92	0.569	461.30	838.79	1149.06	
SLB3 30_8	25	30	5	8	8840.00	135.98	0.575	508.00	915.50	1257.99	
SLB3 30_9	25	30	5	9	9542.20	145.74	0.579	552.50	992.12	1363.85	
SLB3 40_2	25	30	5	2	4571.07	76.44	0.543	248.30	482.60	634.54	
SLB3 40_3	25	30	5	3	6043.67	97.23	0.531	321.00	609.64	817.79	
SLB3 40_4	25	30	5	4	7393.67	116.17	0.530	391.60	732.20	993.03	
SLB3 40_5	25	30	5	5	8650.00	133.79	0.533	460.80	851.48	1162.82	
SLB3 40_6	25	30	5	6	9843.00	149.92	0.537	528.70	967.95	1327.13	
SLB3 40_7	25	30	5	7	10988.00	165.19	0.542	595.40	1082.30	1487.36	
SLB3 40_8	25	30	5	8	12091.27	179.81	0.547	660.90	1195.00	1643.93	
SLB3 40_9	25	30	5	9	13156.07	194.00	0.551	725.10	1306.30	1797.11	
SLB3 50_2	25	30	5	2	5479.60	88.67	0.520	284.90	551.27	730.67	
SLB3 50_3	25	30	5	3	7367.13	114.64	0.512	377.50	713.65	963.00	
SLB3 50_4	25	30	5	4	9116.00	138.30	0.513	468.10	871.40	1186.77	
SLB3 50_5	25	30	5	5	10759.13	160.81	0.518	557.00	1025.70	1404.77	
SLB3 50_6	25	30	5	6	12328.87	181.80	0.523	644.40	1177.30	1616.83	
SLB3 50_7	25	30	5	7	13844.20	202.03	0.528	730.30	1326.80	1824.36	
SLB3 50_8	25	30	5	8	15312.67	221.80	0.532	814.70	1474.50	2028.05	
SLB3 50_9	25	30	5	9	16737.00	241.37	0.536	897.70	1621.20	2228.51	

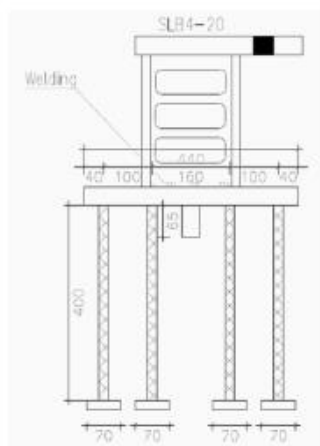
Estos dispositivos plastifican primero por flexión antes que por cortante.

*Propiedades de dispositivos SLB. Acero ASTM A36.  
Fuente: www.luisbozzo.com*

-El prototipo de cuarta generación ha sido probada en el laboratorio LADICIM de la Universidad de Cantabria (2020). Tiene el propósito de aumentar la capacidad de deformación de los dispositivos. Para llegar a esto una primera opción es aumentar su altura y una segunda opción es aumentar la altura de las ventanas disipadoras. La altura de los dispositivos SLB3 es de 155 mm, por lo que, para aumentar la capacidad de deformación sin comprometer la estabilidad, se estableció una altura de 270 mm y las ventanas se ampliaron de 25 mm a 50 mm.

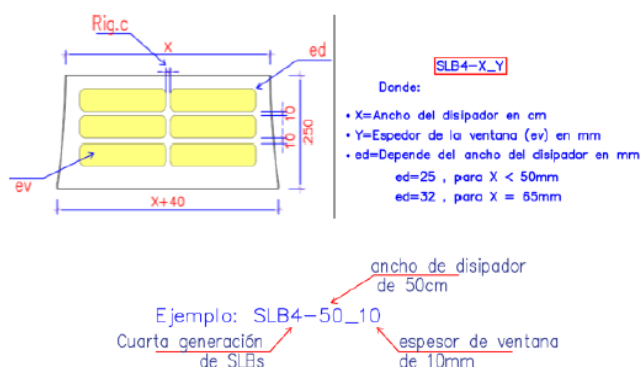
Es importante destacar que también el SLB de cuarta generación presenta una conexión “dentada” para evitar la transferencia de cargas axiales [6].

Para realizar las muestras de ensayo de los dispositivos de cuarta generación, su configuración consistió en un dissipador anclado a un muro de concreto, sometido a cargas cíclicas aplicadas en el extremo libre del dispositivo. El dispositivo está soldado a una placa de acero conectada a la pared a través de varillas con cabeza según el código ACI-19.



*Detalle de las conexiones*

Actualmente, se cuenta con 36 dispositivos SLB de cuarta generación y se pueden combinar en dobles, triples y cuádruples. A continuación, se muestra un ejemplo para entender la representación simbólica de un dissipador SLB de cuarta generación:



Las propiedades de los dissipadores SLB de cuarta generación, se informan en la siguiente tabla:

Parámetros de diseño para los disipadores SHEAR LINK BOZZO de 4a generación					
Dispositivo	$K_1$ (KN/cm)	$K_2$ (KN/cm)	$D_y$ (mm)	$F_y$ (KN)	$F_{MAX}$ (KN)
SLB4_10_5	2026.65	21.62	0.749	151.79	250.00
SLB4_10_6	2163.53	22.90	0.742	160.54	265.78
SLB4_15_5	2472.60	24.85	0.720	177.92	293.72
SLB4_15_6	2761.73	26.96	0.706	195.09	320.62
SLB4_15_7	3021.88	28.76	0.697	210.76	345.09
SLB4_20_6	3361.00	33.09	0.687	230.93	381.61
SLB4_20_7	3700.15	35.28	0.673	248.98	410.70
SLB4_25_6	4260.80	42.53	0.654	278.74	468.96
SLB4_25_7	4767.68	46.51	0.638	304.31	512.31
SLB4_25_8	5238.65	50.43	0.626	327.73	552.76
SLB4_30_7	5785.96	57.25	0.619	358.28	611.14
SLB4_30_8	6419.52	62.36	0.608	390.28	665.17
SLB4_30_9	6994.22	66.79	0.601	420.37	716.61
SLB4_30_10	7535.22	70.90	0.596	449.29	764.52
SLB4_40_7	7797.49	78.07	0.596	464.68	807.56
SLB4_40_8	8718.88	86.41	0.588	512.48	890.20
SLB4_40_9	9580.18	93.66	0.582	557.71	966.06
SLB4_40_10	10439.63	101.20	0.576	601.31	1043.20
SLB4_40_11	11253.53	109.93	0.571	643.06	1117.73
SLB4_40_12	12033.64	115.64	0.570	685.73	1191.30
SLB4_50_9	12289.99	120.57	0.578	709.95	1236.23
SLB4_50_10	13421.60	130.96	0.572	768.20	1340.09
SLB4_50_11	14537.41	141.39	0.569	827.48	1443.52
SLB4_50_12	15599.37	150.54	0.567	884.08	1540.02
SLB4_60_5	8891.13	91.74	0.598	531.45	932.94
SLB4_60_6	10457.28	106.25	0.586	613.19	1078.09
SLB4_60_11	17684.45	174.36	0.562	993.08	1746.50
SLB4_60_12	19029.62	185.88	0.560	1065.32	1868.98
SLB4_65_11	19829.08	194.60	0.562	1113.76	1957.04
SLB4_65_12	21326.70	209.74	0.560	1194.73	2103.54
SLB4_65_13	22872.65	223.05	0.558	1276.57	2245.62
SLB4_65_14	24379.36	235.06	0.556	1356.52	2382.04
SLB4_65_15	25869.86	249.17	0.554	1433.77	2519.93
SLB4_65_16	27331.55	261.77	0.553	1511.96	2654.85
SLB4_65_18	30180.37	286.67	0.554	1671.12	2912.47
SLB4_65_20	32951.18	306.56	0.553	1822.60	3157.88

*Tabla de disipadores SLB-Cuarta generación*

*Fuente: [www.luisbozzo.com](http://www.luisbozzo.com)*

Donde:

$K_1$ : Rigidez inicial

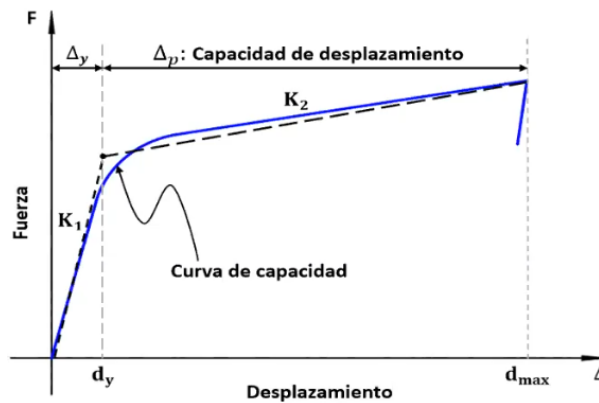
$K_2$ : Rigidez post-plastificación

$D_y$ : desplazamiento de plastificación

$F_y$ : Fuerza de plastificación

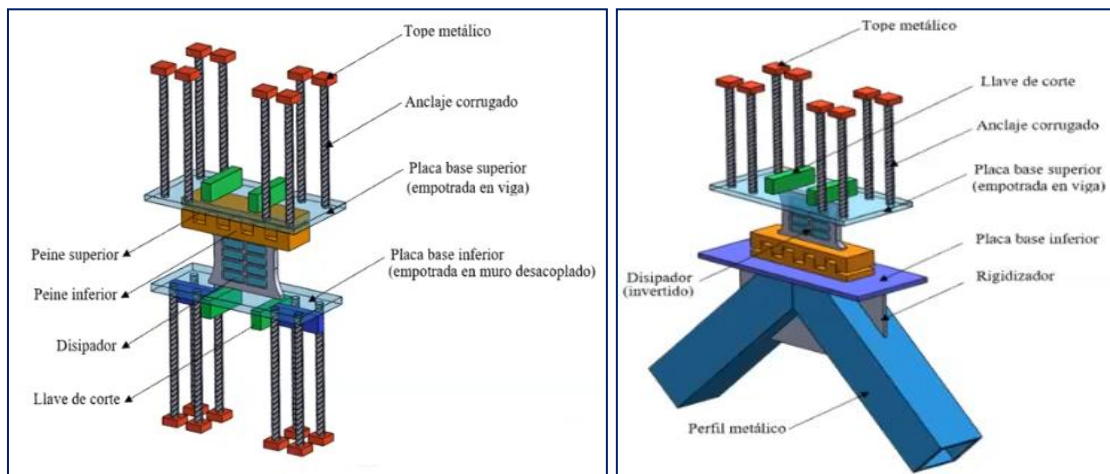
$F_{\text{máx}}$ : Fuerza máxima

$E_d$ : Energía disipada



*Curva de capacidad SLB*

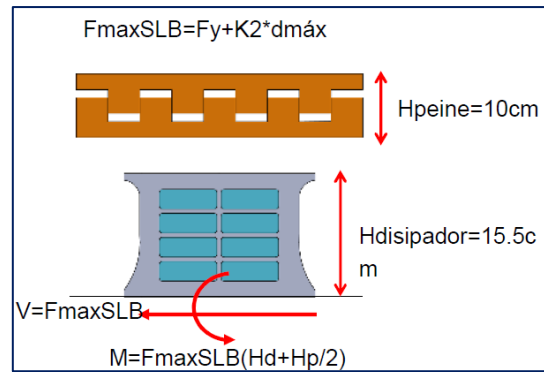
De manera general, la conexión tipo “peine” se emplea para instalar los disipadores en muros desacoplados y en arriostres metálicos. Para otras formas de instalación se deben emplear otro tipo de conexión que garantice el correcto funcionamiento del disipador.



*Conexión en muros desacoplados*

*Conexión en arriostres metálicos*

Dada la conexión almenada tipo “peine” del dispositivo, los componentes se pueden diseñar de forma independiente. Los peines van separados para anular la transferencia de carga axial al disipador.

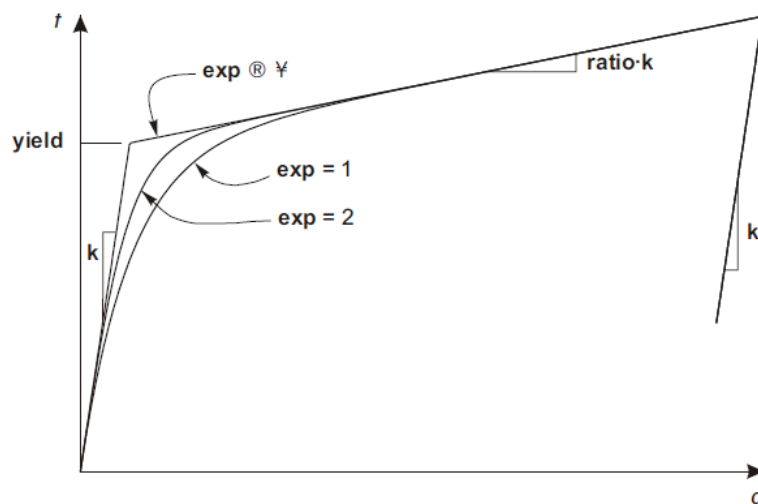


*Componentes SLB*

*Fuente: E. Muñoz*

### Modelamiento de los disipadores SLB

Para el diseño sísmico de edificios con disipadores SLB se recomienda la propiedad “Plastic Wen” definida por el modelo histerético de Bouc Wen ya que, representa la transición de la linealidad y la no linealidad de forma más real y se asemeja al comportamiento cíclico de los disipadores metálicos SLB con mayor precisión. Se emplea el modelo de Wen con un exponente de plastificación  $n=2$



*Definición de parámetros para la propiedad de plasticidad de Wen*

*Fuente: Manual de software ETABS 2019, CSI*

$$f = \alpha K_1 d + (1 - \alpha) f_y z$$

Donde:

$k_1$ : Rigidez elástica

$f_y$ : Fuerza de fluencia

$\alpha$ : Relación de la rigidez post-fluencia y la rigidez elástica ( $k_2/k_1$ )

$z$ : Variable histerética interna

$$\dot{z} = \frac{k}{f_y} \begin{cases} \dot{d}(1 - |z|^n) & \text{si } dz > 0 \\ \dot{d} & \text{en otro caso} \end{cases}$$

La ecuación para  $\dot{z}$  es equivalente al modelo de Wen con  $A=1$  y  $\alpha=\beta=0.5$

Para realizar el modelamiento del disipador SLB de tercera generación en el software ETABS, se define como elementos tipo Nlink y empleando la propiedad plástica de Wen como se indica:

**Elegir la propiedad "plastic Wen"**

**Definición de las propiedades del disipador para cada dirección**

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

**Rigidez axial nula debido a la conexión tipo peine**

**Identification**

Property Name: SLB3\_25\_5  
 Direction: U1  
 Type: Plastic (Wen)  
 NonLinear: No

**Linear Properties**

Effective Stiffness: 0 kN/mm  
 Effective Damping: 0 kN-s/mm

Identification	
Property Name	SLB3 25_5
Direction	U2
Type	Plastic (Wen)
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	544.747 kN/mm $K_1$
Effective Damping	0  kN-s/mm
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 mm
Nonlinear Properties	
Stiffness	544.747 kN/mm $K_1$
Yield Strength	319 kN $F_y$
Post Yield Stiffness Ratio	0.016678 $K_2/K_1$
Yielding Exponent	2

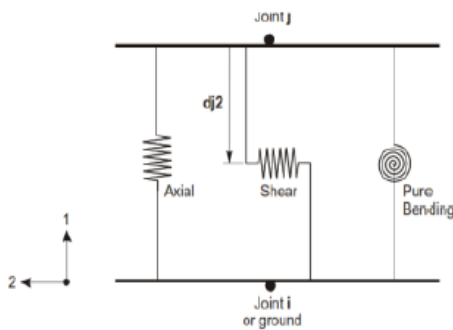
*Definición no lineal en el plano del dissipador*

Identification	
Property Name	SLB3 25_5
Direction	U3
Type	Plastic (Wen)
NonLinear	No
Linear Properties	
Effective Stiffness	7.208 kN/mm $K_p$
Effective Damping	0  kN-s/mm
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 mm

*Definición de la rigidez perpendicular al plano del dissipador*

Se debe definir el punto de deformación por cortante o también llamado punto de inflexión, donde el momento es igual a cero. Como se ha descrito anteriormente, la conexión almenada

tipo peine solo transmite fuerza cortante, de modo que el punto inflexión será donde se ubique el peine del dissipador.



Se ubica el punto de inflexión en el dissipador a una distancia  $d_{j2}=0$  del join "J" del link

Identification	
Property Name	SLB3 25_5
Direction	U2
Type	Plastic (Wen)
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	544.747 kN/mm
Effective Damping	0 kN-s/mm
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 mm
Nonlinear Properties	
Stiffness	544.747 kN/mm
Yield Strength	319 kN
Post Yield Stiffness Ratio	0.016678
Yielding Exponent	2

En el modelamiento se debe tener en cuenta el sentido del eje local 1 para considerar el empotramiento del dissipador, así como la longitud del elemento link.

SLB 3Gen=H=15.5cm  
SLB 4Gen=H=25cm

SLB2 20\_3

Cuando el dissipador se instala sobre muros desacoplados, el NLink se modela del muro hacia la viga (Eje local 1 en sentido +Z)

SLB 3Gen=H=15.5cm  
SLB 4Gen=H=25cm

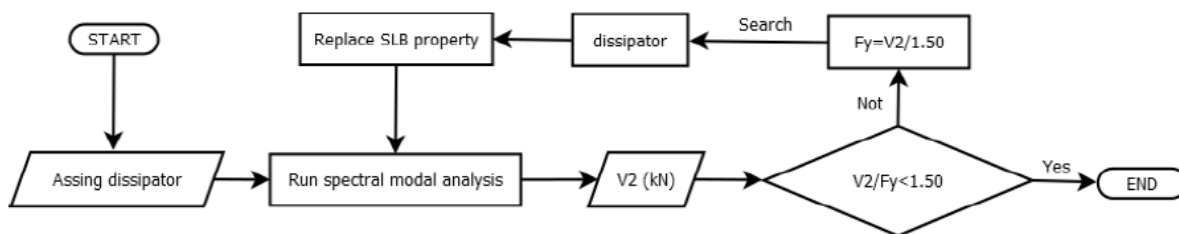
V2-R0.3\*0.70  
SLB2 20\_4

Cuando el dissipador se instala sobre arreglos chevron, el NLink se modela de la viga hacia las diagonales (Eje local 1 en sentido +Z)

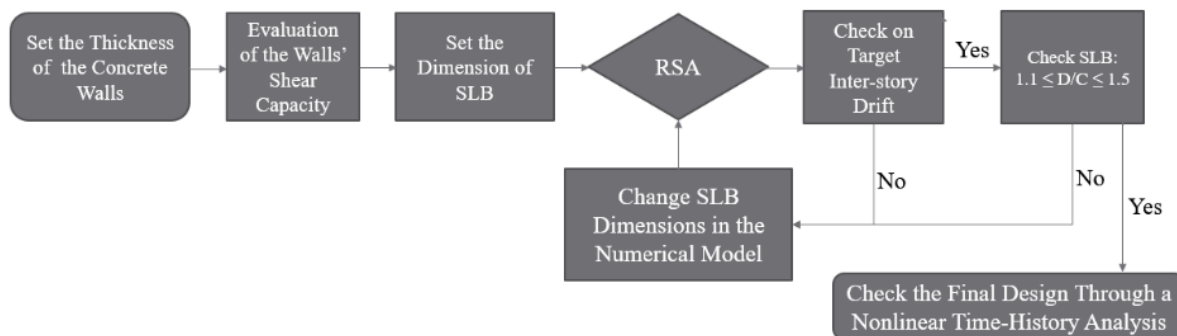
## Métodos de selección

Para la selección de dispositivos SLB se dispone de dos métodos de prediseño, basados en el análisis modal espectral, los cuales reemplazan procedimientos que hacen uso del análisis tiempo historia no lineal, logrando así, un ahorro significativo en el tiempo cómputo para la solución de la estructura con disipadores. Sin embargo, el prediseño se deberá verificar mediante un análisis no lineal [18].

- Método de iteración directa: El método directo consiste en iterar la selección de dispositivos mediante una serie de análisis de tipo lineal (modal espectral), de manera que los dispositivos asignados inicialmente vayan actualizándose, según la fuerza de cortante obtenida en cada iteración hasta que dicho cortante tenga una relación D/C de 1.5 con la fuerza de fluencia del dispositivo [5].



- Método de iteración inversa: es un procedimiento que a diferencia del método directo busca limitar la fuerza cortante en la selección de los disipadores. Es decir, este método no requiere del análisis sísmico para seleccionar los dispositivos, lo efectúa a partir de un cortante objetivo fijado por el diseñador. El cortante objetivo deberá ser menor a la máxima capacidad resistente de los elementos que soportarán el disipador, con el fin de evitar su fallo antes que el dispositivo alcance su fuerza de corte máxima [18].



## **Materiales y métodos**

### **Tipo y nivel de investigación**

#### **Tipo de Investigación**

- ✓ De acuerdo al fin que se persigue, la investigación es aplicada, porque busca la aplicación inmediata de los conocimientos adquiridos en la práctica de la Ingeniería Civil hacia la solución de un problema práctico antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal.
- ✓ De acuerdo a la metodología para demostrar la hipótesis, esta investigación es explicativa, porque va más allá de la descripción de conceptos o del establecimiento de variables, así como busca explicar el cambio de valores durante el proceso de análisis no lineal, partiendo del diseño estructural original del proyecto. También está orientado a explicar la comparación entre los dos métodos de análisis no lineal y la incorporación de dispositivos disipadores de energía SLB.

#### **Nivel de Investigación**

- ✓ Aprehensivo, porque analiza y compara dos tipos de diseño estructural.
- ✓ Integrativo, porque determina el costo-beneficio por la implementación de dispositivos disipadores de energía.

#### **Diseño de investigación**

Por el diseño de investigación, la presente tesis se clasifica en:

- ✓ Cuantitativa, porque las variables presentan indicadores de naturaleza cuantitativa. Asimismo, el análisis e interpretación de los resultados, determinarán la validación de la hipótesis de la tesis.
- ✓ Experimental, porque el indicador de la variable independiente, fue manipulado para monitorear el cambio que tuvo la variable dependiente.

## **Población, muestra, muestreo**

- ✓ La población está determinada por las edificaciones de concreto armado de la ciudad de Lima.
- ✓ La muestra está conformada por un edificio de concreto armado de 2 sótanos, 1 semisótano, 7 pisos y azotea, con características sísmicas de la zona 4, suelo perfil S<sub>1</sub>, ubicado en la calle Paz y Perfecta Unión N° 510 Mza. B 25 Lte. 09, San Isidro, Lima.
- ✓ El muestreo es del tipo no probabilístico debido a que su elección dependió a criterio personal y limitación económica del investigador. Asimismo, está condicionado a la disponibilidad de acceso a la información que se empleará para el análisis y diseño estructural, la cual se basa en los planos de arquitectura y Estudios de Mecánica de Suelos del edificio referenciado.
- ✓ **Criterios de selección**

Los criterios de selección del investigador fueron:

- ✓ Realizar una investigación inicial piloto para que, en futuras investigaciones sea posible realizar un mejor muestreo como por ejemplo el probabilístico aleatorio.
- ✓ Aplicar un diseño con tecnología innovadora y económica sobre protección sísmica en una edificación de concreto armado en la ciudad de Lima.
- ✓ Considerar condiciones del comportamiento no lineal de la edificación con y sin dispositivos disipadores de energía SLB.

## **Operacionalización de variables**

### **Formulación de la Hipótesis**

El edificio de concreto armado diseñado con la norma técnica NTE E.030, no cumple con el nivel de desempeño sísmico de acuerdo a los documentos FEMA-440 y ASCE/SEI 41-13.

Existe un mejoramiento significativo en el nivel de desempeño sísmico del edificio de concreto armado diseñado con la normativa NTE E.030 incorporando dispositivos disipadores de energía SLB.

Incorporar dispositivos disipadores de energía SLB en el diseño de un edificio de concreto armado es económico y confiable.

### Variables – Operacionalización

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	SUBINDICADOR	MEDICIÓN
<b>VARIABLE INDEPENDIENTE:</b>				
DISIPADOR DE ENERGÍA SLB	Energía disipada	ADNL-TH	Acelerogramas	Adimensional
<b>VARIABLE DEPENDIENTE:</b>				
ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	Objetivo de Desempeño	Categoría de Edificación	A-B-C-D	Nominal
		Nivel de Amenaza Sísmica	Servicio	Nominal
			Diseño	
			Máximo	
			BSE-1E	
			BSE-2E	
			BSE-1N	
		Nivel de Desempeño	Operacional	Derivas, deformaciones
			Ocupación Inmediata	
			Seguridad de Vida	
	Estabilidad Estructural			
Costos	Mano de obra		S/	
	Materiales		S/	
	Equipos y herramientas		S/	

*Fuente: Elaboración Propia*

### Técnicas e instrumentos de recolección de datos

#### Técnicas

Análisis de contenido: analizando e interpretando la información obtenida de los planos de arquitectura y Estudio de Mecánica de Suelos, así como de las diferentes fuentes bibliográficas.

#### Instrumentos de recolección de datos

#### -Fuentes

- ✓ Reglamento Nacional de Edificaciones
- ✓ FEMA 440
- ✓ ASCE/SEI 41-13

- ✓ ACI 318-19
- ✓ LATBSDC 2020

#### **-Programas de Cómputo**

- ✓ ETABS
- ✓ SAFE
- ✓ SAP2000
- ✓ MATHCAD PRIME
- ✓ AUTOCAD
- ✓ S10

#### **Procedimientos**

- ✓ ETABS: para el modelamiento, análisis y diseño del edificio convencional y con disipadores SLB.
- ✓ SAFE 2016: para el modelamiento y diseño de la cimentación.
- ✓ SAP2000: para el análisis estructural de los muros de corte.
- ✓ MATHCAD PRIME: para el procesamiento de datos del análisis sísmico, diseño de algunos elementos estructurales, etc.
- ✓ AUTOCAD: para la representación de planos arquitectónicos y estructurales.
- ✓ S10-2005: para el análisis de costos unitarios del presupuesto del edificio

#### **Plan de procesamiento y análisis de datos**

Para la demostración de la hipótesis, se realizarán serán los siguientes pasos:

##### **-Paso N° 01:**

Recolección de información bibliográfica sobre análisis no lineal, normas alineadas a la investigación (NTE-E.030, FEMA 440, ASCE/SEI 41-13, etc.) y diseño de disipadores sísmicos SLB.

##### **-Paso N° 02:**

Recopilación de planos de arquitectura con su respectivo Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) del edificio.

##### **-Paso N° 03:**

Modelamiento de la estructura por cargas gravitacionales y sísmicas en el software ETABS.

**-Paso N° 04:**

Análisis y diseño lineal del edificio bajo el Reglamento Nacional de Edificaciones y normas relacionadas con la tesis de investigación.

**-Paso N° 05:**

Verificación del nivel de desempeño sísmico de la estructura mediante el análisis estático y dinámico no lineal sin disipadores SLB.

**-Paso N° 06:**

Diseño del edificio con disipadores de energía SLB.

**-Paso N° 07:**

Verificación del comportamiento no lineal de los disipadores SLB.

**-Paso N° 08:**

Comparación de fuerzas y deformaciones del edificio con y sin disipadores de energía SLB.

**-Paso N° 09:**

Elaboración de planos estructurales.

**-Paso N° 10:**

Elaboración y comparación de presupuesto del edificio con y sin disipadores de energía SLB.

**Matriz de consistencia**

<b>PROBLEMA</b>	<b>OBJETIVO</b>	<b>HIPÓTESIS</b>	<b>VARIABLES</b>	<b>METODOLOGÍA</b>
<p>¿El edificio de concreto armado diseñado con la norma técnica NTE E.030, cumplirá con el nivel de desempeño sísmico de acuerdo a los documentos FEMA-440 y ASCE/SEI 41-13?</p> <p>¿En qué medida influye la incorporación de dispositivos disipadores de energía SLB en el nivel de desempeño sísmico de un edificio de concreto armado diseñado con la</p>	<p align="center"><b>Objetivo General</b></p> <p>Diseñar, analizar y comparar el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado con y sin disipadores de energía SLB en la ciudad de lima 2020</p> <p align="center"><b>Objetivos Específicos</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Diseñar el edificio de concreto armado de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones.</li> <li>✓ Determinar la ductilidad de la estructura a partir de la curva de capacidad.</li> <li>✓ Evaluar el punto de desempeño de la estructura de acuerdo a los documentos FEMA-440 y ASCE/SEI 41-13.</li> <li>✓ Realizar un análisis comparativo del nivel de desempeño del edificio entre el análisis estático</li> </ul>	<p>El edificio de concreto armado diseñado con la norma técnica NTE E.030, no cumple con el nivel de desempeño sísmico de acuerdo a los documentos FEMA-440 y ASCE/SEI 41-13.</p> <p>Existe un mejoramiento significativo en el nivel de desempeño sísmico del edificio de concreto armado diseñado con la normativa NTE E.030 incorporando dispositivos disipadores de energía SLB.</p> <p>Incorporar dispositivos disipadores de energía SLB en el diseño de un edificio</p>	<p align="center"><b>Variables Independientes:</b></p> <p>Disipador de energía SLB</p> <p align="center"><b>Variables Dependientes:</b></p> <p>Análisis comparativo del desempeño sísmico</p>	<p align="center"><b>Por el tipo de Investigación:</b></p> <p><b>Aplicada</b>, porque busca la aplicación inmediata de los conocimientos adquiridos en la práctica de la Ingeniería Civil hacia la solución de un problema práctico antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal.</p> <p><b>Explicativa</b>, porque va más allá de la descripción de conceptos o del establecimiento de variables, así como busca explicar el cambio de valores durante el proceso de análisis no lineal, partiendo del diseño estructural original del proyecto. También está orientado a explicar la comparación entre los dos métodos de análisis no lineal y la incorporación de dispositivos disipadores de energía SLB.</p>

<p>normativa NTE E.030?</p> <p>¿Cuál sería el análisis técnico-económico al incorporar dispositivos disipadores de energía SLB en el diseño de un edificio de concreto armado?</p>	<p>no lineal y el análisis dinámico no lineal.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Diseñar el edificio de concreto armado con dispositivos disipadores de energía SLB.</li> <li>✓ Realizar la verificación del comportamiento no lineal de los disipadores SLB mediante un análisis dinámico no lineal tiempo-historia.</li> <li>✓ Realizar un análisis comparativo de esfuerzos y deformaciones del edificio sin disipadores de energía SLB y con disipadores de energía SLB.</li> <li>✓ Realizar una comparación de costos para el diseño del edificio con y sin disipadores de energía SLB.</li> </ul>	<p>de concreto armado es económico y confiable.</p>	<p><b>Por el Nivel de Investigación:</b></p> <p><b>Aprehensivo</b>, porque analiza y compara dos tipos de diseño estructural.</p> <p><b>Integrativo</b>, porque determina el costo-beneficio por la implementación de dispositivos disipadores de energía.</p> <p><b>Por el Diseño de investigación:</b></p> <p><b>Cuantitativa</b>, porque las variables presentan indicadores de naturaleza cuantitativa. Asimismo, el análisis e interpretación de los resultados, determinarán la validación de la hipótesis de la tesis.</p> <p><b>Experimental</b>, porque el indicador de la variable independiente, fue manipulado para monitorear el cambio que tuvo la variable dependiente.</p>
--	--	---	--

*Fuente: Elaboración propia*

## Consideraciones éticas

Para el desarrollo de la presente tesis de investigación, se seguirá las consideraciones éticas presentes en el Código Deontológico del Colegio de Ingenieros del Perú, el cual según el Artículo 4, se define como “el reglamento ético de conducta, que contiene los deberes, valores y las normas morales y éticas, que rigen a los profesionales de la ingeniería en sus distintas especialidades” [20].

Para cumplir con las consideraciones éticas establecidas en dicho código, se busca el estudio y la aplicación de nueva tecnología peruana de protección sísmica que aún no está difundida a gran escala, la cual busca proteger la integridad física y económica de la sociedad y la infraestructura, así como pretende mejorar la filosofía sísmica del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Asimismo, en dicha tesis de investigación para cumplir las consideraciones del Código Deontológico del Colegio de Ingenieros del Perú, se citará a todas las fuentes bibliográficas de información, así como la procedencia de los estudios necesarios que se requiere para el desarrollo de dicha tesis. De esta manera, se cumplirá con las siguientes consideraciones de dicho código:

Artículo 6.- “Los ingenieros deben promover y defender la integridad, el honor y la dignidad de su profesión, contribuyendo con su conducta a que el consenso público se forme y mantenga un cabal sentido de respeto hacia ella y sus miembros, basado en la honestidad e integridad con que la misma se desempeña. “[...], deben esforzarse por incrementar el prestigio, la calidad y la idoneidad de la ingeniería y deben apoyar a sus instituciones profesionales y académicas” [20].

Artículo 98.- Los ingenieros reconocerán que la seguridad de la vida, la salud, los bienes y el bienestar de la población y del público en general, así como el desarrollo tecnológico del país dependen de los juicios, decisiones incorporadas por ellos o por su consejo, en dispositivos, edificaciones, estructuras, máquinas, productos y procesos” [20].

Artículo 103.- “Los ingenieros están obligados a cuidar el territorio de trabajo de la ingeniería peruana y fomentar el desarrollo tecnológico del Perú” [20].

## **Resultados y discusión**

### **Análisis y diseño elástico lineal de la estructura**

#### **Estado de cargas**

Para efectos del análisis, las masas de los elementos modelados como columnas, muros, losas y vigas fueron estimados por el programa ETABS. Las cargas fueron distribuidas por área en todos los paños de las losas y de forma lineal en las vigas donde existe presencia de tabiques.

Se consideró como carga muerta el peso propio de los elementos (vigas, columnas, muros y losas macizas), peso de la tabiquería equivalente por cada paño de losa, peso de acabados (100 kg/m<sup>2</sup>) y el peso de las losas aligeradas (300 kg/m<sup>2</sup>). Como carga viva se consideró en los estacionamientos de los sótanos 250 kg/m<sup>2</sup>, en el semisótano y en el resto de niveles superiores se consideró 200 kg/m<sup>2</sup> y para el techo 100 kg/m<sup>2</sup>. Cabe resaltar que dichas cargas provienen de un metrado de cargas y de acuerdo a la norma de cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones E.020.

#### **Especificaciones de los materiales:**

Para el presente caso de estudio se utilizó concreto cuya resistencia a la compresión  $f'_c=280$  kg/cm<sup>2</sup> en todos los elementos estructurales como columnas, vigas, muros de corte, cimentaciones y losas de entrepiso. Asimismo, se utilizó como refuerzo barras de acero grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia es 4200 kg/cm<sup>2</sup> de acuerdo a la norma ASTM A-615.

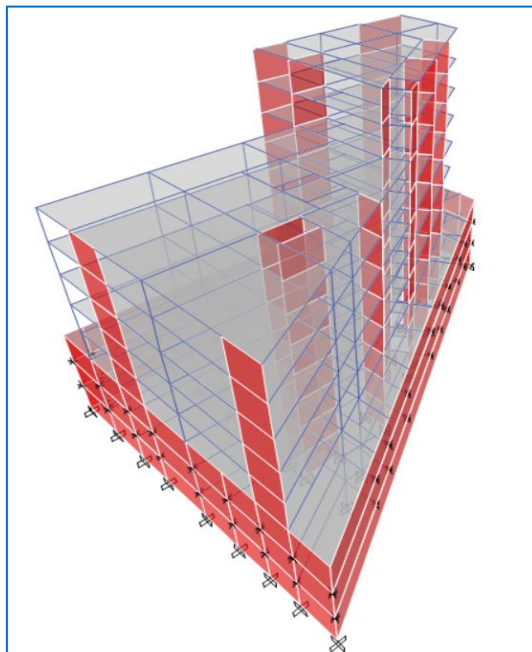
#### **Modelo de análisis del edificio**

El modelo matemático tridimensional del edificio se desarrolló en el programa ETABS. Se consideró elementos tipo barra para idealizar las vigas y columnas, mientras que las losas y muros se han modelado utilizando objetos de área tipo Shell con la finalidad de capturar de manera adecuada las deformaciones por corte. Los objetos de área tipo Shell han sido discretizados a fin de obtener resultados más precisos al comportamiento real esperado de los componentes estructurales. El análisis se realiza a partir de la matriz de rigidez de cada uno de los objetos lineales y de áreas aplicando el método de los elementos finitos.

Los sótanos se modelaron de acuerdo a las indicaciones de los documentos de LATBSC 2020 Y PEER-TBI 2017, considerando las propiedades de masa y rigidez de los elementos para dichos niveles. Se despreció los efectos de interacción suelo-estructura, dado que no corresponde al alcance de la investigación.

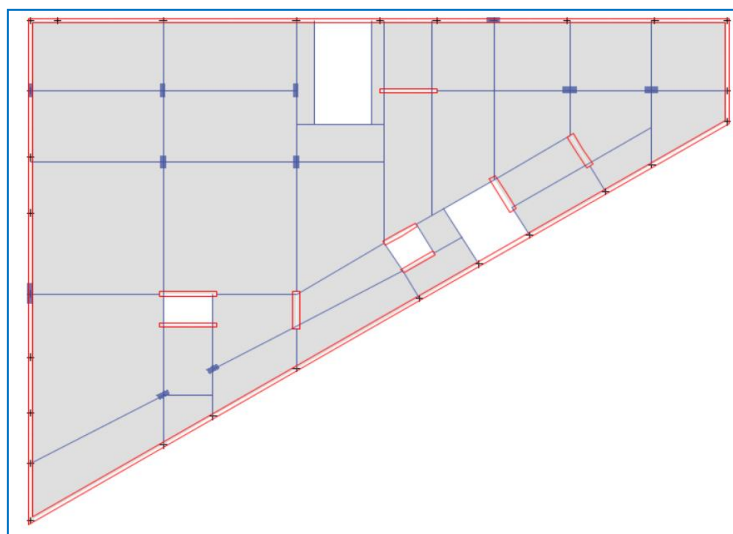
Para las losas de entrepiso se decidió primero trabajar con un diafragma flexible para verificar el comportamiento y las deformaciones que presenta la estructura; luego de realizar dicha verificación se decidió utilizar un diafragma rígido ya que, cada punto de cada piso se desplaza de manera similar y con la misma magnitud.

En la figura siguiente se presenta el modelo matemático tridimensional de la edificación. Se muestra la planta típica del sótano y del piso típico.



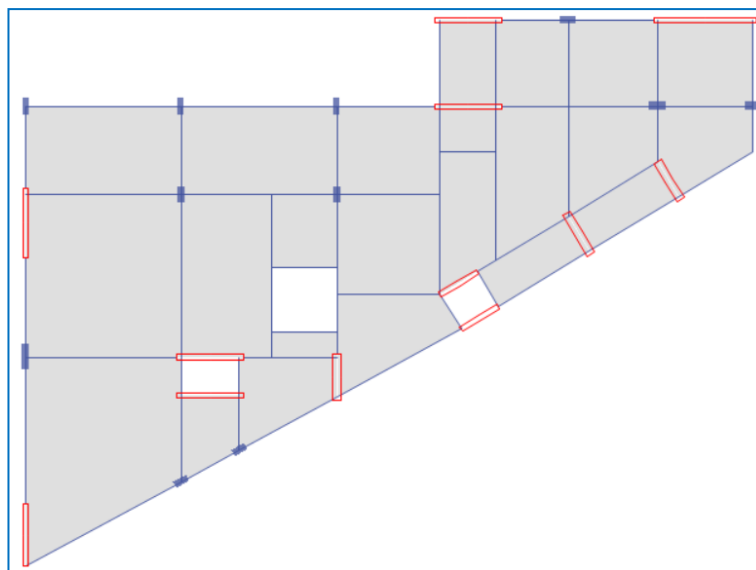
*Modelo matemático tridimensional del edificio*

*Fuente: ETABS*



*Planta estructural de sótano típico*

*Fuente: ETABS*



*Planta estructural del piso típico*

*Fuente: ETABS*

### Parámetros sísmicos

- Factor de zona:  $Z = 0.45$  (La ubicación de dicho proyecto se encuentra en el distrito de San Isidro - Lima, por lo cual le corresponde la Zona 4 de peligro sísmico).
- Parámetro de suelo:  $S=1$  (El edificio se encuentra apoyado en un suelo rígido compuesto de grava).
- Factor de uso:  $U=1$  (Corresponde a una categoría tipo “C” por ser una vivienda multifamiliar).
- Factor de amplificación sísmica:  $C$  (Este factor depende del periodo de la estructura, y de los factores “ $T_p$ ” y “ $T_1$ ”)
- Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas:  $R_{ox}=6$  y  $R_{oy}=6$ . El sistema estructural de la edificación corresponde a “muros estructurales” en ambas direcciones de análisis. Se tienen un factor de irregularidad en altura  $I_a=0.90$  por presentar irregularidad de masa e irregularidad geométrica vertical. Posterior al análisis se verificó que la estructura presenta irregularidad torsional, por lo tanto, se tiene un factor de irregularidad en planta  $I_p=0.75$ .

Finalmente, se obtuvo el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas como se indica:

$$R_x = I_a * I_p * R_0 = 0.90 * 0.75 * 6 = 4.05$$

$$R_y = I_a * I_p * R_0 = 0.90 * 0.75 * 6 = 4.05$$

### Condiciones geotécnicas

Para las consideraciones geotécnicas no se ha realizado el Estudio de Mecánica de Suelos. Sin embargo, se ha tomado como referencia la tesis de pregrado “Análisis y Diseño Estructural de un Edificio en Concreto Armado de Cinco Pisos y un Sótano” [21]; se eligió dicha tesis debido a que, las características de la estructura son similares y el lugar de estudio corresponde al mismo que se está realizando el estudio de la presente tesis.

De acuerdo al estudio realizado en la tesis antes referenciada, se encuentra estrato de grava cuya capacidad admisible del suelo es  $3.5 \text{ kg/cm}^2$ , el valor del ángulo de fricción interna del suelo es igual a  $30^\circ$  y el peso específico del suelo es  $1800 \text{ kg/m}^3$ .

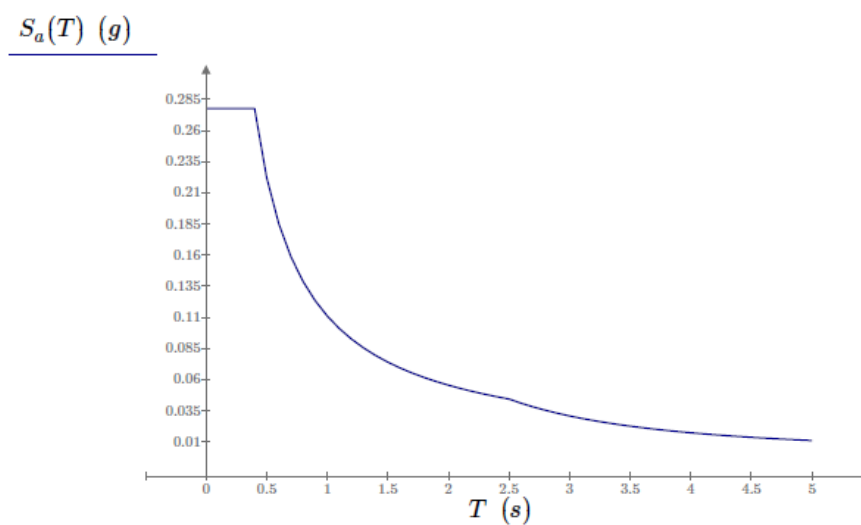
### Espectro de análisis

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por el  $S_a$ , para ello se calculó el C en función del periodo T.

$$\begin{aligned} T < T_p & C_1(T) := 2.5 \\ T_p < T < T_l & C_2(T) := 2.5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right) \\ T > T_l & C_3(T) := 2.5 \cdot \left( \frac{T_p \cdot T_l}{T^2} \right) \end{aligned}$$

$$C(T) := \text{if}(T < T_p, C_1(T), \text{if}(T < T_l, C_2(T), C_3(T))) \quad \text{Factor de Amplificación Sísmica}$$

La gráfica del espectro inelástico en ambas direcciones del análisis, expresado en función de la gravedad será:



*Espectro inelástico E.030*

*Fuente: elaboración propia*

## Combinación modal y direccional

En el análisis sísmico, para obtener la respuesta máxima elástica esperada tanto para fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio: fuerzas cortantes, desplazamientos absolutos y relativos, etc. se aplicó el método de combinación modal cuadrática completa (CQC), mientras que para la combinación direccional se usó el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

Con el fin de obtener la respuesta dinámica máxima de la estructura se consideró la incidencia del ángulo de ataque perpendicular al eje no ortogonal de la estructura, es decir, se realizó el análisis para ángulos de ataque de  $0^\circ$  y  $30^\circ$ . En consecuencia, el diseño de los elementos estructurales se realizará para el caso del sismo con ángulos de ataque de  $0^\circ$  y  $30^\circ$ . Asimismo, la estructura se analizó considerando la inercia de secciones brutas y se omitió la acción de sismo vertical.

Para el análisis modal se realizó mediante vectores Ritz y teniendo en cuenta el “offset-mass”, es decir se consideró la excentricidad accidental para ambas direcciones del sismo y teniendo en cuenta el signo más desfavorable. Se determinó 50 modos de vibración.

Como resultado del análisis, sin considerar excentricidad accidental, el periodo fundamental de la estructura en la dirección “x” es igual a 0.474 segundos con un porcentaje de masa participativa 40.15%, mientras que en el eje “y” es 0.629 segundos con un porcentaje de masa participativa 32.99%.

Considerando la excentricidad accidental en +X, el periodo fundamental de la estructura en la dirección “x” es igual a 0.472 segundos con un porcentaje de masa participativa 41.15%, mientras que en el eje “y” es 0.651 segundos con un porcentaje de masa participativa 33.19%.

Considerando la excentricidad accidental en -X, el periodo fundamental de la estructura en la dirección “x” es igual a 0.477 segundos con un porcentaje de masa participativa 38.29%, mientras que en el eje “y” es 0.609 segundos con un porcentaje de masa participativa 33.09%.

Considerando la excentricidad accidental en +Y, el periodo fundamental de la estructura en la dirección “x” es igual a 0.464 segundos con un porcentaje de masa participativa 41.67%, mientras que en el eje “y” es 0.629 segundos con un porcentaje de masa participativa 32.95%.

Considerando la excentricidad accidental en -Y, el periodo fundamental de la estructura en la dirección “x” es igual a 0.487 segundos con un porcentaje de masa participativa 38.27%, mientras que en el eje “y” es 0.63 segundos con un porcentaje de masa participativa 32.38%.

Periodos y Participación Modal				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.629	0.0000	0.3299
Modal	2	0.474	0.4015	0.0068
Modal	3	0.370	0.0260	0.1075
Modal-Mass +X	1	0.651	0.0002	0.3319
Modal-Mass +X	2	0.472	0.4115	0.0053
Modal-Mass +X	3	0.352	0.0158	0.1097
Modal-Mass -X	1	0.609	0.0001	0.3309
Modal-Mass -X	2	0.477	0.3829	0.0089
Modal-Mass -X	3	0.389	0.0445	0.1017
Modal-Mass +Y	1	0.629	0.0020	0.3295
Modal-Mass +Y	2	0.464	0.4167	0.0001
Modal-Mass +Y	3	0.376	0.0092	0.1139
Modal-Mass -Y	1	0.630	0.0029	0.3238
Modal-Mass -Y	2	0.487	0.3827	0.0218
Modal-Mass -Y	3	0.363	0.0412	0.0992

*Periodos y participación modal de la estructura*

*Fuente: elaboración propia*

### **Masas sísmicas y masas participativas.**

Para la cuantificación de la masa sísmica, se consideró de acuerdo a la norma NTE E.030 el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva (categoría “C”). En la siguiente tabla se muestra los resultados obtenidos de la masa sísmica, a partir del primer nivel de la estructura.

Masa Sísmica de la estructura							
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y
		tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	m	m	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m
Nivel 1	D1	43.82	43.82	14.53	19.33	214.21	214.21
Nivel 2	D1	43.82	43.82	14.53	19.33	170.39	170.39
Nivel 3	D1	43.82	43.82	14.53	19.33	126.57	126.57
Nivel 4	D1	43.82	43.82	14.53	19.33	82.75	82.75
Nivel 5	D1	38.92	38.92	15.06	19.46	38.92	38.92
Nivel 6	D2	14.31	14.31	26.25	24.03	27.65	27.65
Nivel 7	D2	13.33	13.33	26.26	24.10	13.33	13.33

*Masa sísmica de la estructura por nivel*

*Fuente: elaboración propia*

El análisis modal se realizó considerando un diafragma rígido que contempla 3 grados de libertad por piso (dos traslaciones y una rotación). Según nuestro reglamento se establece considerar en cada dirección aquellos modos cuyas masas efectivas sea por lo menos el 90% de

la masa total, tal como se muestra en la siguiente tabla. En dicho análisis se consideraron 50 modos de vibración para cada caso de análisis.

Ratios de Participación Modal				
Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	94.20
Modal	Acceleration	UY	100	94.83
Modal-Mass +X	Acceleration	UX	100	94.29
Modal-Mass +X	Acceleration	UY	100	94.76
Modal-Mass -X	Acceleration	UX	100	94.16
Modal-Mass -X	Acceleration	UY	100	94.85
Modal-Mass +Y	Acceleration	UX	100	94.22
Modal-Mass +Y	Acceleration	UY	100	94.81
Modal-Mass -Y	Acceleration	UX	100	94.20
Modal-Mass -Y	Acceleration	UY	100	94.83

*Ratios de participación modal de la estructura*

*Fuente: elaboración propia*

### **Respuesta de desplazamientos laterales relativos admisibles**

La deriva inelástica no debe superar el límite normativo de 0.007. Para la Norma E.030 la deriva inelástica se obtiene multiplicando la deriva elástica por 0.75R cuando el edificio es regular y por 0.85R cuando el edificio es irregular.

En la siguiente tabla se muestra las derivas inelásticas para el sismo en la dirección “x” para 0° y 30° como ángulos de ataque. El “caso 1” representa al sismo en la dirección “x” sin excentricidad accidental, el “caso 2” representa al sismo en la dirección “x” con excentricidad accidental en la dirección perpendicular positiva “+Y” y el “caso 3” representa al sismo en la dirección “x” con excentricidad accidental en la dirección perpendicular negativa “-Y”.

#### Dirección X

PISO	CASO 1/0°	CASO 2/0° (Y+)	CASO 3/0° (Y-)	CASO 1/30°	CASO 2/30° (Y+)	CASO 3/30° (Y-)	DRIFT MAX	DRIFT<=0.007
1	0.0039	0.0037	0.0039	0.0034	0.0034	0.0034	0.00388	OK
2	0.0049	0.0047	0.0049	0.0043	0.0043	0.0042	0.00495	OK
3	0.0054	0.0051	0.0054	0.0047	0.0046	0.0046	0.00541	OK
4	0.0052	0.0050	0.0053	0.0046	0.0045	0.0045	0.00528	OK
5	0.0048	0.0045	0.0048	0.0042	0.0041	0.0041	0.00483	OK
6	0.0045	0.0043	0.0047	0.0037	0.0037	0.0036	0.00466	OK
7	0.0044	0.0040	0.0046	0.0036	0.0035	0.0036	0.00458	OK

*Derivas inelásticas-dirección X*

*Fuente: elaboración propia*

Se observa en la presente tabla que, para el sismo en la dirección “x” la deriva máxima es 0.00541 y se presenta en el tercer piso correspondiente al “caso 3” con ángulo de ataque de 0° cuya excentricidad accidental es en la dirección perpendicular negativa “-Y”, cumpliendo con los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones cuyo valor límite es 0.007.

### Dirección Y

El “caso 1” representa al sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental, el “caso 2” representa al sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental en la dirección perpendicular positiva “+X” y el “caso 3” representa al sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental en la dirección perpendicular negativa “-X”.

PISO	CASO 1/0°	CASO 2/0° (X+)	CASO 3/0° (X-)	CASO 1/30°	CASO 2/30° (X+)	CASO 3/30° (X-)	DRIFT MAX	DRIFT<=0.007
1	0.0048	0.00496	0.0046	0.0042	0.0043	0.0041	0.00496	OK
2	0.0062	0.00633	0.0059	0.0053	0.0054	0.0052	0.00633	OK
3	0.0068	0.00698	0.0066	0.0059	0.0059	0.0057	0.00698	OK
4	0.0068	0.00693	0.0066	0.0058	0.0059	0.0057	0.00693	OK
5	0.0064	0.00650	0.0063	0.0055	0.0055	0.0054	0.00650	OK
6	0.0052	0.00537	0.0054	0.0046	0.0046	0.0049	0.00540	OK
7	0.0052	0.00485	0.0056	0.0048	0.0044	0.0051	0.00556	OK

### *Derivas inelásticas-dirección Y*

*Fuente: elaboración propia*

Se observa en la presente tabla que, para el sismo en la dirección “y” la deriva máxima es 0.00698 y se presenta en el tercer piso correspondiente al “caso 2” con ángulo de ataque de 0° cuya excentricidad accidental es en la dirección perpendicular positiva “+X”, cumpliendo con los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones cuyo valor límite es 0.007.

### **Fuerzas de diseño**

El análisis sísmico se realizó a partir del primer nivel ya que, los sótanos se encuentran confinados en su perímetro y su participación sísmica es mínima. En la siguiente tabla se muestra el porcentaje de corte que toman las placas con respecto al cortante total obtenidas a partir del espectro elástico.

$$V_x := 1933.13 \text{ tonnef}$$

$$V_y := 1377.21 \text{ tonnef}$$

Cortante basal

$$V_{x\_placas} := 1615.31 \text{ tonnef}$$

$$V_{y\_placas} := 998.94 \text{ tonnef}$$

Cortante actuante en las placas

$$\frac{V_{x\_placas}}{V_x} = 83.56\%$$

$$\frac{V_{y\_placas}}{V_y} = 72.53\%$$

De acuerdo a la NTE E.030, el sistema estructural en la dirección “x” y “y” se clasifica como “Muros Estructurales”, siendo el cortante actuante en los muros de corte 83.56% y 72.53% del cortante basal total respectivamente, mayor al 70% que exige la norma para dicho sistema estructural.

Después de comprobar el sistema estructural, se procedió a realizar el escalamiento de fuerzas. El reglamento indica que la fuerza cortante en el primer entrepiso no debe ser menor al 80% del sismo estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. En nuestro caso se trata de una edificación irregular, en consecuencia, la fuerza cortante en el primer entrepiso no será menor al 90% del sismo estático.

Asimismo, se determinó el sismo estático para cada dirección tal como se indica a continuación:

#### Dirección X

$$T := 0.474 \text{ s}$$

$$C(T) = 2.11 \quad \text{if} \left( \frac{C(T)}{R_x} > 0.11, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

$$Coef := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R_x} = 0.234 \quad P := (m_{p.1} + m_{p.2} + m_{p.3} + m_{p.4} + m_{p.5} + m_{p.6} + m_{p.7}) \cdot g$$

$$P = 2371.8 \text{ tonnef} \quad \text{Peso sísmico}$$

$$VE_x := Coef \cdot P = 555.98 \text{ tonnef} \quad \text{Corte Estático - Dirección X}$$

#### Dirección Y

$$T := 0.629 \text{ s}$$

$$C(T) = 1.59 \quad \text{if} \left( \frac{C(T)}{R_y} > 0.11, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

$$Coef := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R_y} = 0.177 \quad P = 2371.8 \text{ tonnef} \quad \text{Peso sísmico}$$

$$VE_y := Coef \cdot P = 418.98 \text{ tonnef} \quad \text{Corte Estático - dirección Y}$$

El cortante estático obtenido para la dirección “x” es de 555.98 ton y en la dirección “y” es de 418.98 ton.

En la siguiente tabla se muestra los factores de escalamiento del sismo dinámico en función al 90% del cortante estático para cada dirección del sismo.

CASO	VD <sub>x</sub>	VD <sub>y</sub>	VE <sub>x</sub>	VE <sub>y</sub>	90% VE <sub>x</sub>	90% VE <sub>y</sub>	FE
	ton	ton	ton	ton	ton	ton	
SDX-0°	477.29		555.98	418.98	500.38	377.08	1.05
SDY-0°		340.06					1.11
SDX-30°	392.99						1.27
SDY-30°		287.61					1.31

*Factores de escalamiento*

*Fuente: elaboración propia*

El factor de escala para el caso del sismo en la dirección “x” con ángulo de ataque de 0° y 30° es de 1.05 y 1.27 respectivamente. Para el caso del sismo en la dirección “y” con ángulo de ataque de 0° y 30° es de 1.11 y 1.31 respectivamente.

### **Diseño de elementos estructurales**

El diseño elástico para la presente estructura está realizado en base al actual Reglamento Nacional de Edificaciones, teniendo en cuenta las siguientes normas técnicas:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismo resistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Diseño en Concreto Armado

Para el diseño de los elementos estructurales, se utilizó las siguientes combinaciones de cargas:

1.4CM+1.7CV

1.25(CM+CV) +S

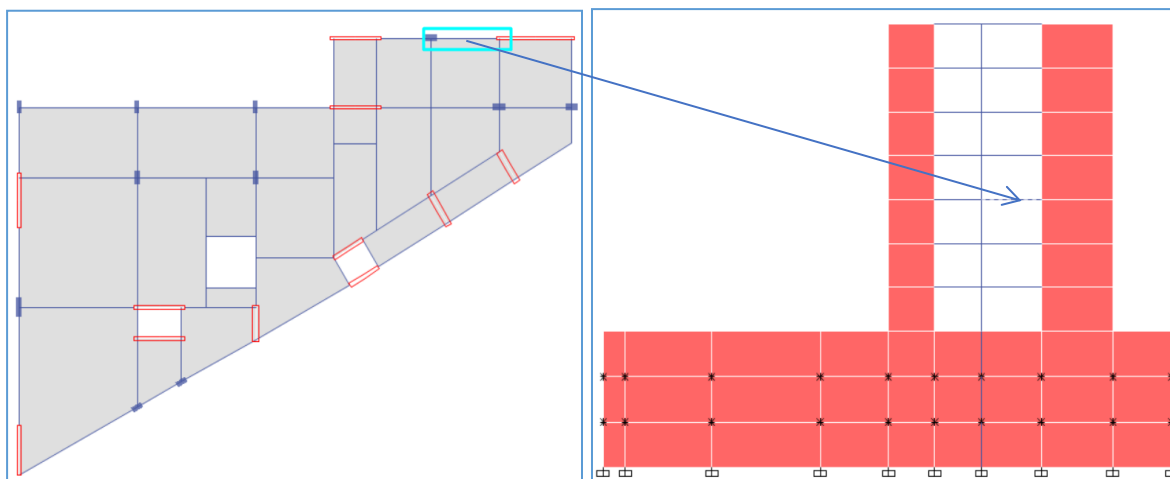
1.25(CM+CV) +S

0.9CM+S

0.9CM+S

### **Diseño de vigas**

Se detalla el procedimiento del diseño de una viga de concreto armado según el Reglamento Nacional de edificaciones, el cual será la misma metodología para el resto de todas las vigas de la edificación. La viga a diseñarse corresponde al nivel 3, eje 1-1/F-G que está indicada en la siguiente imagen:

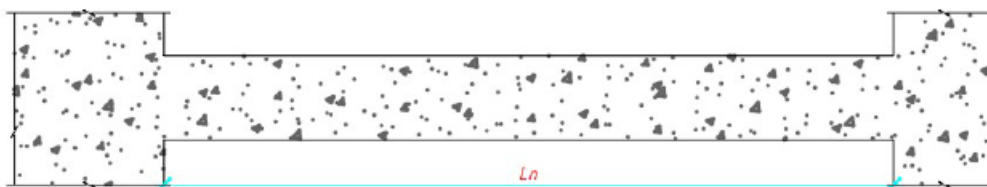


Ubicación de la viga en planta y elevación

Fuente: ETABS

La sección de la viga a diseñarse es de sección 0.30m x 0.65m y de 3.75 m de longitud libre. Para obtener los valores del momento flector positivo, negativo y fuerza cortante se utilizó el software ETABS, considerando las cargas últimas gravitacionales y sísmicas. En la siguiente figura se presenta los valores de momentos flectores últimos.

$$M_{u\_neg\_1} := 34.94 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_neg\_cen} := 5.23 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_neg\_2} := 22.99 \text{ tonnef} \cdot m$$



$$M_{u\_pos\_1} := 26.45 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_pos\_cen} := 7.89 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_pos\_2} := 22.38 \text{ tonnef} \cdot m$$

Una vez obtenido fuerzas últimas, se procedió a realizar el diseño a flexión y corte de dicha viga. Se verificó las condiciones de acero mínimo y acero máximo.

$$A_{s\_min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 4.94 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6300}{6300 + f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \right) = 0.03$$

$$A_{s\_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 38.36 \text{ cm}^2$$

Luego se obtuvo las áreas de acero para cada extremo de la viga y tramo central, como se indica:

Extremo izquierdo:

$$A_{s\_sup\_1\_req} := A_{s\_sup\_1\_andlisis} = 17.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_1\_def} := 3 A_{b\#6} + 3 \cdot A_{b\#6} = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_1\_req} := \max \left( A_{s\_inf\_1\_andlisis}, \frac{1}{3} \cdot A_{s\_sup\_1\_def} \right) = 12.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_1\_def} := 3 A_{b\#6} + 2 \cdot A_{b\#6} = 14.25 \text{ cm}^2$$

Extremo derecho:

$$A_{s\_sup\_2\_req} := A_{s\_sup\_2\_andlisis} = 10.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} := 3 A_{b\#6} + 1 \cdot A_{b\#6} = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_req} := \max \left( A_{s\_inf\_2\_andlisis}, \frac{1}{3} \cdot A_{s\_sup\_2\_def} \right) = 10.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} := 3 A_{b\#6} + 1 \cdot A_{b\#6} = 11.4 \text{ cm}^2$$

Tramo central:

$$A_{s\_max\_viga} := \max (A_{s\_sup\_1\_def}, A_{s\_inf\_1\_def}, A_{s\_sup\_2\_def}, A_{s\_inf\_2\_def}) = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_req} := \max \left( A_{s\_sup\_cen\_andlisis}, \frac{1}{4} \cdot A_{s\_max\_viga} \right) = 4.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} := 3 \cdot A_{b\#6} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_req} := \max \left( A_{s\_inf\_cen\_andlisis}, \frac{1}{4} \cdot A_{s\_max\_viga} \right) = 4.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} := 3 \cdot A_{b\#6} = 8.55 \text{ cm}^2$$

Una vez realizado el diseño por flexión, se realizó el diseño por capacidad para la fuerza de corte. Se realizó teniendo en cuenta las sugerencias de la norma E.0.60. Es importante resaltar que, la demanda total por corte es la suma del corte gravitacional y el corte por capacidad, mientras mayor sea la capacidad a flexión, mayor es la demanda por corte.

Cortante máximo:

$$V_{max} := 2.6 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b \cdot d = 77.01 \text{ tonnef}$$

Cortante del concreto:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b \cdot d = 15.7 \text{ tonnef}$$

Cortante por capacidad:

Se muestra los cortantes máximos en cada extremo de la viga teniendo en cuenta los momentos máximos probables en sentido antihorario. Los momentos probables en los extremos teniendo en cuenta el acero negativo y positivo es 38.76 ton-m y 26.65 ton-m respectivamente. La carga última amplificada actuante en la viga para encontrar el corte gravitacional es de 4.22 ton/m.

$$V_{p\_casoA} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = 17.44 \text{ tonnef}$$

Corte por capacidad

$$V_g := \frac{W_u \cdot L_n}{2} = 7.92 \text{ tonnef}$$

Corte gravitacional

$$V_{e\_1\_casoA} := V_g + V_{p\_casoA} = 25.36 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable en extremo 1

$$V_{e\_2\_casoA} := V_g - V_{p\_casoA} = -9.53 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable en extremo 2

Se muestra los cortantes máximos en cada extremo de la viga teniendo en cuenta los momentos máximos probables en sentido horario. Los momentos probables los extremos teniendo en cuenta el acero positivo y negativo es 32.81 ton-m y 26.65 ton-m respectivamente. La carga última amplificada actuante en la viga para encontrar el corte gravitacional es de 4.22 ton/m.

$$V_{p\_casoB} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = 15.85 \text{ tonnef}$$

Corte por capacidad

$$V_g := \frac{W_u \cdot L_n}{2} = 7.92 \text{ tonnef}$$

Corte gravitacional

$$V_{e\_1\_casoB} := V_g - V_{p\_casoB} = -7.94 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable en extremo 1

$$V_{e\_2\_casoB} := V_g + V_{p\_casoB} = 23.77 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable en extremo 2

Finalmente, se escoge el cortante máximo de los dos extremos y el cortante proveniente del análisis, éste último es de 20.18 ton.

$$V_u := \max(V_{e\_max\_1}, V_{e\_max\_2}, V_{\_analisis}) = 25.36 \text{ tonnef} \quad \text{Corte máximo probable}$$

$$V_{u\_d} := \frac{V_u \cdot (L_n - d)}{L_n} = 21.37 \text{ tonnef} \quad \text{Corte máximo probable a una distancia "d" desde la cara del apoyo}$$

$$V_s := \frac{V_{u\_d}}{\phi_v} - V_c = 9.44 \text{ tonnef} \quad \text{Demanda por corte en el acero transversal}$$

Para los extremos de la viga o zona de confinamiento, utilizando  $\phi 3/8''$  con dos ramas, la separación por cálculo es la siguiente:

$$s_{max\_req} := \frac{A_V \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 37.39 \text{ cm} \quad \text{Separación máxima requerida en zona de confinamiento}$$

La separación normativa de estribos a lo largo de la viga debe ser no menor a:

$$d_{b\_long} := d_{b\#6} = 1.91 \text{ cm} \quad \text{Menor diámetro del acero longitudinal utilizado}$$

$$s_1 := \min\left(\frac{d}{4}, 15 \text{ cm}\right) = 14.75 \text{ cm} \quad s_2 := 10 \cdot d_{b\_long} = 19.05 \text{ cm} \quad s_3 := 24 \phi_{est} = 22.86 \text{ cm}$$

$$s_4 := 30 \text{ cm}$$

$$s_{max\_norma} := \min(s_1, s_2, s_3, s_4) = 14.75 \text{ cm}$$

$$s := \min(s_{max\_req}, s_{max\_norma}) = 14.75 \text{ cm}$$

Los esfuerzos de corte fuera de la zona de confinamiento, queda definido de la siguiente manera:

$$V_{u\_2h} := \frac{V_u \cdot (L_n - L_{conf})}{L_n} = 16.57 \text{ tonnef} \quad V_c = 15.7 \text{ tonnef}$$

$$V_s := \frac{V_{u\_2h}}{\phi_v} - V_c = 3.79 \text{ tonnef} \quad \text{Demanda por corte en el acero transversal}$$

Para la zona fuera de confinamiento, utilizando  $\phi 3/8''$  con dos ramas, la separación por cálculo es la siguiente:

$$s_{max\_req} := \frac{A_V \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 93.06 \text{ cm}$$

Separación máxima requerida en zona de confinamiento

La separación normativa de estribos a lo largo de la viga debe ser no menor a:

$$s_1 := \frac{d}{2} = 29.5 \text{ cm}$$

$$s_2 := 60 \text{ cm}$$

$$s_{max\_norma} := \min(s_1, s_2) = 29.5 \text{ cm}$$

$$s := \min(s_{max\_req}, s_{max\_norma}) = 29.5 \text{ cm}$$

En definitiva, se tiene la siguiente distribución:

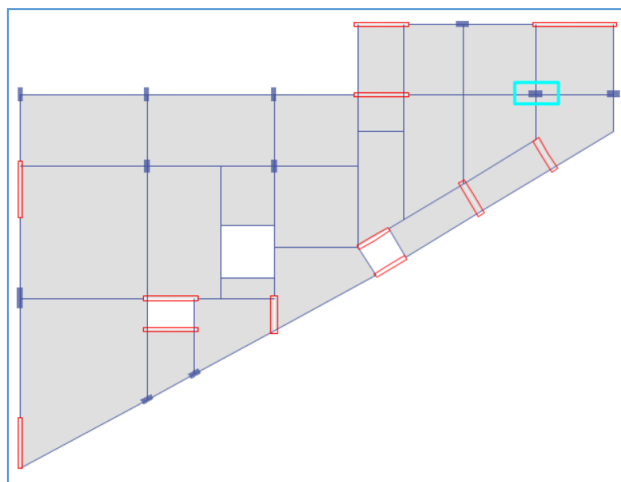
Estribos  $\emptyset 3/8''$ : 1@0.05m, 10@0.125m, R@0.25m A/E

### Diseño de columnas

La metodología de diseño utilizado es por resistencia que está establecida en el NTE E.0.60. En este caso, se definió dimensiones tentativas de la columna con una cuantía de acero que estén entre el 1% y 6% de la sección bruta. Luego se definió la disposición de los aceros de refuerzo, número de barras, distancia entre las mismas, etc. con el fin de construir el diagrama de interacción.

Es importante resaltar que, en el desarrollo del diagrama de interacción nominal de una columna, lo primero que debemos entender es el tipo de falla esperada que aplica por encima y por debajo de la falla balanceada. Cuando se produce una falla controlada por compresión, el concreto alcanza su agotamiento antes que el acero a tracción supere su cedencia, por lo tanto, se produce un comportamiento frágil; mientras que una falla controlada por tracción, el concreto alcanza su agotamiento luego que el acero a tracción haya superado su cedencia, lo que corresponde a una falla dúctil. Debido a esto, es muy importante que las cargas axiales no superen la falla balanceada.

La columna a diseñarse corresponde al nivel 1, de la intersección de los ejes 2-2/G-G. La sección de la columna es de sección 0.40m x 0.80m y de 2.90 m de longitud. Para obtener los valores del momento flector positivo, negativo y fuerza cortante se utilizó el software ETABS, considerando las cargas últimas gravitacionales y sísmicas. Se detalla el procedimiento del diseño de una columna de concreto armado según el Reglamento Nacional de edificaciones, el cual será la misma metodología para el resto de todas las vigas de la edificación.



*Ubicación en planta de la columna*

*Fuente: ETABS*

En la siguiente tabla se muestra las fuerzas actuantes de las combinaciones de carga para dicho nivel.

Fuerzas en la Columna							
Story	Combo	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	1.4CM+1.7CV		115.84	1.26	1.90	2.09	0.08
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-0°	Max	17.38	11.40	6.01	8.50	20.97
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-0°	Min	182.46	-9.26	-2.77	-4.96	-20.83
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-30°	Max	12.54	11.39	10.55	15.60	21.06
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-30°	Min	187.29	-9.26	-7.32	-12.05	-20.92
Nivel 1	0.9CM + SX-0°	Max	-22.40	10.90	5.29	7.68	20.94
Nivel 1	0.9CM + SX-0°	Min	142.68	-9.76	-3.50	-5.78	-20.87
Nivel 1	0.9CM + SX-30°	Max	-27.23	10.90	9.83	14.78	21.02
Nivel 1	0.9CM + SX-30°	Min	147.52	-9.75	-8.04	-12.87	-20.95
Nivel 1	0.9CM + SY-0°	Max	10.70	2.82	13.78	20.93	4.77
Nivel 1	0.9CM + SY-0°	Min	109.58	-1.68	-11.99	-19.02	-4.70
Nivel 1	0.9CM + SY-30°	Max	-15.59	8.29	14.08	21.37	15.61
Nivel 1	0.9CM + SY-30°	Min	135.88	-7.14	-12.29	-19.46	-15.54
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-0°	Max	50.47	3.32	14.51	21.75	4.80
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-0°	Min	149.36	-1.18	-11.27	-18.20	-4.66
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-30°	Max	24.18	8.78	14.80	22.19	15.64
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-30°	Min	175.65	-6.65	-11.56	-18.64	-15.50

*Fuerzas actuantes en la columna C-06*

*Fuente: elaboración propia*

Como refuerzo se utilizó 4 barras de acero de  $\phi$  1" y 12 barras de  $\phi$  3/4", generando un porcentaje de acero de 1.7 % con respecto al área gruesa de la columna, cumpliendo con las cuantías que recomienda el reglamento, cuyo acero mínimo es  $32 \text{ cm}^2$  y el acero máximo es  $192 \text{ cm}^2$ . Se procedió a construir el diagrama de interacción de la columna y verificar que las fuerzas actuantes provenientes de las combinaciones de carga se encuentren dentro del diagrama de interacción.

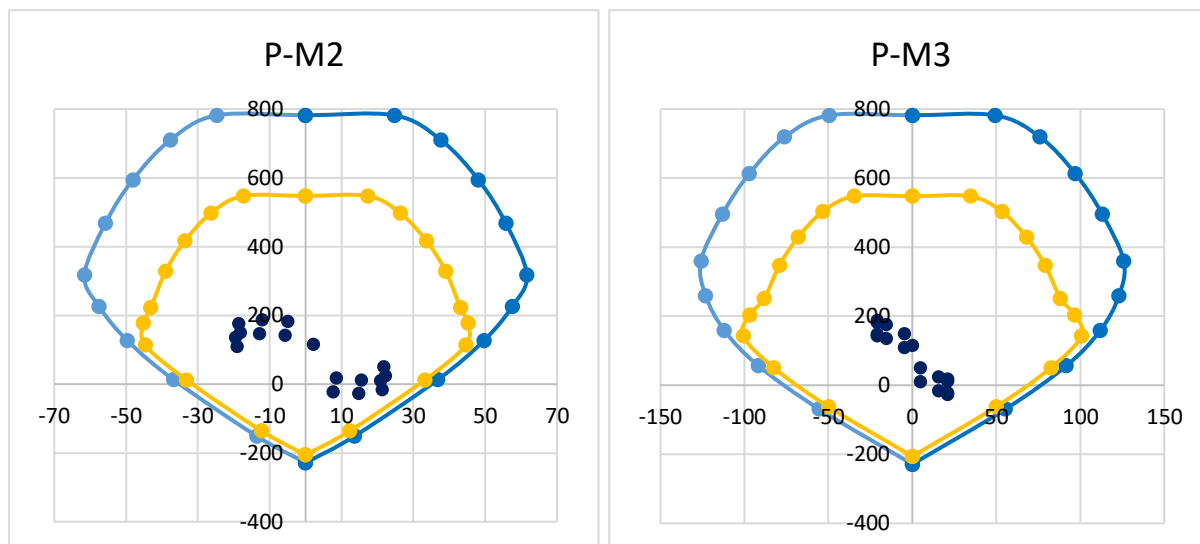


Diagrama de interacción P-M22 y P-M33

Fuente: elaboración propia

Después de realizar el diseño a flexo compresión, se realizó el diseño por esfuerzos de corte. La fuerza cortante  $V_u$  se determina a partir de las resistencias nominales ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

$$N_u := 187.29 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial última

$$M_{n\_inf} := 115.12 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento nominal inferior

$$M_{n\_sup} := 115.12 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento nominal superior

$$SM_n := M_{n\_inf} + M_{n\_sup} = 230.24 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

Sumatoria de momentos

$$L_e := 2.9 \text{ m} \quad V_e := \frac{SM_n}{L_e} = 79.39 \text{ tonnef}$$

Corte por capacidad

$$b_w := b_1$$

$$V_c := 0.53 \cdot \left( 1 + \frac{N_u}{140 \cdot \left( \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \right) \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{\frac{f'_c \cdot \text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_w \cdot d = 26.26 \text{ tonnef}$$

Luego se calculó la separación requerida por el análisis:

$$V_s := \frac{V_e}{\phi_v} - V_c = 67.14 \text{ tonnef}$$

Demanda por corte en el acero transversal

$$A_{b\#4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N_{ramas} := 4$$

$$A_v := 4 \cdot A_{b\#3} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$s_{max\_análisis} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 13.19 \text{ cm}$$

Separación máxima requerida por corte

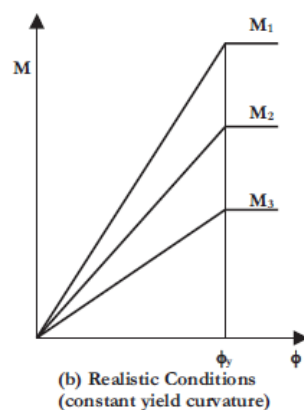
Para el armado del refuerzo dentro y fuera de la zona de confinamiento, se siguió lo establecido por la Norma E.0.60 en el acápite 21.4.5.3. Finalmente, se utilizó 2 estribos cerrados de 3/8" quedando la siguiente distribución:

Estribos  $\phi 3/8''$ : 1@0.05m, 8 @0.10m, R@0.20m A/E

Asimismo, el refuerzo transversal en los nudos viga-columna se colocó cada 15 cm y cumplir con lo establecido en el acápite 21.4.5.5 de la Norma E.0.60.

### Diseño de Muros Estructurales

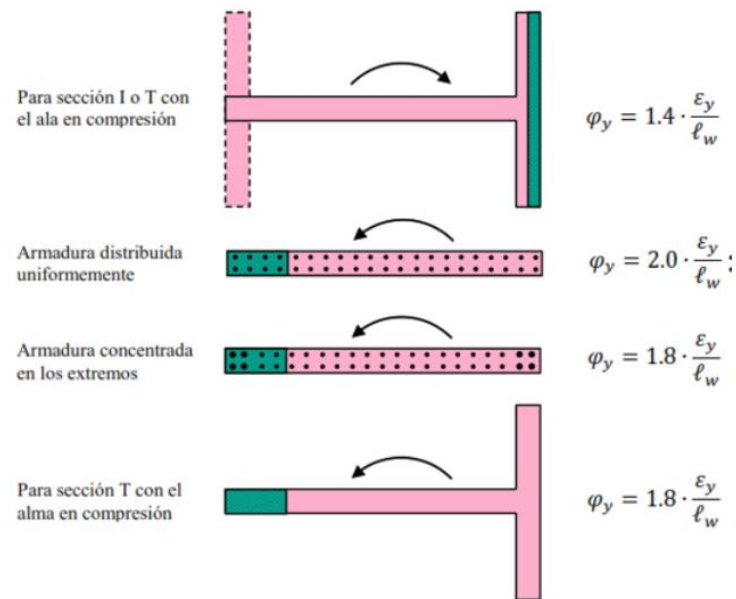
La resistencia a flexión y carga axial de un muro, queda definida por infinitos puntos (Pu-Mu) contenidos en superficies y volúmenes de interacción. En el diseño por flexión es recomendable trabajar con  $0.90 < D/C < 1$ , debido a que cuanto mayor es la sobrerresistencia, mayor será la fuerza necesaria para que se produzca la rótula plástica en la sección crítica. Además, como indica Priestley, la capacidad elástica de una estructura no depende de la cantidad de refuerzo a flexión que se coloque, la curvatura de fluencia está en relación inversa con la longitud del muro, es decir, el muro más largo fluye primero. El incremento de refuerzo por flexión solo aumenta la rigidez del muro, pero la curvatura fluencia se sigue dando prácticamente en el mismo punto.



*Influencia de la resistencia a la flexión en la relación momento-curvatura.*

*Fuente: Priestley (2003)*

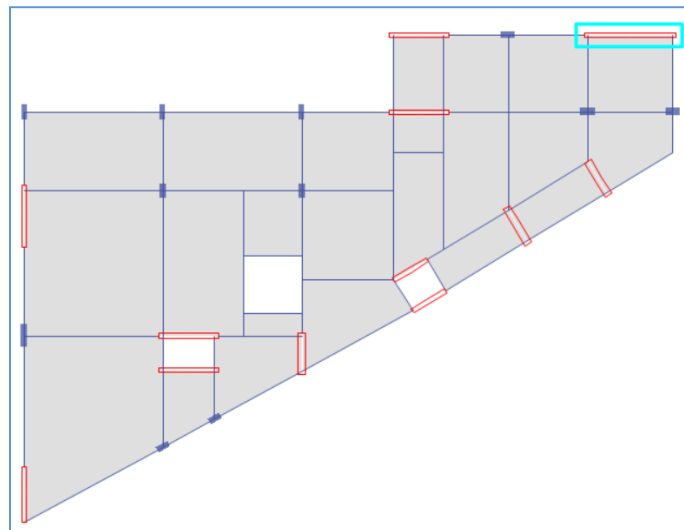
A continuación, se presenta algunas expresiones para determinar dicha curvatura de fluencia.



*Curvatura de fluencia en muros*

*Fuente: Córdova A. (2015)*

Se detalla el procedimiento de diseño de un muro de corte de concreto armado según el reglamento nacional de edificaciones de nuestro país. La metodología de diseño será la misma para el resto de todos los muros de corte de la edificación.



*Ubicación en planta del muro de corte*

*Fuente: ETABS*

En la siguiente tabla, se muestra las fuerzas actuantes de las combinaciones de carga para el primer nivel donde se encuentra la sección crítica:

Fuerzas actuantes en el muro de corte							
Story	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	1.4CM+1.7CV		187.21	-4.06	2.30	3.10	-61.73
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-0°	Max	85.17	141.92	3.91	6.31	830.00
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-0°	Min	238.54	-148.85	-0.06	-1.13	-935.42
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-30°	Max	75.63	146.96	5.62	9.80	904.79
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-30°	Min	248.09	-153.89	-1.76	-4.62	-1010.21
Nivel 1	0.9CM + SX-0°	Max	22.07	143.43	2.94	4.99	852.84
Nivel 1	0.9CM + SX-0°	Min	175.44	-147.33	-1.04	-2.45	-912.58
Nivel 1	0.9CM + SX-30°	Max	12.52	148.48	4.64	8.49	927.63
Nivel 1	0.9CM + SX-30°	Min	184.98	-152.38	-2.74	-5.94	-987.37
Nivel 1	0.9CM + SY-0°	Max	45.06	99.52	6.11	11.49	577.69
Nivel 1	0.9CM + SY-0°	Min	152.44	-103.43	-4.21	-8.95	-637.43
Nivel 1	0.9CM + SY-30°	Max	26.72	147.65	6.27	11.75	818.83
Nivel 1	0.9CM + SY-30°	Min	170.79	-151.56	-4.36	-9.20	-878.57
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-0°	Max	108.17	98.01	7.09	12.81	554.85
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-0°	Min	215.55	-104.94	-3.24	-7.63	-660.27
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-30°	Max	89.82	146.14	7.24	13.07	795.99
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-30°	Min	233.89	-153.07	-3.39	-7.88	-901.41

### Fuerzas últimas actuantes en el muro de corte

Fuente: elaboración propia

El espesor del muro de corte es de 0.20 m, cuyos materiales son: concreto  $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo con  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ . Para el diseño por flexión, el refuerzo en el alma se está utilizando acero  $\emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$  en dos capas y en cada borde confinado 12 barras de  $\emptyset 1''$ . En la siguiente tabla se muestra el diseño del muro de corte:

$e_m$ (cm)	$L_m$ (cm)	$P_u$ (ton)	$V_u$ (ton)	$M_u$ (ton-m)	$d$ (cm)	$a$ (cm)	$A_s$	$\rho_{\text{min}}$	$A_{s_{\text{req\_borde}}}$ (cm <sup>2</sup> )
20	495	248.09	153.89	1010.21	396	64.86	73.51	0.0025	61.13
$S_{\text{alma}}$	Acero vertical						$A_{s(\text{asignada})}$	$A_{s_{\text{asig}}} > A_{s_{\text{req}}}$	
	1"	3/4"	5/8"	1/2"	3/8"				
25.00	12						61.2	Ok	

Se verificó que las cargas actuantes estén dentro del área encerrada del diagrama de interacción como se muestra:

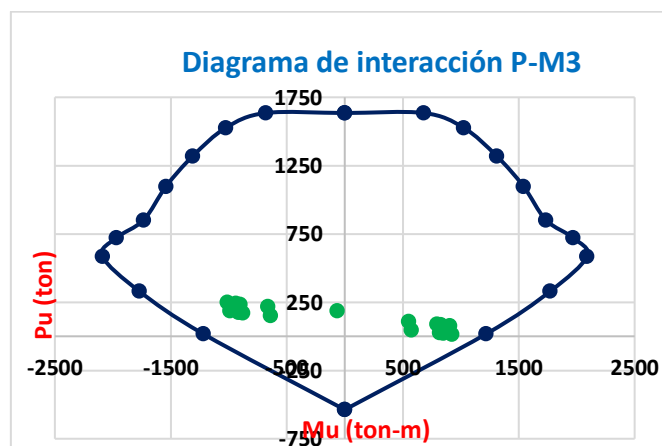


Diagrama de interacción P-M3

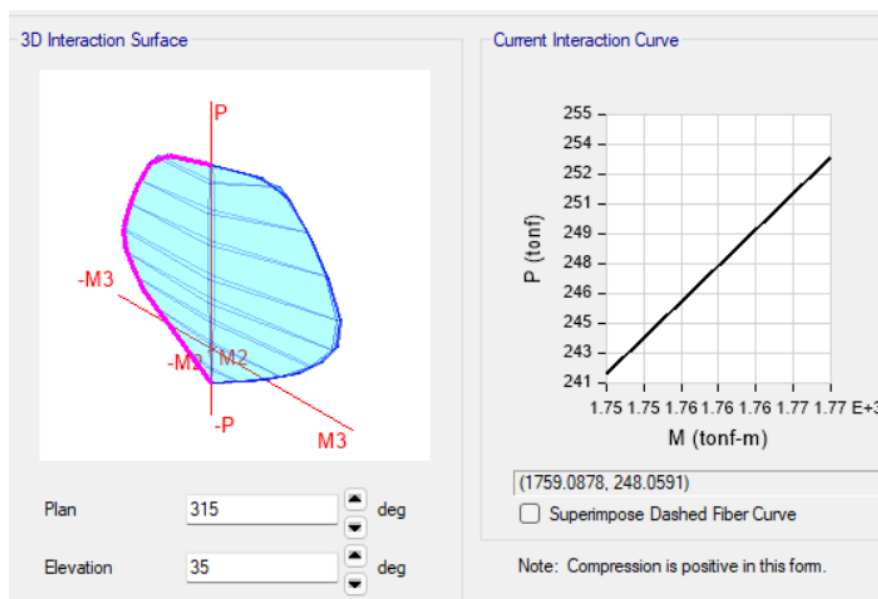
Fuente: elaboración propia

La combinación de carga que determinó el diseño para corte es  $1.25(CM+CV) + S$ . Se ha hecho uso del software ETABS para obtener el diagrama de interacción y calcular el momento nominal ( $M_n$ ) resistente del muro, calculado con los aceros reales y asociado a la carga axial última ( $P_u$ ), para este caso  $P_u = 248.09$  ton. Luego del análisis, se definió la distribución del refuerzo de corte  $\phi 1/2'' @ 0.15$  m.

$V_{x\_total}$		$V_{placa}$		%	
477.29		138.5 ton		29.02%	

h (m)	$L_m$ (cm)	$e_m$ (cm)	d	R	$V_u$ (ton)	$M_n$ (t-m)	$M_u$ (t-m)	$\Omega(M_n/M_u)$	$\delta$	$V_{diseño}$ (tn)
20.3	495	20	396.00	6	153.89	1759.1	1010.21	1.74	1.00	267.97
$A_w$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi V_{nmax}$ (ton)	$V_{dis} < \phi V_{nmax}$	h/Lm	$\alpha$	$V_c$ (ton)	Av			#ramas	$\rho_t$
						$\phi\#$	cada	s		
7920.0	292.88	Cumple	4.1	0.53	70.24	1/2	@	15.00	2.00	0.0085
$V_s$ (ton)		$V_n$ (ton)		$\phi V_n$ (ton)		Ratio		D/C<=1		
281.64		351.87		299.09		0.896		OK		



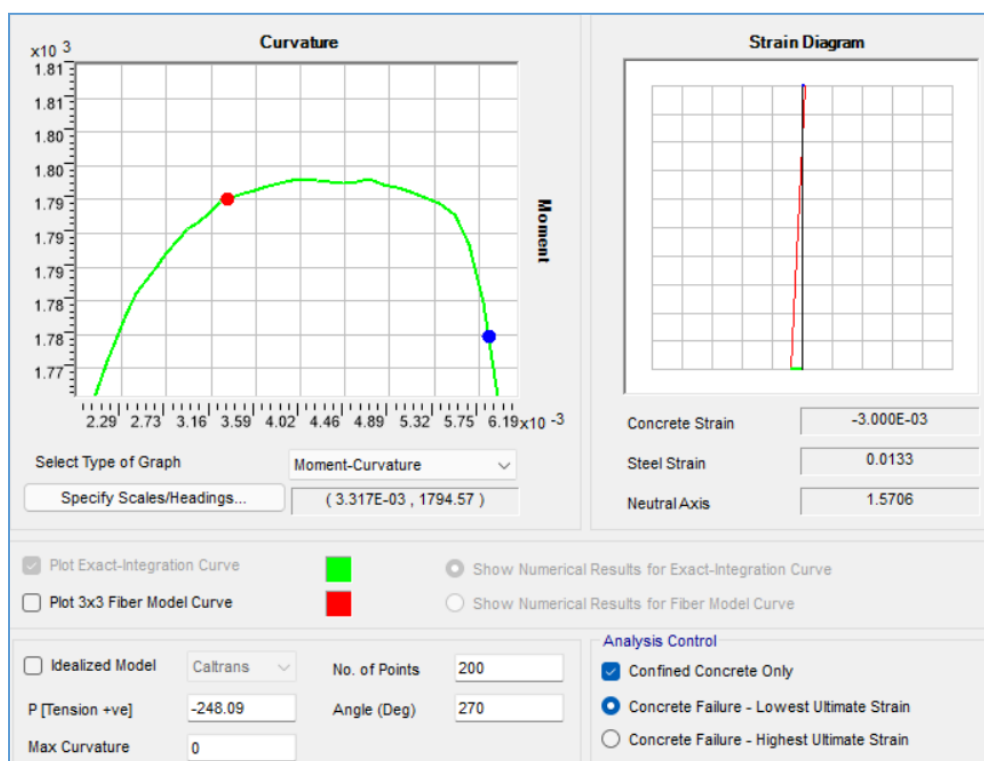
*Momento nominal resistente del muro de corte*

*Fuente: ETABS*

Para determinar la longitud del eje neutro, se utilizó el software SAP2000 ingresando la carga axial última y a través del diagrama momento-curvatura se determinó la deformación del acero.

La deformación del acero obtenida es de 0.0133 para una deformación última del concreto de 0.003. A partir de ello, mediante semejanza de deformaciones se calculó el valor de la

profundidad del eje neutro con un valor de 91.1 cm. Posteriormente, se obtuvo la longitud de confinamiento cuyo valor es 50 cm.



*Diagrama momento-curvatura de la sección del muro*

*Fuente: SAP2000*

$\epsilon_c$	0.00300
$\epsilon_s$	0.01330
<b>C</b>	91.1 cm

$L_m$ (cm)	$A_{cw}$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$ (cm)	$h_m$ (cm)	$\delta_u/h_m$	$I_m/(600*\delta/h_w)$	<b>C</b> (cm)
495	9900.0	6.79	2030	0.0050	165.00	91.1

$\sigma_{max\_comp}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$0.2*f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Verificación	$L_{ong\_borde}$ (cm)	$0.25*M_u/V_u$	$C_{onfin\_vert.}$
148.75	56	Confinar	50	1.64	4.95

*Confinamiento del elemento de borde*

*Fuente: elaboración propia*

Finalmente, la distribución del acero de confinamiento desde el segundo sótano hasta el segundo piso es  $\phi$  3/8": 1@0.05m, R@0.10m A/E y a partir del cuarto piso  $\phi$  3/8": 1@0.05m, R@0.15 m, cumpliendo con las exigencias de la norma NTE E.0.60

## Diseño de losa maciza

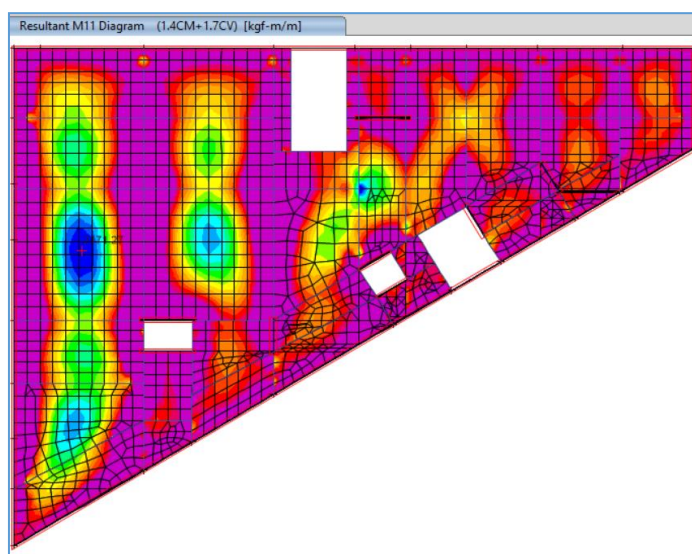
Se detalla el procedimiento de diseño de la losa del primer sótano armada en 2 direcciones. El espesor de la losa maciza en los sótanos es 0.20m y en los niveles superiores es 0.15m. Las cargas utilizadas fueron el peso propio de la losa, la tabiquería equivalente correspondiente a cada paño, acabados ( $100 \text{ kg/m}^2$ ) y carga viva ( $250 \text{ kg/m}^2$  en sótanos y  $200 \text{ kg/m}^2$  en el resto de niveles). El peso propio de la losa maciza se calculó directamente con el software. El análisis y la obtención de esfuerzos se realizó mediante el uso del software ETABS por el método de elementos finitos. La obtención de los momentos últimos se realizó con cargas últimas amplificadas sin reducción de la carga viva ( $1.4\text{CM}+1.7\text{CV}$ ).

El armado final que se adoptó fue colocar el acero mínimo tanto para flexión positiva como negativa en ambas direcciones ( $\phi \text{ } 3/8'' @ 0.20\text{m}$ ). En la zona de flexión negativa, donde se requería mayor cantidad de acero, se colocó bastones  $\phi \text{ } 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ .

### Datos generales

$t := 20 \text{ cm}$	Espesor de la losa	$\phi_b := 0.90$	$\beta_1 := 0.85$
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Tensión cedente del acero	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del concreto

En la siguiente imagen se muestra los momentos  $M_{11}$  en el claro de la losa, correspondiente al refuerzo positivo. Para el presente diseño se tomó el valor donde existe mayor concentración de esfuerzos.



Momentos  $M_{11} (+)$

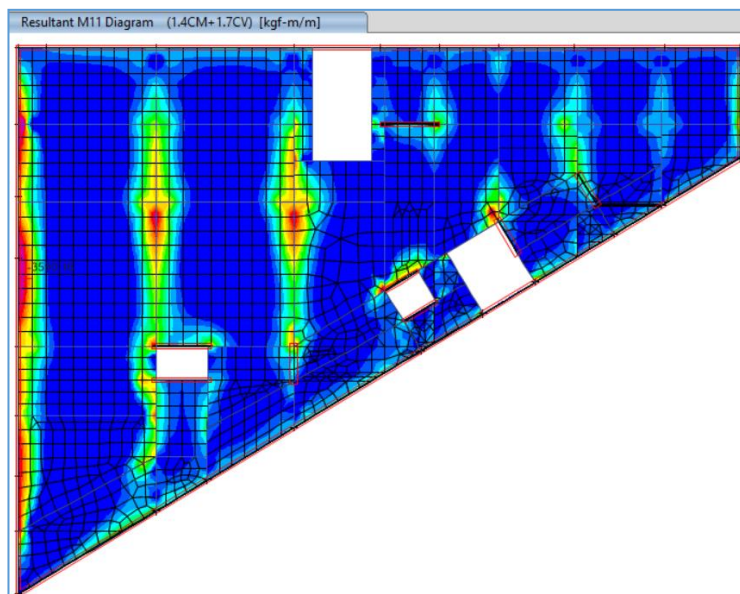
Fuente: ETABS

Acero positivo requerido por elementos finitos en la dirección X:

$b := 1$	Ancho unitario	$M_u := 2200 \text{ kgf} \cdot \frac{m}{m}$	Momento último
$r := 2 \text{ cm}$	Recubrimiento	$d := t - r - \frac{1.27 \text{ cm}}{2} = 17.37 \text{ cm}$	Peralte efectivo
$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.41 \frac{\text{cm}^2}{m}$			Área de acero requerida por metro
$d_b := \frac{3}{8} \text{ in}$		$A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$	Área de la barra
$s := \frac{A_b}{A_s} = 0.21 \text{ m}$			Espaciamiento entre barras de acero
$s := 0.20 \text{ m}$			Espaciamiento a utilizar

El acero positivo requerido en la dirección “x” es igual al acero mínimo; en consecuencia, no se requiere refuerzo adicional o bastones. Finalmente, la distribución es  $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ .

En la siguiente imagen se muestra los momentos  $M_{11}$  en el apoyo de la losa, correspondiente al refuerzo negativo.



*Momentos  $M_{11}(-)$*

*Fuente: ETABS*

Acero negativo requerido por elementos finitos en la dirección X:

$$M_u := 3600 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento último

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 5.65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Área de acero requerida por metro

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in}$$

$$A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

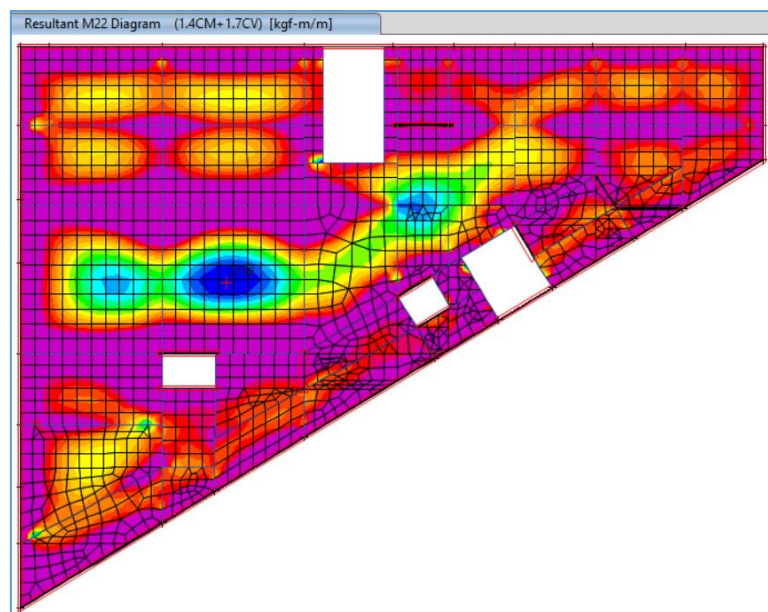
Área de la barra

$$s := \frac{A_b}{A_s} = 0.13 \text{ m}$$

Espaciamiento entre barras de acero

El acero negativo asignado en la dirección “x” es una malla general del acero mínimo ( $\emptyset$  3/8” @ 0.20 m) y bastones donde se requiere  $\emptyset$  3/8” @ 0.20 m.

En la siguiente imagen se muestra los momentos  $M_{22}$  en el claro de la losa, correspondiente al refuerzo positivo.



Momentos  $M_{22}(+)$

Fuente: ETABS

Acero positivo requerido por elementos finitos en la dirección Y:

$$M_u := 2250 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento último

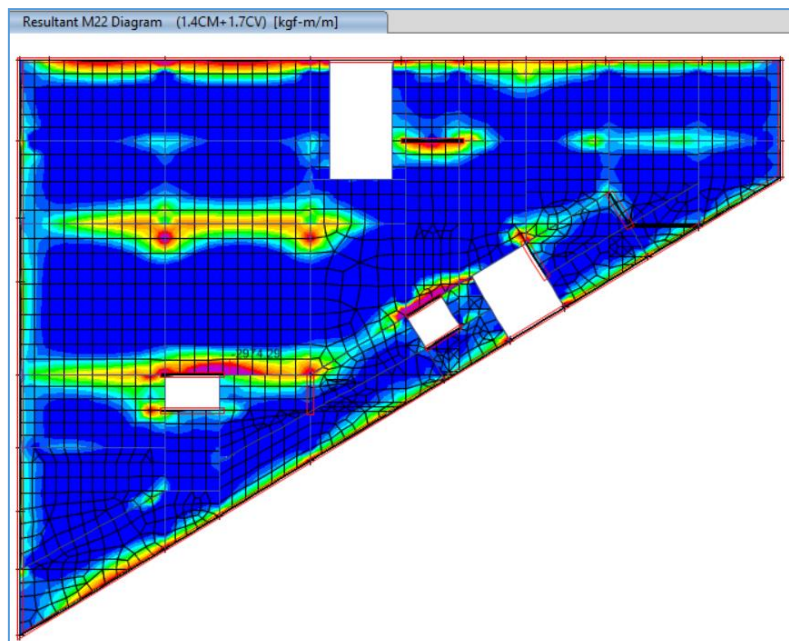
$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.49 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero requerida por metro}$$

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la barra}$$

$$s := \frac{A_b}{A_s} = 0.2 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento entre barras de acero}$$

El acero positivo requerido en la dirección “y” es igual al acero mínimo; en consecuencia, no se requiere refuerzo adicional o bastones. Finalmente, la distribución asignada es  $\phi 3/8'' @ 0.20$  m.

En la siguiente imagen se muestra los momentos  $M_{22}$  en el apoyo de la losa, correspondiente al refuerzo negativo.



*Momentos  $M_{22}(-)$*

*Fuente: ETABS*

Acero negativo requerido por elementos finitos en la dirección Y:

$$M_u := 3000 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Momento último}$$

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.68 \frac{cm^2}{m} \quad \text{Área de acero requerida por metro}$$

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la barra}$$

$$s := \frac{A_b}{A_s} = 0.15 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento entre barras de acero}$$

El acero negativo asignado en la dirección “y” es una malla general del acero mínimo ( $\emptyset$  3/8” @ 0.20 m) y bastones donde se requiere  $\emptyset$  3/8” @ 0.20 m.

Verificación por corte:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u := 10 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \text{Cortante actuante}$$

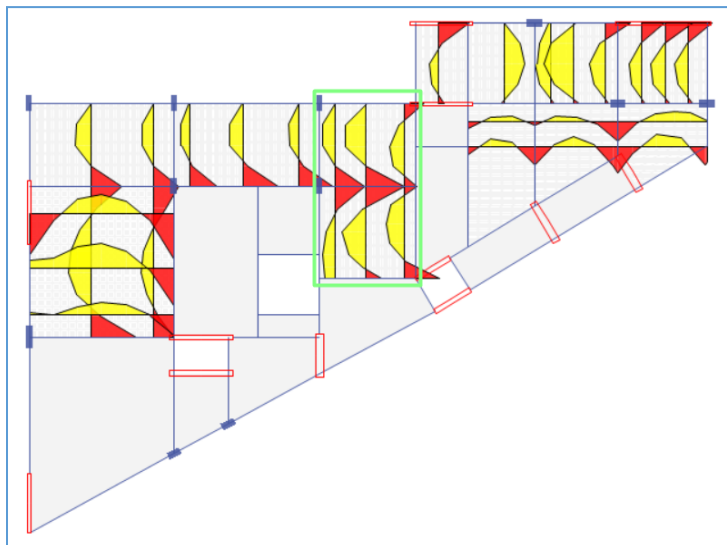
$$V_c := 0.53 \cdot \beta_1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 13.09 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$\text{if } (V_u \leq V_c, \text{“Cumple”}, \text{“Falla por cortante”}) = \text{“Cumple”}$$

Finalmente, se verificó que la sección de concreto pudiese resistir los esfuerzos cortantes actuantes en la losa, en el cual se observa que la sección de puede resistir dichos esfuerzos. En caso no cumplierse, se recomienda aumentar el  $f'_c$  o incrementar la altura de la losa.

### Diseño de losa Aligerada

Se detalla el procedimiento de diseño de la losa aligerada del paño del primer nivel armada en 1 dirección. El peralte de la losa aligerada es 0.20m. Las cargas utilizadas fueron el peso propio de la losa ( $300 \text{ kg/m}^2$ ), la tabiquería equivalente correspondiente a cada paño, acabados ( $100 \text{ kg/m}^2$ ) y carga viva ( $200 \text{ kg/m}^2$ ). El análisis y la obtención de esfuerzos se realizó mediante el uso del software ETABS por “strip” de 0.4 m de ancho. La obtención de los momentos últimos se realizó con cargas últimas amplificadas sin reducción de la carga viva ( $1.4CM+1.7CV$ ). La metodología es la misma para el resto de pisos de la edificación:



*Diagrama de momento flector*

*Fuente: ETABS*

DISEÑO POR FLEXIÓN						
		APOYO A	APOYO B	APOYO C	CLARO AB	CLARO BC
Mu	Tn.m	0.500	0.990	0.390	0.550	0.640
d	cm	17.37	17.37	17.37	17.37	17.37
a	cm	1.40	2.90	1.08	0.37	0.44
As_calc.	cm <sup>2</sup>	0.79	1.65	0.61	0.85	0.99
As mín	cm <sup>2</sup>	0.97	0.97	0.97	0.48	0.48
As_req	cm <sup>2</sup>	0.97	1.65	0.97	0.85	0.99
Usar: Ø	3/8"		1			
	1/2"	1	1	1	1	1
	5/8"					
As_asig	cm <sup>2</sup>	1.27	1.98	1.27	1.27	1.27
As_asig>As_req.		OK	OK	OK	OK	OK
pmin		0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
pasig		0.0037	0.0057	0.0037	0.0073	0.0073
pmax		0.0217	0.0217	0.0217	0.0217	0.0217
pmin<pasig<pmax		Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

En dicho paño diseñado, se decidió colocar acero en el primer apoyo 1 Ø 1/2", en el segundo apoyo 1 Ø 1/2" + 1 Ø 3/8", en el tercer apoyo 1 Ø 1/2" y en los claros 1 Ø 1/2".

REVISIÓN POR CORTANTE		
Vu (ton)	Ø <sub>v</sub> concreto (ton)	Verificación
1.12	1.31	OK

El diseño es satisfactorio ya que, no existe la necesidad de incrementar la resistencia a compresión de concreto o aumentar la altura de la losa puesto que, las propiedades geométricas

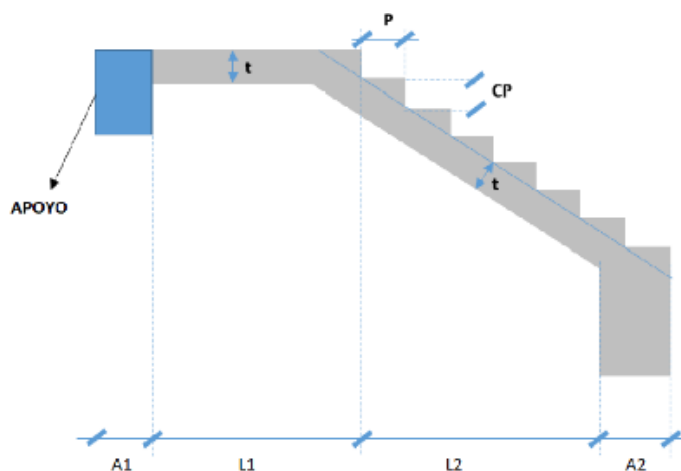
y del material satisfacen los esfuerzos solicitados. De no cumplir por esfuerzos de corte, se puede resolver a través de macizados en los extremos o colocando estribos simples para refuerzo por corte.

Así mismo, se destaca que, en el caso de losas la norma E.060 exige refuerzo mínimo por retracción y temperatura, asignándose acero  $\phi$  1/4" @ 0.25 m, como se indica a continuación:

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA		
As_temp	0.0018*b*h'	
As_temp	0.90	cm <sup>2</sup>
Usar: $\phi$	1.00	1/4
As	0.32	cm <sup>2</sup>
S	25.00	cm

## Diseño de otros elementos

### Diseño de Escaleras



$$A_1 := 15 \text{ cm}$$

$$L_1 := 0.70 \text{ m}$$

$$L_2 := 1 \text{ m}$$

$$A_2 := 0.5 \text{ m}$$

$$P := 25 \text{ cm}$$

$$CP := 19 \text{ cm}$$

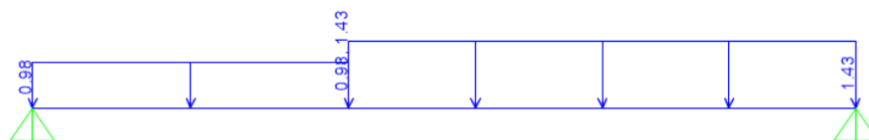
$$b := 1 \text{ m}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{CP}{P}\right) \cdot \frac{1}{deg} = 37.23$$

Las cargas asignadas a la escalera son el peso de acabados (100 kg/m<sup>2</sup>) y la sobrecarga (200 kg/m<sup>2</sup>). El espesor de la garganta asignado es  $t = 0.15 \text{ m}$ .

Después de realizar el metrado de cargas y amplificarlas (1.4CM+1.7CV), en el tramo horizontal se asignó como carga última 0.98 ton/m y en el tramo inclinado 1.43 ton/m.

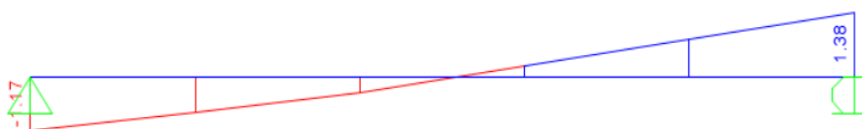
El diagrama de fuerza cortante y momento flector, se muestran a continuación:



Cargas últimas actuantes



DMF



DFC

Para el diseño del refuerzo tanto positivo como negativo, el acero requerido del análisis resultó menor que el acero mínimo ( $0.0018 \cdot b \cdot h$ ); en consecuencia, se asignó para ambos casos el refuerzo mínimo ( $\varnothing 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ ).

### Diseño de Muros de Sótano

Los muros de sótano de la edificación en la dirección posterior soportan empujes laterales de la tierra más una sobrecarga de una edificación de 1 piso, para dicho efecto se está considerando una sobrecarga de  $1 \text{ ton/m}^2$ ; mientras que para la parte frontal de la edificación existe una sobrecarga de  $0.5 \text{ ton/m}^2$  que proviene del tránsito vehicular y peatonal. Para el diseño, de manera conservadora, se utilizará una sobrecarga de  $1 \text{ ton/m}^2$  para todas las direcciones cardinales. Se consideraron muros de concreto armado de 25 cm de espesor en toda la parte perimetral, el cual será comprobado con el diseño por esfuerzos de corte, en el cual se mantendrá dicha sección o se incrementará.

El análisis se realizó en el software SAP2000, el cual se idealizó como vigas articuladas en cada losa de la edificación y en el cimiento, con sección de 1 m de ancho. Se asignó la carga triangular correspondiente al empuje activo del terreno y una carga uniforme rectangular producto de la sobrecarga del terreno.

A continuación, se detalla las características del suelo que se consideraron y los valores de esfuerzos obtenidos producto del análisis.

$H := 9.55 \text{ m}$       Altura de muro       $h := 0.25 \text{ m}$       Espesor de muro

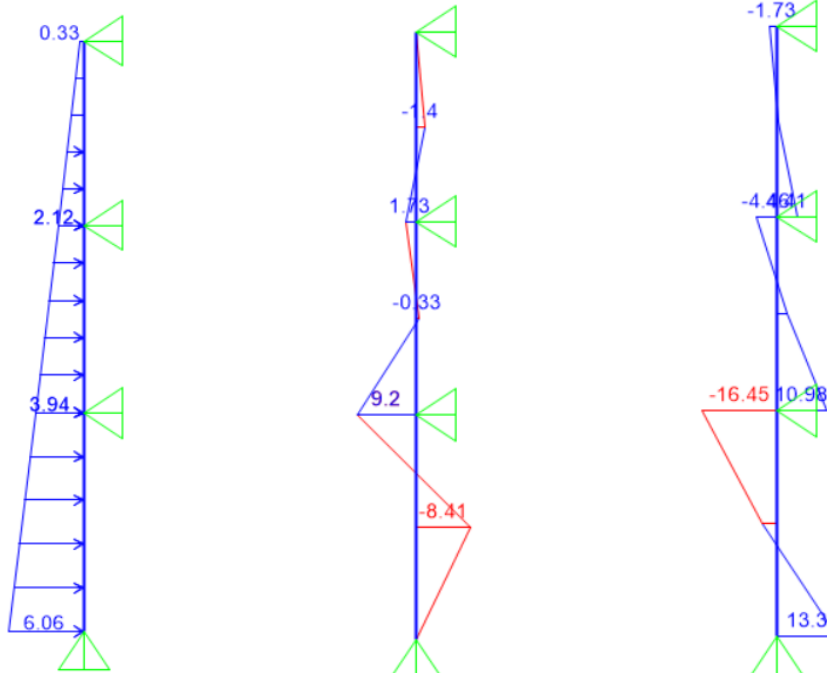
$sc := 1 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$       Sobrecarga       $\gamma := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$       Peso específico del suelo

$\phi := 30^\circ$       Ángulo de fricción interna       $k_a := \left( \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.33$       Coeficiente de empuje activo del suelo

$E_a := \gamma \cdot k_a \cdot H = 5.73 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$       Empuje activo

$E_{SC} := sc \cdot k_a = 0.33 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$       Carga uniforme por la sobrecarga

En las siguientes figuras se muestra los diagramas de fuerza cortante y momento flector último debido a la acción de las cargas:



*Carga distribuida*

*DMF*

*DFC*

Antes de realizar el diseño por flexión, se verificó el esfuerzo cortante, de tal manera se cumpla que  $\phi V_c > V_u$ . Cumpliendo con este requisito queda el espesor correspondiente de 25 cm en la zona perimetral de la edificación.

$V_u := 16.45 \text{ tonnef}$  Cortante actuante último

$\phi := 0.85$  Factor de minoración  $d := h - 2.5 \text{ cm} = 0.225 \text{ m}$

$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 19.95 \text{ tonnef}$  Cortante del concreto

$\phi \cdot V_c = 16.96 \text{ tonnef}$  Cortante del concreto minorado

if ( $V_u \leq \phi \cdot V_c$ , "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Luego de verificar la resistencia por corte, se calculó el área de acero requerida por flexión teniendo en cuenta la cantidad solicitada por el análisis y también no menor al acero mínimo. Se indica el acero mínimo para el primer y segundo sótano cuyo espesor de muro es 0.25m.

$$A_{s\_min} := 0.0018 \cdot b \cdot h = 4.5 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a las solicitaciones de refuerzo por flexión, el acero positivo para el segundo sótano es 10.57 cm<sup>2</sup> y el acero negativo 11.6 cm<sup>2</sup>, en el primer sótano el acero requerido tanto para la parte positiva y negativa es 4.5 cm<sup>2</sup> y en el semisótano el acero positivo y negativo requerido es 3.6 cm<sup>2</sup>.

Se decidió colocar  $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$  como refuerzo corrido tanto para acero positivo como para el acero negativo del muro; dicha cantidad son 6.35 cm<sup>2</sup>, el cual es mayor que el acero mínimo. En el segundo sótano, en la parte positiva y negativa se agregó refuerzo con bastones de  $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ , resultando un área total de refuerzo de 12.7 cm<sup>2</sup> siendo mayor al refuerzo solicitado. Asimismo, en la zona negativa del primer sótano se agregó bastones de  $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ . En el caso del semisótano, donde el espesor es de 0.20 m, el acero asignado es  $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ .

Para el refuerzo horizontal del muro, se colocó la cuantía mínima de refuerzo  $\emptyset 3/8'' @ 0.15 \text{ m}$ .

### Diseño de la cimentación

La cimentación que se empleará en el presente proyecto es superficial debido a las buenas condiciones del terreno. Se empleará zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas combinadas. Además, debido a que el presente proyecto cuenta con un sótano, se emplearán muros de

concreto en todo el perímetro del edificio para poder contener los empujes de tierra generados por el terreno; y la cimentación empleada para estos muros de concreto serán cimientos corridos.

Para las consideraciones geotécnicas no se ha realizado el Estudio de Mecánica de Suelos. Sin embargo, se ha tomado como referencia la tesis de pregrado “Análisis y Diseño Estructural de un Edificio en Concreto Armado de Cinco Pisos y un Sótano” [21]. De acuerdo al estudio realizado en la tesis antes referenciada, se encuentra estrato de grava cuya capacidad admisible del suelo es  $3.5 \text{ kg/cm}^2$ , el valor del ángulo de fricción interna del suelo es igual a  $30^\circ$  y el peso específico del suelo es  $1800 \text{ kg/m}^3$ .

En el presente proyecto se empleará zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas. Asimismo, se emplearán cimientos corridos de concreto armado para los muros perimetrales de los sótanos.

Para saber el tipo de cimentación, tomando en cuenta únicamente el factor de altura del edificio y la capacidad admisible del suelo, se puede plantear la siguiente recomendación [22]:

$$A_{req} = \left( \frac{\frac{P_{edificio}}{k \cdot \sigma}}{Area_{disponible}} \right)$$

Donde:

$P_{edificio}$ : #Pisos x (1.00 – 1.25) tonf/m<sup>2</sup>

$\sigma$ : Capacidad admisible (EMS)

Area disponible: 1 m<sup>2</sup>

k: suelo S<sub>1</sub>(k=0.9), S<sub>2</sub>(k=0.8), S<sub>3</sub>(k=0.7)

Si:

% < 50%, usar zapatas aisladas (columnas) o cimientos corridos (muros)

50% < % < 75% (emparrillados de vigas de cimentación)

% > 75% (losa de cimentación)

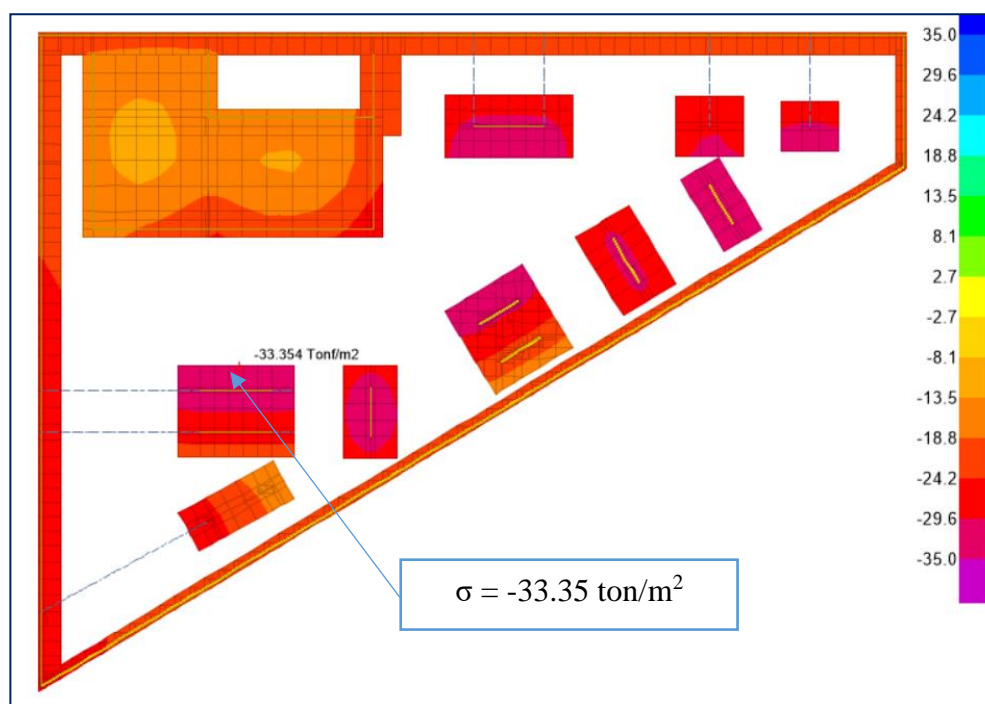
Para el pre-dimensionamiento de los elementos de la cimentación, se realizó mediante las cargas gravitacionales a nivel de servicio y mediante el uso de la capacidad admisible del suelo con el fin de obtener un área tentativa de la zapata. La ecuación que se utilizó para determinar el área tentativa es la siguiente:

$$A_{tentativa} = \left( \frac{(P_m + P_v) \times 1.05}{0.9 \times \sigma_{adm}} \right)$$

Se utilizó el factor de 1.05 en la ecuación para tomar en cuenta el peso propio de la cimentación y del suelo dentro de la carga axial total actuante, así como efectos que pueden generarse por la excentricidad de las cargas actuantes. Además, se afecta por un factor de 0.9 de acuerdo al tipo de suelo anteriormente mencionado.

Se realizó un modelo matemático a través del programa SAFE, donde se idealizó el sistema de fundación a través de elementos finitos de área y frame. Al mismo tiempo se aplicó como carga muerta el peso del suelo de relleno, piso y solado; además como carga viva se aplicó una sobrecarga de 250 kg/m<sup>2</sup>. Los peraltes de los cimientos corridos y zapatas son de 0.60 m, las secciones de las vigas de conexión son 0.30 m x 1.00 m y 0.35 m x 1.20 m. Se destaca que las vigas de conexión se colocaron debido al giro que se aprecia en los cimientos corridos excéntricos ante cargas de servicio, con el fin de atenuar dicho fenómeno, así como uniformizar las presiones del suelo.

A continuación, se muestra la verificación de los esfuerzos para la combinación envolvente de las combinaciones de servicio expresados en ton/m<sup>2</sup> ( $\sigma_{adm}=35 \text{ ton/m}^2$ ), donde se puede apreciar que en la zona más crítica los esfuerzos actuantes no superan la capacidad admisible del suelo ( $\sigma_{m\acute{a}x\_actuante}=-33.35 \text{ ton/m}^2$ ).

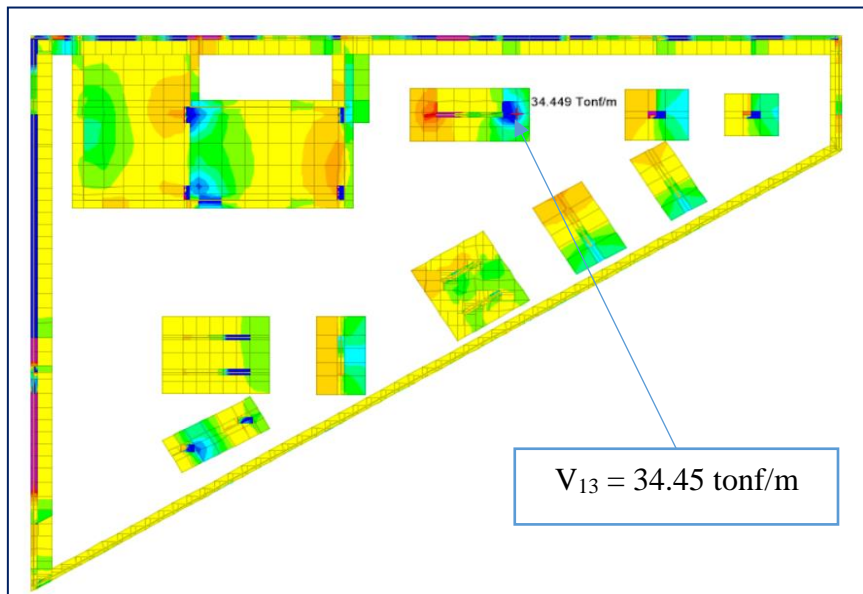


*Esfuerzos por cargas de servicio*

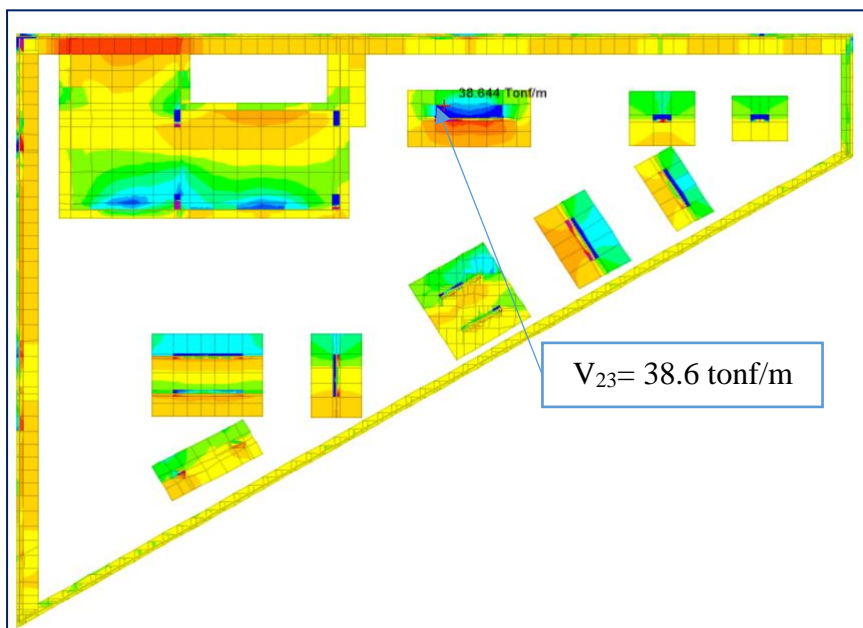
Luego de realizar el análisis de presiones en el suelo, se procedió a verificar que la fuerza cortante, para combinaciones últimas, actuante en la sección crítica ubicada a una distancia “d” de las caras de los elementos verticales, sea menor a la resistencia al cortante suministrada por el concreto. Los resultados se muestran por metro de ancho.

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

Para el presente caso, la altura de las secciones es 0.60 m, en consecuencia, el cortante que toma el concreto es  $V_c = 39.2$  tonf/m. Se puede apreciar que en la zona más crítica la fuerza cortante actuante no supera la resistencia al cortante suministrada por el concreto.

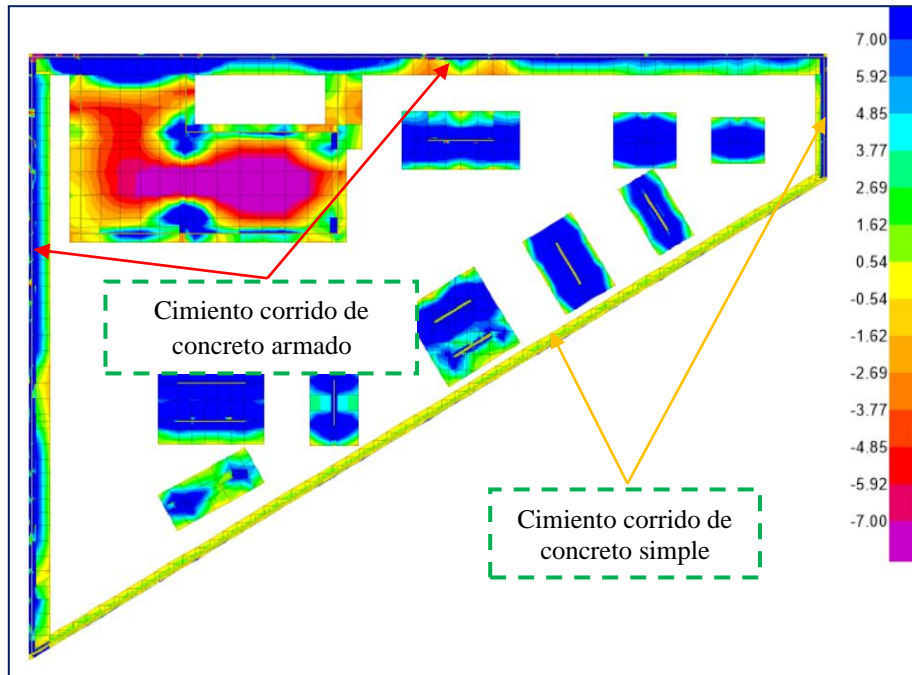


*Cortante actuante -  $V_{13}$*

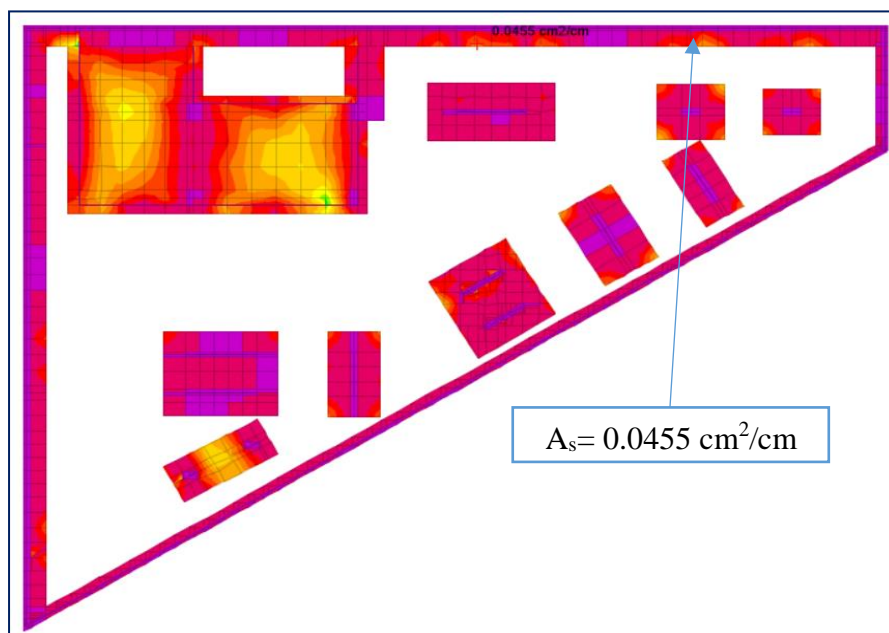


*Cortante actuante -  $V_{23}$*

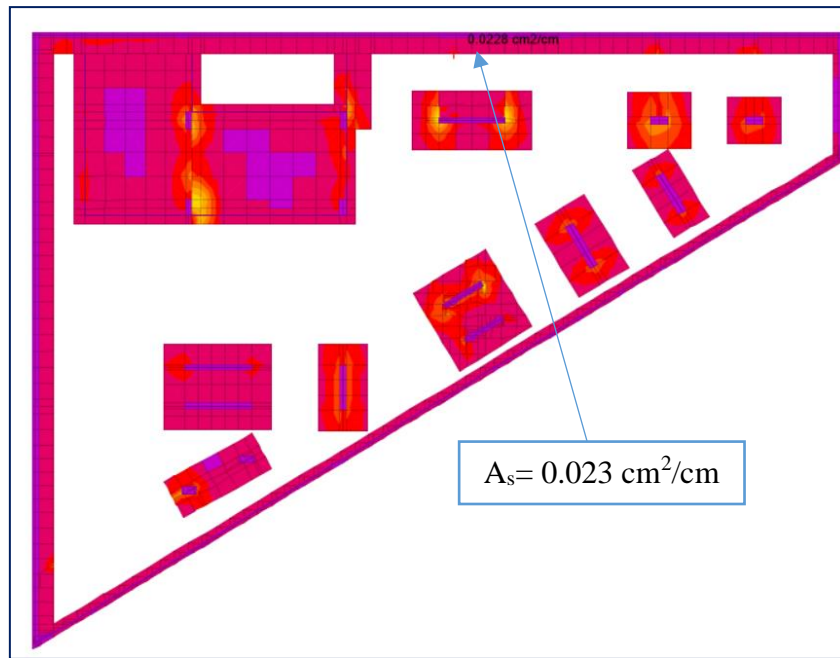
Concluido las verificaciones anteriores, se procede a realizar el diseño por flexión de los cimientos corridos de concreto y zapatas. Para ello se calculó el momento máximo resistente del cimiento corrido, cuyo valor resultante para una altura de 0.60 m es 7.29 ton-m/m. A partir de ello, se decidió colocar cimientos corridos de concreto simple y cimientos corridos de concreto armado.



A continuación, se muestra las áreas requeridas de acero en la cara inferior y superior de los cimientos en dirección longitudinal, expresadas en  $\text{cm}^2/\text{cm}$ .

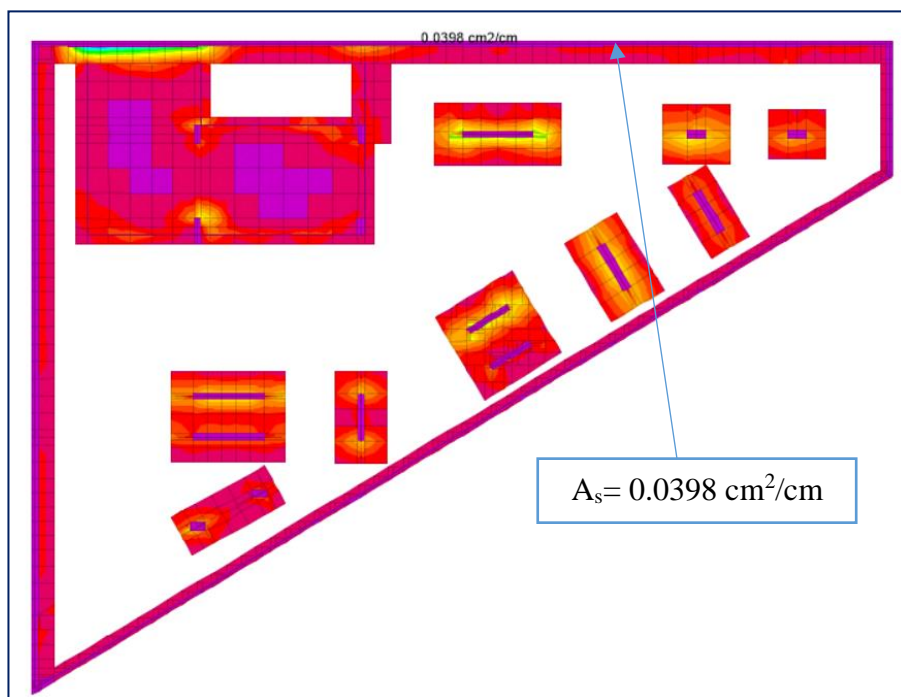


*Área de acero requeridas en la cara inferior-dirección 1*

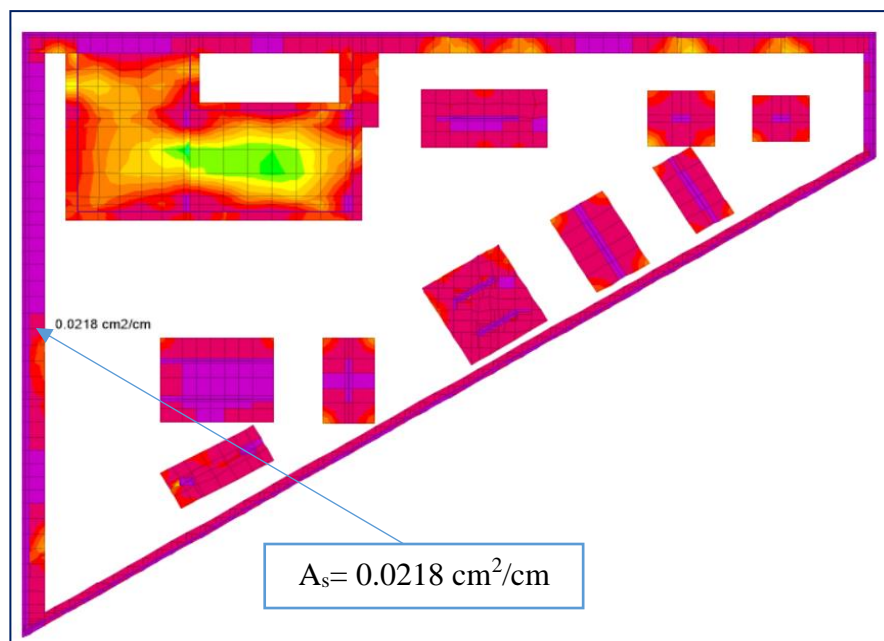


*Áreas de acero requeridas en la cara superior-dirección 1*

A continuación, se muestra las áreas requeridas de acero en la cara inferior de los cimientos en dirección transversal, expresadas en  $\text{cm}^2/\text{cm}$ .



*Áreas de acero requeridas en la cara inferior-dirección 2*



Áreas de acero requeridas en la cara superior-dirección 2

Se puede observar que aparece una zona más crítica que la referenciada en la dirección del refuerzo transversal, pero no se toma en cuenta debido que se encuentra en la zona de la viga de conexión, en consecuencia, el acero que se necesite será sumado del refuerzo de dicha viga. De acuerdo al análisis se puede observar que, el área de acero requerida en ambas direcciones es menor al área de acero mínimo. De acuerdo a la NTE E 0.60 en 10.5.4 nos indica que se podría asignar una cuantía mínima de 0.0012, pero realizando el análisis se requiere muchos bastones para cubrir la demanda, es por ello que se tomará como cuantía mínima 0.0018 que cubre todo el acero solicitado.

$h := 60 \text{ cm}$	Altura del cimiento	$\phi_b := 0.90$	$\beta_1 := 0.85$
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Tensión cedente del acero	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del concreto

$$b := 1$$

$$A_{s\_min} := 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.11 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad \text{Área de acero mínimo por metro}$$

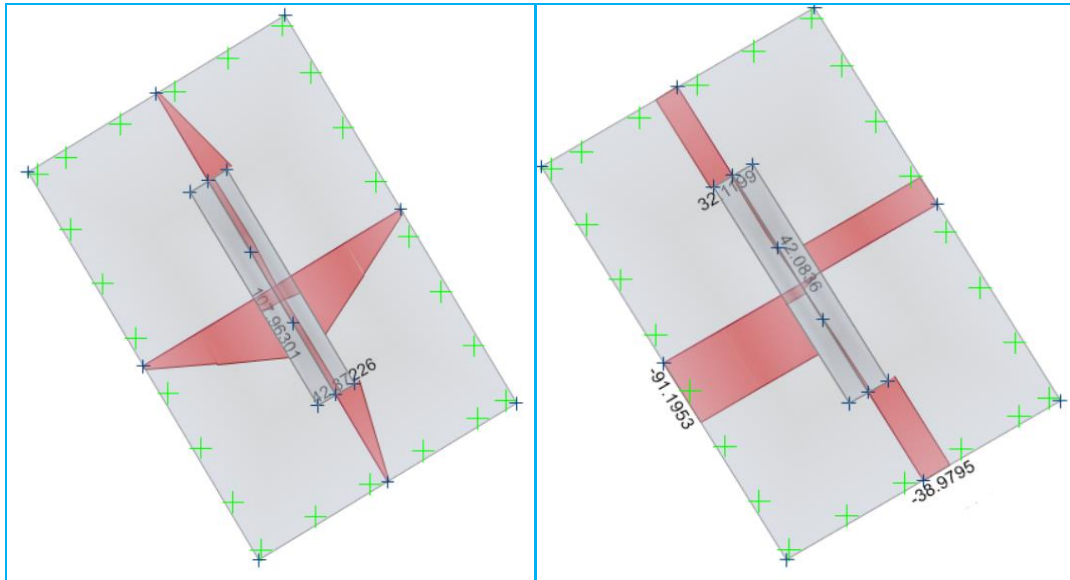
$$d_b := \frac{5}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la barra}$$

$$s := \frac{A_b}{A_{s\_min}} = 0.18 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento entre barras de acero}$$

$$s := 0.175 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento a utilizar}$$

Conforme al análisis se colocará en los cimientos corridos en 2 capas,  $\phi 5/8'' @ 0.175$  m, en la parte superior e inferior en ambas direcciones.

De igual forma, se analizará el diseño de la zapata aislada Z-07. Se muestran los momentos últimos actuantes.



DMF

DFC

Tomando como dato el valor del momento máximo, se calculó el área de acero requerido del análisis.

$h := 60 \text{ cm}$     Altura de la zapata

$b := 1$      $b_x := 2.8 \text{ m}$      $b_y := 4.2 \text{ m}$

$r := 6 \text{ cm}$     Recubrimiento     $d := h - r - 1.59 \text{ cm} = 52.41 \text{ cm}$     Peralte efectivo

$A_{s\_min} := 0.0018 \cdot b \cdot h = 10.8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$     Área de acero mínimo por metro

$M_u := 107.96 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$     Momento último del análisis

$M_{u\_m} := \frac{M_u}{b_y} = 25.7 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$     Momento último por metro

$$A_s := \frac{M_{u,m}}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 13.27 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero requerida por metro}$$

$$A_{s\_req} := \max(A_{s\_min}, A_s) = 13.27 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero requerida total}$$

$$d_b := \frac{5}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la barra}$$

$$s := \frac{A_b}{A_{s\_req}} = 0.15 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento entre barras de acero}$$

$$s := 0.15 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento a utilizar}$$

Conforme al análisis se colocará en la zapata 1 capa,  $\varnothing 5/8'' @ 0.15 \text{ m}$ , en la parte superior e inferior, en ambas direcciones. Asimismo, se verificó que el cortante actuante no supere la resistencia al cortante suministrada por el concreto. Es importante recalcar que no es necesario revisar el corte por punzonamiento debido a la presencia de vigas de conexión.

Verificación por corte

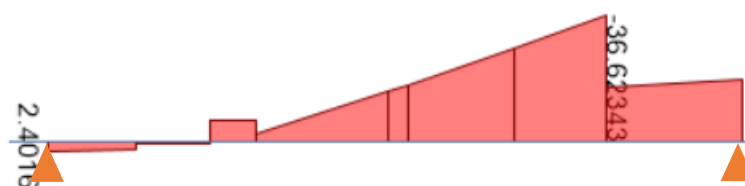
$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u := 90.88 \text{ tonnef}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \beta_1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_y \cdot d = 165.93 \text{ tonnef}$$

$$\text{if}(V_u \leq V_c, \text{"Cumple"}, \text{"Falla por cortante"}) = \text{"Cumple"}$$

Asimismo, se presenta el diseño de la viga de conexión de sección VC- 0.30 m x 1.00 m, se realizó de la misma forma que una viga convencional, con la salvedad que para esfuerzos de corte no se diseñó por capacidad, sino tomando los valores límites de NTE E 0.60.

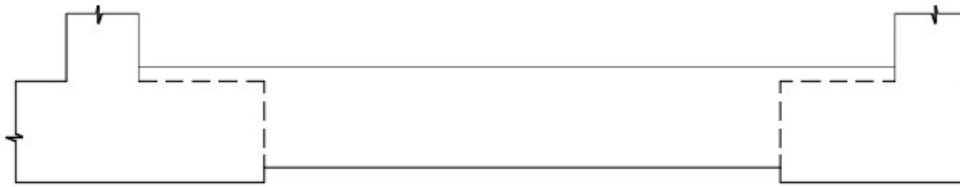


DMF

$$M_{u\_neg\_1} := 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{u\_neg\_cen} := 19 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{u\_neg\_2} := 36.6 \text{ tonnef} \cdot m$$



$$M_{u\_pos\_1} := 2.4 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{u\_pos\_cen} := 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{u\_pos\_2} := 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

Con los momentos últimos, se verificó el acero mínimo correspondiente para la viga

$$A_{s\_min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6300}{6300 + f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \right) = 0.03$$

$$A_{s\_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 61.12 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se obtuvo las áreas de acero requeridas del análisis para el elemento

### Extremo 1:

$$A_{s\_sup\_1\_req} := A_{s\_sup\_1\_análisis} = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_1\_def} := 4 A_{b\#5} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_1\_req} := \max \left( A_{s\_inf\_1\_análisis}, \frac{1}{3} \cdot A_{s\_sup\_1\_def} \right) = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_1\_def} := 4 A_{b\#5} = 7.92 \text{ cm}^2$$

### Extremo 2:

$$A_{s\_sup\_2\_req} := A_{s\_sup\_2\_análisis} = 10.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} := 4 A_{b\#5} + 2 A_{b\#5} = 11.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_req} := \max \left( A_{s\_inf\_2\_análisis}, \frac{1}{3} \cdot A_{s\_sup\_2\_def} \right) = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} := 4 A_{b\#5} = 7.92 \text{ cm}^2$$

**Parte central:**

$$A_{s\_max\_viga} := \max(A_{s\_sup\_1\_def}, A_{s\_inf\_1\_def}, A_{s\_sup\_2\_def}, A_{s\_inf\_2\_def}) = 11.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_req} := \max\left(A_{s\_sup\_cen\_análisis}, \frac{1}{4} \cdot A_{s\_max\_viga}\right) = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} := 4 \cdot A_{b\#5} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_req} := \max\left(A_{s\_inf\_cen\_análisis}, \frac{1}{4} \cdot A_{s\_max\_viga}\right) = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} := 4 \cdot A_{b\#5} = 7.92 \text{ cm}^2$$

En definitiva, el refuerzo por flexión tiene como acero corrido 4  $\phi$  5/8" en la parte superior e inferior y además 2  $\phi$  5/8" como bastones en el apoyo derecho en la parte superior.

Para los esfuerzos de corte se colocó la siguiente distribución: Estribos  $\phi$  3/8": 1@0.05m, 10@0.20m, R@0.30m A/E

**Análisis Estático No Lineal – Pushover**

Es necesario entender el comportamiento sísmico de una estructura. Los sismos inducen desplazamientos sobre las estructuras que al deformarse se generan esfuerzos internos. En la respuesta elástica, estos esfuerzos son proporcionales; sin embargo, en la respuesta inelástica la distribución de fuerzas internas es diferente.

El análisis basado en desempeño no pretende obtener la respuesta exacta de una estructura, sino conseguir información útil para el diseño de manera más confiable. Con análisis más sofisticados se pretende dejar el análisis basado en demandas de fuerzas. El arte de la ingeniería sismorresistente actual busca verificar las estructuras para demandas de desplazamientos correspondiente a la verificación global y demandas de curvatura a nivel local de los elementos. Asimismo, el ingreso de una estructura en el rango no lineal produce daño, pero no necesariamente implica el colapso de la misma.

## Definición de los materiales

### Definición de las propiedades esperadas

Los modelos estructurales buscan considerar el nivel anticipado de excitación y daño; para ello, es necesario incorporar estimaciones realistas de resistencia y rigidez. Para realizar el análisis no lineal, los documentos de evaluación como ASCE/SEI 41-13 y las guías de PBSO como el PEER 2017, LATBSDC 2020, etc. indican que se deben utilizar las propiedades esperadas de los materiales a diferencia de las propiedades nominales.

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

*Factores de las propiedades esperadas de los materiales*

*Fuente: ASCE 41-13*

Material	Expected strength	
<b>Reinforcing Steel</b>	Expected Yield Strength, $f_{ye}$ , ksi	Expected Ultimate Strength, $f_{ue}$ , ksi
A615 Grade 60	70	106
A615 Grade 75	82	114
A706 Grade 60	69	95
A706 Grade 80	85	112
A706 Grade 100	105	To be determined based on tests and documented substantiations
<b>Structural Steel***</b>		
Hot-rolled structural shapes and bars		
ASTM A36/A36M	$1.5 f_y^*$	$1.2 f_u^{**}$
ASTM A572/A572M Grade 50	$1.1 f_y$	$1.1 f_u$
ASTM A913/A913M Grade 50, 60, 65 or 70	$1.1 f_y$	$1.1 f_u$
ASTM A992/A992M	$1.1 f_y$	$1.1 f_u$
Plates		
ASTM A36/A36M	$1.3 f_y$	$1.2 f_u$
ASTM A572/A572M Grade 50, 55	$1.1 f_y$	$1.2 f_u$
<b>Concrete</b>	$f_c^e = 1.3 f_c$	

*Factores de las propiedades esperadas de los materiales*

*Fuente: LATBSDC 2020*

Para la definición de las propiedades esperadas de los materiales se utilizó la guía LATBSDC 2020 cuyos valores son más conservadores para nuestro medio. A continuación, se muestra la definición de los materiales utilizando el software ETABS.

**E** Material Property Data

**General Data**

Material Name: C280 (esperado)

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2880896.4 tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 1200373.5 tonf/m<sup>2</sup>

**E** Material Property Design Data

**Material Name and Type**

Material Name: C280 (esperado)

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade: C280 (esperado)

**Design Properties for Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength, f'<sub>c</sub>: 3640 tonf/m<sup>2</sup>

*Propiedades esperadas del concreto  $f'_{ce}=3640 \text{ ton/m}^2$ - LATBSDC 2020*

**E** Material Property Data

**General Data**

Material Name: Acero fy=4200 (esperado)

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Color] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 21000000 tonf/m<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

**E** Material Property Design Data

**Material Name and Type**

Material Name: Acero fy=4200 (esperado)

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: Grade 60

**Design Properties for Rebar Materials**

Minimum Yield Strength, Fy: 42000 tonf/m<sup>2</sup>

Minimum Tensile Strength, Fu: 63000 tonf/m<sup>2</sup>

Expected Yield Strength, Fye: 49215 tonf/m<sup>2</sup>

Expected Tensile Strength, Fue: 74525 tonf/m<sup>2</sup>

*Propiedades esperadas del acero  $f'_{ye}=70$  ksi - LATBSDC 2020*

### Definición de las propiedades no lineales

El comportamiento constitutivo de los materiales se ha optado trabajar para el concreto con el modelo de Mander y referente al acero con el modelo de Park, ya que son los modelos más utilizados actualmente en la ingeniería práctica.

**E** Nonlinear Material Data

**Material Name and Type**  
Material Name: C280 (esperado)  
Material Type: Concrete, Isotropic

**Miscellaneous Parameters**  
Hysteresis Type: Takeda

**Drucker-Prager Parameters**  
Friction Angle: 0 deg  
Dilatational Angle:  $\phi$  deg

**Acceptance Criteria Strains**

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

**Stress Strain Curve Definition Options**  
 Parametric: Mander  
 User Defined  
Convert to User Defined

**Parametric Strain Data**  
Strain at Unconfined Compressive Strength,  $f_c$ : 0.002  
Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005  
Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

*Propiedades no lineales del concreto y criterios de aceptación de deformaciones*

**E** Nonlinear Material Data

**Material Name and Type**  
Material Name: Acero fy=4200 (esperado)  
Material Type: Rebar, Uniaxial

**Miscellaneous Parameters**  
Hysteresis Type: Kinematic

**Acceptance Criteria Strains**

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	m/m
LS	0.02	-0.01	m/m
CP	0.05	-0.02	m/m

**Stress Strain Curve Definition Options**  
 Parametric: Park  
 User Defined  
Convert to User Defined

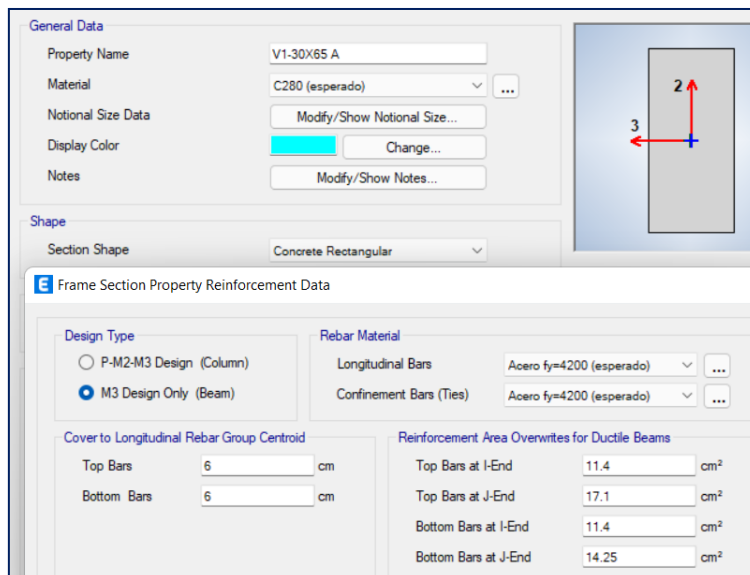
**Parametric Strain Data**  
Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01  
Ultimate Strain Capacity: 0.09  
Final Slope (Multiplier on E): -0.1

*Propiedades no lineales del acero y criterios de aceptación de deformaciones*

La definición de la histéresis desde el material afecta a los modelos de plasticidad distribuida tipo fibra. En modelos de plasticidad concentrada el tipo de histéresis se indica desde la definición de la rótula plástica.

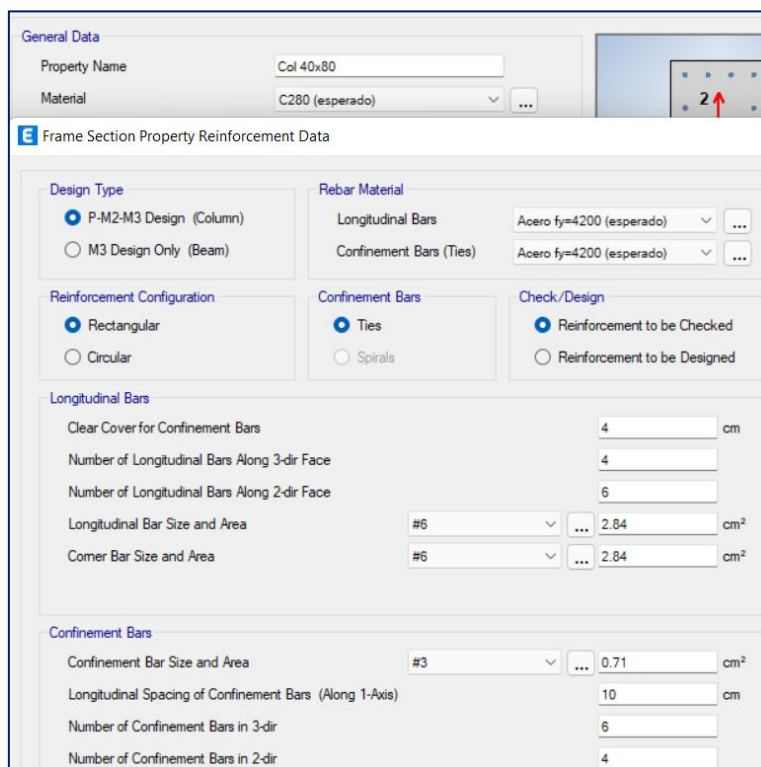
## Asignación del refuerzo en los elementos estructurales

**-Vigas:** Se coloca las áreas de acero en los extremos de cada tramo de viga, en la parte inicial (I-End) y final (J-End), asimismo en la parte superior (Top) e inferior (Bottom).



*Asignación del acero de refuerzo en la viga*

**-Columnas:** Se coloca el tipo de barra de confinamiento, el espaciamiento y número de ramas del acero trasversal tanto en la dirección 2 como en la dirección 3.



*Asignación del acero de refuerzo en la columna*

**-Muros de corte:** Se eligió trabajar con los elementos de borde confinados (start-end) con los espaciamientos obtenidos en el cálculo estructural.

*Asignación del acero de confinamiento en el muro de corte*

### Rigidez efectiva

Para la evaluación de la estructura, se consideraron las secciones agrietadas de los elementos estructurales de acuerdo a la tabla 10-5 de ASCE/SEI 41-13. Esta rigidez efectiva se emplea para tener en cuenta los efectos del agrietamiento del concreto, deslizamiento de la adherencia, los efectos de corte, etc. De acuerdo al apéndice RA. 8.4 del ACI 318-19 los factores de rigidez efectiva no son aplicables en componentes modelados con fibras distribuidas, caso en el cual el modelo representa directamente los efectos del agrietamiento del concreto, puesto que las fibras del concreto tienen menor resistencia a la tracción.

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>a</sup>	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed <sup>a</sup>	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked <sup>b</sup>	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

<sup>a</sup>For T-beams,  $I_g$  can be taken as twice the value of  $I_g$  of the web alone. Otherwise,  $I_g$  should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

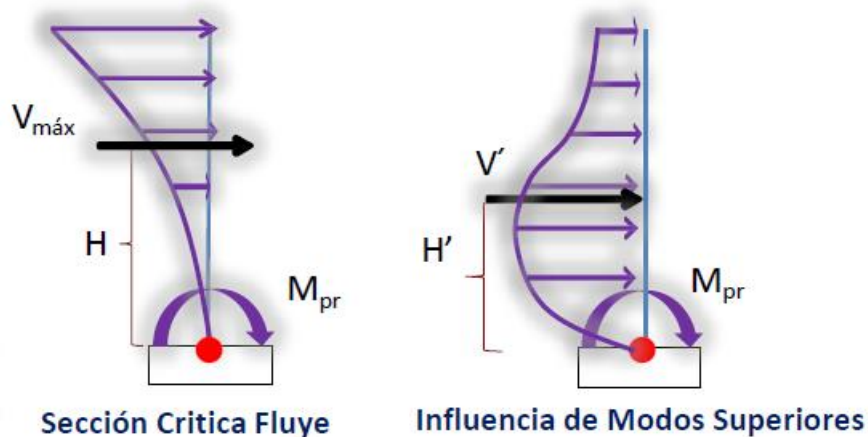
<sup>b</sup>See Section 10.7.2.2.

*Valores de las rigideces efectivas*

*Fuente: ASCE/SEI 41-13*

## Definición del patrón de carga lateral

De acuerdo a las recomendaciones del documento ASCE/SEI 41-13, para la verificación de las acciones controladas por deformación se definió el patrón de carga lateral en función al modo fundamental para cada dirección de análisis y para la verificación de las acciones controladas por fuerza se utilizó el patrón de carga uniforme. Su fundamento de este último radica en que se puede obtener el umbral máximo de corte que actúa en el edificio. Cuando se empieza a plastificar la sección crítica de un muro, el primer modo de vibrar desaparece dado que el muro alcanzó su capacidad elástica a flexión y necesita resistencia en la base dada su distribución de fuerza de inercia en altura. Dado este fenómeno, los modos superiores empiezan a tener mayor incidencia en la respuesta sísmica de la estructura, cuya resultante de distribución de fuerzas se encuentra a una menor altura, por lo tanto, para seguir manteniendo el mismo momento plástico en la base se incrementa la fuerza de corte. En consecuencia, cobra importancia para cuantificar el aumento del cortante dinámico producto de los modos superiores, aunque estos modos cobran mayor importancia en la respuesta dinámica de edificios altos y que no siempre es captado por el análisis modal espectral. Este patrón de cargas se aplica en el centro de masa de cada diafragma.



*Distribución de fuerzas antes y después de Plastificar la sección crítica.*

*Fuente: Muñoz Horna O. (2021)*

## Procedimiento del análisis Pushover en ETABS

A continuación, se presenta la secuencia de pasos a seguir en el programa ETABS para determinar los casos de carga necesarios en el análisis Pushover.

Previo al análisis Pushover, se creó un caso de carga no lineal estático que contenga todas las cargas gravitacionales cuya combinación de carga se tomó  $1D+0.25L$ , utilizando dentro de los parámetros toda la carga aplicada (full load).

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PP	1
Load Pattern	Tabiquería	1
Load Pattern	Acabados	1
Load Pattern	CV	0.25

### *Definición de la carga gravitacional no lineal*

Luego se creó los casos estáticos no lineales o Pushover para cada dirección en función del modo principal y el patrón de carga uniforme. Se consideró como condición inicial el estado final del caso gravitacional creado anteriormente.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

### *Definición del caso Pushover en función del modo-dirección x (+)*

Dentro de los parámetros del cálculo no lineal, se realizó un control por desplazamientos. Asimismo, se ha monitoreado el “join 40” en el séptimo piso cuyo punto es cercano al centro de masa. Además, el valor del desplazamiento del nodo de control debe ser donde se muestre toda la incursión inelástica de la estructura; el ASCE/SEI 41-13 en la sección 7.4.3.2.1 recomienda utilizar un desplazamiento esperado de 1.5 veces el desplazamiento último.

The image shows a software dialog box for 'Load Application Control'. It is divided into three sections:

- Load Application Control:** Contains three radio buttons: 'Full Load' (unselected), 'Displacement Control' (selected), and 'Quasi-Static (run as time history)' (unselected).
- Control Displacement:** Contains two radio buttons: 'Use Conjugate Displacement' (unselected) and 'Use Monitored Displacement' (selected). Below them is a text box labeled 'Load to a Monitored Displacement Magnitude of' with the value '45' and the unit 'cm'.
- Monitored Displacement:** Contains two radio buttons: 'DOF/Joint' (selected) and 'Generalized Displacement' (unselected). Under 'DOF/Joint', there are two dropdown menus: the first is set to 'U1' and the second to 'Nivel 7'. To the right of these dropdowns is a text box containing the number '40'.

Se estableció que se registren las múltiples etapas de la estructura ante cada incremento de carga. Se utilizó un registro mínimo de 50 etapas y un máximo de 100 etapas.

The image shows a software dialog box for 'Results Saved'. It is divided into three sections:

- Results Saved:** Contains two radio buttons: 'Final State Only' (unselected) and 'Multiple States' (selected).
- For Each Stage:** Contains two text boxes: 'Minimum Number of Saved States' with the value '50' and 'Maximum Number of Saved States' with the value '100'.
- Save positive Displacement Increments Only:** A checkbox that is checked.

At the bottom of the dialog box are two buttons: 'OK' and 'Cancel'.

### Definición de la no linealidad de componentes

Para el presente proyecto se utilizó modelos de plasticidad concentrada en las vigas y plasticidad distribuida (fibras de concreto y acero) para las columnas y muros.

### Rótulas plásticas en vigas

Para su modelamiento, se utilizó la tabla 10.7 de ASCE/SEI 41-13.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>					Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$p - p'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.0$	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\geq 0.0$	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

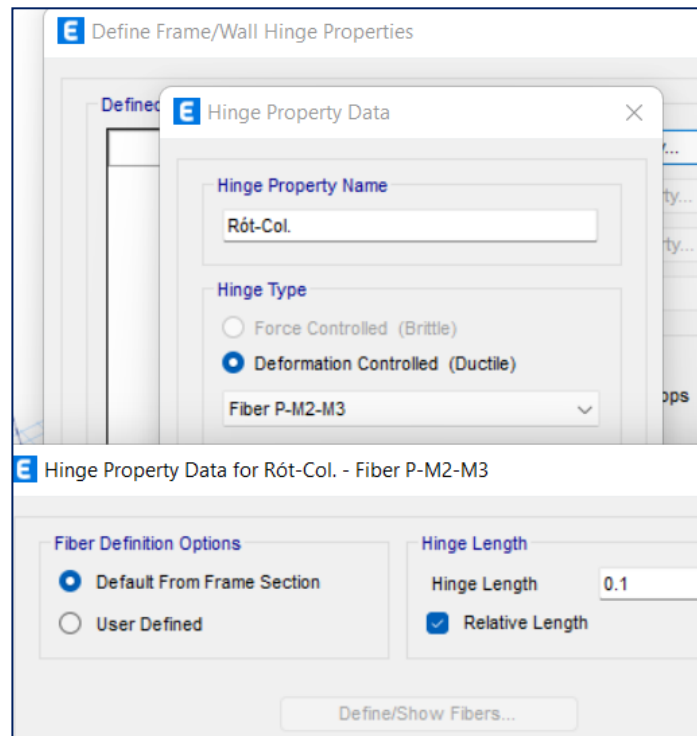
Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para vigas de concreto armado

Fuente: ASCE/SEI 41-13

Asignación de rótulas plásticas en vigas-dirección x

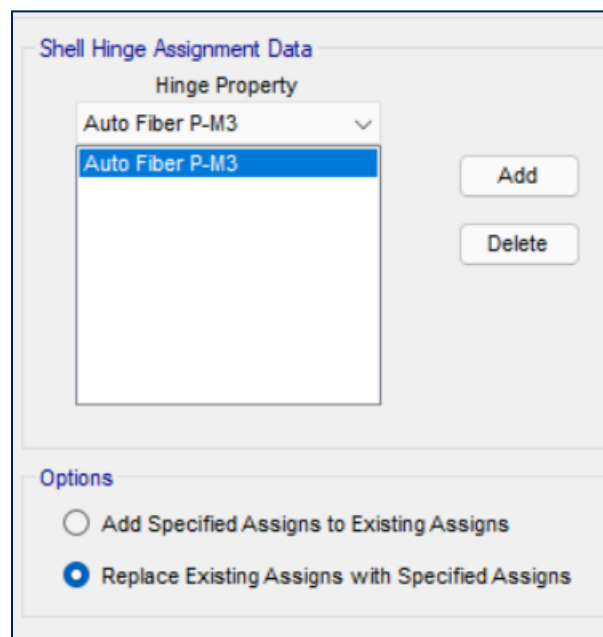
Fuente: ETABS

## Fibras distribuidas en columnas



*Fibras distribuidas en columnas*

## Fibras distribuidas en muros de corte



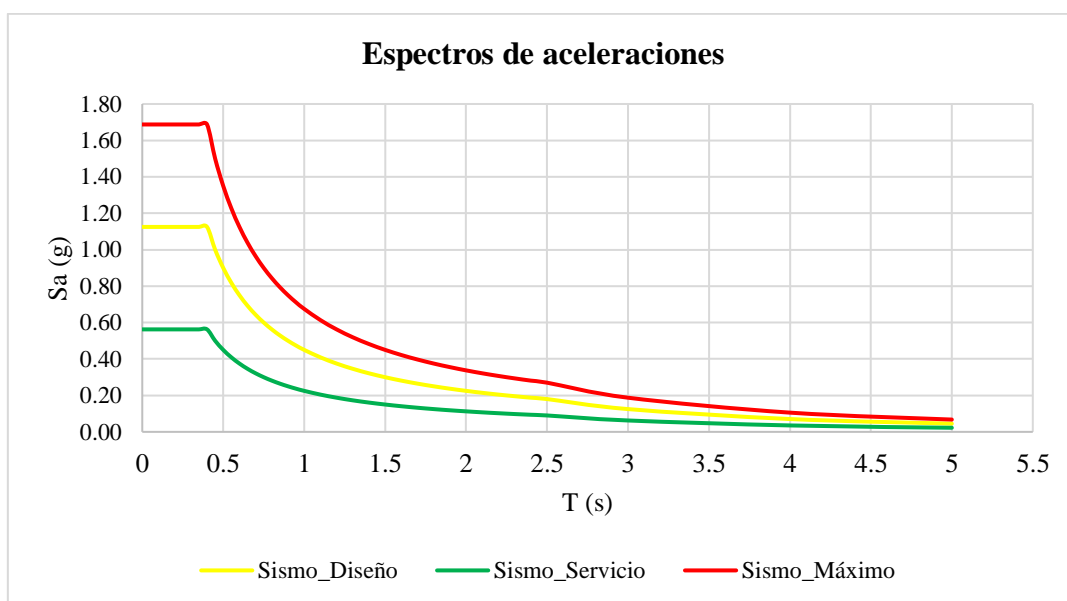
*Fibras distribuidas en muros de corte*

En PBSO el corte está diseñado por capacidad, por lo tanto, el cortante se debe mantener elástico correspondiendo a una acción controlada por fuerza. Para este caso, el cortante ha sido verificado después del análisis.

### Niveles de amenaza sísmica

Los espectros de aceleraciones están definidos para tres niveles de amenaza sísmica o tipos de sismo (moderado, severo y máximo). El sismo moderado o de servicio (SLE) la NTE E.070 lo define como aquel sismo que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el sismo severo o de diseño y el sismo máximo (MCE) la NTE E.031 lo define como aquél cuyo efecto sísmico es 1.5 veces el sismo de diseño.

A continuación, se presentan los espectros para los tres tipos de amenaza sísmica:



*Espectros de aceleraciones para diferentes niveles de amenaza sísmica.*

*Fuente: elaboración propia*

### Evaluación global de la estructura

El proyecto de la presente tesis corresponde a una edificación común, por lo tanto, se ha seleccionado el objetivo de desempeño "Objetivo Básico". Para la evaluación global en base a derivas máximas se propone lo siguiente:

Para el Sismo de Servicio (SLE), la deriva máxima se debe limitar a 0.005.

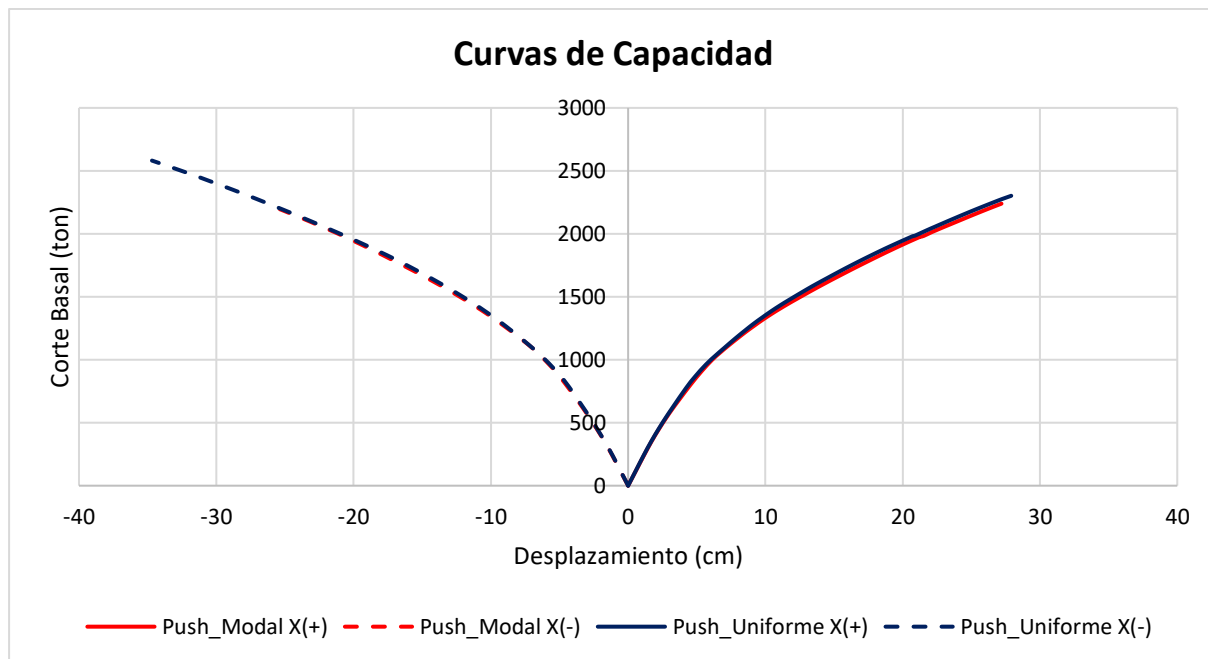
Para el Sismo de Diseño (SD), la deriva máxima se debe limitar a 0.015

Para el Sismo Máximo (MCE), la deriva máxima se debe limitar a 0.025

## Curvas de capacidad

### Dirección X

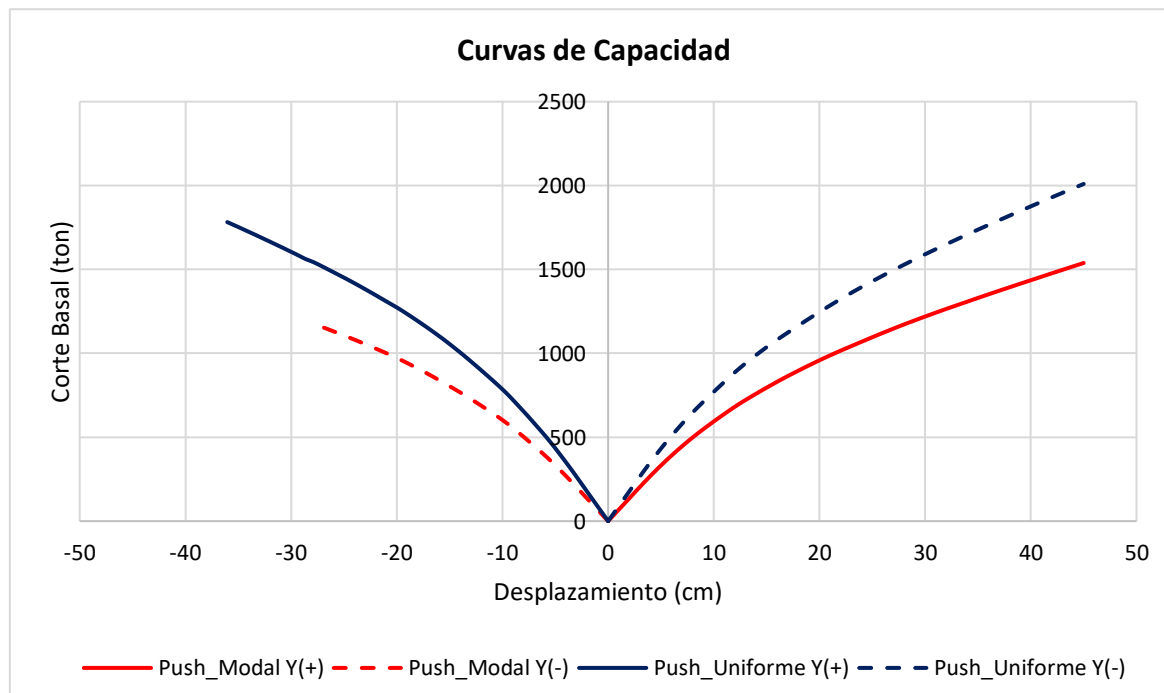
Se muestra las curvas de capacidad del análisis Pushover en función del patrón de carga lateral uniforme y en función del modo, en ambos sentidos.



*Curvas de capacidad \_ dirección X*

*Fuente: elaboración propia*

### Dirección Y



*Curvas de capacidad \_ dirección Y*

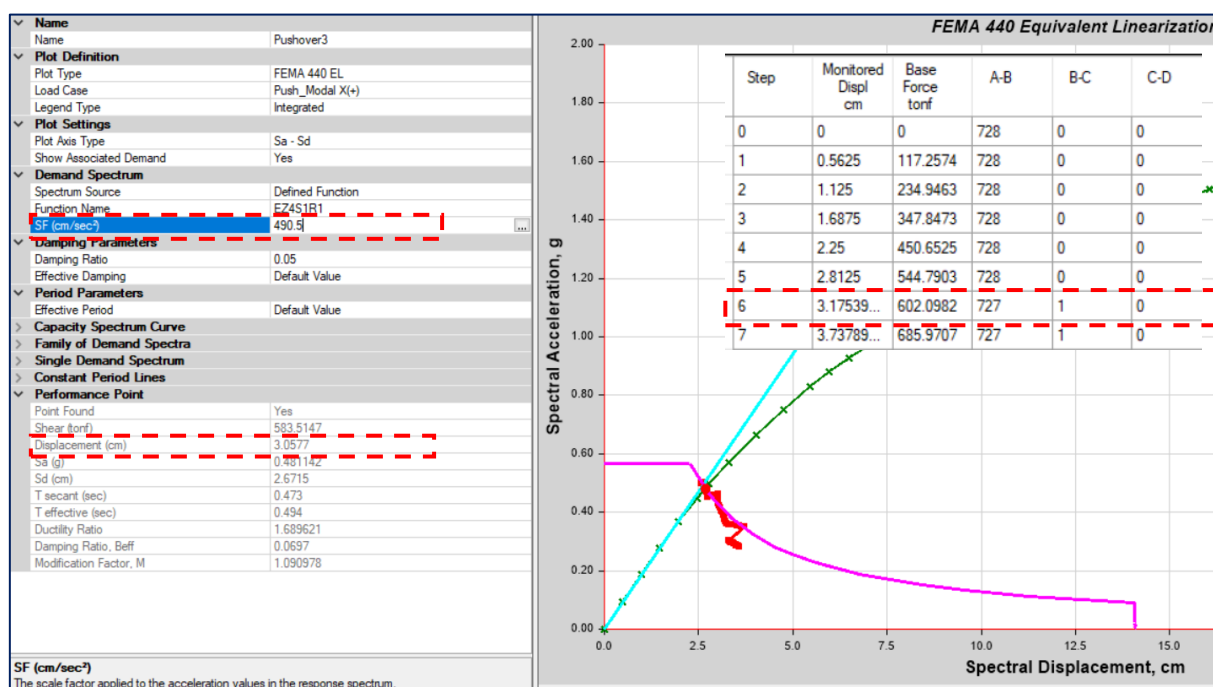
*Fuente: elaboración propia*

Como se puede observar, en la dirección X las curvas de capacidad tienden a tener la misma influencia para ambos tipos de patrones de carga, sin embargo, en la dirección Y el fenómeno es más evidente, ya que el patrón de carga uniforme impone mayor fuerza de corte para agotar la capacidad de la estructura. En la dirección X para ambos tipos de acciones se trabajará con la curva de capacidad del patrón de carga modal, mientras que en la dirección Y para las acciones controladas por fuerza se utilizará la curva de capacidad del patrón de carga uniforme y para las acciones controladas por deformación será con la curva de capacidad del patrón modal.

### Verificación global de la estructura para SLE

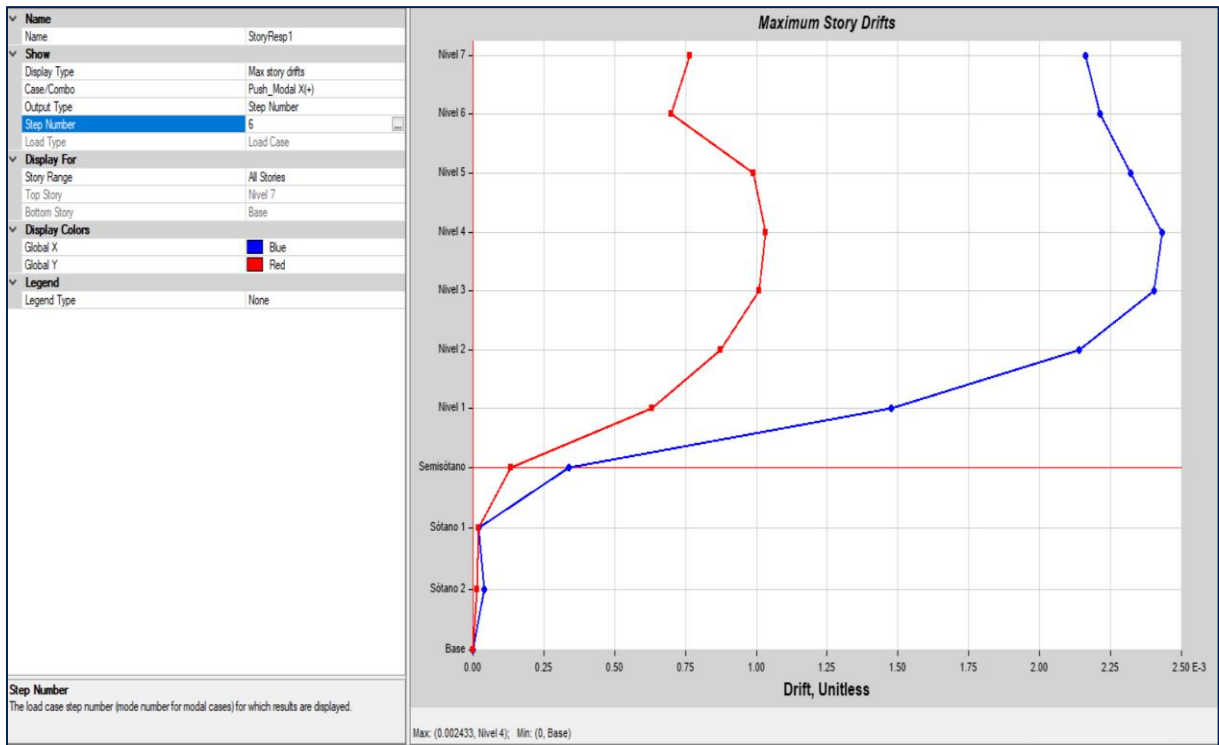
Según las guías de desempeño, la verificación de deriva máxima para el nivel de demanda SLE no debe ser mayor a 0.005. Usando el método del Espectro de Capacidad de la guía FEMA 440, se definió el punto de desempeño para la demanda SLE, tomada como 0.5SD.

El punto de desempeño en la dirección X para SLE encuentra a 3.06 cm que corresponde aproximadamente al desplazamiento del step 6, mientras que en la dirección Y el punto de desempeño se encuentra en 9.89 cm que corresponde al step 17. Se muestra las derivas máximas para la demanda SLE.

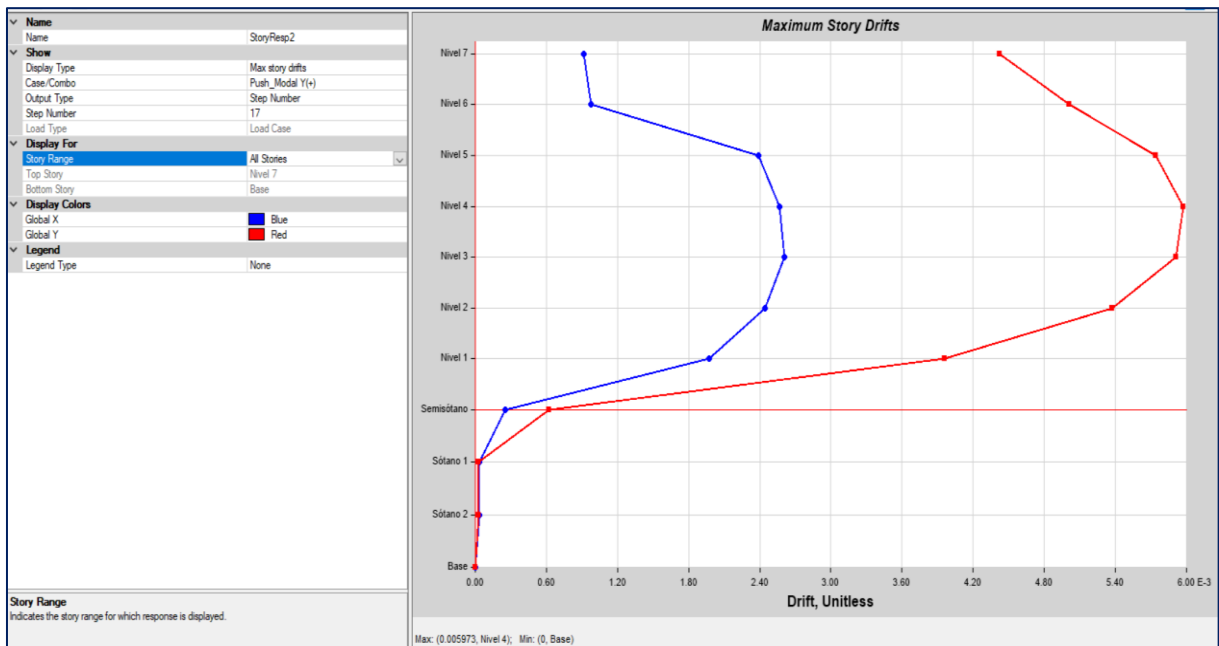


*Punto de desempeño para SLE\_dirección X*

*Fuente: ETABS*



*Deriva máxima para SLE\_ dirección X*

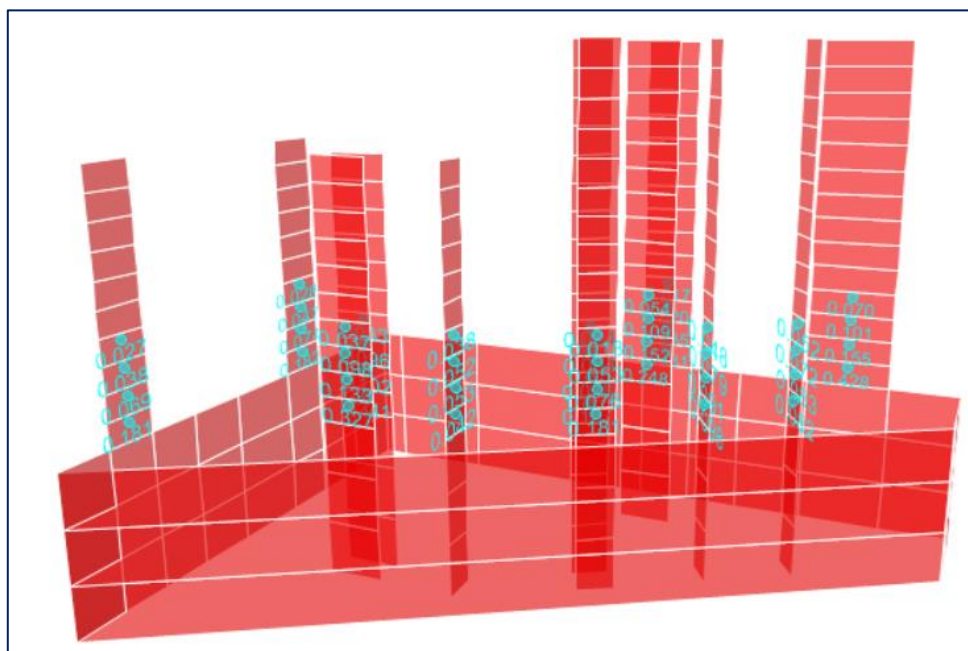


*Deriva máxima para SLE\_ dirección Y*

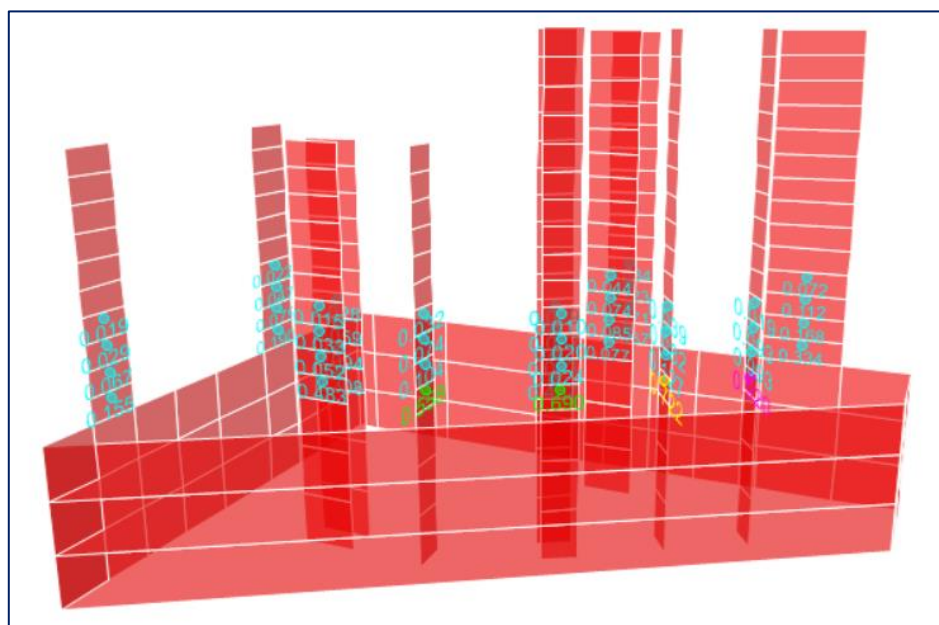
Se puede observar que la deriva máxima en la dirección X es 0.0024, quedando debajo de la deriva límite ( $\delta_{max}=0.005$ ), mientras que en la dirección Y la deriva máxima es 0.00597 ligeramente superior a la deriva límite.

### Acciones controladas por fuerza

Las acciones controladas por fuerza no han sido modeladas directamente en el modelo matemático, se ha realizado el control después del análisis. Para calcular las resistencias esperadas para dichas acciones se ha tomado como referencia el apéndice A.11 del ACI 318-19.

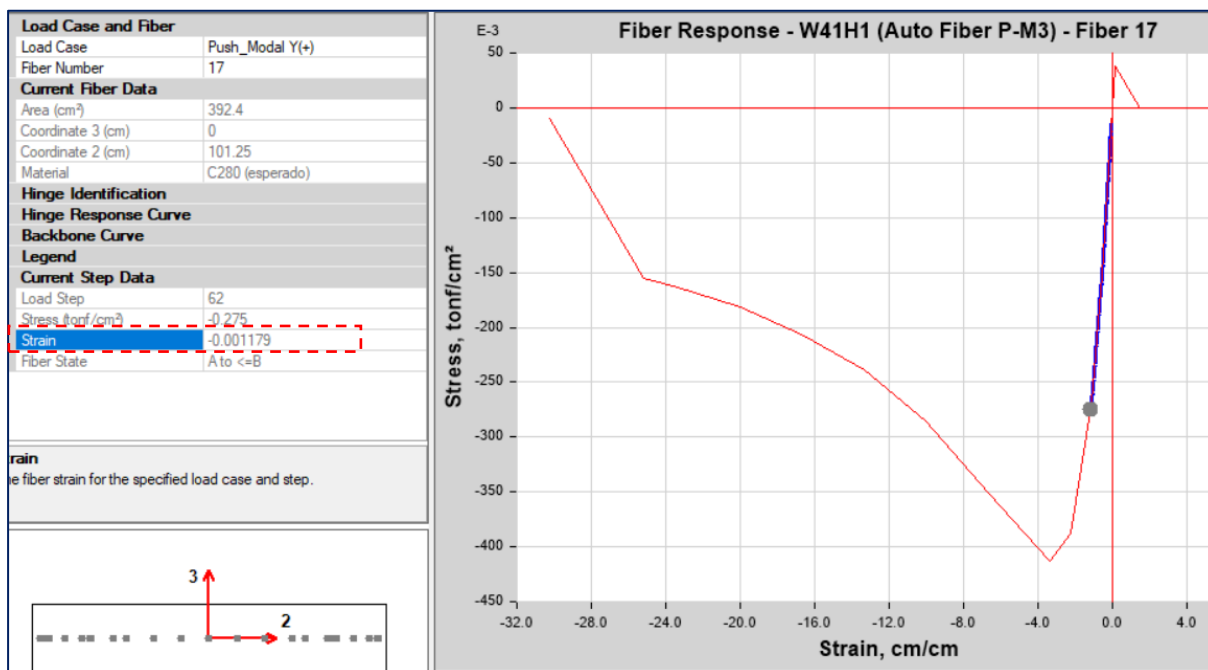


*D/C para demanda SD-dirección X*



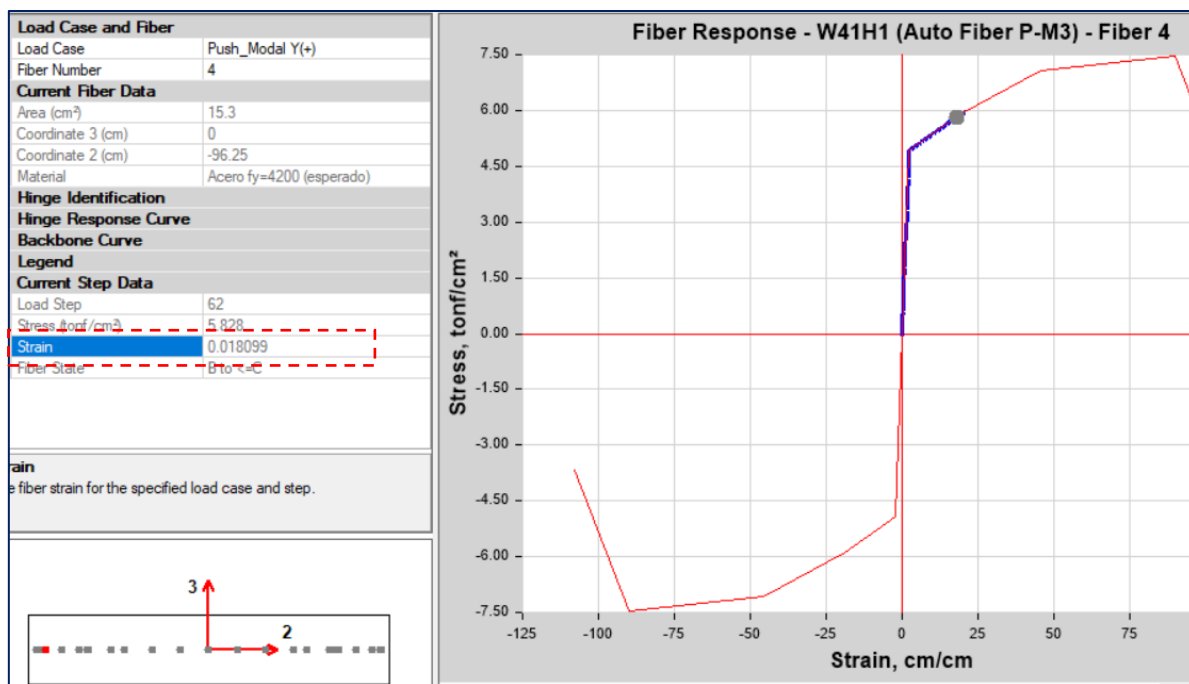
*D/C para demanda SD-dirección Y*

De acuerdo al análisis, los muros más demandados corresponden al MC-07, MC-08 y MC 11.



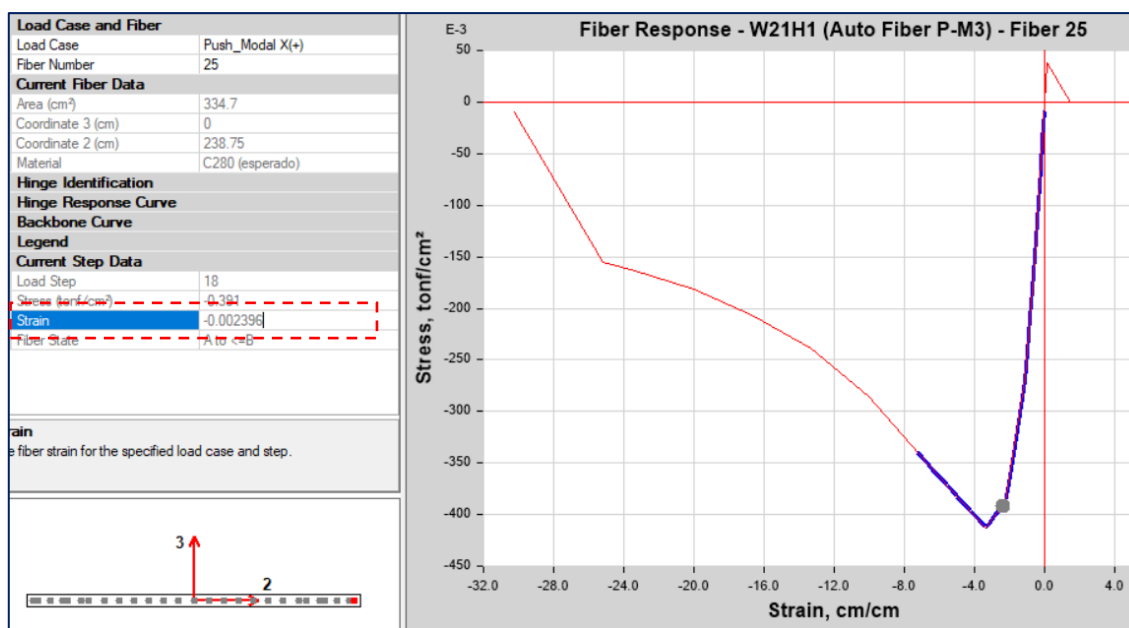
Fibra de concreto confinado en compresión MC-08 ( $\epsilon_c = -0.0012$ )

Fuente: ETABS



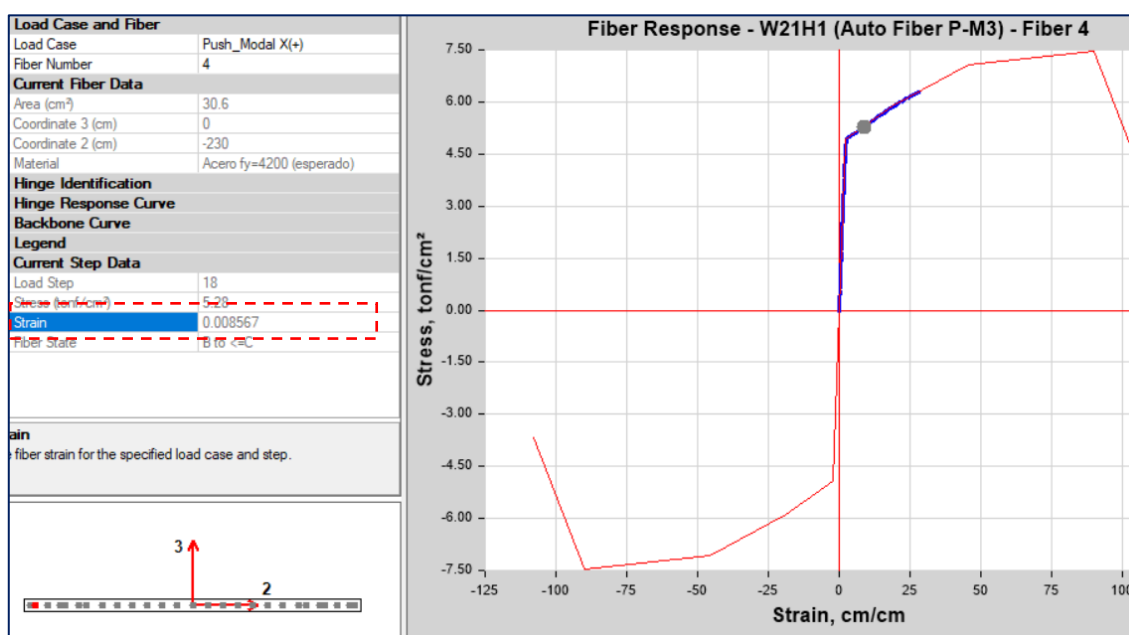
Fibra de acero de refuerzo en tracción MC-08 ( $\epsilon_s = 0.018$ )

Fuente: ETABS



Fibra de concreto confinado en compresión MC-11 ( $\epsilon_c = -0.0024$ )

Fuente: ETABS



Fibra de acero de refuerzo en tracción MC-08 ( $\epsilon_s = 0.0086$ )

Fuente: ETABS

Para calcular las resistencias esperadas, para la demanda del sismo MCE, las deformaciones unitarias a tracción en el acero superan el 0.01 de los muros de corte MC-07 y MC-08 no cumpliendo con los requisitos de las expresiones A.11.3.2.1.1 y A.11.3.2.1.2, por lo que se utilizará las expresiones A.11.3.2.

En las siguientes tablas, se muestra las resistencias nominales y esperadas calculadas de acuerdo al ACI 318-19.

MURO	$L_m$ (cm)	$e_m$ (cm)	$f'_{ce}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{ye}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_b$ (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	$\rho_h$	Vc (ton)
MC-01	310	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847	62.7
MC-02	330	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847	66.7
MC-03	325	30	364	4921.5	1.27	25	0.00339	98.6
MC-04	290	40	364	4921.5	1.27	20	0.00318	117.3
MC-05	210	25	364	4921.5	1.27	20	0.00508	53.1
MC-07	230	40	364	4921.5	1.27	25	0.00254	93.0
MC-08	230	40	364	4921.5	1.27	25	0.00254	93.0
MC-09	320	20	364	4921.5	1.27	25	0.00508	64.7
MC-10	320	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847	64.7
MC-11	520	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847	105.2

$V_s$ (ton)	$V_n$ (ton)	$V_{ne}$ (ton)	SD		D/C	MCE		D/C
			$V_{Push\_X(+)}$ (ton)	$V_{Push\_X(-)}$ (ton)		$V_{Push\_X(+)}$ (ton)	$V_{Push\_X(-)}$ (ton)	
258.3	321.0	354.87	226.80	186.30	C	245.20	245.20	C
275.0	341.8	377.76	236.90	246.80	C	344.30	344.30	C
162.5	261.1	293.73	142.70	141.40	C	180.80	185.90	C
181.3	298.6	335.87	126.10	113.50	C	162.00	162.00	C
131.3	184.3	207.39	141.10	106.60	C	130.00	130.00	C
115.0	208.0	308.05	131.00	110.40	C	152.10	152.10	C
115.0	208.0	308.05	164.90	91.40	C	120.60	120.60	C
160.0	224.7	252.81	115.20	125.60	C	141.20	166.30	C
266.7	331.4	366.31	114.00	231.70	C	119.50	264.10	C
433.4	538.5	595.26	464.60	375.50	C	551.10	421.30	C

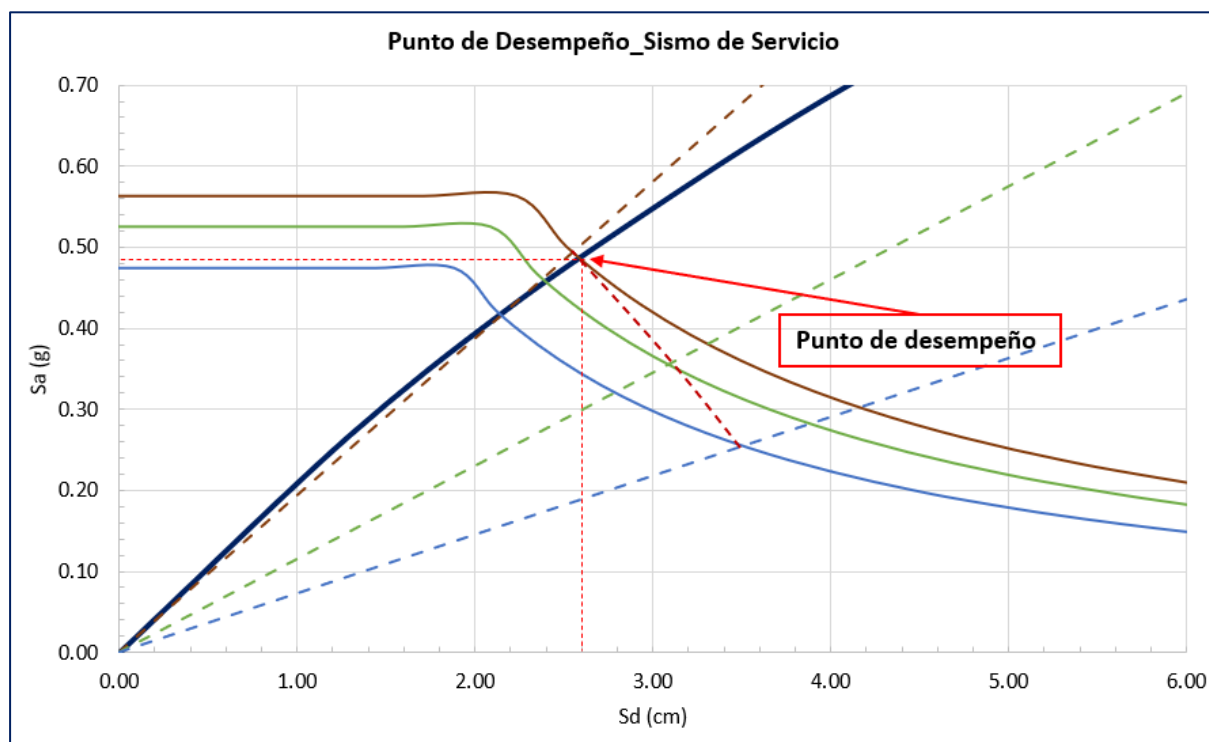
*Resistencias nominales y esperadas*

*Fuente: elaboración propia*

De acuerdo al análisis, las fuerzas actuantes resultantes del análisis Pushover no son mayores a las resistencias esperadas de los elementos estructurales, lo cual indica que la estructura está controlada por acciones por deformación.

### **Puntos de desempeño**

#### Dirección X



*Punto de desempeño para el Sismo de Servicio*

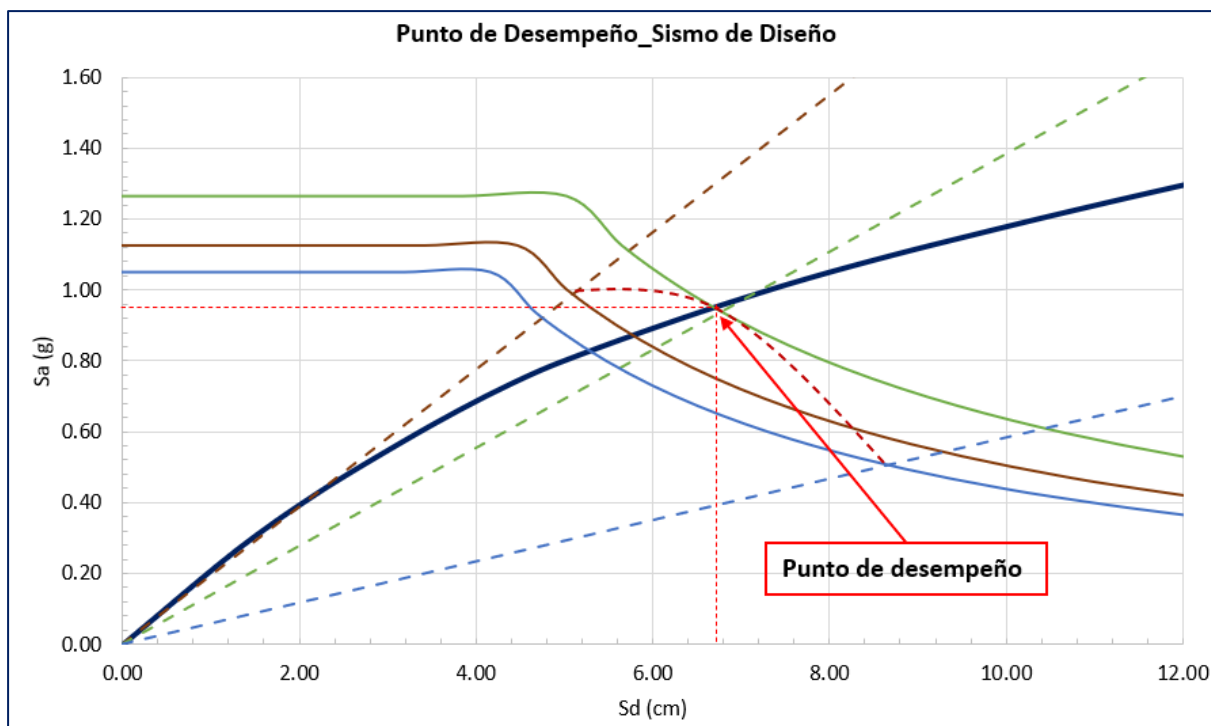
*Fuente: elaboración propia*

Altura	$S_a$	$S_d$	V	Despl_punto desempeño	Desplaz_cedente	Ductilidad
cm	g	cm	ton	cm		
2030	0.483	2.60	583.50	3.06	1.80	1.70

*Demanda de ductilidad para el Sismo de Servicio*

*Fuente: elaboración propia*

El cálculo del punto de desempeño, se ha realizado mediante la metodología del Espectro de Capacidad de la guía FEMA 440. Para la demanda del Sismo de Servicio (0.5 SD), el desplazamiento del punto de desempeño, referida al tope de la estructura, tienen un valor de 3.06cm y el valor del desplazamiento cedente es 1.80cm, obteniéndose una ductilidad demandada de 1.70. Asimismo, la fuerza de corte actuante que produce dicho desplazamiento es 583.5 ton.



*Punto de desempeño para el Sismo de Diseño*

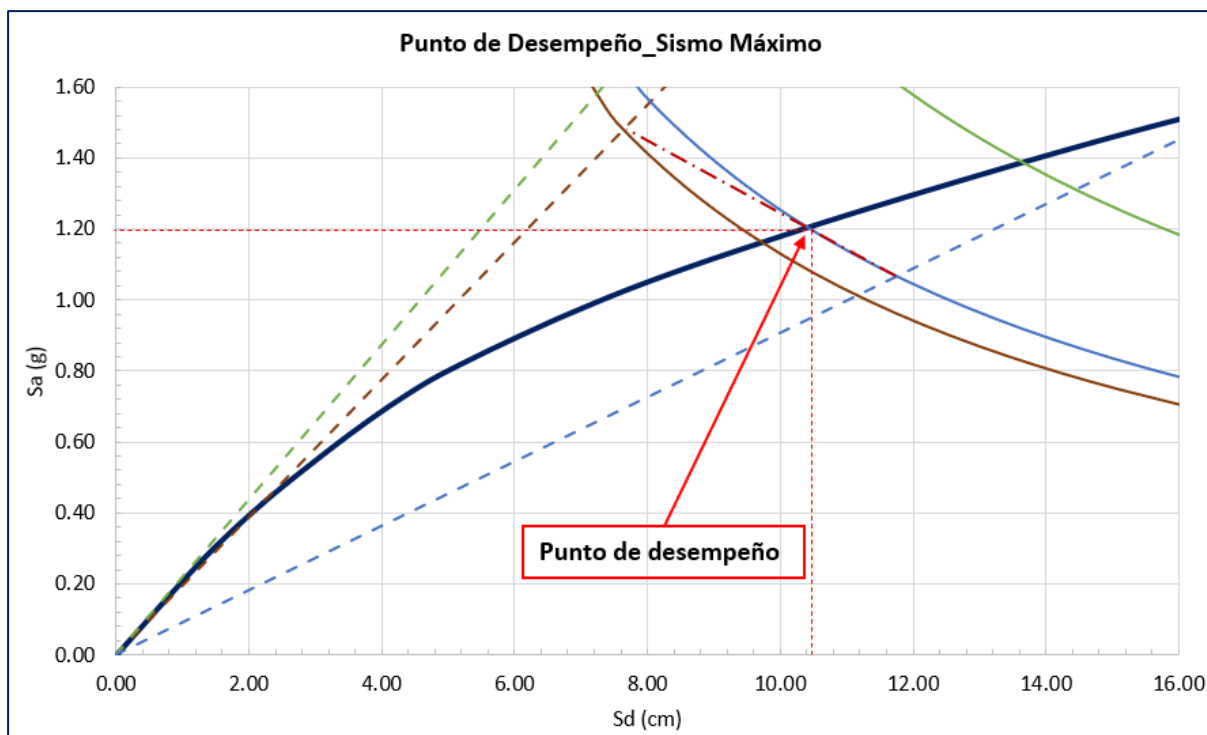
*Fuente: elaboración propia*

Altura	$S_a$	$S_d$	V	Despl_punto desempeño	Desplaz_cedente	Ductilidad
cm	g	cm	ton	cm		
2030	0.880	6.90	1064.00	6.80	2.72	2.50

*Demanda de ductilidad para el Sismo de diseño*

*Fuente: elaboración propia*

El cálculo del punto de desempeño, se ha realizado mediante la metodología del Espectro de Capacidad de la guía FEMA 440. Para la demanda del Sismo de Diseño (SD), el desplazamiento del punto de desempeño, referida al tope de la estructura, tienen un valor de 6.80cm y el valor del desplazamiento cedente es 2.72cm, obteniéndose una ductilidad demandada de 2.50. Asimismo, la fuerza de corte actuante que produce dicho desplazamiento es 1064 ton.



*Punto de desempeño para el Sismo Máximo*

*Fuente: elaboración propia*

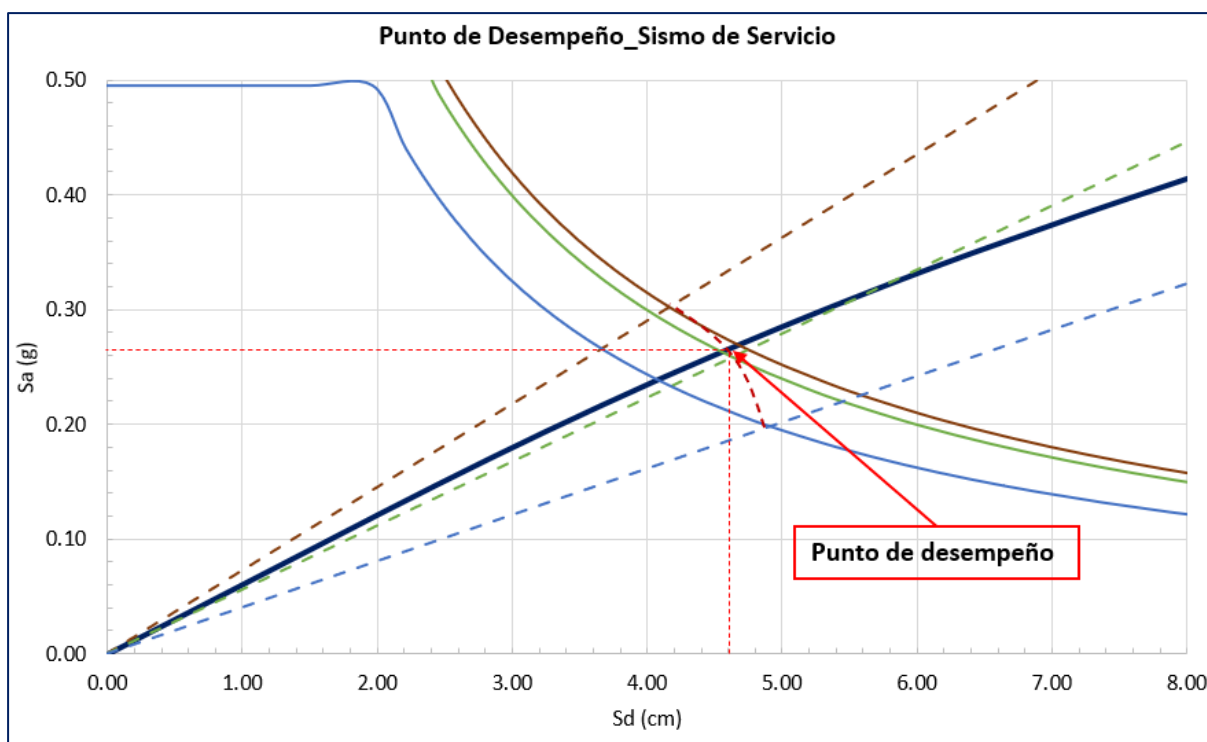
Altura	$S_a$	$S_d$	$V$	Despl_punto desempeño	Desplaz_cedente	Ductilidad
cm	g	cm	ton	cm		
2030	1.200	10.60	1397.90	10.90	3.69	2.95

*Demanda de ductilidad para el Sismo Máximo*

*Fuente: elaboración propia*

El cálculo del punto de desempeño, se ha realizado mediante la metodología del Espectro de Capacidad de la guía FEMA 440. Para la demanda del Sismo Máximo (1.5SD), el desplazamiento del punto de desempeño, referida al tope de la estructura, tienen un valor de 10.90cm y el valor del desplazamiento cedente es 3.69cm, obteniéndose una ductilidad demandada de 2.95. Asimismo, la fuerza de corte actuante que produce dicho desplazamiento es 1397.9ton.

### Dirección Y



*Punto de desempeño para el Sismo de Servicio*

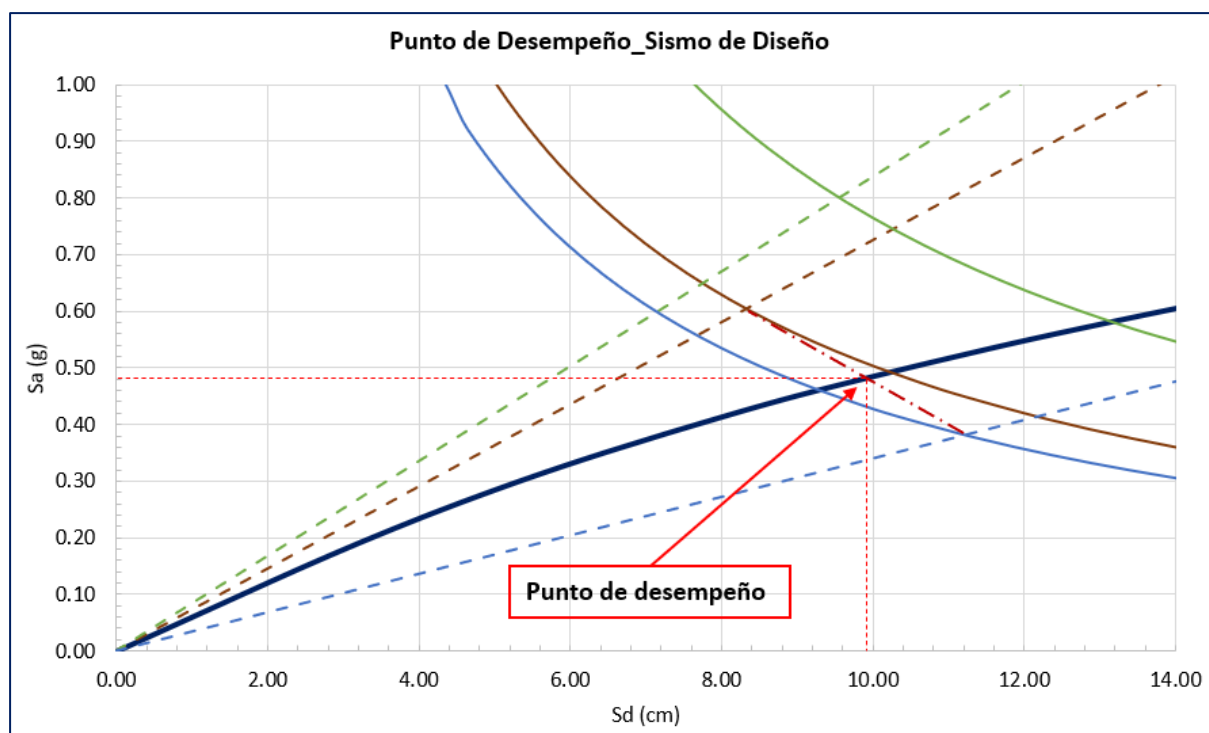
*Fuente: elaboración propia*

Altura	$S_a$	$S_d$	V	Despl_punto desempeño	Desplaz_cedente	Ductilidad
cm	g	cm	ton	cm		
2030	0.265	4.600	588.90	9.90	5.21	1.90

*Demanda de ductilidad para el Sismo de Servicio*

*Fuente: elaboración propia*

El cálculo del punto de desempeño, se ha realizado mediante la metodología del Espectro de Capacidad de la guía FEMA 440. Para la demanda del Sismo de Servicio (0.5SD), el desplazamiento del punto de desempeño, referida al tope de la estructura, tienen un valor de 9.90cm y el valor del desplazamiento cedente es 5.21cm, obteniéndose una ductilidad demandada de 1.90. Asimismo, la fuerza de corte actuante que produce dicho desplazamiento es 588.90 ton.



*Punto de desempeño para el Sismo de Diseño*

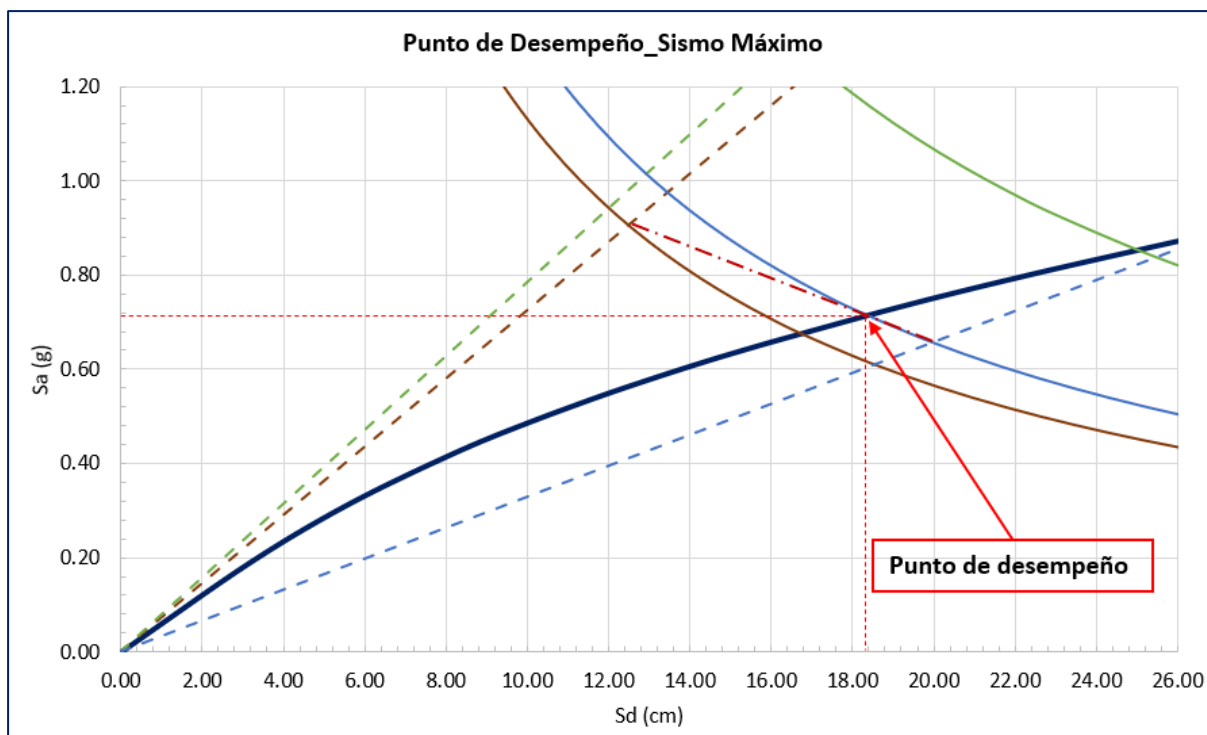
*Fuente: elaboración propia*

Altura	$S_a$	$S_d$	V	Despl_punto desempeño	Desplaz_cedente	Ductilidad
cm	g	cm	ton	cm		
2030	0.480	9.90	1018.00	22.10	8.19	2.70

*Demanda de ductilidad para el Sismo de Diseño*

*Fuente: elaboración propia*

El cálculo del punto de desempeño, se ha realizado mediante la metodología del Espectro de Capacidad de la guía FEMA 440. Para la demanda del Sismo de Diseño (SD), el desplazamiento del punto de desempeño, referida al tope de la estructura, tienen un valor de 22.10cm y el valor del desplazamiento cedente es 8.19cm, obteniéndose una ductilidad demandada de 2.70. Asimismo, la fuerza de corte actuante que produce dicho desplazamiento es 1018 ton.



*Punto de desempeño para el Sismo Máximo*

*Fuente: elaboración propia*

Altura	$S_a$	$S_d$	$V$	Despl_punto desempeño	Desplaz_cedente	Ductilidad
cm	g	cm	ton	cm		
2030	0.720	18.20	1431.70	39.80	9.95	4.00

*Demanda de ductilidad para el Sismo Máximo*

*Fuente: elaboración propia*

El cálculo del punto de desempeño, se ha realizado mediante la metodología del Espectro de Capacidad de la guía FEMA 440. Para la demanda del Sismo Máximo (1.5SD), el desplazamiento del punto de desempeño, referida al tope de la estructura, tienen un valor de 39.80cm y el valor del desplazamiento cedente es 9.95cm, obteniéndose una ductilidad demandada de 4. Asimismo, la fuerza de corte actuante que produce dicho desplazamiento es 1431.7 ton.

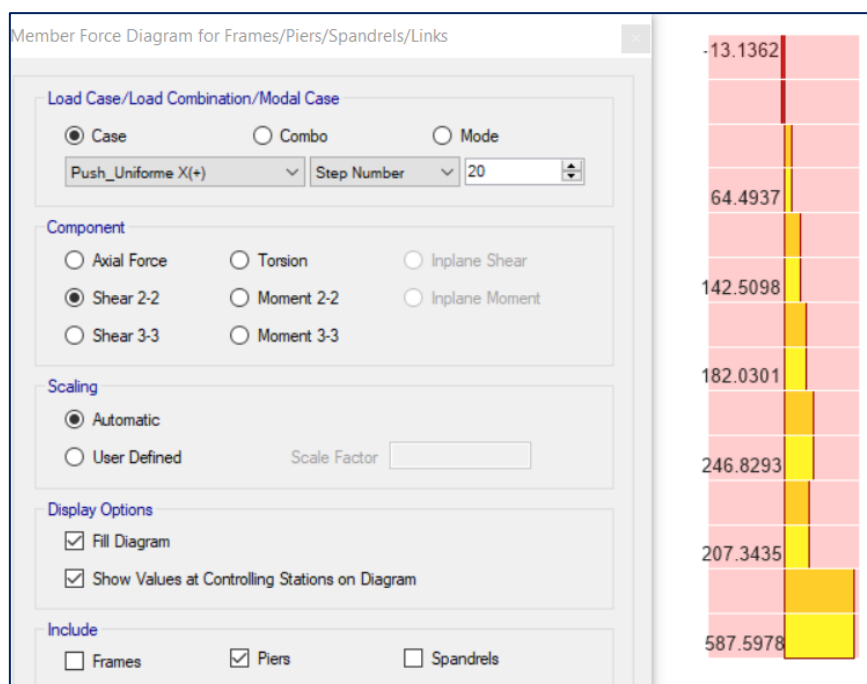
## Niveles de desempeño-SEAOC

### Dirección X

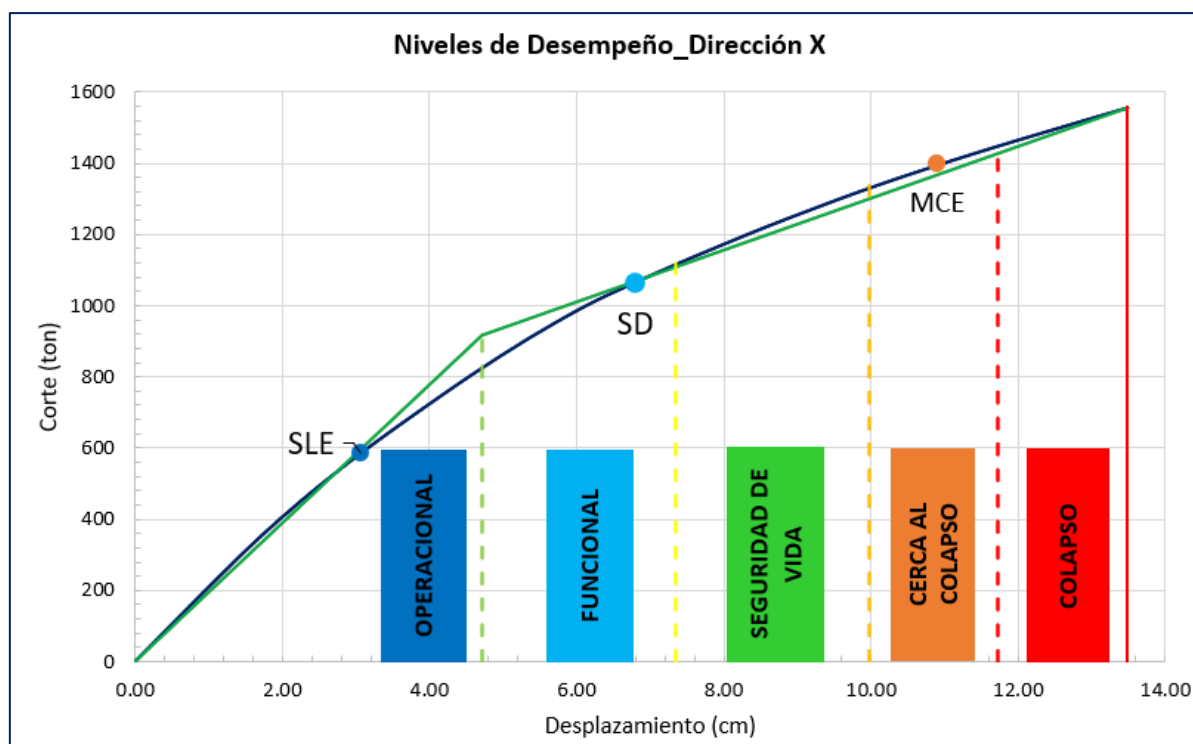
La curva de capacidad en la dirección X queda limitada por acciones controladas por fuerza en el “step 20” del análisis, ya que el muro MC-11 alcanza el máximo cortante resistente esperado.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	tonf										
0	0	0	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
1	0.5625	117.26	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
2	1.125	234.95	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
3	1.6875	347.85	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
4	2.25	450.65	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
5	2.8125	544.79	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
6	3.1754	602.1	727	1	0	0	0	728	0	0	0	728
7	3.7379	685.97	727	1	0	0	0	728	0	0	0	728
8	4.5645	804.53	724	4	0	0	0	728	0	0	0	728
9	5.3526	908.91	717	11	0	0	0	728	0	0	0	728
10	6.1129	998.61	710	18	0	0	0	728	0	0	0	728
11	6.7091	1057.55	700	28	0	0	0	728	0	0	0	728
12	7.3286	1114.49	683	45	0	0	0	728	0	0	0	728
13	7.9606	1169.79	669	59	0	0	0	728	0	0	0	728
14	8.5798	1222.21	646	82	0	0	0	728	0	0	0	728
15	9.2108	1272.36	624	104	0	0	0	728	0	0	0	728
16	9.803	1317.94	605	123	0	0	0	728	0	0	0	728
17	10.4574	1364.86	584	144	0	0	0	728	0	0	0	728
18	11.0498	1404.91	575	153	0	0	0	728	0	0	0	728
19	11.6373	1443.15	560	168	0	0	0	724	4	0	0	728
20	12.244	1480.91	548	180	0	0	0	721	7	0	0	728
21	12.857	1518.45	537	191	0	0	0	720	8	0	0	728
22	13.4848	1556.53	522	206	0	0	0	720	8	0	0	728

*Representación de la plasticidad de la estructura\_Pushover modal X (+)*



*Corte actuante del Pushover\_dirección X*



*Niveles de desempeño-método SEAOC*

*Fuente: elaboración propia*

Para la evaluación global de la estructura se construyó la curva bilineal siguiendo la metodología de los coeficientes de la guía ASCE/SEI 41-13. De acuerdo al análisis el desplazamiento último es  $\Delta_u=13.48\text{cm}$  y el desplazamiento cedente es  $\Delta_y=4.72\text{cm}$ , obteniéndose una ductilidad global de  $\mu=2.86$ .

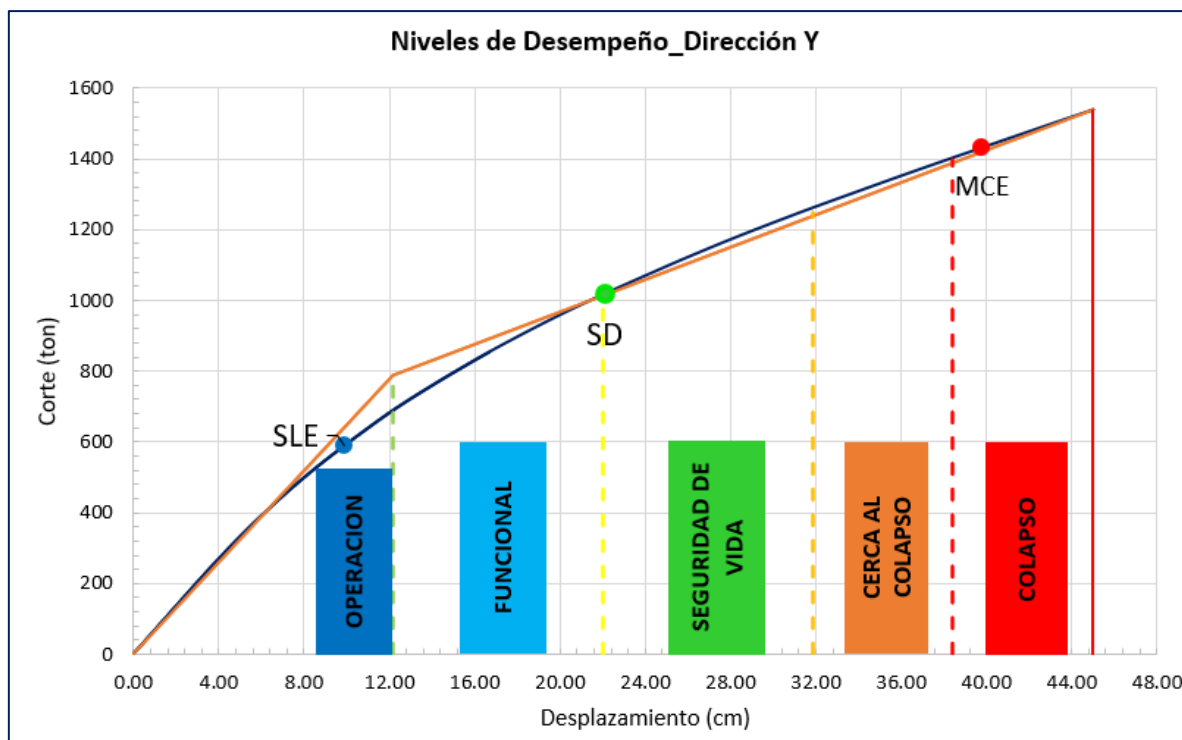
La curva de capacidad ha sido sectorizada en regiones de acuerdo a los documentos SEAOC-VISION 2000. Se observa que, para el sismo de servicio se encuentra en un rango de daño controlado operacional o de ocupación inmediata, para el sismo de diseño se encuentra en un rango de daño controlado funcional y para el sismo máximo la estructura se encuentra en un rango de daño controlado cerca al colapso.

### Dirección Y

La curva de capacidad en la dirección Y queda limitada por acciones controladas por deformación. El cortante del análisis pushover no supera el corte resistente esperado.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
1	0.5625	38.09	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
2	1.125	76.22	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
3	1.6875	114.42	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
4	2.25	152.63	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
5	2.8125	190.81	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
6	3.375	228.41	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
7	3.9375	265.17	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
8	4.5	300.93	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
9	5.0625	335.56	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
10	5.625	369.23	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
11	6.1875	401.53	728	0	0	0	0	728	0	0	0	728
12	6.3964	413.29	727	1	0	0	0	728	0	0	0	728
13	6.9589	444.16	727	1	0	0	0	728	0	0	0	728
14	7.5214	474.12	727	1	0	0	0	728	0	0	0	728
15	8.2287	510.31	725	3	0	0	0	728	0	0	0	728
16	8.9532	545.61	721	7	0	0	0	728	0	0	0	728
17	9.6181	576.43	719	9	0	0	0	728	0	0	0	728
18	10.1806	602.36	718	10	0	0	0	728	0	0	0	728
19	11.0914	642.84	714	14	0	0	0	728	0	0	0	728
20	11.666	667.89	707	21	0	0	0	728	0	0	0	728
21	12.3096	694.75	698	30	0	0	0	728	0	0	0	728
22	12.9337	719.28	686	42	0	0	0	728	0	0	0	728
23	13.5288	741.72	678	50	0	0	0	728	0	0	0	728
24	14.1278	763.91	670	58	0	0	0	728	0	0	0	728
25	14.7477	786.53	655	73	0	0	0	728	0	0	0	728
26	15.569	815.54	644	84	0	0	0	728	0	0	0	728
27	16.1639	836.36	628	100	0	0	0	728	0	0	0	728
28	16.7457	856.05	615	113	0	0	0	728	0	0	0	728
29	17.3459	875.75	601	127	0	0	0	726	2	0	0	728
30	17.9476	894.98	589	139	0	0	0	724	4	0	0	728
31	18.5352	913.65	580	148	0	0	0	724	4	0	0	728
32	19.1686	933.34	573	155	0	0	0	723	5	0	0	728
33	19.8326	953.49	559	169	0	0	0	723	5	0	0	728
34	20.4165	970.9	545	183	0	0	0	721	7	0	0	728
35	21.0282	988.37	536	192	0	0	0	721	7	0	0	728
36	21.7502	1008.87	522	206	0	0	0	721	7	0	0	728
37	22.3521	1025.38	514	214	0	0	0	721	7	0	0	728
38	23.013	1043.14	508	220	0	0	0	721	7	0	0	728
39	23.7386	1062.53	498	230	0	0	0	720	8	0	0	728
40	24.4473	1081.38	492	236	0	0	0	719	9	0	0	728
41	25.0662	1097.81	482	246	0	0	0	719	9	0	0	728
42	25.8271	1117.63	472	256	0	0	0	717	11	0	0	728
43	26.4994	1134.68	467	261	0	0	0	716	12	0	0	728
44	27.0619	1148.88	464	264	0	0	0	716	12	0	0	728
45	27.6399	1163.28	455	273	0	0	0	716	12	0	0	728
46	28.2527	1178.11	452	276	0	0	0	716	12	0	0	728
47	28.9112	1193.84	442	286	0	0	0	713	15	0	0	728
48	29.4737	1207.06	438	290	0	0	0	711	17	0	0	728
49	30.1617	1223.02	432	296	0	0	0	711	17	0	0	728
50	30.8928	1239.79	420	308	0	0	0	710	18	0	0	728
51	31.5169	1253.99	412	316	0	0	0	706	22	0	0	728
52	32.5919	1277.76	403	325	0	0	0	705	23	0	0	728
53	33.5972	1299.64	399	329	0	0	0	703	25	0	0	728
54	34.1597	1311.86	397	330	1	0	0	702	26	0	0	728
55	34.7222	1324.12	396	331	1	0	0	697	31	0	0	728
56	35.743	1346.19	388	339	1	0	0	695	32	1	0	728
57	36.3055	1358.24	386	341	1	0	0	694	33	1	0	728
58	37.2053	1377.32	379	348	1	0	0	689	38	1	0	728
59	37.7777	1389.35	376	351	1	0	0	688	39	1	0	728
60	38.5438	1405.36	372	355	1	0	0	686	41	1	0	728
61	39.478	1424.76	364	362	2	0	0	680	47	1	0	728
62	40.0405	1436.47	363	362	3	0	0	679	48	1	0	728
63	40.603	1448.15	360	364	4	0	0	678	48	2	0	728
64	41.1655	1459.81	360	363	5	0	0	676	50	2	0	728
65	41.9816	1476.67	357	366	5	0	0	672	53	3	0	728
66	42.9657	1496.93	353	368	7	0	0	667	56	5	0	728
67	43.6498	1510.97	349	372	7	0	0	665	58	5	0	728
68	44.3984	1526.21	346	373	9	0	0	663	58	7	0	728
69	45	1538.42	341	377	10	0	0	661	60	7	0	728

*Representación de la plasticidad de la estructura\_Pushover modal Y(+)*



*Niveles de desempeño-método SEAOC*

*Fuente: elaboración propia*

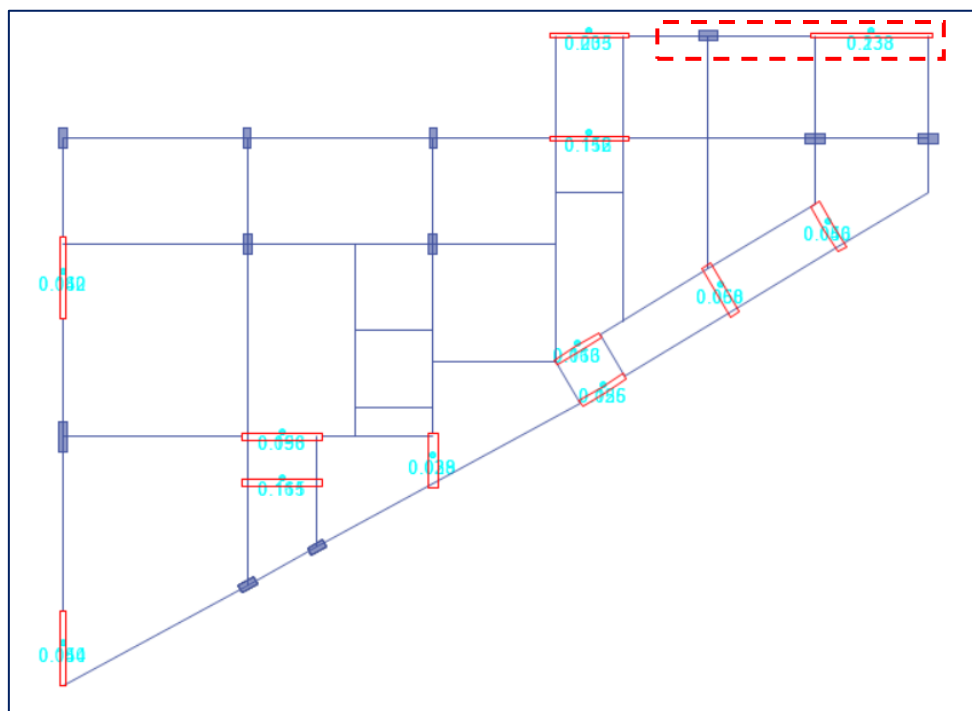
Para la evaluación global de la estructura se construyó la curva bilineal siguiendo la metodología de los coeficientes de la guía ASCE/SEI 41-13. De acuerdo al análisis el desplazamiento último es  $\Delta_u=45\text{cm}$  y el desplazamiento cedente es  $\Delta_y=12.2\text{cm}$ , obteniéndose una ductilidad global de  $\mu=3.69$ .

La curva de capacidad ha sido sectorizada en regiones de acuerdo a los documentos SEAOC-VISION 2000. Se observa que, para el sismo de servicio se encuentra en un rango de daño controlado operacional o de ocupación inmediata, para el sismo de diseño se encuentra en un rango de daño controlado de seguridad de vida y para el sismo máximo la estructura se encuentra en colapso.

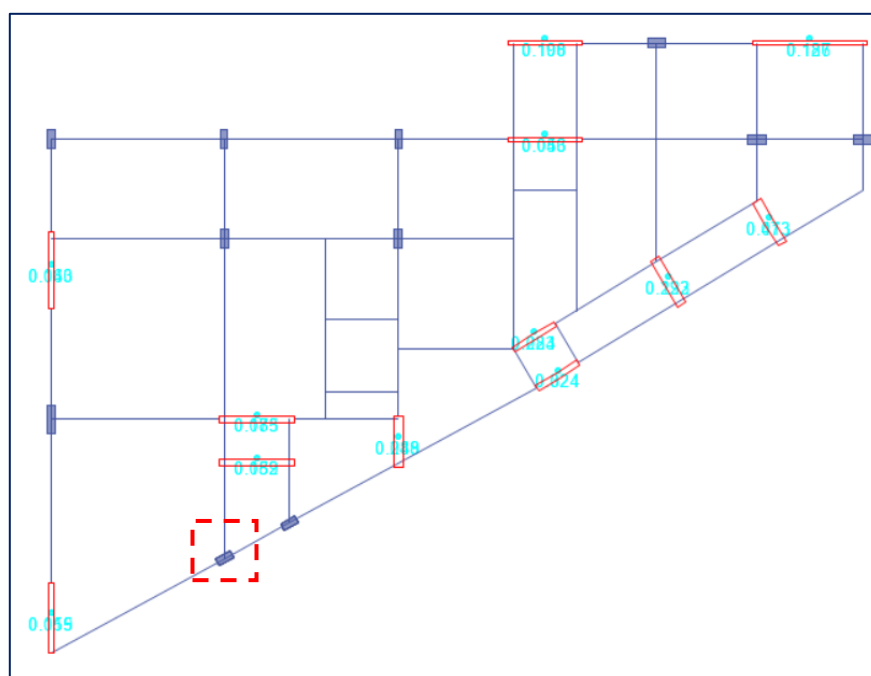
### **Evaluación local de la estructura-Pushover**

Para la evaluación de componentes, en el caso de las vigas se tomó en cuenta las rotaciones de acuerdo a los criterios de aceptación del documento ASCE/SEI 41-13 y para los modelos tipo fibra se evaluó las deformaciones de acuerdo a lo adoptado como límites de aceptación para cada material. La evaluación local corresponde para la demanda del sismo SD y MCE ya que para el sismo SLE cumple la estructura holgadamente, se mantiene prácticamente elástica.

Para definir los elementos más críticos se ha realizado un control D/C tomando en cuenta la demanda y el nivel de desempeño.



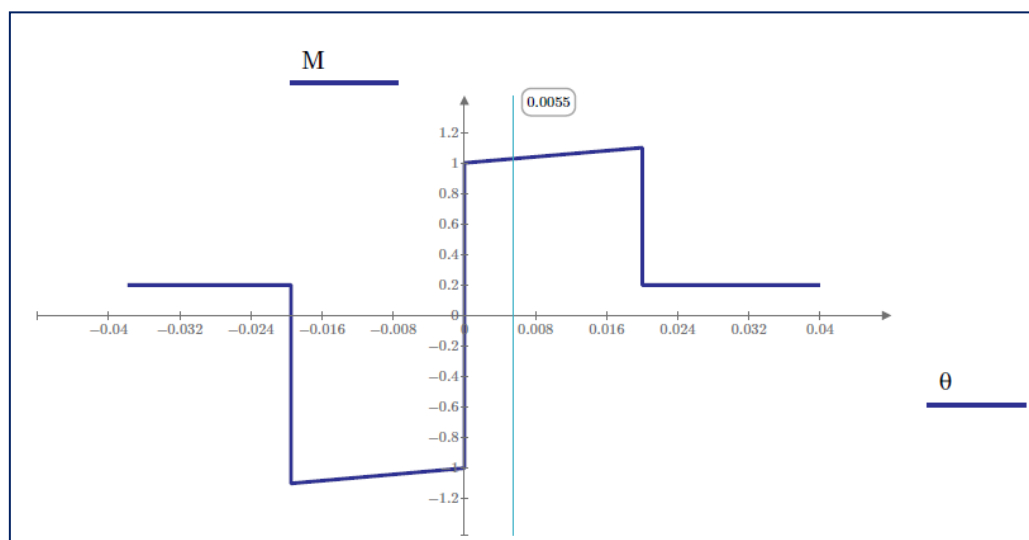
*D/C para el sismo de diseño y nivel de seguridad de vida-Dirección "X"*



*D/C para el sismo de diseño y nivel de seguridad de vida-Dirección "Y"*

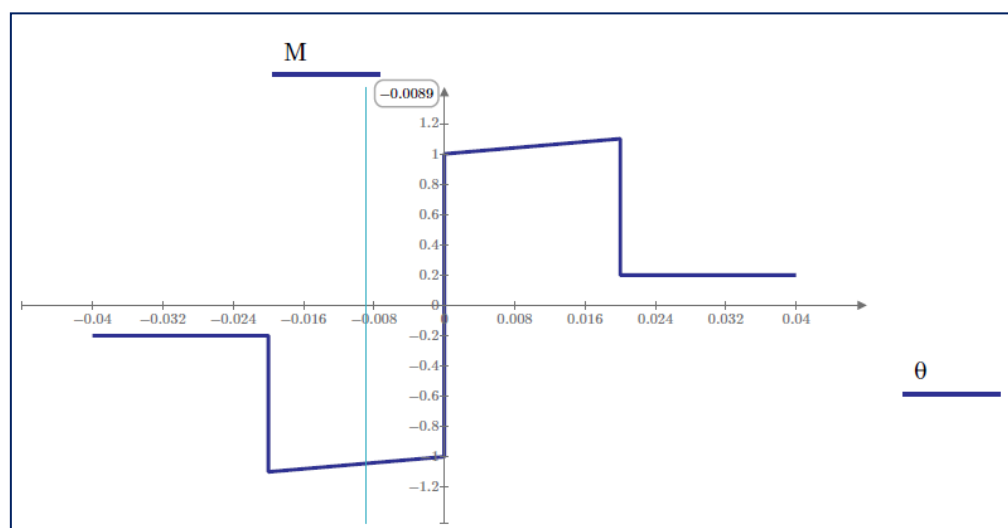
Se puede observar que todos los elementos se encuentran holgados en su capacidad para el nivel de desempeño de seguridad de vida para SD. Los elementos seleccionados son los que analizarán, puesto que han incurrido más en su rango inelástico.

**-Vigas:** se presenta el análisis de la viga más crítica V2-.30x.65 EJE 1, ubicada en el cuarto nivel.



*Rótula plástica izquierda normalizada*

*Fuente: elaboración propia*



*Rótula plástica derecha normalizada*

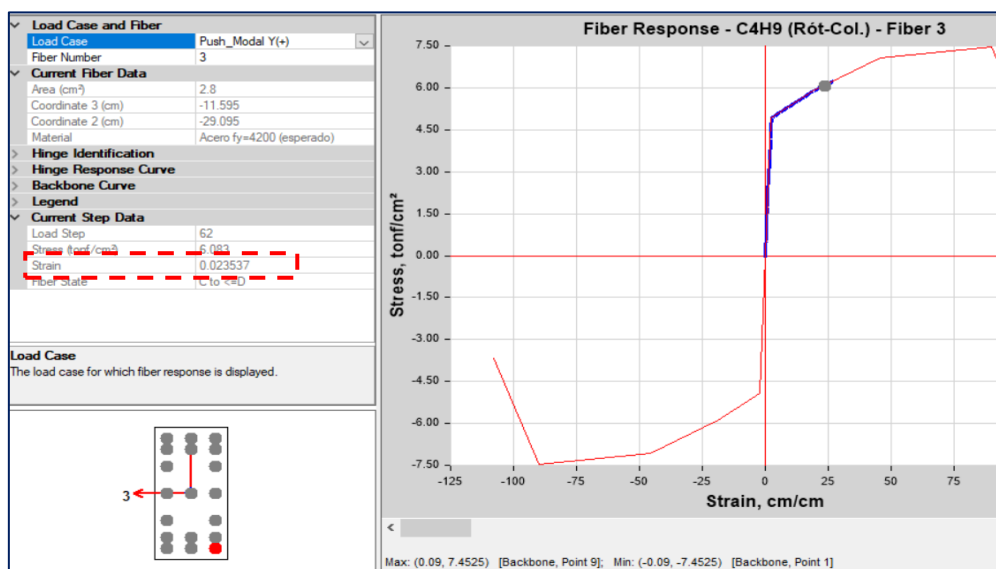
*Fuente: elaboración propia*

Se observa que la demanda sísmica en la rótula izquierda de la viga alcanza un momento máximo de 39.78 ton-m y una rotación plástica de 0.0055 rad; mientras que, en la rótula derecha el momento máximo es 32.81 ton-m y la rotación plástica es 0.0089 rad. De acuerdo con los

criterios de aceptación de la tabla 10-7 de ASCE/SEI 41-13, la viga permanece en un rango de daño controlado, por debajo del límite de seguridad de vida.

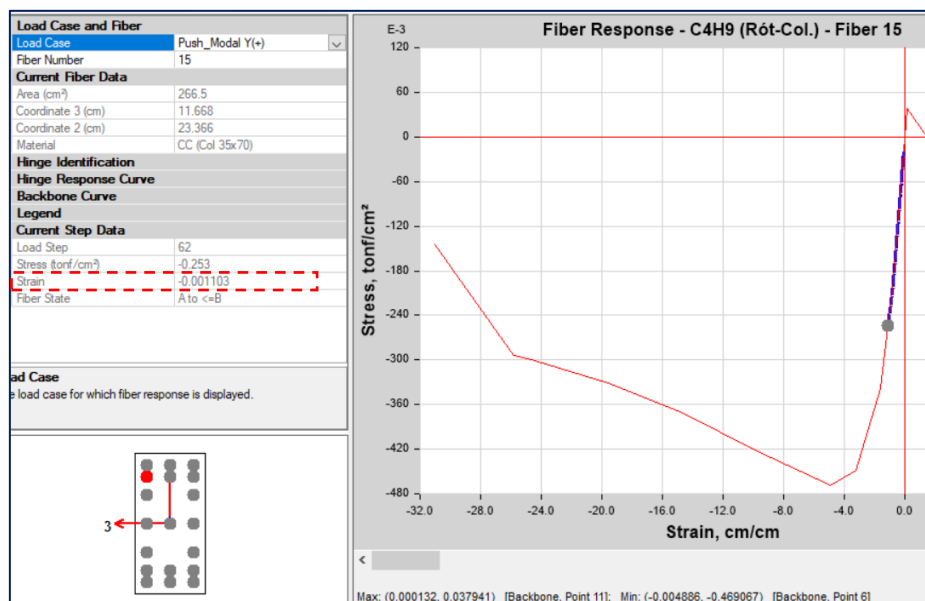
**Columnas:** se presenta el análisis de la columna C-06 para MCE, ubicada en el primer nivel.

Las rótulas plásticas en las columnas han sido definidas por plasticidad tipo fibra (P-M2-M3). La longitud plástica asumida es el 10% de la longitud del elemento.



*Fibra de acero en tracción en la columna ( $\epsilon_s=0.024$ )*

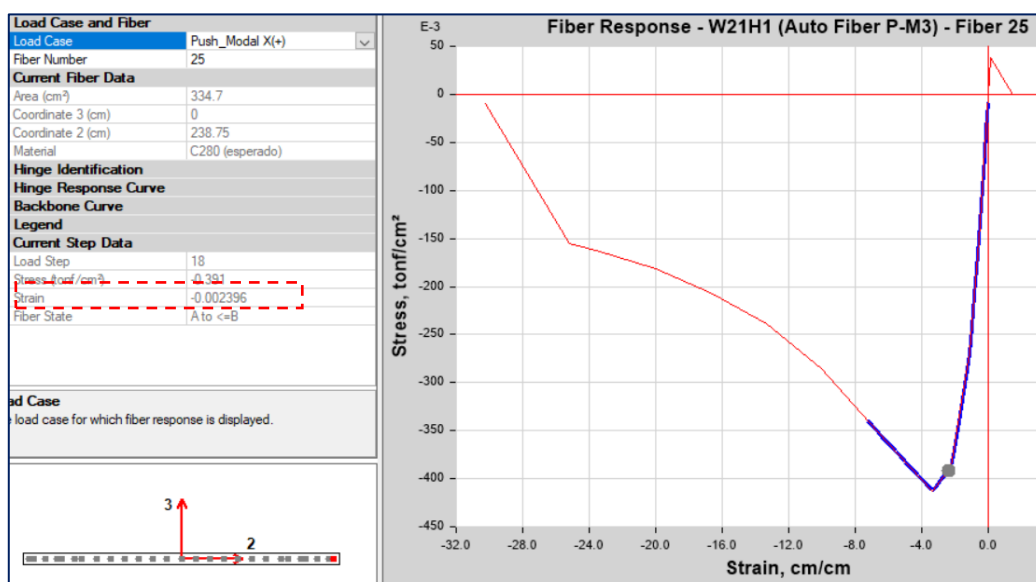
Se observa que la deformación en las fibras de acero alcanza un valor máximo de 0.024m/m en tracción, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de prevención de colapso.



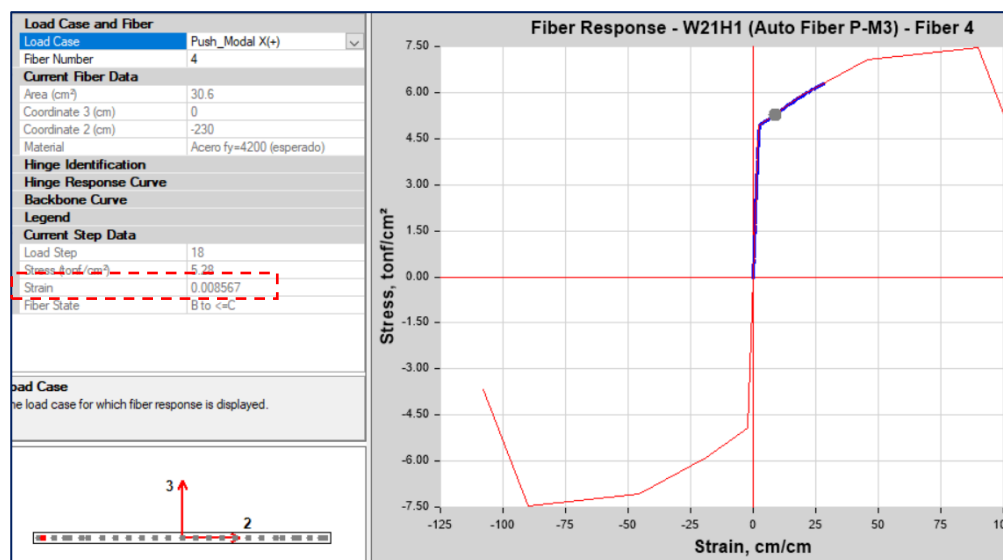
*Fibra de concreto confinado en compresión en la columna ( $\epsilon_c=-0.0011$ )*

Se observa que la deformación en las fibras de concreto confinado alcanza un valor máximo de 0.0011 m/m en compresión, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de ocupación inmediata.

**Muros estructurales:** se presenta el análisis del muro estructural MC-11 para MCE, ubicado en el primer nivel.



*Fibra de concreto confinado en compresión ( $\epsilon_c = -0.0024$ )*

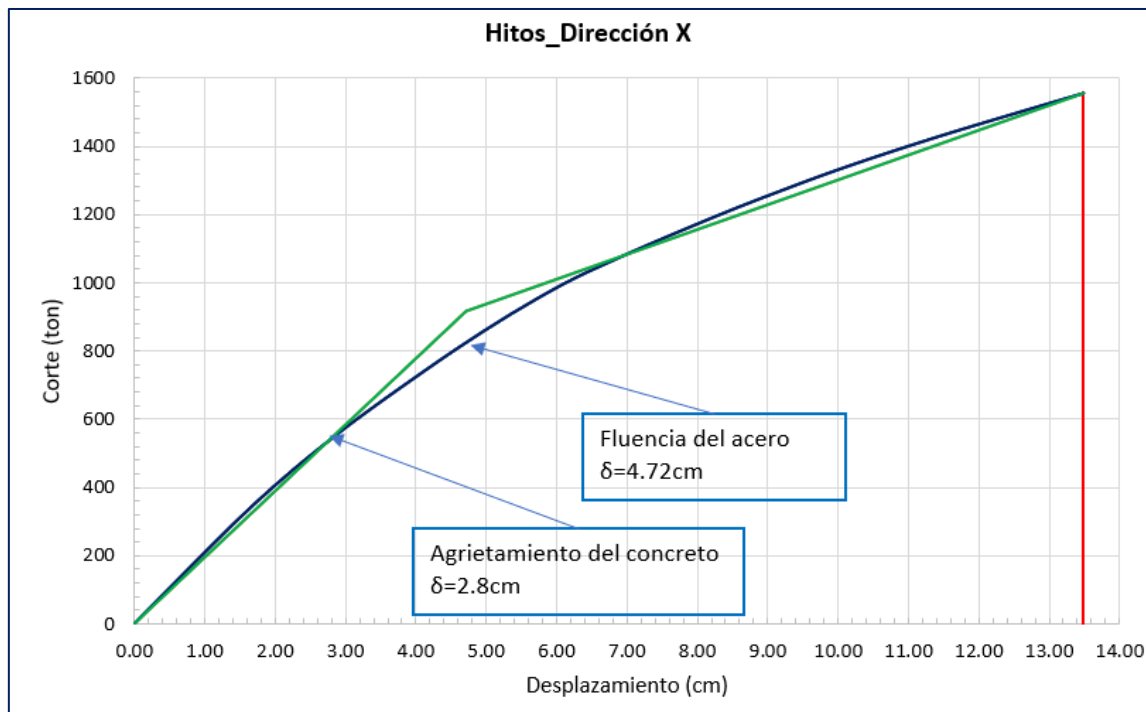


*Fibra de acero de refuerzo en tracción ( $\epsilon_s = 0.0086$ )*

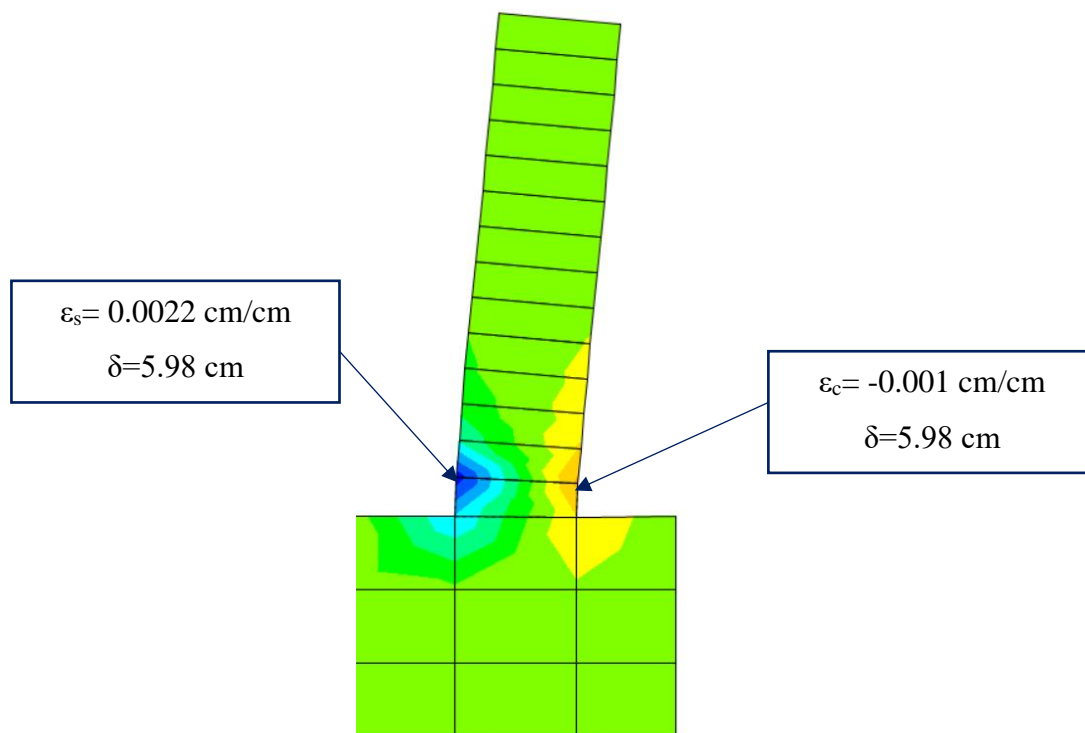
Se observa que la deformación en las fibras de concreto confinado alcanza un valor máximo de 0.0024 m/m en compresión, mientras que la deformación en las fibras del refuerzo en

tracción alcanza un valor máximo de 0.0086 m/m quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de ocupación inmediata.

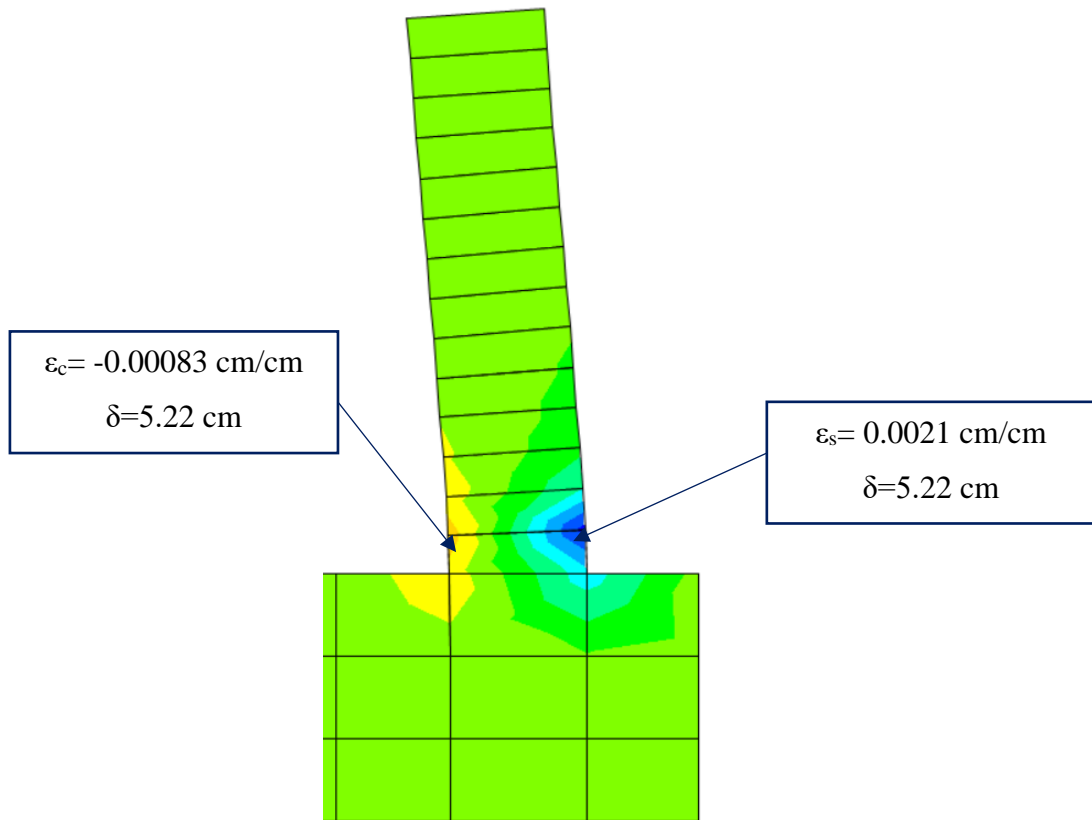
### Perfil de deformaciones



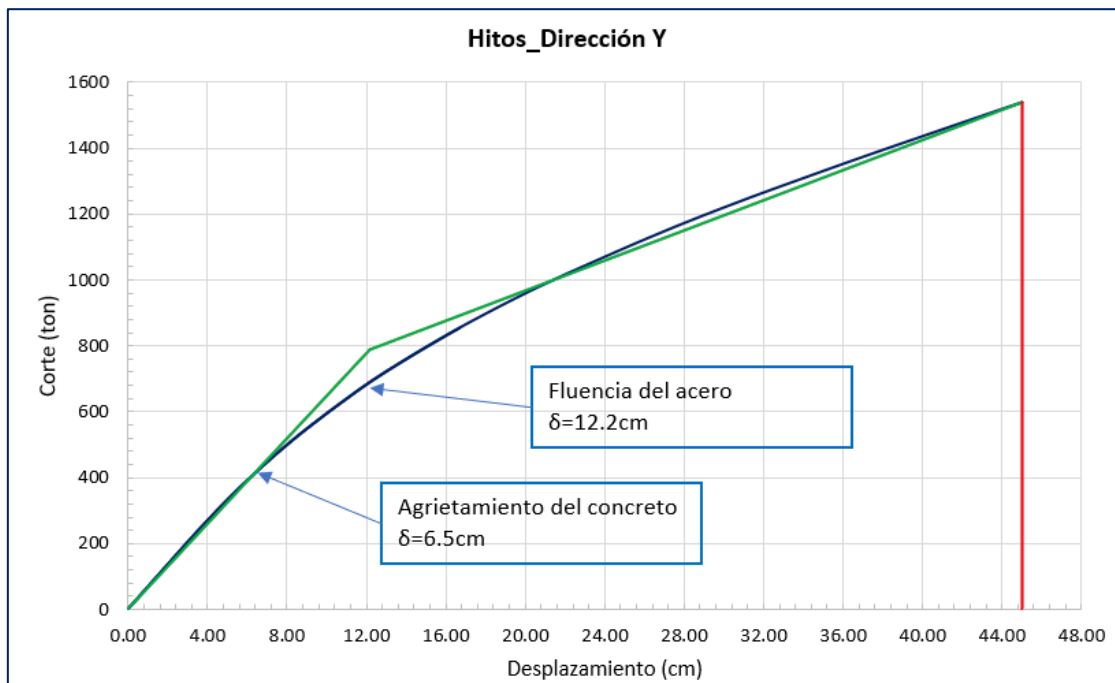
*Estado del agrietamiento del concreto y fluencia del acero\_dirección Y*



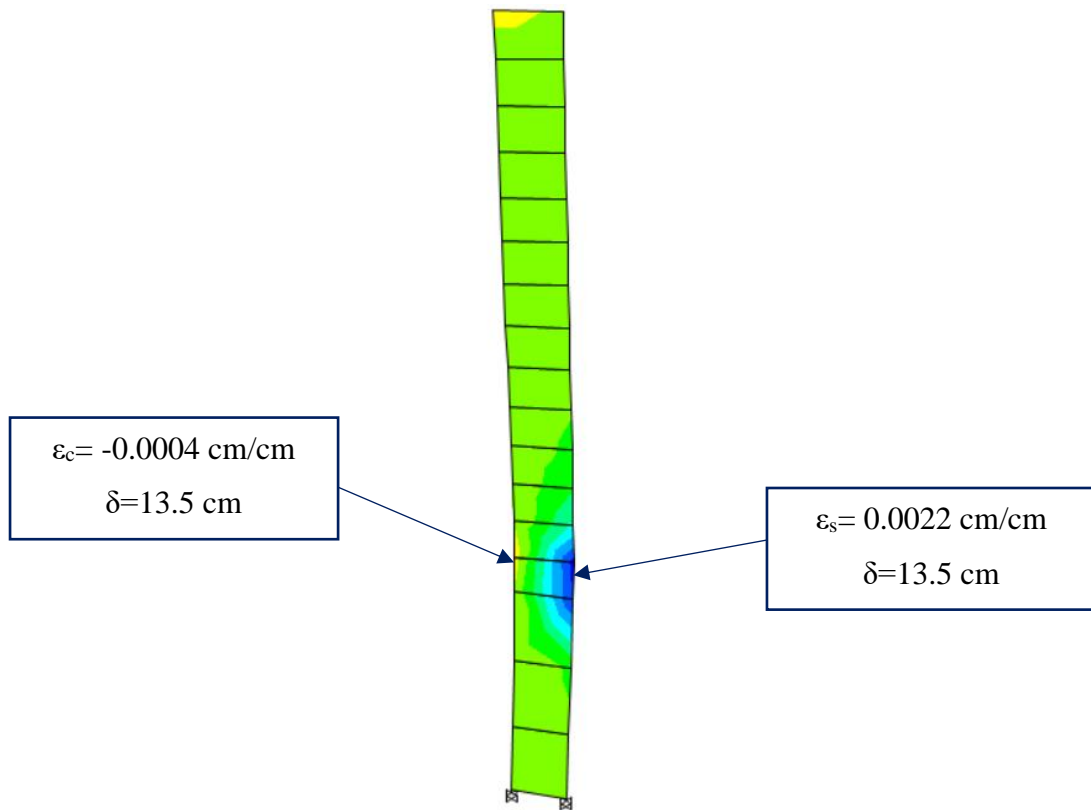
*Perfil de deformaciones MC-11\_Pushover X (+)*



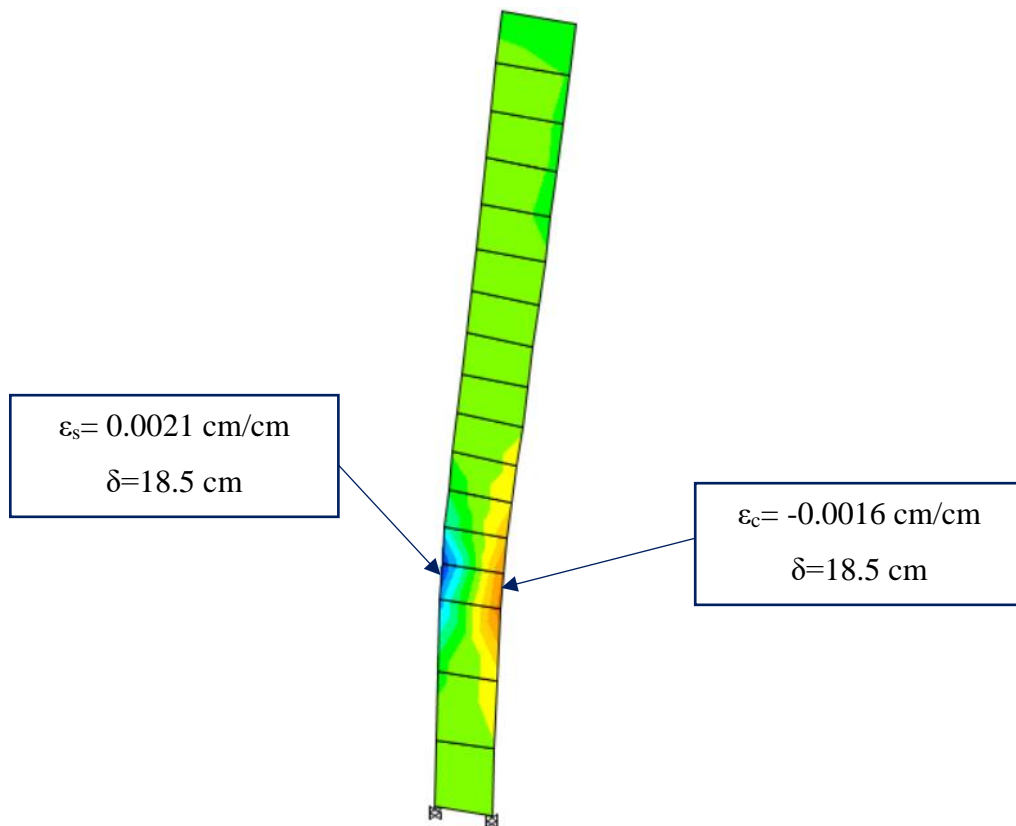
*Perfil de deformaciones MC-11\_Pushover X (-)*



*Estado del agrietamiento del concreto y fluencia del acero\_dirección Y*



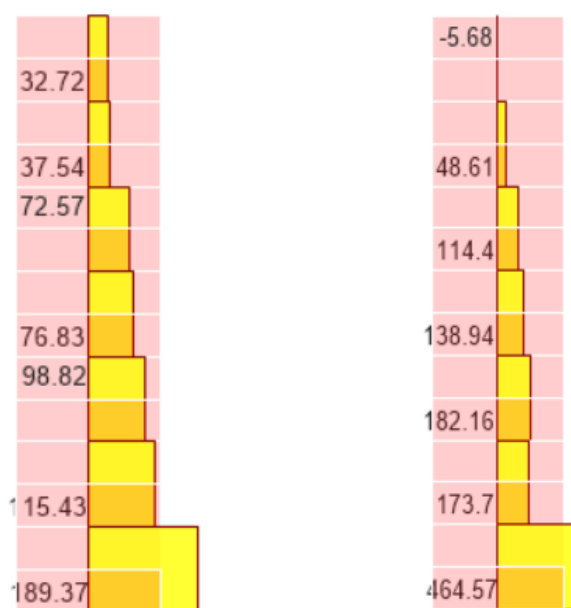
*Perfil de deformaciones MC-08\_Pushover Y (+)*



*Perfil de deformaciones MC-08\_Pushover Y (-)*

Para encontrar el desplazamiento cedente se realizó el balance energético de acuerdo a las recomendaciones de la guía ASCE 41-13, obteniéndose en la dirección X un desplazamiento de 2.80 cm donde se empieza agrietar el concreto y 4.72cm para la fluencia del acero; mientras que en la dirección Y el desplazamiento es 6.5 cm para el agrietamiento del concreto y 12.2 cm para la fluencia del acero.

Asimismo, de acuerdo al perfil de deformaciones mostradas para los muros que entran primero en fluencia, se puede observar que el mecanismo de plastificación queda definido por la fluencia del acero, lo cual genera una falla dúctil. Con el perfil de deformaciones unitarias se puede identificar en que longitud se debe confinar el muro; sin embargo, se debe tener mucha precaución ya que en el modelo analítico se asume que el corte y la flexión son dos fenómenos que están desacoplados entre sí. Realmente, son dos fenómenos que sí están acoplados, la flexión hace plastificar la sección crítica y el corte actúa como un puntal de compresión diagonal aumentando considerablemente las deformaciones unitarias en el borde, subestimando las deformaciones de compresión por flexión. Dada esta acción y considerando en el modelo analítico elementos de fibras, se recomienda confinar cuando el acortamiento del concreto supera 0.0015m/m.



*Corte\_Análisis modal espectral*

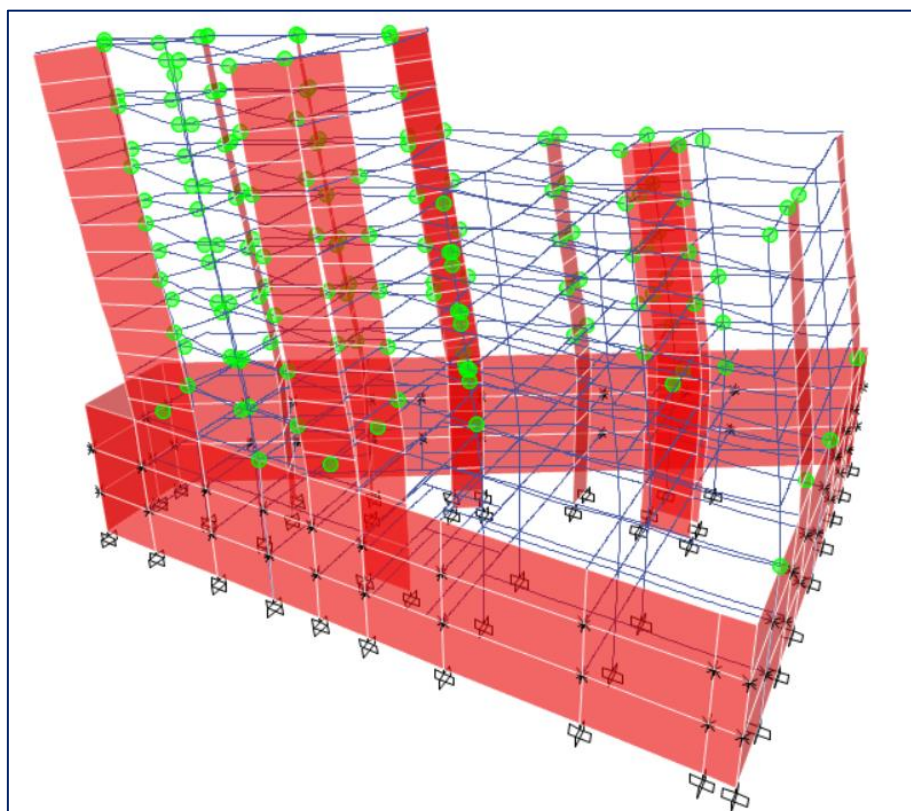
*Corte\_Pushover SD*

*MC-11*

Para el caso del muro MC-11 que tiene más demanda por cortante, se puede observar que el factor de amplificación de corte es 2.45, menor al valor que indica la NTE E.060 ( $R=6$  para este caso) y más coherente con la norma ACI 318-19 cuyo factor de amplificación máxima es 3.

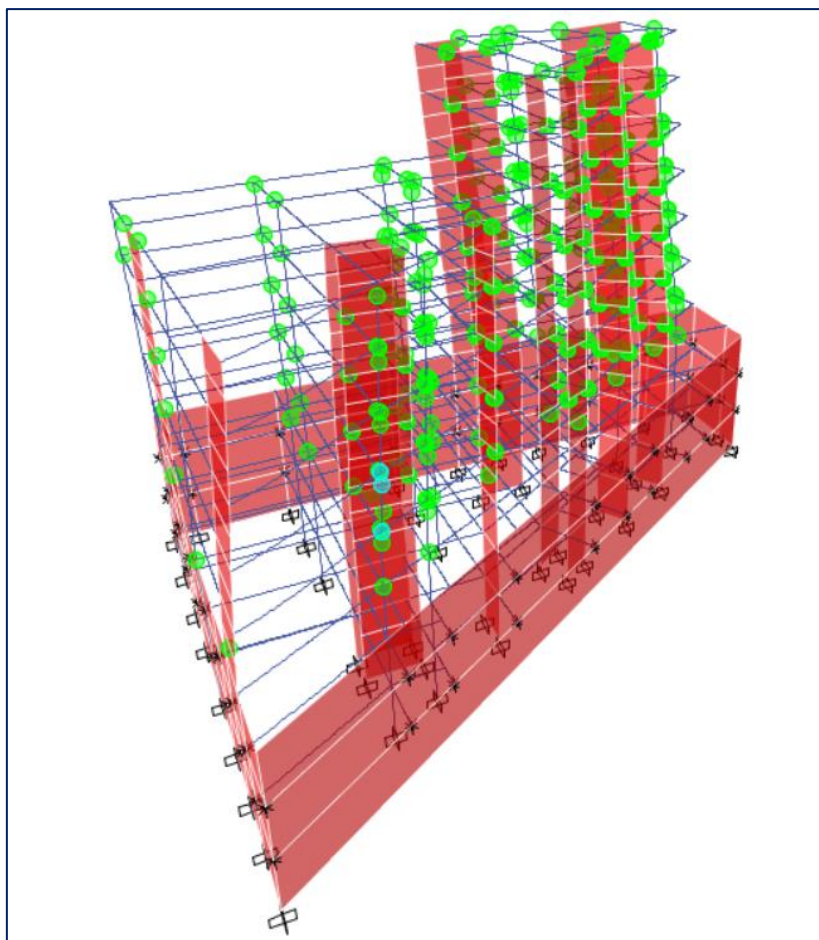
Se presenta en el modelo matemático la formación de la plasticidad de los elementos estructurales en ambas direcciones para la demanda MCE. Se puede observar que todas las rótulas plásticas se encuentran en un daño controlado por debajo del límite de seguridad de vida para acciones controladas por deformación. Es posible notar que la estructura no ha desarrollado una respuesta plástica completa de acuerdo al objetivo de desempeño a lograr para una edificación común (objetivo básico), esto significa que no se ha realizado una máxima optimización del diseño. Para lograr optimizar, es necesario aplicar el diseño basado en desempeño.

Además, debido que la estructura es irregular y presenta esfuerzos de torsión importantes, es necesario realizar un análisis dinámico no lineal, quedando de esta manera el análisis Pushover como una idea global del desempeño de la estructura.



*Formación de Rótulas Plásticas para MCE\_dirección "X"*

*Fuente: ETABS*



*Formación de Rótulas Plásticas para MCE\_dirección "Y"*

*Fuente: ETABS*

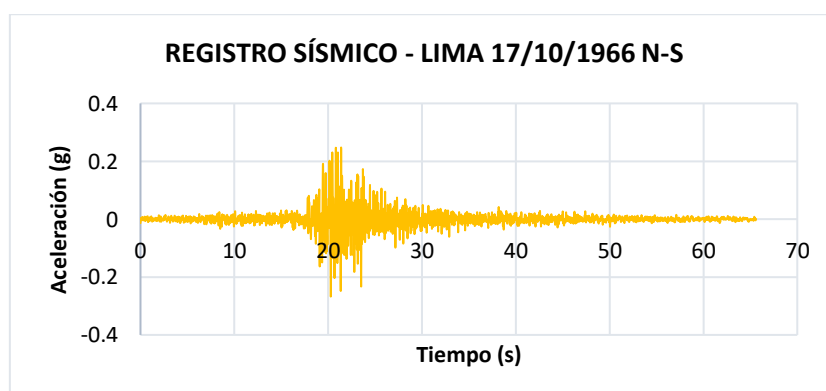
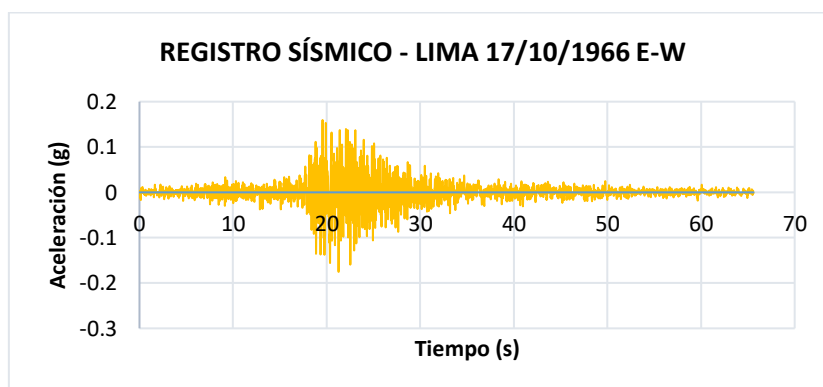
De acuerdo a los resultados se indica que, durante un evento sísmico severo, el uso continuo del edificio no está limitado por su condición estructural ya que, se presentan daños leves en los elementos estructurales, pero puede estar limitado por daños o interrupciones a los elementos no estructurales del edificio, el mobiliario o el equipo y la disponibilidad de servicios públicos externos. Además, el riesgo para la seguridad de la vida es bajo y se espera que las lesiones a los ocupantes sean pocas. Asimismo, para un sismo máximo, el edificio va experimentar daños extendidos en los elementos secundarios, no estructurales y contenidos, con riesgo de caída. También se presenta una degradación significativa de la resistencia y rigidez de los elementos resistentes a carga lateral, pero los componentes del sistema resistente a carga gravitacional siguen trabajando.

## Análisis dinámico no lineal-Tiempo Historia

### Señales sísmicas

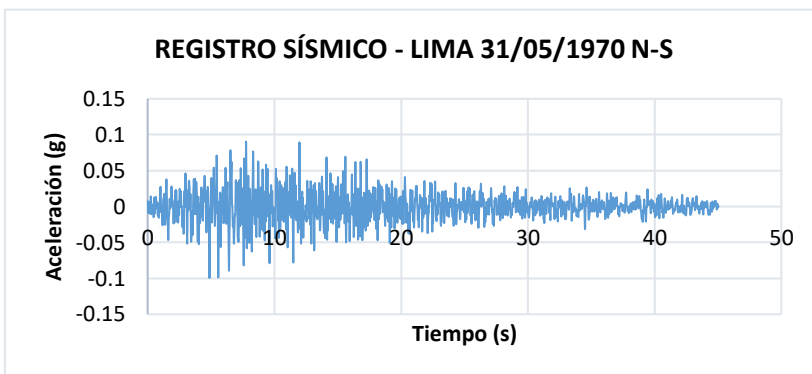
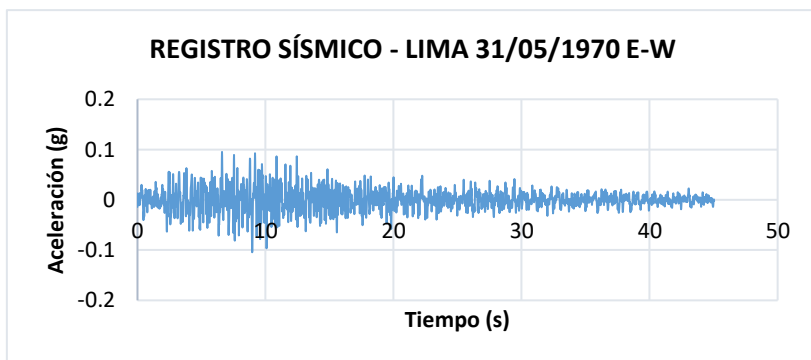
De acuerdo a la norma E.030, se seleccionó un mínimo de tres conjuntos de registros de aceleraciones de terreno para el espectro objetivo, los cuales incluye dos componentes en direcciones ortogonales, que permite la evaluación de fuerzas de diseño, las deformaciones y distorsiones de entrepiso a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Los acelerogramas utilizados para generar las señales artificiales, se eligieron teniendo en cuenta el tipo de suelo donde fueron registradas. Para el presente caso, se utilizó las señales sísmicas de los sismos de 1966, 1970 y 1974, cuyos acelerogramas pertenecen a la estación del Parque de la Reserva (Lima). El tipo de suelo donde fueron registrados contiene grava gruesa, densa y canto rodado. Según la norma sísmica peruana E.030 este terreno corresponde a un suelo rígido tipo S1. A continuación, se presenta los acelerogramas de los sismos mencionados anteriormente.



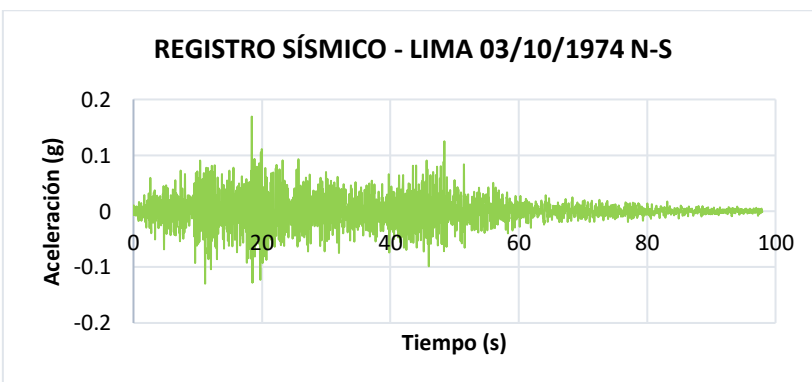
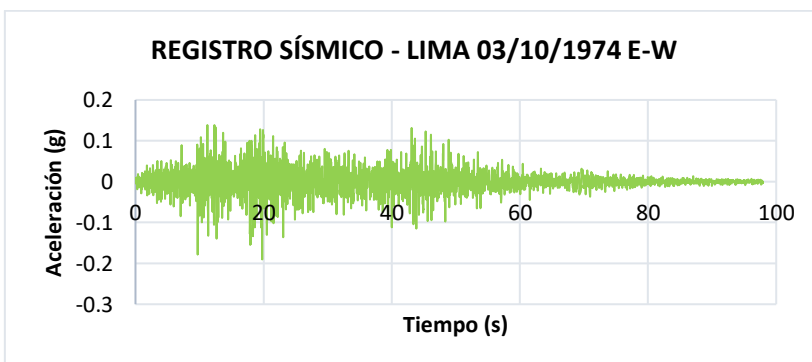
*Registro sísmico Lima 1966*

*Fuente: CISMID*



*Registro sísmico Lima 1970*

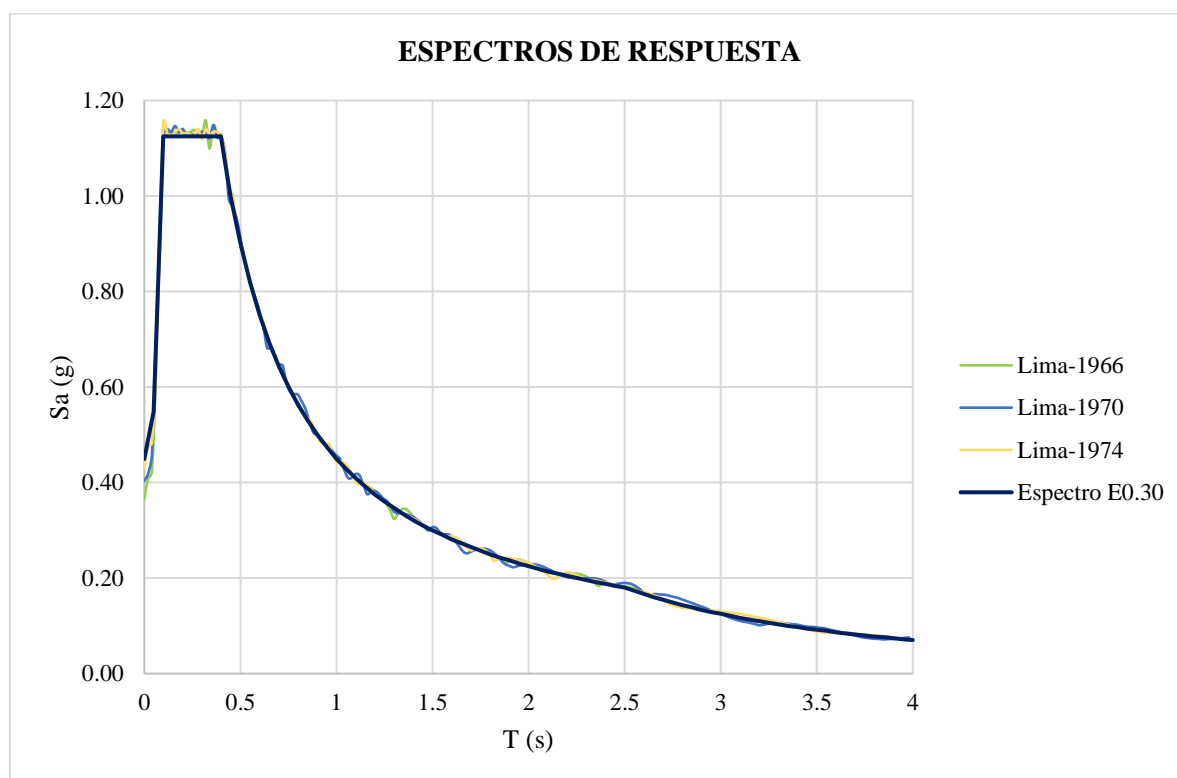
*Fuente: CISMID*



*Registro sísmico Lima 1974*

*Fuente: CISMID*

Con el fin de evaluar el desempeño sísmico de la estructura durante fuertes movimientos sísmicos del terreno, se realizó un análisis de tiempo-historia no lineal, cuyos acelerogramas artificiales han sido generados mediante Spectral Matching y escalados para el espectro de respuesta elástico de acuerdo a nuestro RNE. La comparación de espectros se realizó mediante el software SeismoMatch, que permitió obtener acelerogramas compatibles con el espectro objetivo. Estos registros modificados son las funciones de entrada del análisis no lineal tiempo historia. Generalmente, el rango de coincidencia se establece de acuerdo con el período fundamental de la estructura, pero esto puede originar distorsiones importantes fuera de dicho rango por lo que en la práctica es conveniente ampliar el rango a todo el permitido por el software. La correspondencia espectral con estos registros se muestra en la siguiente imagen.



*Espectros de respuesta de los movimientos del suelo*

*Fuente: elaboración propia*

A través del software ETABS fue posible ejecutar el Análisis Dinámico no lineal-Tiempo Historia con Integración Directa, considerando plasticidad concentrada en vigas y columnas y distribuida en los muros. Las cargas gravitacionales se han aplicado en el paso inicial del análisis como un caso estático no lineal (D+0.25L).

General

Load Case Name: Lima 1966-E-W

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Direct Integration

Mass Source: MsSrc

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: NL D+0.25L

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E-W 66-match	1397.925
Acceleration	U2	N-S 66-match	456.165

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps: 6560

Output Time Step Size: 0.01 sec

Damping: Mass: 0.4304; Stiff: 7.849E-05; Modal: No

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event

*Aceleraciones en las direcciones  $U_1$  y  $U_2$  – Sismo Lima 1966*

*Fuente: ETABS*

La disipación de energía se capturará mediante la modelación explícita del ciclo histerético de los elementos inelásticos. Asimismo, se considerará un amortiguamiento adicional inherente a la estructura proporcional a una combinación de masa y rigidez (amortiguamiento de Rayleigh). De acuerdo a las recomendaciones del documento ACHISINA-2017, el amortiguamiento inherente adicional no debe exceder el 2.5% del amortiguamiento crítico en los modos principales.

Viscous Proportional Damping

Direct Specification

Specify Damping by Period

Specify Damping by Frequency

Specify as Period Ratio, T/T\_mode, for This Mode

Mass Proportional Coefficient: 0.4304 1/sec

Stiffness Proportional Coefficient: 7.849E-05 sec

	Period	Frequency	Damping
First	0.72 sec		0.025
Second	0.01 sec		0.025

Recalculate Coefficients

*Parámetros de amortiguamiento en función del periodo*

*Fuente: ETABS*

Se utilizó como método de integración Hilber-Hughes-Taylor” (HHT). El parámetro alpha se definió como -0.02.

Method		
<input type="radio"/> Newmark	Gamma	
	Beta	
<input type="radio"/> Wilson	Theta	
<input type="radio"/> Collocation	Gamma	
	Beta	
	Theta	
<input checked="" type="radio"/> Hilber-Hughes-Taylor	Gamma	0.52
	Beta	0.2601
	Alpha	-0.02
<input type="radio"/> Chung and Hulbert	Gamma	

*Parámetros de estabilidad y convergencia*

*Fuente: ETABS*

Luego realizar el análisis de la estructura, se muestra una tabla resumen de la comparación de cortantes y desplazamientos entre el análisis estático no lineal y dinámico no lineal para los acelerogramas sintéticos utilizados.

Acelerograma	V <sub>x</sub> (ton)	V <sub>y</sub> (ton)	D <sub>x</sub> (cm)	D <sub>y</sub> (cm)
Lima 1966	2434.50	1982.50	17.70	23.30
Lima 1970	2192.90	2257.60	11.28	22.00
Lima1974	2511.70	2390.20	14.01	14.50
ANLTH-MAX	2511.70	2390.20	17.70	23.30
AENL	1397.90	1431.70	10.90	39.80
<b>Deriva Global</b>			<b>0.0087</b>	<b>0.0115</b>

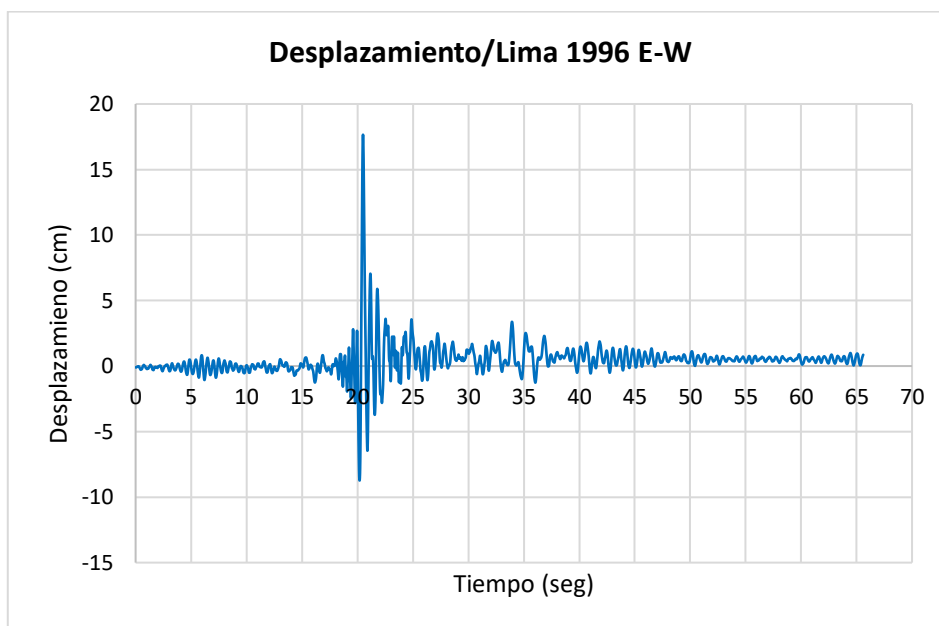
*Fuerzas y desplazamientos del análisis no lineal*

*Fuente: elaboración propia*

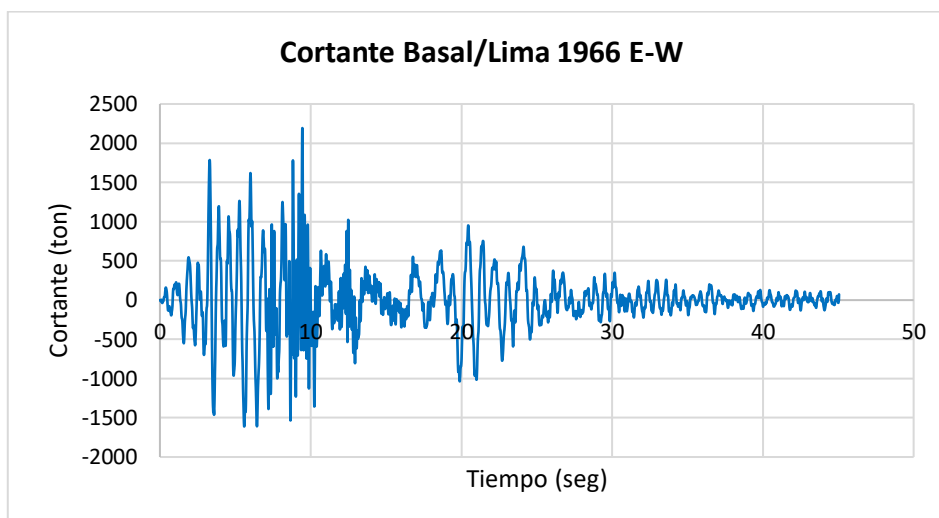
Se observa que, para la demanda MCE la deriva global en la dirección X es 0.0087 y en la dirección Y es 0.0115, las cuales son menores a la máxima permitida. Asimismo, el valor del cortante basal máximo obtenido por el análisis no lineal tiempo-historia en la dirección “x” es 2511.7 ton frente a un cortante máximo 1397.9 ton obtenido del análisis Pushover, mientras que en la dirección “y” el valor máximo obtenido por el análisis no lineal tiempo-historia es 2390.2 ton frente a un cortante máximo de 1431.70 ton del análisis Pushover.

El valor máximo del desplazamiento en el techo obtenido por el análisis no lineal tiempo-historia en la dirección “x” es 17.70 cm frente a un desplazamiento de 10.90 cm obtenido del análisis Pushover, mientras que en la dirección “y” el valor máximo obtenido por el análisis no

lineal tiempo-historia es 23.30 cm frente a un desplazamiento de 39.80 cm del análisis Pushover.



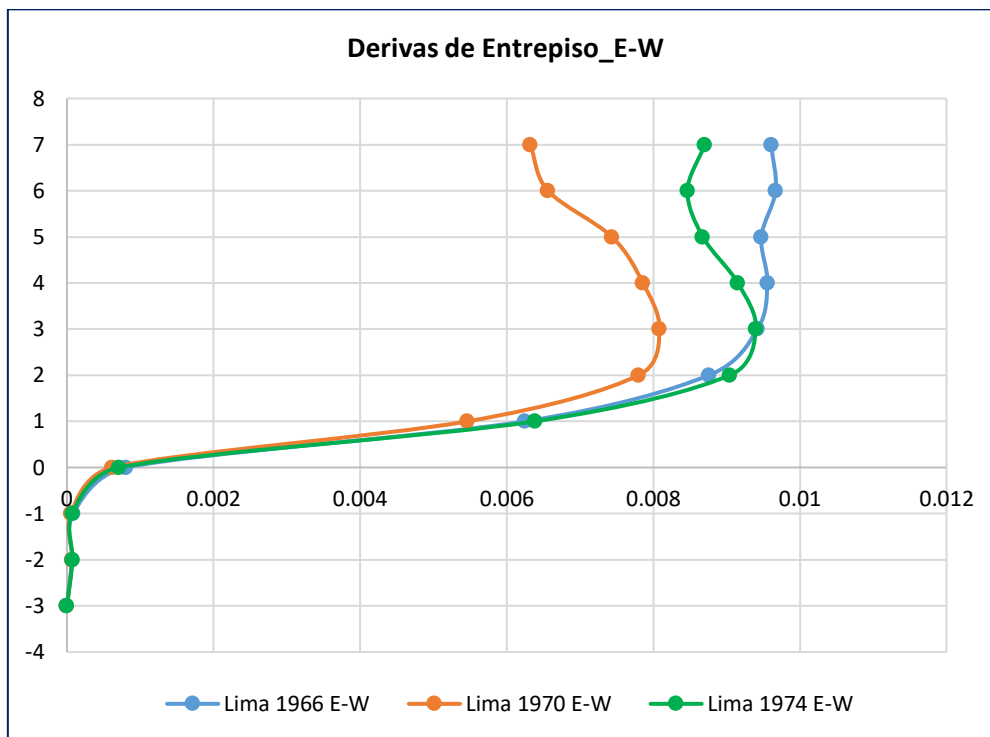
*Desplazamiento vs tiempo-Lima 1966 E-W*



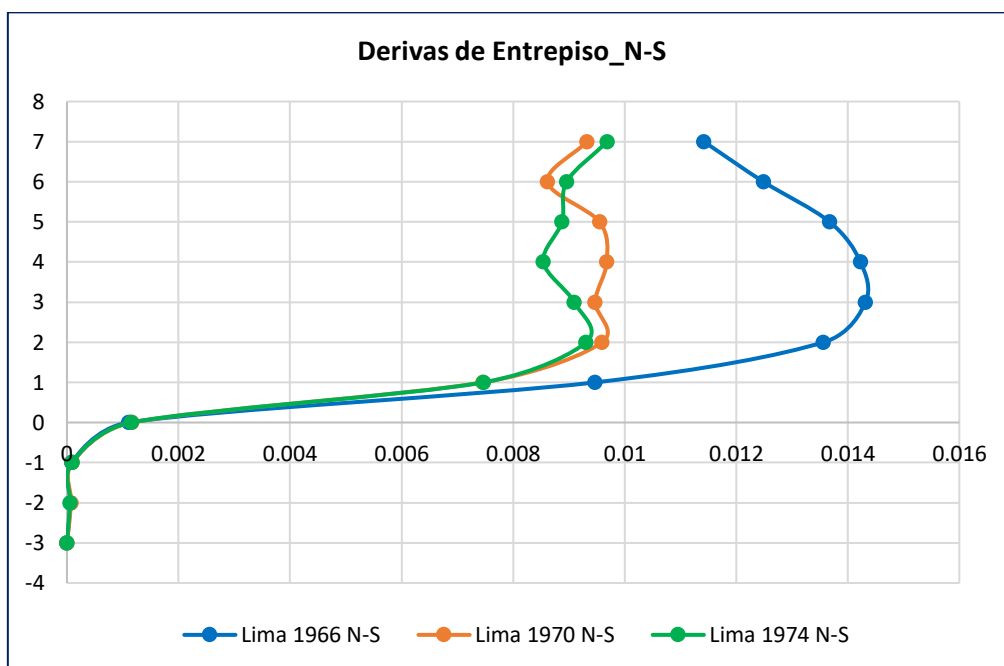
*Cortante vs tiempo-Lima 1966 E-W*

La diferencia de resultados se debe a que, el análisis tiempo-historia tiene en cuenta la dinámica de la estructura el cual se vuelve ideal para estructuras de geometría irregular y con presencia de torsión; mientras que el análisis estático no considera el historial de la estructura. Sin embargo, siempre se debe de considerar un análisis Pushover para tener una idea global de la estructura y sus componentes.

## Derivas de entrepiso



*Derivas de entrepiso\_dirección E-W*



*Derivas de entrepiso\_dirección N-S*

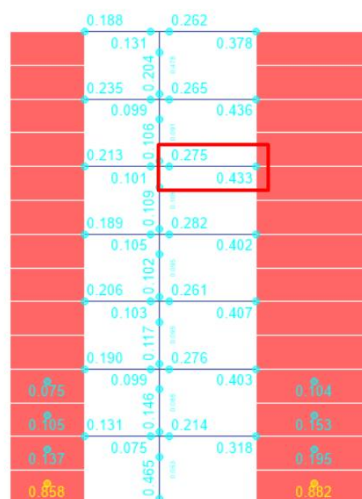
La deriva máxima de entrepiso para MCE en la dirección X es 0.0097 y se produce en el sexto nivel, mientras que en la dirección Y la máxima deriva es 0.014 y se produce en el tercer piso. Ambas derivas son menores a la máxima permitida ( $\Delta < 0.015$ ).

## Evaluación de componentes

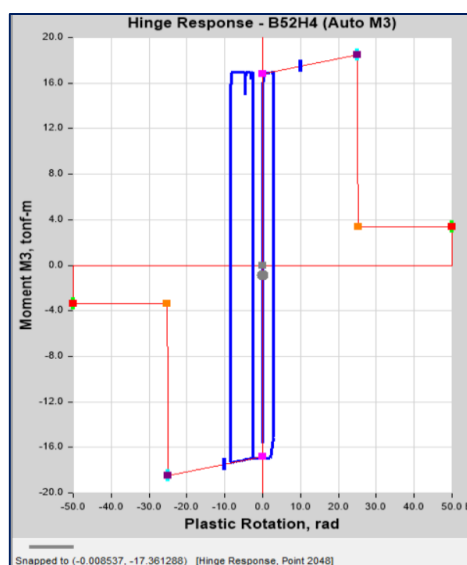
Se presenta la verificación de los ratios de deformaciones del eje más crítico para el estado de seguridad de vida, en este caso para la demanda del sismo de Lima 1966, Lima 1970 y Lima 1974 escalado al sismo máximo considerado.

## Vigas

Se muestra la respuesta de las rótulas plásticas correspondientes a la viga V2- 30x65 eje "1" del 5° nivel.



*D/C para MCE E-W/estado de Seguridad de Vida*

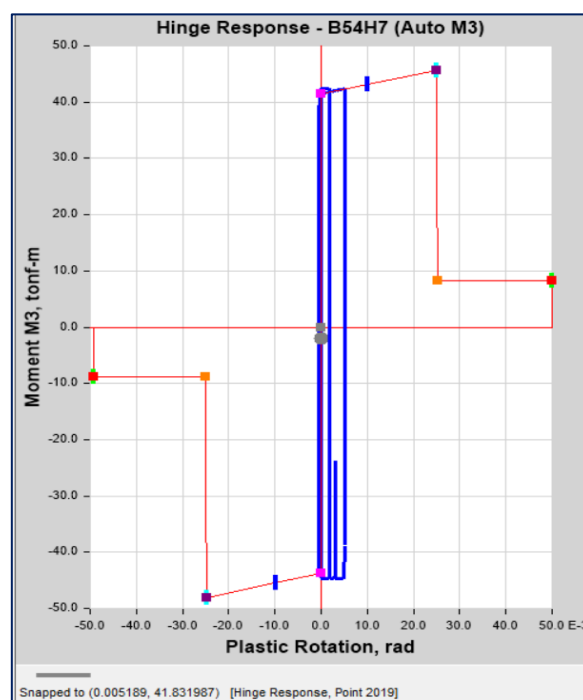


*Rótula plástica/sismo Lima 1966 E-W*

Se observa que la demanda sísmica en la viga alcanza un momento máximo de 17.36 ton-m y una rotación plástica de 0.0085 rad. De acuerdo con los criterios de aceptación de la tabla 10-

7 de ASCE/SEI 41-13, la viga permanece en un rango de daño controlado, prácticamente en el límite de ocupación inmediata.

También se muestra la respuesta de la rótula plástica correspondientes a la viga V1- 30x65 eje "G" del 5° nivel, que se encuentra en estado más crítico para el sismo de Lima 1966 N-S.

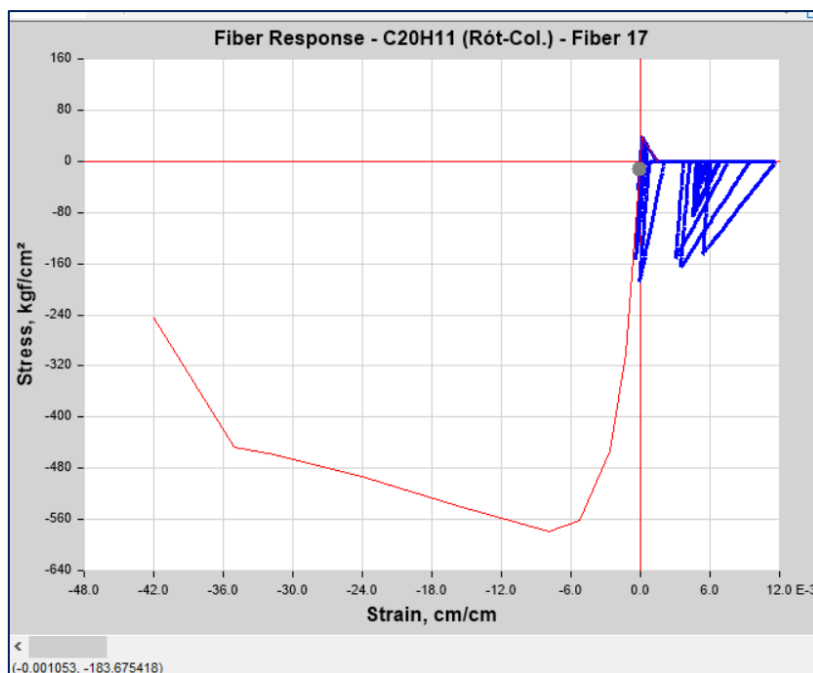


*Rótula plástica/sismo Lima 1966 N-S*

Se observa que la demanda sísmica en la viga alcanza un momento máximo de 22.66 ton-m y una rotación plástica de 0.0052 rad. De acuerdo con los criterios de aceptación de la tabla 10-7 de ASCE/SEI 41-13, la viga permanece en un rango de daño controlado, por debajo del límite de ocupación inmediata.

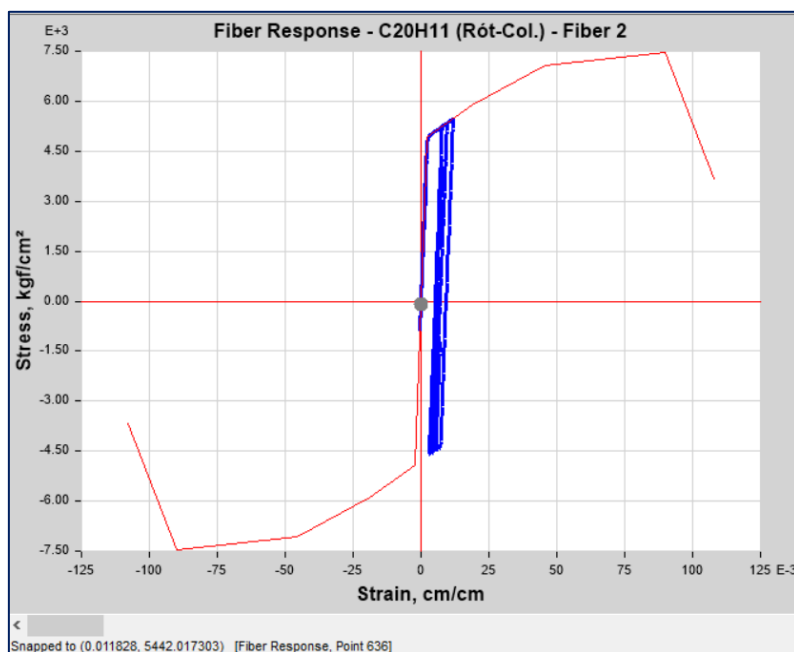
### Columns

Se muestra la respuesta de modelos de fibras correspondientes a la columna C-06 de 1° nivel, que se encuentra en estado más crítico para el sismo de Lima 1970 N-S



*Fibra de concreto confinado en compresión / sismo Lima 1970 N-S*

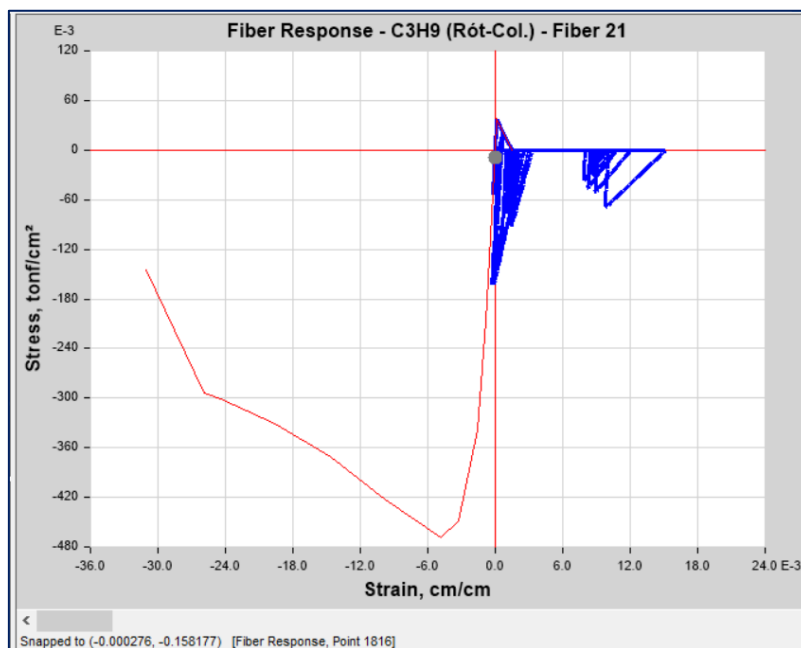
Se observa que la deformación en las fibras de concreto confinado alcanza un valor máximo de 0.0011 m/m en compresión, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de ocupación inmediata.



*Fibra de refuerzo en tracción/ sismo Lima 1970 N-S*

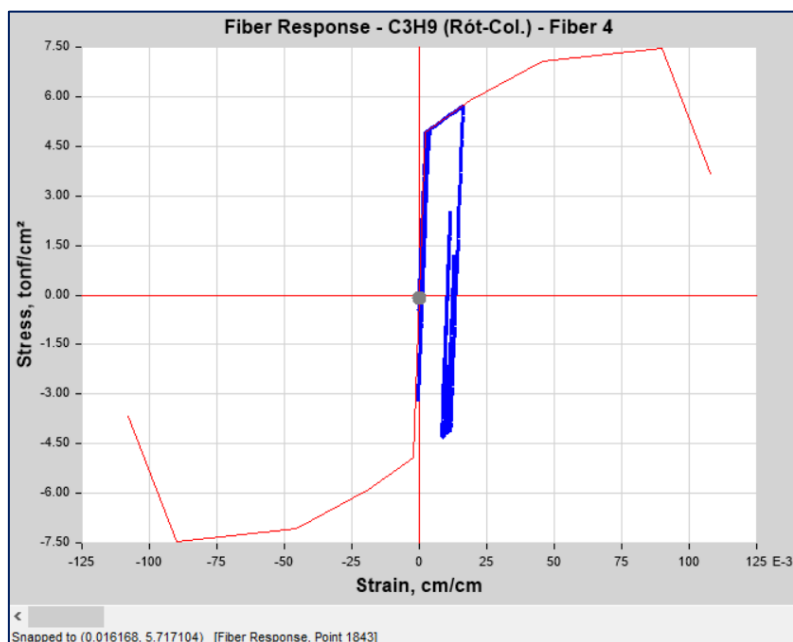
Se observa que la deformación en las fibras de acero en tracción alcanza un valor máximo de 0.0118 m/m, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de seguridad de vida.

También se muestra la respuesta de los modelos de fibras correspondientes a la columna C-04 de 1° nivel, que se encuentra en estado más crítico para el sismo de Lima 1974 E-W



*Fibra de concreto confinado en compresión / sismo Lima 1966 -N-S*

Se observa que la deformación en las fibras de concreto confinado alcanza un valor máximo de 0.00028 m/m en compresión, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de ocupación inmediata.

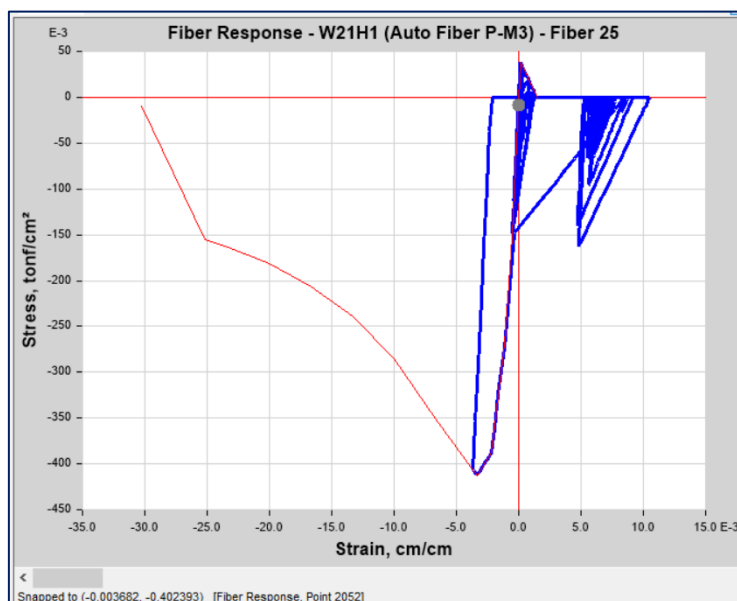


*Fibra de refuerzo en tracción/ sismo Lima 1974 E-W*

Se observa que la deformación en las fibras de acero en tracción alcanza un valor máximo de 0.016 m/m, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de seguridad de vida.

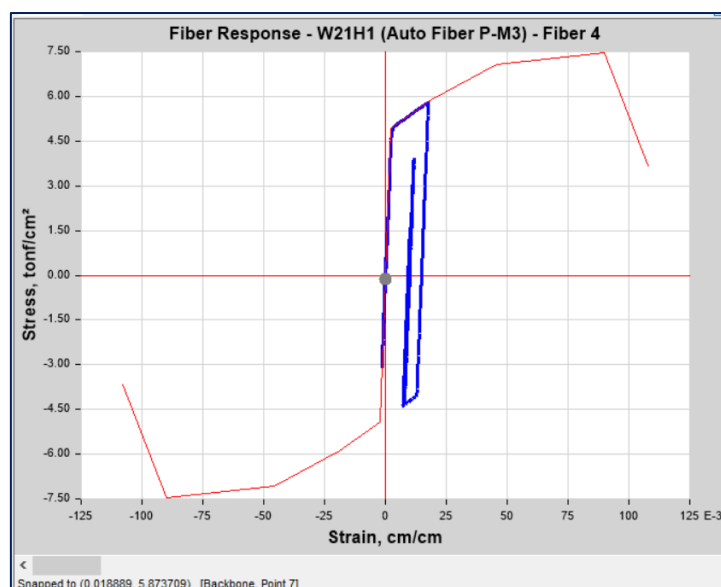
## Muros

Se muestra la respuesta de los modelos de fibras correspondientes al muro de corte MC-11 del 1° nivel.



*Fibra de concreto confinado en compresión / sismo Lima 1966 E-W*

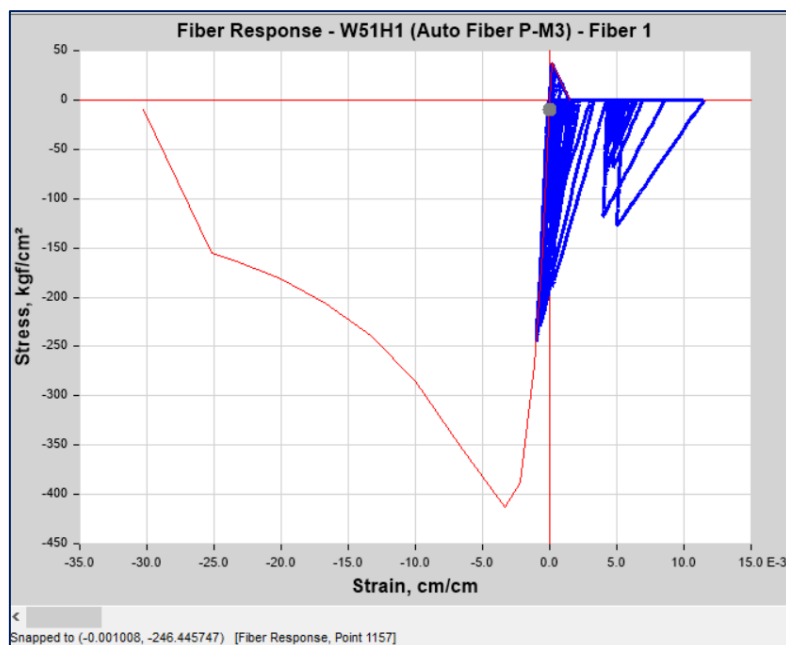
Se observa que la deformación en las fibras de concreto confinado alcanza un valor máximo de 0.0037 m/m en compresión, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de seguridad de vida.



*Fibra de refuerzo en tracción/ sismo Lima 1966 E-W*

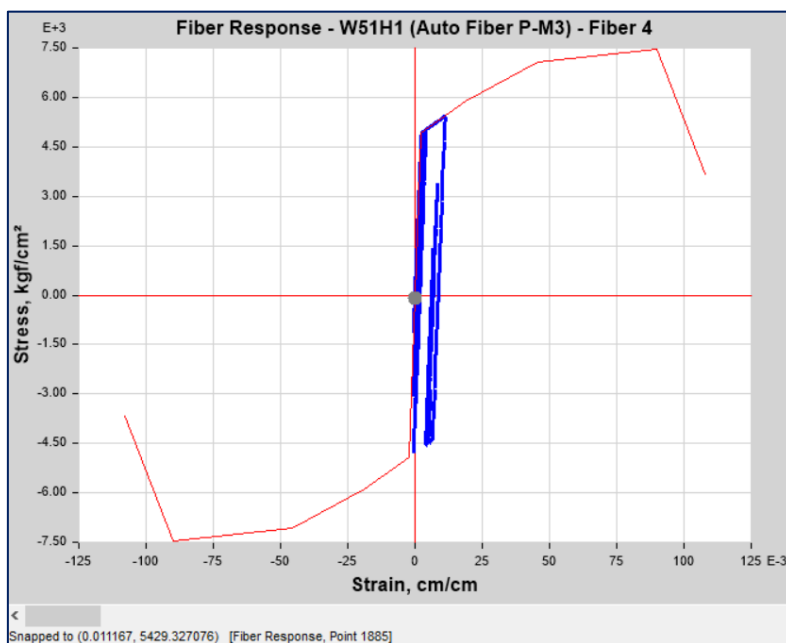
Se observa que la deformación en las fibras de acero en tracción alcanza un valor máximo de 0.019 m/m, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de seguridad de vida.

También se muestra la respuesta de los modelos de fibras correspondientes al muro de corte MC-01 del 1° nivel.



*Fibra de concreto confinado en compresión / sismo Lima 1974 N-S*

Se observa que la deformación en las fibras de concreto confinado alcanza un valor máximo de 0.001 m/m en compresión, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de ocupación inmediata.

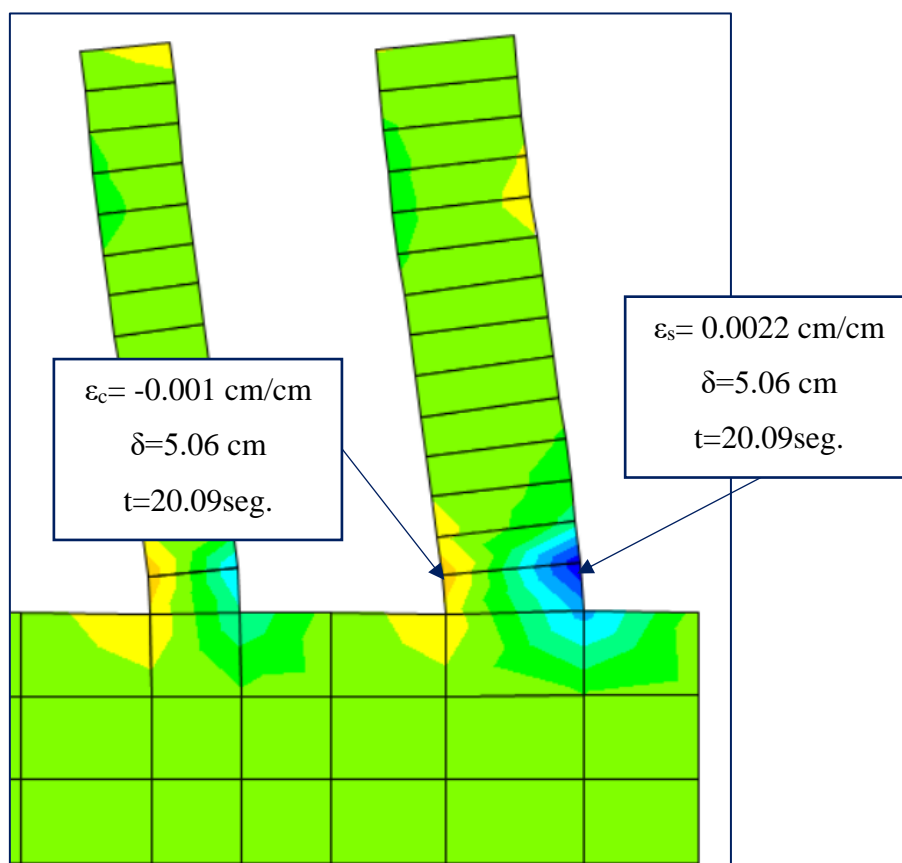


*Fibra de refuerzo en tracción/ sismo Lima 1974 N-S*

Se observa que la deformación en las fibras de acero en tracción alcanza un valor máximo de 0.011 m/m, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de seguridad de vida.

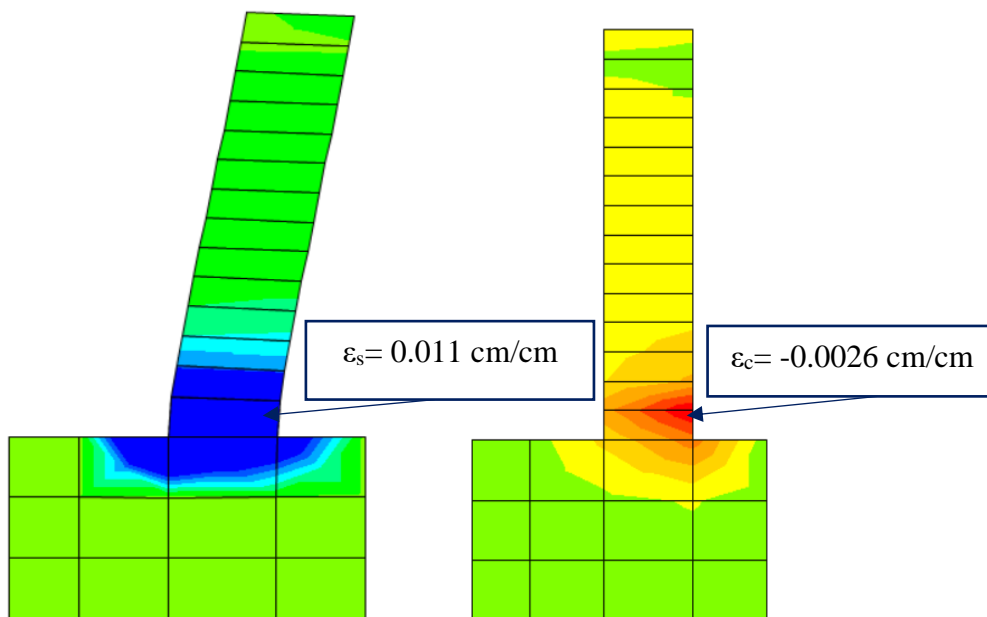
Se puede observar que todas las rótulas plásticas se encuentran en un rango de daño controlado de seguridad de vida. La estructura diseñada cumple con los criterios de aceptación y en consecuencia con el objetivo de desempeño (objetivo básico). Asimismo, es posible notar que, la estructura no ha desarrollado una respuesta plástica completa de acuerdo al objetivo de desempeño a lograr para la edificación, esto significa que no se ha realizado una máxima optimización del diseño.

### Perfil de deformaciones



*Perfil de deformaciones Lima 1966 E-W*

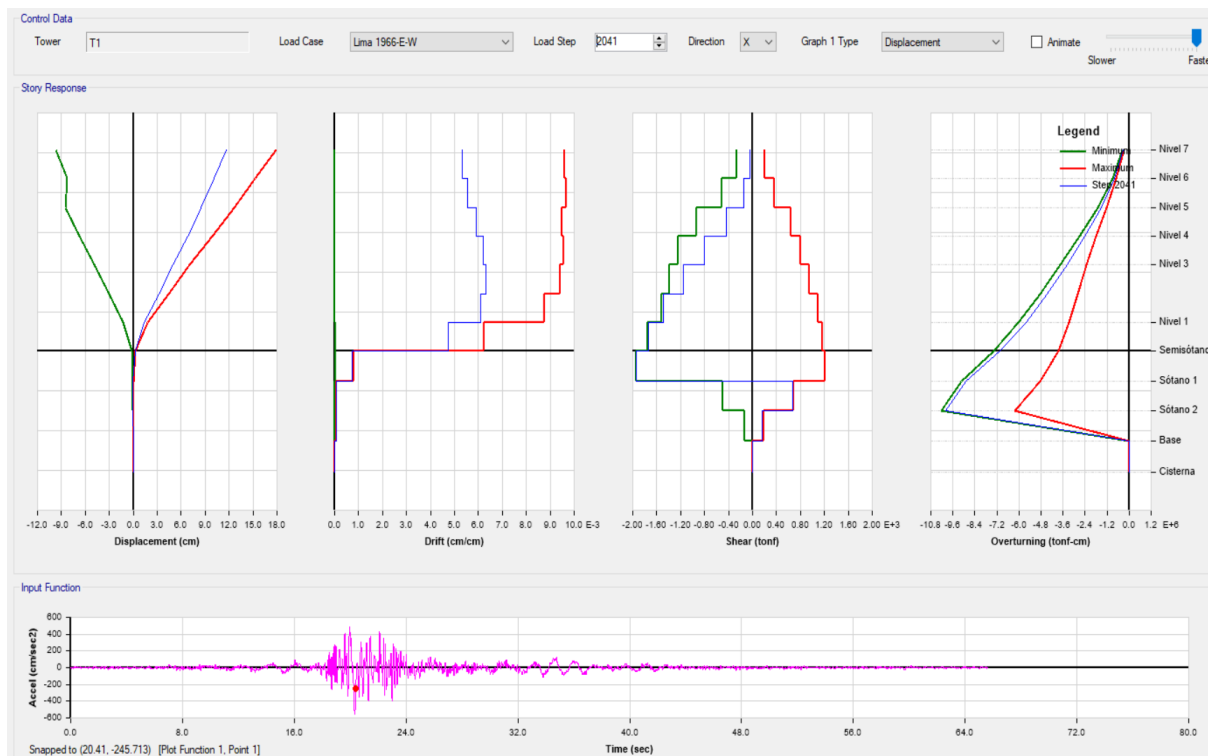
De acuerdo al análisis THNL se obtiene la fluencia del acero a un desplazamiento de 5.06 cm, en un instante de tiempo de 20.09 seg para el sismo de Lima 1966 E-W; asimismo la deformación unitaria a compresión del concreto para ese desplazamiento es -0.001cm/cm.



Perfil de deformaciones MC-11/Sismo Lima 1966 E-W

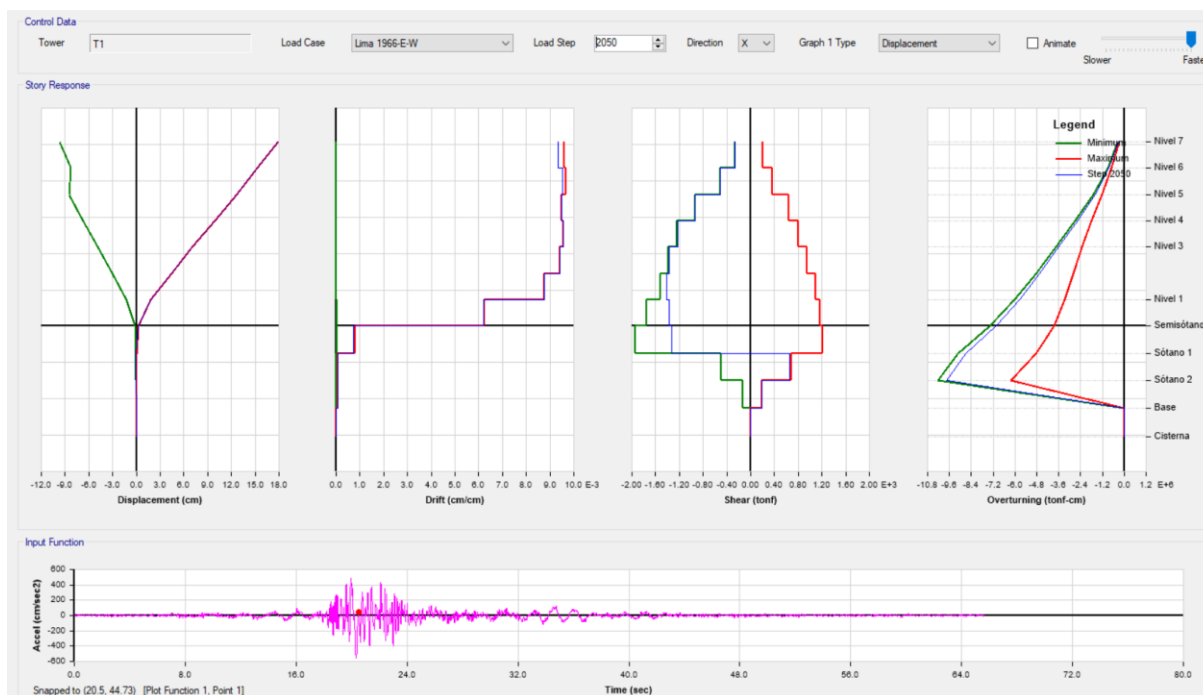
Fuente: ETABS

Para la demanda MCE considerando el sismo Lima 1966 E-W que produce las máximas deformaciones para el muro MC-11, el acortamiento en el concreto alcanza un valor de -0.0026cm/cm y el acero de refuerzo alcanza un alargamiento de 0.011cm/cm, quedando en rango de daño controlado de seguridad de vida.



Cortante Basal máximo- sismo Lima 1966 E-W

Fuente: ETABS



### Desplazamiento máximo-sismo Lima 1966 E-W

Fuente: ETABS

El análisis THNL muestra que las acciones de corte, momento volcante, desplazamientos, etc. no se producen al mismo tiempo. Para el caso del sismo Lima 1966 E-W el cortante máximo se genera a los 20.42 seg y el desplazamiento máximo a los 20.5 seg. Asimismo, para el momento volcante se observa que en el tercer nivel aparece una forma de “wata” producto de la influencia de los modos superiores, sin embargo, este fenómeno es más relevante en edificios altos. Para edificios bajos el momento volcante se asemeja a la forma que se obtiene con el análisis modal espectral.

### Acciones controladas por fuerza

MURO	$L_m$ (cm)	$e_m$ (cm)	$f'_{ce}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{ye}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_b$ (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	$\rho_h$
MC-01	310	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847
MC-02	330	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847
MC-03	325	30	364	4921.5	1.27	25	0.00339
MC-04	290	40	364	4921.5	1.27	20	0.00318
MC-05	210	25	364	4921.5	1.27	20	0.00508
MC-07	230	40	364	4921.5	1.27	25	0.00254
MC-08	230	40	364	4921.5	1.27	25	0.00254
MC-09	320	20	364	4921.5	1.27	25	0.00508
MC-10	320	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847
MC-11	520	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847

Vc (ton)	V <sub>s</sub> (ton)	V <sub>n</sub> (ton)	V <sub>ne</sub> (ton)	MCE-PUSHOVER		MCE-THNL	D/C
				V_Push_X(+) (ton)	V_Push_X(-) (ton)	V (ton)	
62.7	258.3	321.0	354.87	245.20	245.20	290.8	C
66.7	275.0	341.8	377.76	344.30	344.30	343.1	C
98.6	162.5	261.1	293.73	180.80	185.90	243.3	C
117.3	181.3	298.6	335.87	162.00	162.00	169.1	C
53.1	131.3	184.3	207.39	130.00	130.00	125.3	C
93.0	115.0	208.0	308.05	152.10	152.10	221.2	C
93.0	115.0	208.0	308.05	120.60	120.60	173.3	C
64.7	160.0	224.7	252.81	141.20	166.30	163.9	C
64.7	266.7	331.4	366.31	119.50	264.10	264.5	C
105.2	433.4	538.5	595.26	551.10	421.30	644.7	NC

*Acciones controladas por fuerza-MCE*

*Fuente: Elaboración propia*

Se muestra los resultados de las fuerzas cortantes en los muros de corte, comparando las obtenidas del análisis Pushover y del análisis tiempo historia no lineal para MCE. De acuerdo al análisis realizado se puede observar que a nivel de deformaciones en los componentes la estructura cumple con el objetivo de desempeño, quedando en un rango de daño controlado, debajo del límite de seguridad de vida, sin embargo, el análisis THNL muestra que la estructura se encuentra controlada por acciones de fuerza en el MC-11, que implica una frágil. Asimismo, el MC-11 al ser un elemento muy importante en esa dirección no se debe permitir que condicione a la estructura a un colapso parcial o total de la misma; es recomendable aumentar más rigidez para distribuir de mejor manera la fuerza de corte en los elementos estructurales y evitar fallas frágiles.

### **Diseño optimizado con disipadores SLB**

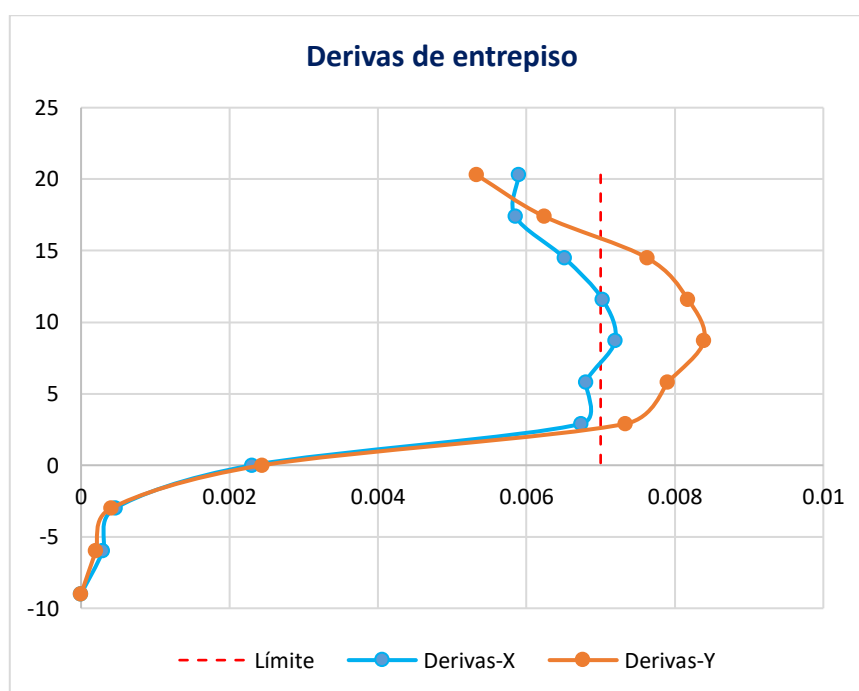
Durante el desarrollo del proyecto, se han realizado algunos cambios arquitectónicos y diversas alternativas que llevaron a variaciones de la solución. Los siguientes resultados corresponden al estudio del comportamiento estructural del edificio sin disipadores SLB y sin muros de corte perimetrales que, mediante el análisis modal, obtener información sobre los primeros modos de vibración de la estructura y su relación de masas participantes. Los resultados del análisis modal se muestran en la siguiente tabla:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
		sec									
Modal	1	0.834	0.0509	0.2777	9.4E-07	0.0509	0.2777	9.4E-07	0.2202	0.0235	0.1299
Modal	2	0.679	0.4091	0.0349	0.0001	0.46	0.3126	0.0001	0.0322	0.1709	0.009
Modal	3	0.614	0.0004	0.1551	1.3E-06	0.4604	0.4677	0.0001	0.0542	0.0002	0.2641

*Periodos y participación modal de la estructura sin disipadores SLB*

*Fuente: elaboración propia*

Los resultados modales muestran que los dos primeros modos de vibración son traslacionales y el tercero rotacional. El primer modo corresponde a la dirección “x” con un periodo de 0.834 segundo, con una masa participativa del 27.77% de la masa total; mientras que el segundo modo corresponde a la dirección “y” con un periodo de 0.679 segundos, con una masa participativa del 40.91% de la masa total. Los resultados del análisis del espectro de respuesta en términos de derivas, en ambas direcciones la estructura no cumple con los requisitos del RNE, alcanzando una deriva máxima de 0.072 en la dirección “x” y una deriva máxima de 0.084 en la dirección “y”, la dirección más deformable.



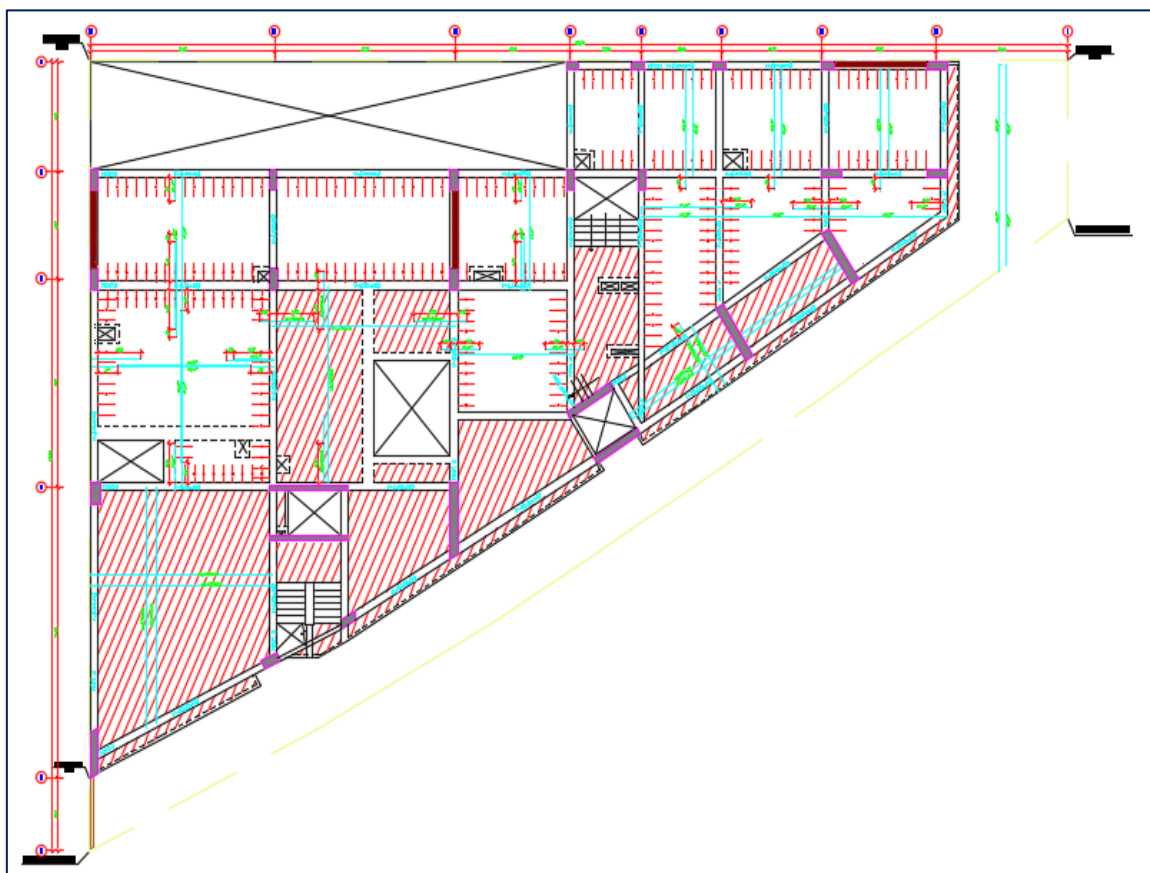
*Derivas de entrespiso / edificio flexible*

*Fuente: elaboración propia*

Luego de verificar que la estructura no cumple con las derivas de entrespiso límite de acuerdo a la norma E 0.30, se ha incorporado estratégicamente disipadores SLB en ambas direcciones,

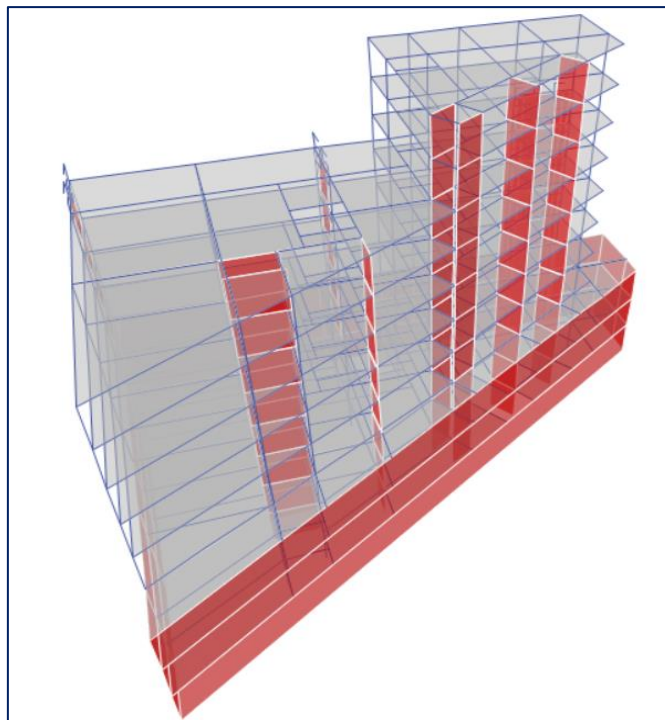
con el fin de lograr optimizar en términos de ventajas de la respuesta sísmica, económicas y arquitectónica, así como, asegurando cumplir con las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones. Esta solución propuesta, consiste en la implementación de 30 disipadores SLB, con muros desacoplados de 20 cm de espesor.

La solución propuesta se muestra a continuación:



*Encofrado-1ª Piso*

*Fuente: elaboración propia*



*Modelo matemático del edificio con disipadores SLB*

*Fuente: ETABS*

Se ha propuesto la instalación de 6 dispositivos SLB por cada nivel (2 en la dirección “x” y “4” en cada dirección “y con muros desacoplados de 20 cm de espesor, equipados con dos dispositivos SLB cada uno. Todos los muros desacoplados están caracterizados por un concreto cuya resistencia a la compresión es  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ . Es importante destacar que, debido a la conexión tipo "peine" de los dispositivos no se transfieren fuerzas axiales, esto se convierte en la ventaja que se pueden colocar libremente en planta y en altura, es por ello que, en el presente proyecto se han incorporado muros desacoplados con disipadores SLB a partir del primer nivel, ya que arquitectónicamente no era posible colocar muros de corte desde la base.

Para la selección de los disipadores SLB, basados en el análisis modal espectral, como método de prediseño se ha utilizado el método de “iteración directa” implementado en el plugin “DISSIPASLB”. Este método de prediseño sugiere que la relación  $D/C < 1.5$ , sin embargo, para el presente caso el valor límite utilizado es 1.6, ya que luego será verificado el tamaño de los disipadores mediante un análisis no lineal. Los tamaños de los disipadores de prediseño se muestran en la siguiente tabla:

Story	Link	V2 (kN)	Dissipator	Fy (kN)	Fy max (kN)	Dissipator ETABS	Fy (kN) ETABS	Fy max (kN) ETABS	V2 (kN) It.	D/C It.	Dissipator It.
Nivel 5	K16	53.25	SLB2 6_2	35.6	69.01	SLB2 6_2	35.6	69.01	45.91	1.29	Ok!
Nivel 5	K17	53.35	SLB2 6_2	35.6	69.01	SLB2 6_2	35.6	69.01	46.09	1.29	Ok!
Nivel 5	K33	59.34	SLB2 6_3	41	79.21	SLB2 6_3	41	79.21	53.06	1.29	Ok!
Nivel 5	K34	59.37	SLB2 6_3	41	79.21	SLB2 6_3	41	79.21	53.09	1.29	Ok!
Nivel 5	K43	73.31	SLB2 6_5	47.4	96.67	SLB2 8_5	72.7	133.29	105.33	1.45	Ok!
Nivel 5	K44	73.35	SLB2 6_5	47.4	96.67	SLB2 8_5	72.7	133.29	105.41	1.45	Ok!
Nivel 4	K18	66.11	SLB2 6_5	47.4	96.67	SLB2 8_5	72.7	133.29	102.31	1.41	Ok!
Nivel 4	K19	66.18	SLB2 6_5	47.4	96.67	SLB2 8_5	72.7	133.29	102.46	1.41	Ok!
Nivel 4	K35	87.43	SLB2 8_3	58	107.57	SLB2 10_5	112.2	182.26	162.36	1.45	Ok!
Nivel 4	K36	87.45	SLB2 8_3	58	107.57	SLB2 10_5	112.2	182.26	162.45	1.45	Ok!
Nivel 4	K45	82.22	SLB2 8_3	58	107.57	SLB2 10_5	112.2	182.26	156.86	1.4	Ok!
Nivel 4	K46	82.26	SLB2 8_3	58	107.57	SLB2 10_5	112.2	182.26	156.98	1.4	Ok!
Nivel 3	K20	78.24	SLB2 6_5	47.4	96.67	SLB2 10_5	112.2	182.26	159.52	1.42	Ok!
Nivel 3	K21	78.19	SLB2 6_5	47.4	96.67	SLB2 10_5	112.2	182.26	159.73	1.42	Ok!
Nivel 3	K37	112.72	SLB2 10_3	81.1	148.63	SLB2 20_5	218.4	395.71	310.5	1.42	Ok!
Nivel 3	K38	112.75	SLB2 10_3	81.1	148.63	SLB2 20_5	218.4	395.71	310.72	1.42	Ok!
Nivel 3	K47	90.59	SLB2 8_4	66.3	120.87	SLB2 15_4	149.7	276.57	239.67	1.6	SLB2 15_4
Nivel 3	K48	90.63	SLB2 8_4	66.3	120.87	SLB2 15_4	149.7	276.57	239.87	1.6	SLB2 15_4
Nivel 2	K22	87.49	SLB2 8_3	58	107.57	SLB2 20_5	218.4	395.71	312.6	1.43	Ok!
Nivel 2	K23	87.15	SLB2 8_3	58	107.57	SLB2 20_5	218.4	395.71	310.09	1.42	Ok!
Nivel 2	K39	127.31	SLB2 10_4	93	166.26	SLB3 25_4	279.6	526.49	386.35	1.38	Ok!
Nivel 2	K40	127.34	SLB2 10_4	93	166.26	SLB3 25_4	279.6	526.49	386.03	1.38	Ok!
Nivel 2	K49	90.31	SLB2 8_4	66.3	120.87	SLB2 15_4	149.7	276.57	238.03	1.59	SLB2 15_4
Nivel 2	K50	90.35	SLB2 8_4	66.3	120.87	SLB2 15_4	149.7	276.57	238.23	1.59	SLB2 15_4
Nivel 1	K6	88.42	SLB2 8_3	58	107.57	SLB3 25_5	319	592.39	442.41	1.39	Ok!
Nivel 1	K7	88.54	SLB2 8_3	58	107.57	SLB3 25_5	319	592.39	443.92	1.39	Ok!
Nivel 1	K31	99.76	SLB2 8_5	72.7	133.29	SLB3 25_4	279.6	526.49	378.55	1.35	Ok!
Nivel 1	K32	99.66	SLB2 8_5	72.7	133.29	SLB3 25_4	279.6	526.49	377.68	1.35	Ok!
Nivel 1	K41	64.15	SLB2 6_5	47.4	96.67	SLB2 6_5	47.4	96.67	53.61	1.13	Ok!
Nivel 1	K42	64.19	SLB2 6_5	47.4	96.67	SLB2 6_5	47.4	96.67	53.68	1.13	Ok!

*Disipadores SLB-Iteración directa*

*Fuente: DISSIPA SLB*

Comparando la estructura con y sin disipadores SLB de la primera propuesta, se puede observar que la estructura con disipadores presenta un periodo fundamental mayor que la estructura sin disipadores. Además, con la inclusión de disipadores SLB, la fuerza cortante ha disminuido en un 26.36% en la dirección “x” y 11.29% en la dirección “y”. Esto se justifica por el hecho que la estructura con disipadores SLB es más flexible y dúctil en comparación con la estructura original diseñada.

Periodos y Participación Modal				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.629	0.0000	0.3299
Modal	2	0.474	0.4015	0.0068
Modal	3	0.370	0.0260	0.1075

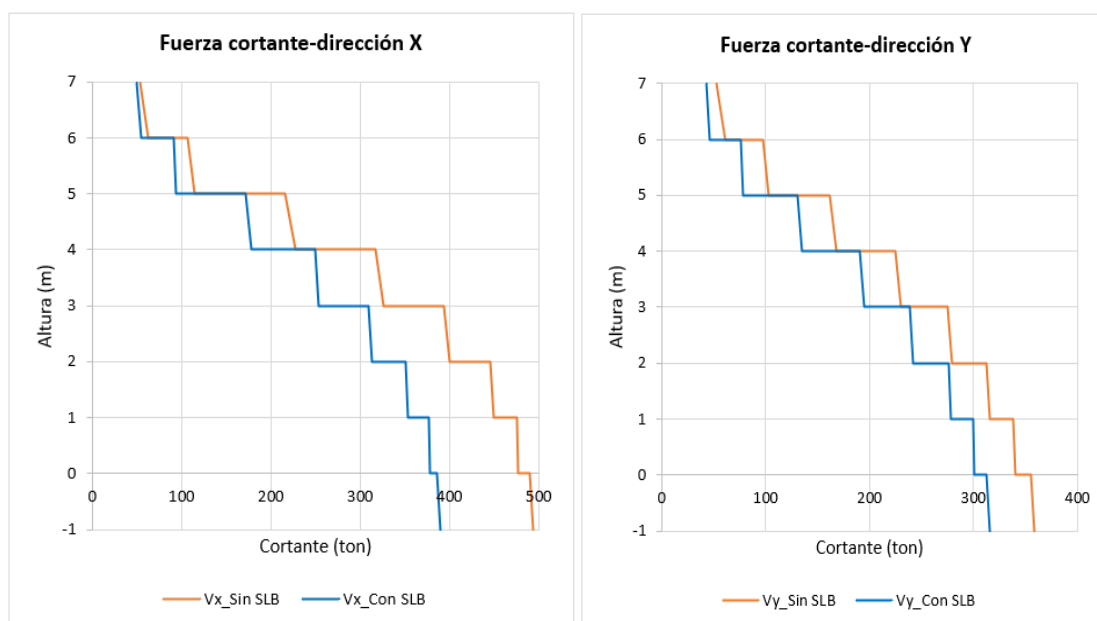
*Periodos y participación modal de la estructura sin disipadores*

*Fuente: elaboración propia*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.645	0.014	0.2758
Modal	2	0.542	0.418	0.0031
Modal	3	0.405	0.0024	0.1748

*Periodos y participación modal de la estructura con disipadores SLB*

*Fuente: elaboración propia*



*Distribución de la fuerza cortante*

*Fuente: elaboración propia*

Luego de realizar el prediseño de los disipadores SLB, se procedió a verificar el tamaño y comportamiento histerético mediante un análisis dinámico no lineal. Los acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro objetivo utilizados son los mismos que se mostró y se describió para el análisis no lineal tiempo historia de la estructura sin disipadores. Asimismo, se ejecutó el análisis no lineal con la única no linealidad en los dispositivos y según las propiedades histeréticas del modelo de Wen cargadas por el plugin “DISSIP SLB” para dispositivos SLB.

**General**

Link Property Name: SLB3 25\_4      P-Delta Parameters: Modify/Show...  
 Link Type: Plastic (Wen)      Acceptance Criteria: Modify/Show...  
 Link Property Notes: Modify/Show Notes...      U2 specified

**Total Mass and Weight**

Mass: 0 kN-s<sup>2</sup>/mm      Rotational Inertia 1: 0 kN-mm-s<sup>2</sup>  
 Weight: 0 kN      Rotational Inertia 2: 0 kN-mm-s<sup>2</sup>  
 Rotational Inertia 3: 0 kN-mm-s<sup>2</sup>

**Factors for Line and Area Springs**

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 1000 mm  
 Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 1000000 mm<sup>2</sup>

**Directional Properties**

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All      Clear All

**Stiffness Options**

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear  
 Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)  
 Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1

### *Propiedades del disipador SLB3 25\_4*

**Link/Support Directional Properties**

**Identification**

Property Name: SLB3 25\_4  
 Direction: U2  
 Type: Plastic (Wen)  
 NonLinear: Yes

**Linear Properties**

Effective Stiffness: 478.32 kN/mm  
 Effective Damping: 0 kN-s/mm

**Shear Deformation Location**

Distance from End-J: 0 mm

**Nonlinear Properties**

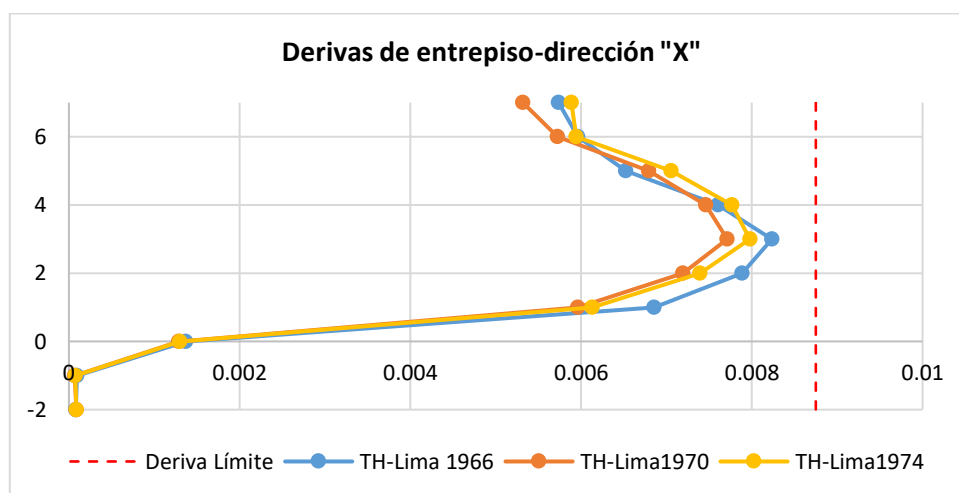
Stiffness: 478.32 kN/mm  
 Yield Strength: 279.6 kN  
 Post Yield Stiffness Ratio: 0.016942  
 Yielding Exponent: 2

### *Propiedades de la dirección no lineal en el plano del disipador SLB3 25\_4*

## Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso

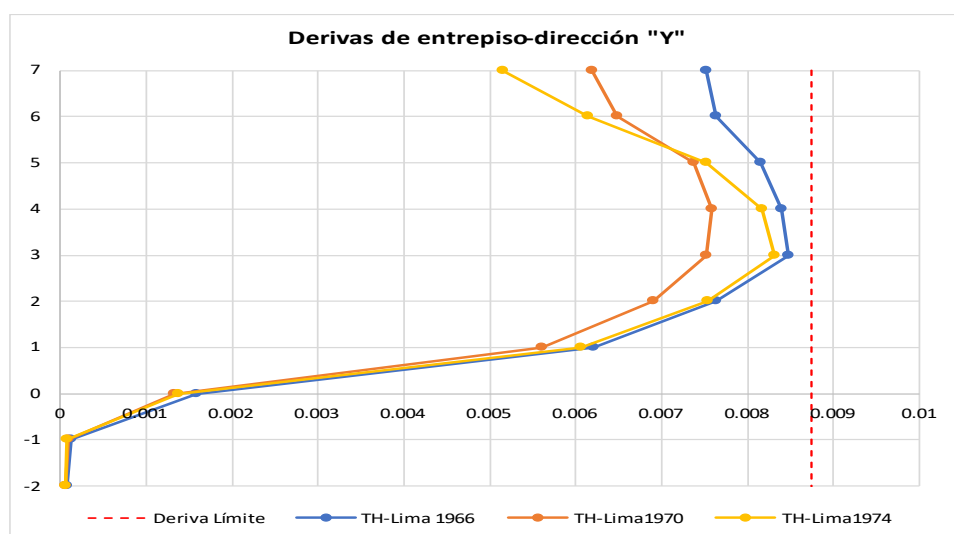
La optimización de los dispositivos SLB en la estructura, está influenciado por la verificación de la deriva máxima en un análisis sísmico no lineal. La norma sismorresistente E.030 precisa que el tratamiento de los resultados (fuerzas de diseño, deformaciones y derivas) se evaluará con el promedio de siete registros, en caso sea menor se deberá escoger los máximo valores obtenidos. Asimismo, las derivas máximas de entrepiso no deben exceder 1.25 veces los valores indicados en la tabla N° 11, que para concreto armado el valor límite corresponde a una deriva máxima de 0.00875.

En las siguientes gráficas se muestran las derivas máximas en las dos direcciones horizontales del análisis.



*Derivas no lineales de entrepiso-dirección "x"*

*Fuente: elaboración propia*



*Derivas no lineales de entrepiso-dirección "y"*

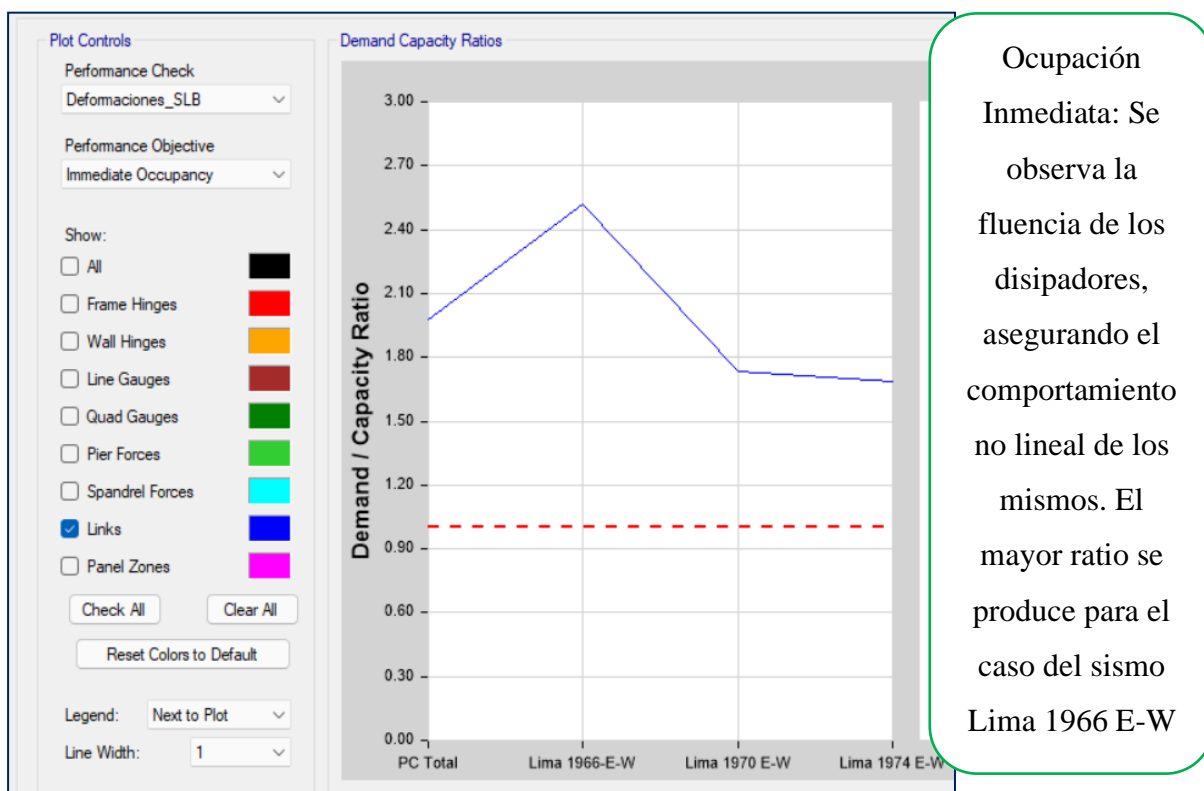
*Fuente: elaboración propia*

Se observa que la deriva máxima en la dirección “x” se presenta en el segundo nivel con valor de 0.0082, mientras que la deriva máxima en la dirección “y” se presenta en el tercer nivel con valor de 0.0085. Ambos valores de derivas están por debajo de la deriva límite normativa.

### Revisión de la fuerza cortante en los disipadores SLB

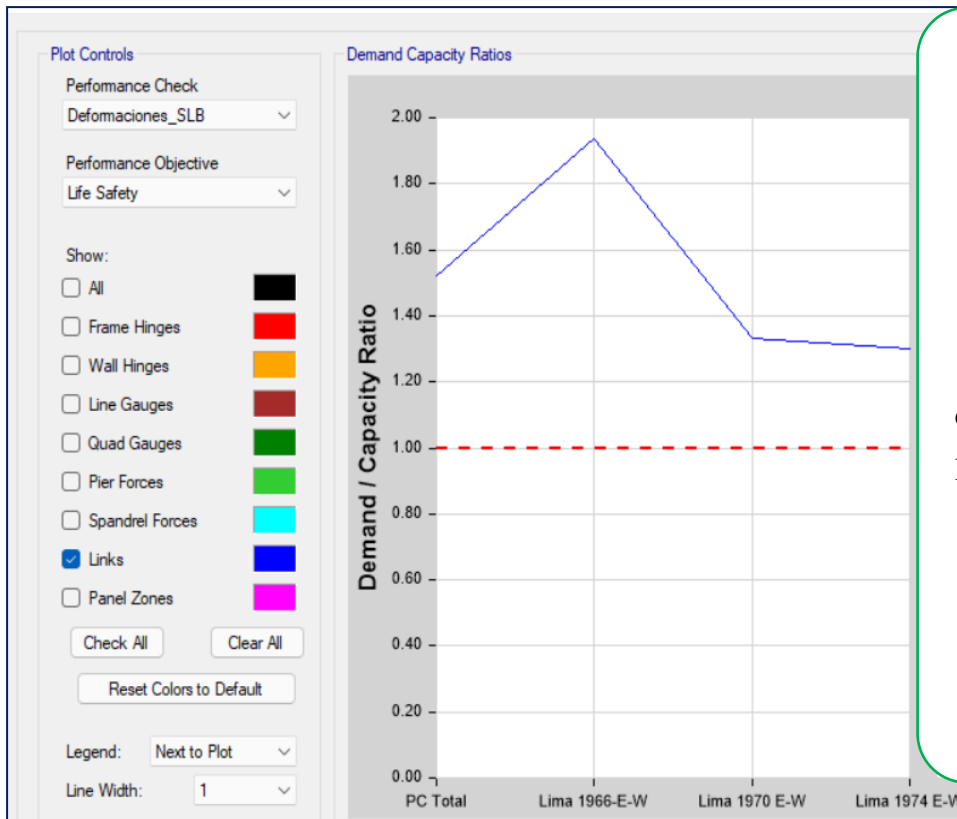
La revisión de los dispositivos SLB para el presente caso, corresponde para fuerzas de un sismo máximo (con aceleraciones de 1.5 veces el sismo de diseño). Se presenta la verificación de los ratios de deformación para cada estado límite, en este caso para la demanda del sismo de Lima 1966, Lima 1970 y Lima 1974.

#### Dirección “X”



*D/C sismo máximo / estado de ocupación inmediata*

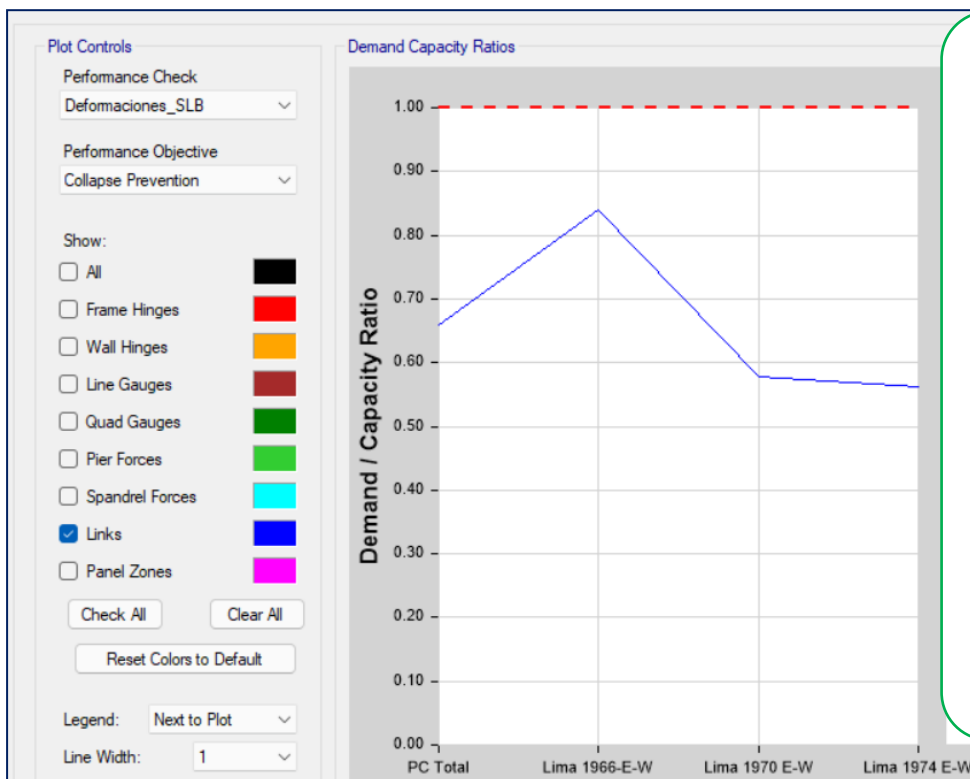
*Fuente: ETABS*



Seguridad de vida: Se observa el funcionamiento óptimo de los disipadores SLB. El mayor ratio se produce para el caso del sismo Lima 1966 E-W

*D/C sismo máximo / estado de seguridad de vida*

*Fuente: ETABS*

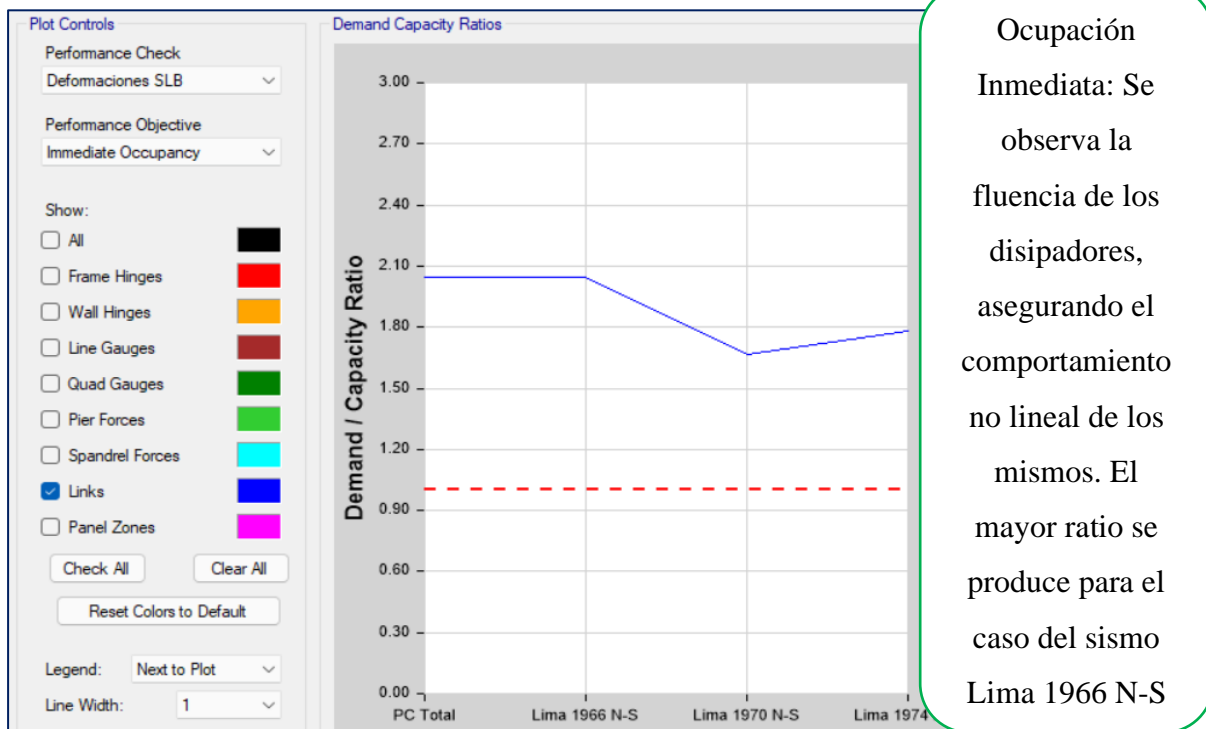


Prevención de colapso: Se observa que la demanda en el disipador está por debajo del límite de rotura. El mayor ratio se produce para el caso del sismo Lima 1966 E-W

*D/C sismo máximo / estado de prevención de colapso*

*Fuente: ETABS*

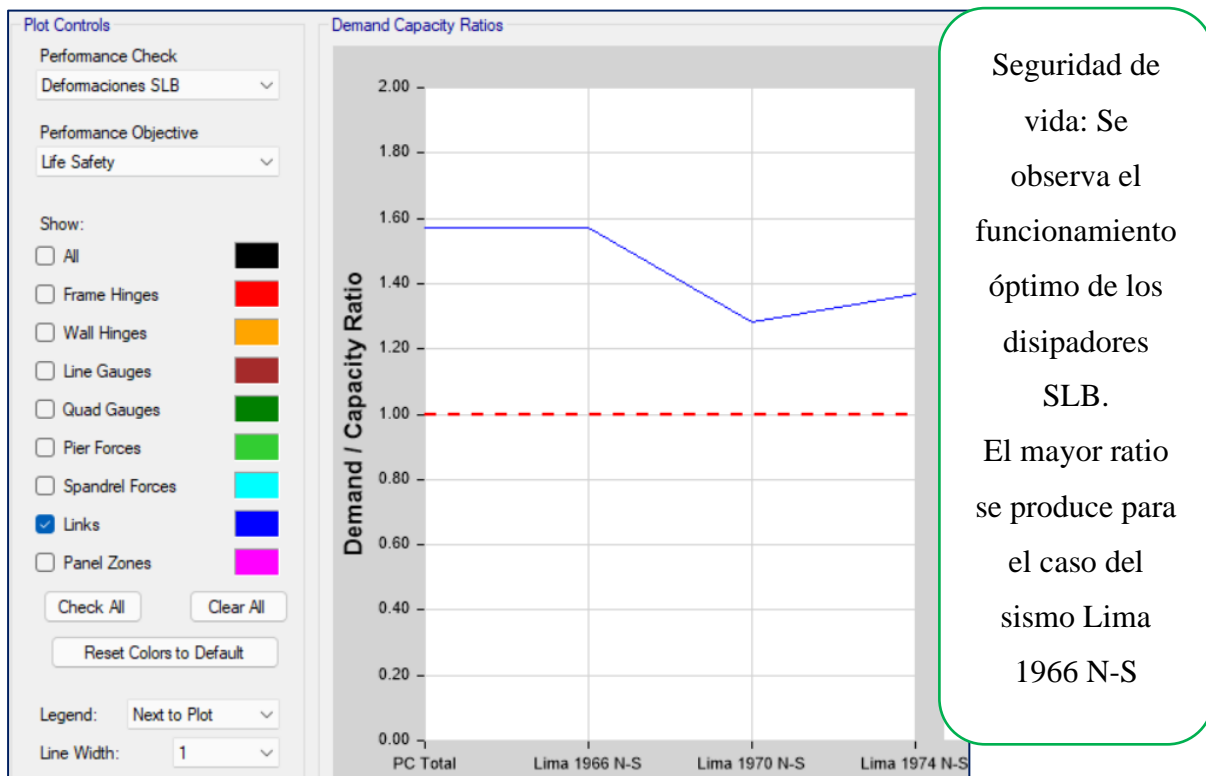
Dirección “Y”



Ocupación Inmediata: Se observa la fluencia de los disipadores, asegurando el comportamiento no lineal de los mismos. El mayor ratio se produce para el caso del sismo Lima 1966 N-S

*D/C sismo máximo / estado de ocupación inmediata*

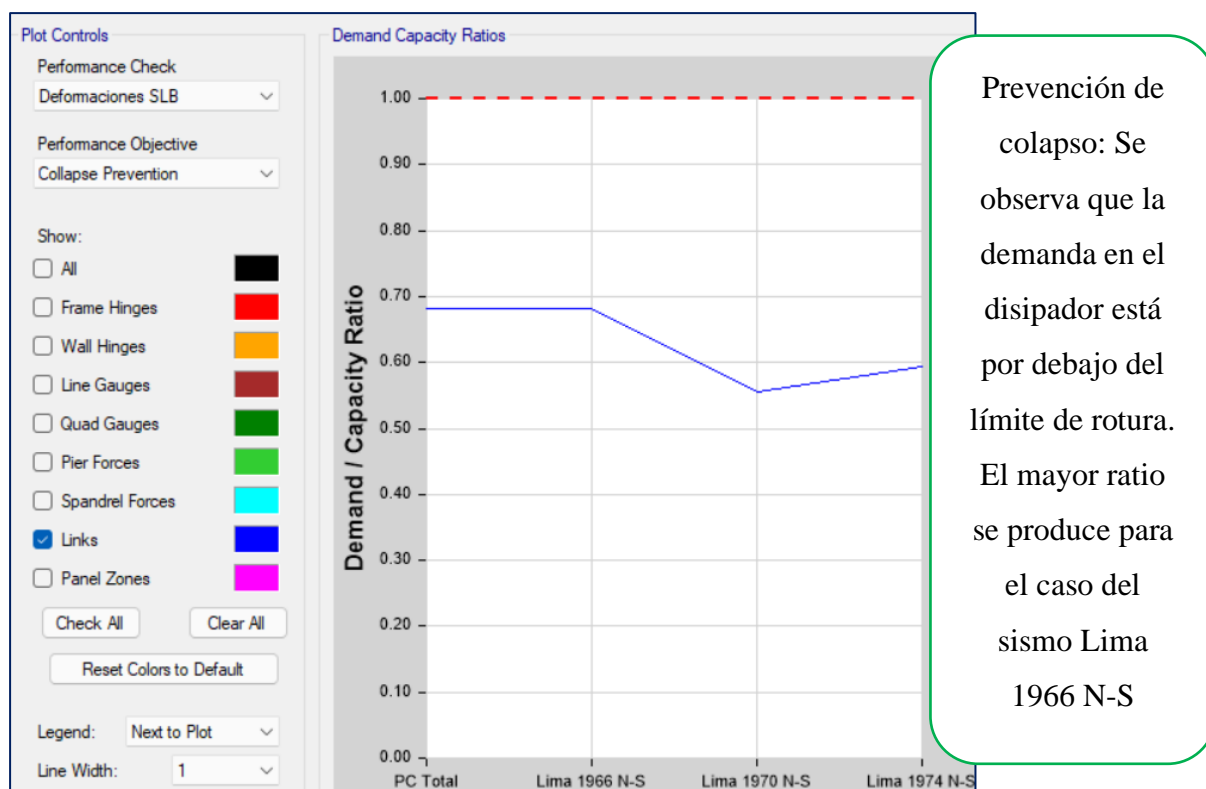
*Fuente: ETABS*



Seguridad de vida: Se observa el funcionamiento óptimo de los disipadores SLB. El mayor ratio se produce para el caso del sismo Lima 1966 N-S

*D/C sismo máximo / estado de seguridad de vida*

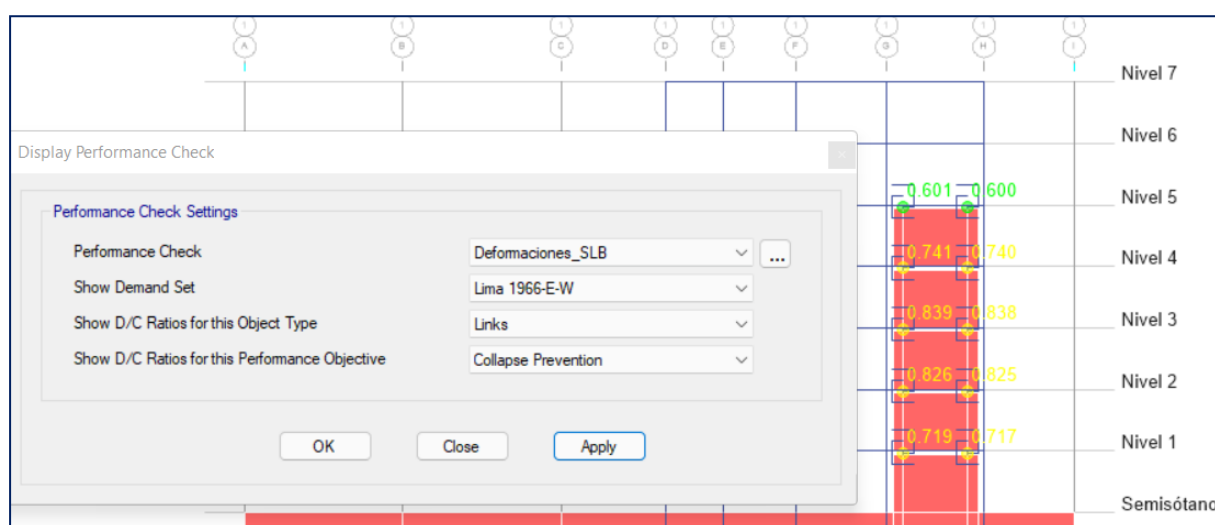
*Fuente: ETABS*



*D/C sismo máximo / estado de prevención de colapso*

*Fuente: ETABS*

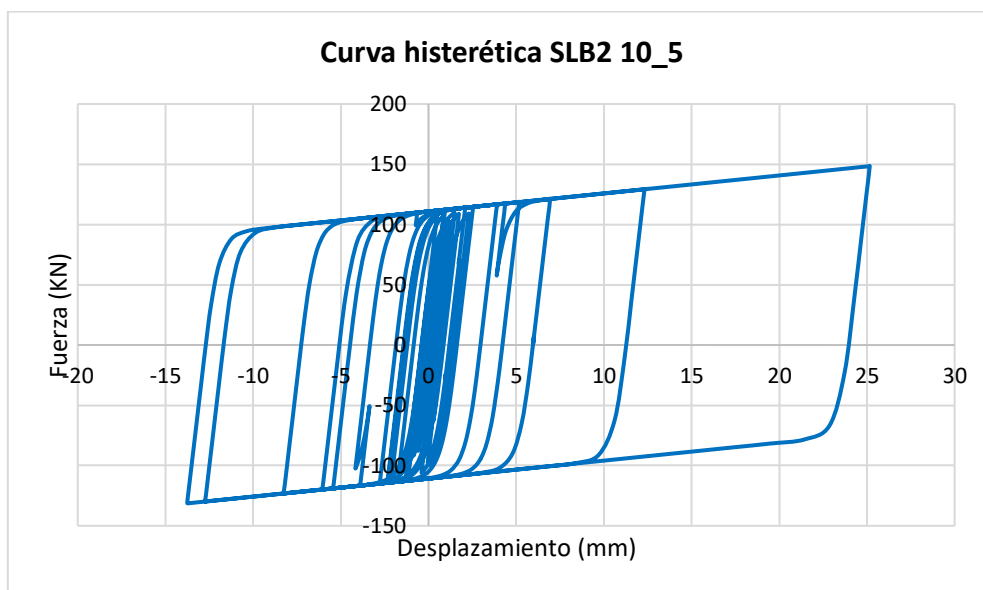
Como se ha podido observar en el análisis, el estado más crítico se produce para la demanda del sismo de Lima 1966, en consecuencia, se verificará las histéresis de los disipadores para dicha demanda.



*D/C de los disipadores SLB- Sismo Lima 1996/E-W*

*Fuente: ETABS*

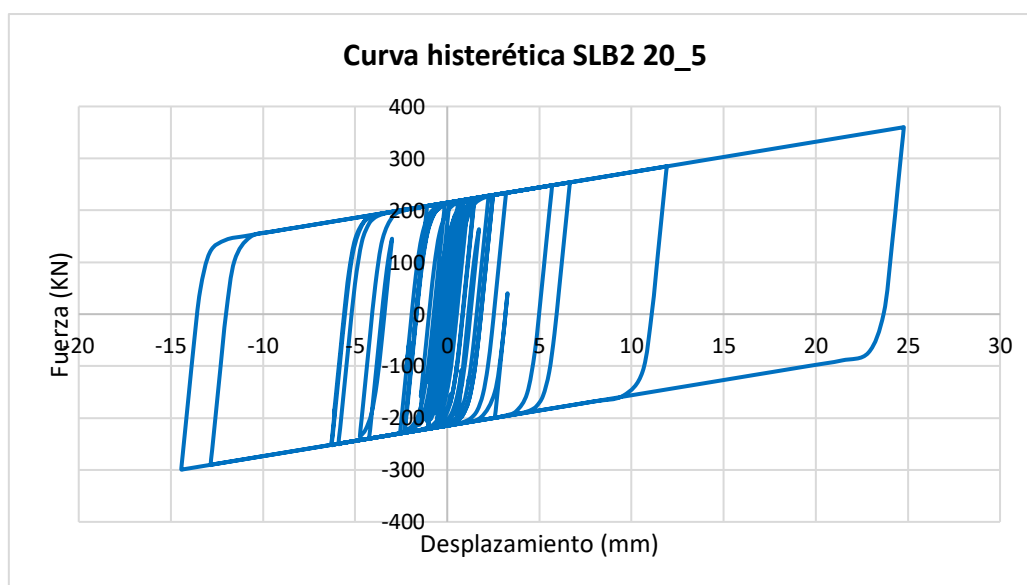
En la siguiente figura se muestra la histéresis del dispositivo SLB2 10\_5 cuya relación D/C 0.839. Para este caso la demanda corresponde al sismo de Lima 1966 E-W.



*Ciclo histéretico SLB2 10\_5/ Sismo Lima 1966 E-W*

Se puede observar que la fuerza máxima que está sometido el disipador SLB2 10\_5 es de 148.4 KN, menor a la resistencia máxima de dicho disipador ( $F_{\text{máx}} = 182.26$  KN). Además, el desplazamiento máximo alcanzado es de 25.16 mm, menor al desplazamiento máximo del disipador de tercera generación utilizado ( $\Delta = 30$  mm).

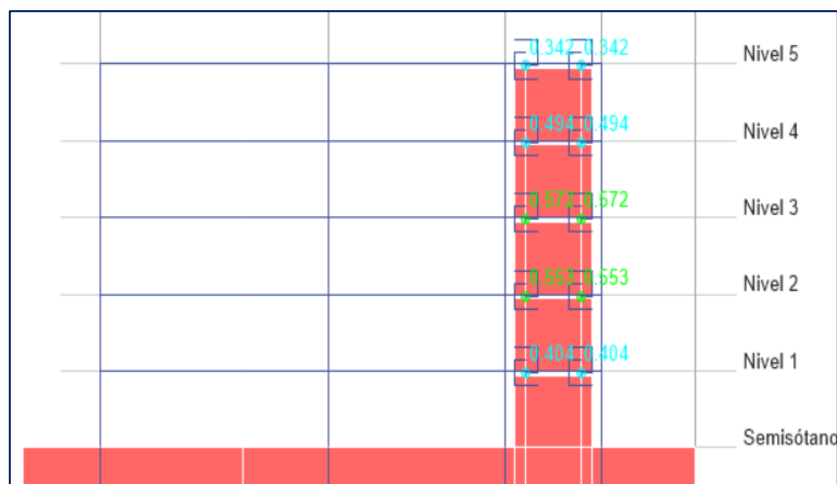
En la siguiente figura se muestra la histéresis del dispositivo SLB2 20\_5 cuya relación D/C 0.826. Para este caso la demanda corresponde al sismo de Lima 1966 E-W.



*Ciclo histéretico SLB2 20\_5 /Sismo Lima 1970 E-W*

Se puede observar que la fuerza máxima que está sometido el disipador SLB2 20\_5 es de 360.05 KN, menor a la resistencia máxima de dicho disipador ( $F_{m\acute{a}x} = 395.71$  KN). Además, el desplazamiento máximo alcanzado es de 24.78 mm, menor al desplazamiento máximo del disipador de tercera generación utilizado ( $\Delta = 30$  mm).

Se muestra los D/C de los disipadores SLB para el caso del sismo Lima 1966/N-S

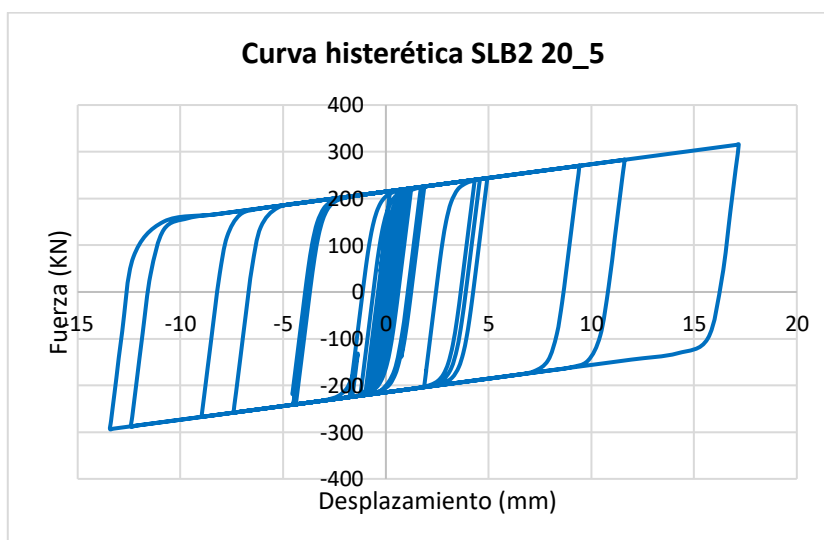


*D/C de los disipadores SLB- Sismo Lima 1966/N-S*

*Fuente: ETABS*

Se puede observar que los disipadores SLB para dicha demanda están trabajando aproximadamente a la mitad de su capacidad, lo cual se podría optimizar en el tamaño del disipador, pero en este caso particular, no se realizará debido a que las derivas de entrepiso son las condicionantes por estar cerca del límite normativo. Sin embargo, se podría sacar ventaja en diseñar los muros desacoplados para la fuerza sísmica del análisis tiempo historia.

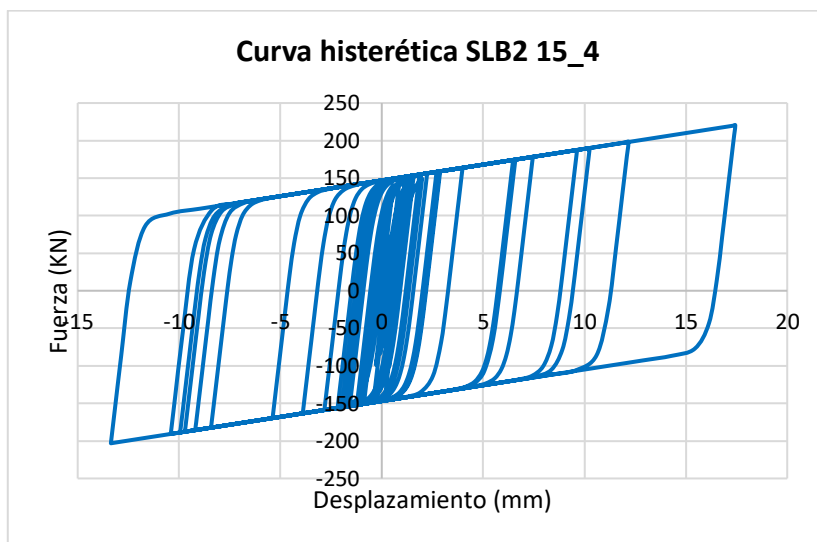
En la siguiente figura se muestra la histéresis del dispositivo SLB2 20\_5 cuya relación D/C 0.572. Para este caso la demanda corresponde al sismo de Lima 1966 N-S.



*Ciclo histérico SLB2 20\_5 /Sismo Lima 1970 N-S*

Se puede observar que la fuerza máxima que está sometido el disipador SLB2 20\_5 es de 315.45 KN, menor a la resistencia máxima de dicho disipador ( $F_{m\acute{a}x} = 395.71$  KN). Además, el desplazamiento máximo alcanzado es de 17.17 mm, menor al desplazamiento máximo del disipador de tercera generación utilizado ( $\Delta = 30$  mm).

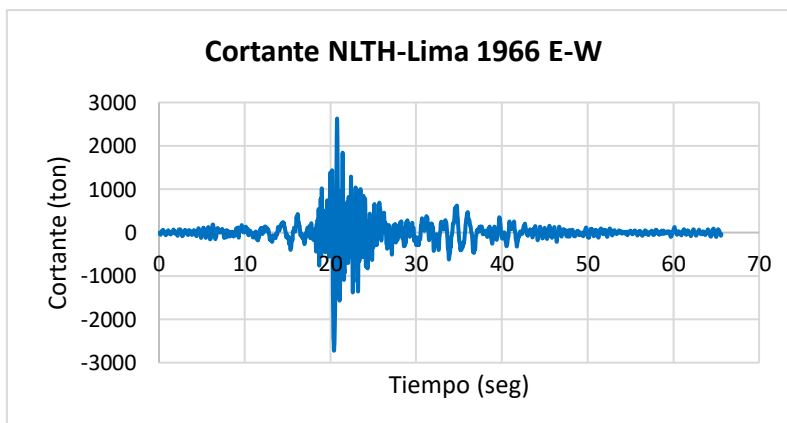
En la siguiente figura se muestra la histéresis del dispositivo SLB2 15\_4 cuya relación D/C 0.58. Para este caso la demanda corresponde al sismo de Lima 1966 N-S.



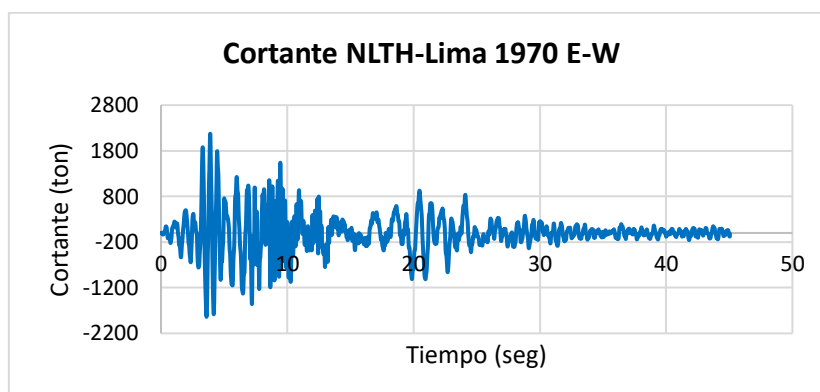
*Ciclo histéretico SLB2 15\_4 /Sismo Lima 1970 N-S*

Se puede observar que la fuerza máxima que está sometido el disipador SLB2 15\_4 es de 220.25 KN, menor a la resistencia máxima de dicho disipador ( $F_{m\acute{a}x} = 276.57$  KN). Además, el desplazamiento máximo alcanzado es de 17.44 mm, menor al desplazamiento máximo del disipador de tercera generación utilizado ( $\Delta = 30$  mm).

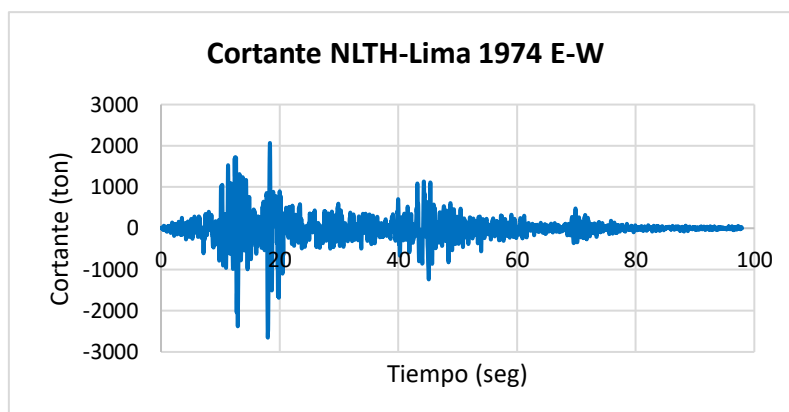
La figura siguiente muestra la historia del cortante basal en el tiempo correspondiente a la señal Lima 1966 E-W. En esta imagen se observa que el cortante basal máximo es de 2723.6 ton y corresponde al instante de tiempo  $t = 20.41$  seg.



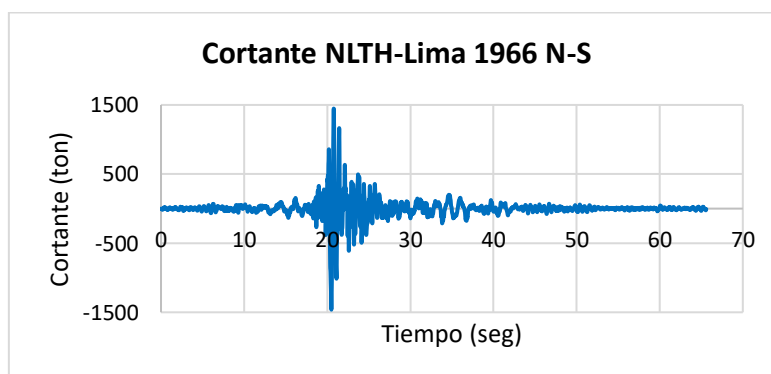
La figura siguiente muestra la historia del cortante basal en el tiempo correspondiente a la señal Lima 1970 E-W. En esta imagen se observa que el cortante basal máximo es de 2174.44 ton y corresponde al instante de tiempo  $t = 3.89$  seg.



La figura siguiente muestra la historia del cortante basal en el tiempo correspondiente a la señal Lima 1974 E-W. En esta imagen se observa que el cortante basal máximo es de 2653.7 ton y corresponde al instante de tiempo  $t = 18$  seg.

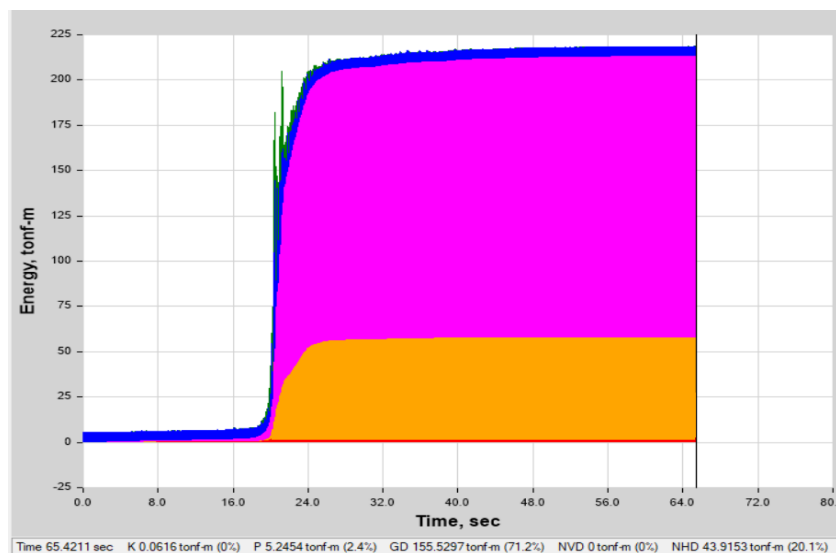


La figura siguiente muestra la historia del cortante basal en el tiempo correspondiente a la señal Lima 1966 N-S. En esta imagen se observa que el cortante basal máximo es de 1447.4 ton y corresponde al instante de tiempo  $t = 20.78$  seg.



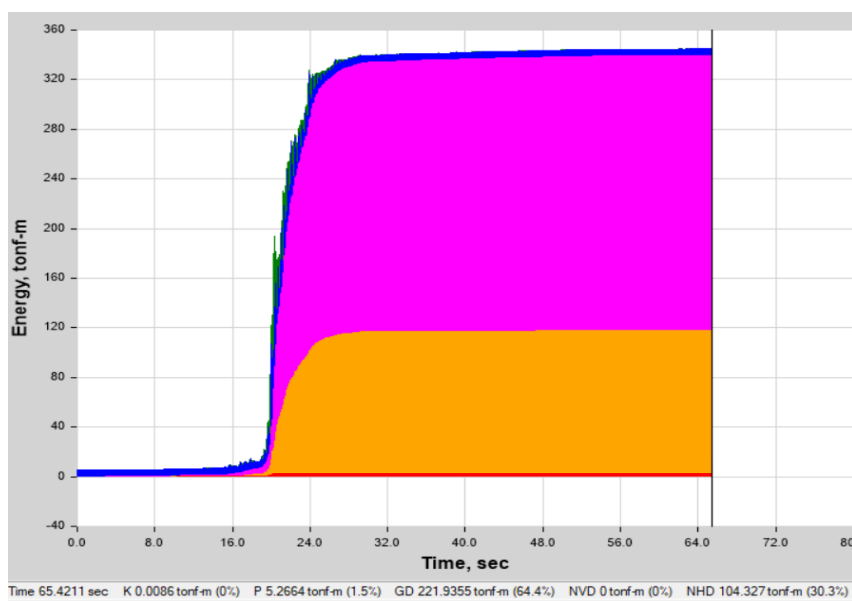
## Balance de energía

Debido a la propia rigidez de los elementos estructurales, se colocó los disipadores necesarios para cada dirección, siendo menor en la dirección “x”, en el cual se espera mayor porcentaje de balance de energía tomada por la propia estructura.



*Balance de energía-NLTH Lima 1966 E-W*

La respuesta es la esperada, los disipadores SLB toman el 20.1% en la dirección “x” y 30.3% en la dirección “y” de la energía total disipada. Se decidió no rigidizar más la estructura porque la misma se encontraba por debajo del límite de desplazamientos máximos permitidos. Por motivos arquitectónicos no era posible colocar más disipadores estratégicamente y disminuir la torsión.



*Balance de energía-NLTH Lima 1966 N-S*

## Presupuesto

De acuerdo al alcance de la tesis, se ha realizado el presupuesto de acuerdo a la variación más importante que se tiene en el sistema estructural. No se ha optimizado el desempeño de la estructura debido que la normas de la RNE no permiten realizar un diseño alternativo basado en desempeño. En consecuencia, la variación más importante en costos radica en el sistema de disipación de energía. Se detalla el presupuesto referencial del sistema SLB.

TIPO_SLB	COSTO (\$)	CANTIDAD	PARCIAL (\$)
SLB3 25_5	990	6	\$ 5940
SLB2 20_5	940	4	\$ 3760.00
SLB2 10_5	540	6	\$ 3240.00
SLB2 6_2	395	6	\$ 2370.00
SLB2 15_4	740	6	\$ 4440.00
SLB2 8_5	450	2	\$ 900.00
<b>TOTAL (\$)</b>			<b>\$ 20650.00</b>

*Presupuesto para los disipadores SLB*

*Fuente: Postensa S.A.C.*

De acuerdo al cálculo referencial realizado, el costo en términos económicos del sistema de disipación de energía aumenta en USD \$ 20650.00, el cual es mínimo en comparación con el presupuesto total que se tendría de la estructura. Sin embargo, el comportamiento estructural y desempeño mejora considerablemente, se espera menor daño en elementos estructurales, no estructurales y de contenido. No se observan mecanismos de falla.

## Conclusiones

Se realizó el análisis y diseño sismorresistente de la estructura de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

Se determinó la ductilidad global de la estructura para cada dirección siguiendo las recomendaciones de la guía ASCE/SEI 41-13 para el balance energético. En la dirección X se obtuvo un desplazamiento de 2.80 cm donde se empieza agrietar el concreto,  $\Delta_y=4.72\text{cm}$  para el desplazamiento cedente y el valor de  $\Delta_u=13.48\text{cm}$  para desplazamiento último; mientras que en la dirección Y el desplazamiento es 6.5 cm para el agrietamiento del concreto,  $\Delta_y=12.2\text{ cm}$  para el desplazamiento cedente y  $\Delta_u=45\text{cm}$  el desplazamiento último. De acuerdo a estos resultados, la ductilidad global de la estructura en la dirección X es 2.86 y en la dirección Y es 3.69.

De acuerdo al análisis Pushover realizado, el punto de desempeño en la dirección “X” para el sismo de servicio se encuentra en un rango de daño controlado funcional o de ocupación inmediata, para el sismo de diseño en un rango de daño controlado funcional y para sismo máximo se encuentra en un nivel de desempeño cerca al colapso. Para la dirección “Y” se observa que, para el sismo de servicio se encuentra en un rango de daño controlado operacional o de ocupación inmediata, para el sismo de diseño se encuentra en un rango de daño controlado de seguridad de vida y para el sismo máximo la estructura se encuentra en el nivel de colapso.

De acuerdo al análisis dinámico no lineal, la deriva global máxima para MCE es 0.0115 menor a la deriva límite ( $\Delta < 0.015$ ). Las deformaciones unitarias del concreto y del acero de refuerzo se encuentran en un rango de daño controlado de seguridad de vida, sin embargo, la estructura está controlada por acciones de fuerza que indica una falla frágil. En consecuencia, el análisis Pushover y ANLTH indican que la estructura no cumple con el objetivo de desempeño (objetivo básico).

Para cumplir con el nivel de desempeño que genera la demanda de un sismo máximo, el diseño optimizado con disipadores SLB, permitió dar una solución óptima en la configuración estructural, sin la necesidad de aumentar más elementos estructurales. Al no estar controlada la estructura por acciones de fuerza, la curva de capacidad aumenta y por ende mejora su comportamiento y capacidad de deformación. La estructura con disipadores SLB es más

eficiente que la estructura convencional, quedando en un rango de daño controlado para MCE de seguridad de vida.

El análisis dinámico no lineal permitió verificar que el tamaño de los disipares SLB es correcto. Por ende, el método de prediseño utilizado (iteración directa) es válido.

La incorporación de los disipadores SLB logró disminuir la irregularidad de torsión y reducir el cortante actuante en 26.36% en la dirección “X” y en 11.29% en la dirección “Y” en comparación con la estructura sin disipadores de la primera propuesta. La distribución de energía disipada es la esperada, los disipadores SLB toman el 20.1% en la dirección “x” y 30.3% en la dirección “y” de la energía total.

La variación referencial en términos económicos, la incorporación de disipadores SLB aumenta en USD \$ 20650.00, el cual es mínimo en comparación con el presupuesto total que se tendría de la estructura. Sin embargo, el comportamiento estructural y desempeño mejora considerablemente, se espera menor daño en elementos estructurales, no estructurales y de contenido. No se observan mecanismos de falla.

## Recomendaciones

De acuerdo a la sensibilidad de los resultados que se obtienen de los análisis actuales, para lograr mayor confiabilidad en los mismo, se recomienda considerar la envolvente de análisis no lineal tiempo historia para diferentes ángulos de incidencia.

Aumentar la rigidez de la estructura con elementos estructurales o sistemas de disipación de energía en lugar de cambiar el factor de reducción de fuerzas sísmica, ya que éste no está relacionado directamente con la capacidad elástica de la estructura y por ende con el desempeño. Además, realizar una comparación de la respuesta sísmica y el costo-beneficio incluyendo los disipadores SLB y otros sistemas de disipación de energía.

Realizar análisis en estructuras irregulares y en edificios altos con la inclusión de disipadores SLB para verificar el efecto positivo o negativo en términos económicos y de respuesta sísmica.

Calcular la rigidez preliminar necesaria para la selección óptima del disipador con el método directo para disipadores individuales e inverso cuando se tienen disipadores dobles, triples, etc. comprobar su tamaño y capacidad disipativa con análisis no lineal tiempo historia.

Realizar un estudio preliminar del comportamiento en la respuesta sísmica de vigas de acople incluyendo los disipadores SLB, ya que podría funcionar bien debido a que estos elementos se caracterizan por tomar mucha fuerza cortante.

## Referencias

- [1] EL COMERCIO, «El devastador terremoto de 2007 en Pisco», 2019.
- [2] F. Ciliento, «Development of Seismic Design Procedures for Building Structures Equipped with SLB Metallic Hysteretic Dampers», 2019.
- [3] E. Hernandez y L. Villamizar, «Diseño por desempeño sísmico de edificaciones», 2018.
- [4] M. Pantoja, M. Flores, L. Bozzo, y H. Gonzales, «Numerical Analysis and Experimental Correlation of Uncoupled Concrete Walls Incorporating SLB Devices», C002221, 2020.
- [5] F. Ciliento, J. Ramirez, I. Nuzzo, L. M. Bozzo, N. Caterino, y G. Serino, «Comparison of Seismic Design Procedures for Structures Equipped With Hysteretic Dampers», C003914, 2020.
- [6] R. Chianese, «Procedure to Optimize the Structural Design for Buildings Equipped with Hysteretic SLB Devices», UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II, 2020.
- [7] J. J. Diaz Lazo y C. L. Díaz Rivera, «Evaluación de desempeño sísmico del hospital Regional de Lambayeque, ubicado en la provincia de Chiclayo , departamento Lambayeque», p. 360, 2020, [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/3yQZkkU>.
- [8] G. Ottazzi P., *Diseño en Concreto Armado*, 2.<sup>a</sup> ed. 2011.
- [9] J. K. Wight y J. G. MacGregor, *Reinforced concrete-Mechanics and desing*, 6.<sup>a</sup> ed., vol. 148. 2009.
- [10] NIST, «Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design», *Natl. Inst. Stand. Technol.*, p. 597, 2017, [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/2Ypix0v>.
- [11] R. Park y T. Paulay, «Estructuras de Concreto Reforzado». p. 796, 1988.
- [12] O. Muñoz Horna, «Análisis no lineal de estructuras de concreto armado orientado al diseño basado en desempeño.» pp. 1-30, 2021.
- [13] ASCE/SEI 41-13, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2013.
- [14] NIST, «Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings», *NIST GCR 17-917-46v1*, p. 137, 2017, [En línea]. Disponible en: <https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/gcr/2017/NIST.GCR.17-917-46v1.pdf>.

- [15] FEMA 440, «Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures», *FEMA 440, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washingt. DC*, vol. 440, n.º June, p. 392, 2005, [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/3DWmyK3>.
- [16] E. Hernández, «Diseño por desempeño sísmico de edificaciones», 2019.
- [17] L. Alatik y N. Abrahamson, «An improved method for nonstationary spectral matching», *Earthq. Spectra*, vol. 26, n.º 3, pp. 601-617, 2010, doi: 10.1193/1.3459159.
- [18] E. Muñoz Horna, «Diseño de estructuras con disipadores histeréticos Shear Link Bozzo (SLB)». pp. 1-33, 2021.
- [19] Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L, «Disipadores SLB para diseño sismoresistente», p. 19, 2020, [En línea]. Disponible en: <https://bit.ly/3E3t3uV>.
- [20] CIP, «Código Deontológico del Colegio de Ingenieros del Perú». 2012.
- [21] E. A. Pérez Crosby, «Análisis y Diseño Estructural de un Edificio en Concreto Armado de Cinco Pisos y un Sótano», 2020.
- [22] O. Muñoz Horna, «Cimientos Corridos y Zapatas Aisladas». pp. 1-6, 2020.
- [23] MVCS, «NTE E.030». 2018.

## Anexos

### Anexo 01: Análisis Sísmico NTE E.030

Especificaciones de los materiales:

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a compresión del concreto}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 252671.328 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$\mu := 0.20 \quad \text{Módulo de Poisson}$$

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del concreto}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia del acero}$$

$$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero}$$

Definición de la acción sísmica:

La ubicación de la edificación determina la zona sísmica con la cual se obtiene el factor Z que representa la aceleración máxima del terreno con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.

La ubicación de dicho proyecto se encuentra en la ciudad de Lima, por lo cual le corresponde la Zona 4.

Zona := 4



Z := if (Zona = 4, 0.45, if (Zona = 3, 0.35, if (Zona = 2, 0.25, .1)))

Z = 0.45

Con la clasificación del perfil de suelo se determinan los parámetros de sitio  $S$ ,  $T_p$  y  $T_l$  necesarios para definir el espectro de diseño.

$$\sigma_{adm} := 3.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad admisible del suelo}$$

$$\gamma := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del suelo}$$

$$\phi := 30^\circ \quad \text{Ángulo de fricción interna}$$

$$T_p := "S1"$$

$$T_l := "S1"$$

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_w$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Para Zona = 4 Suelo = S1 S := 1

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Periodos característicos:

$$T_p := \text{if}(T_p = "S0", 0.3, \text{if}(T_p = "S1", 0.4, \text{if}(T_p = "S2", 0.6, 1))) \quad s = 0.4 \text{ s}$$

$$T_l := \text{if}(T_l = "S0", 3, \text{if}(T_l = "S1", 2.5, \text{if}(T_l = "S2", 2, 1.6))) \quad s = 2.5 \text{ s}$$

Categoría de la edificación y factor de uso:

$$\text{Caso: } \text{Categoría} := "C"$$

$$U := \text{if}(\text{Categoría} = "A", 1.5, \text{if}(\text{Categoría} = "B", 1.3, \text{if}(\text{Categoría} = "C", 1, 1))) = 1$$

$$U = 1 \quad \text{Factor de uso}$$

Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas NTE E.030

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

### Regularidad estructural y coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

Una vez obtenido el coeficiente básico  $R_0$ , este deberá ser afectado por las irregularidades de la edificación para obtener el valor del coeficiente de reducción sísmica  $R$  para el diseño.

### Irregularidad estructural en altura-Tabla N° 8

#### Irregularidad de rigidez - Piso blando

“Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes”[23].

$$\frac{K_{i\_story1}}{K_{i\_story2}} < 0.7 \quad \frac{K_{i\_story1}}{K_{i\_story1} + K_{i\_story2} + K_{i\_story3}} < 0.8 \quad \phi a = 0.75$$

-Análisis en la dirección “x”

item1

$$K_{1\_x} := 182607.192 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$K_{2\_x} := 132407.066 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$K_{3\_x} := 105825.821 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$K_{4\_x} := 86800.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$\frac{K_{1\_x}}{K_{2\_x}} = 1.38$$

$$\frac{K_{2\_x}}{K_{3\_x}} = 1.25$$

$$\frac{K_{3\_x}}{K_{4\_x}} = 1.22$$

$$\phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{1\_x}}{K_{2\_x}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$\phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{2\_x}}{K_{3\_x}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$\phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{3\_x}}{K_{4\_x}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$K_{5_x} := 64826.898 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{4_x}}{K_{5_x}} = 1.34 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{4_x}}{K_{5_x}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$K_{6_x} := 35551.367 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{5_x}}{K_{6_x}} = 1.82 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{5_x}}{K_{6_x}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$K_{7_x} := 20495.984 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{6_x}}{K_{7_x}} = 1.73 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{6_x}}{K_{7_x}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

item2

$$\frac{K_{1_x}}{\left( \frac{K_{2_x} + K_{3_x} + K_{4_x}}{3} \right)} = 1.69 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{1_x}}{\left( \frac{K_{2_x} + K_{3_x} + K_{4_x}}{3} \right)} < 0.8, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$\frac{K_{2_x}}{\left( \frac{K_{3_x} + K_{4_x} + K_{5_x}}{3} \right)} = 1.54 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{2_x}}{\left( \frac{K_{3_x} + K_{4_x} + K_{5_x}}{3} \right)} < 0.8, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$\frac{K_{3_x}}{\left( \frac{K_{4_x} + K_{5_x} + K_{6_x}}{3} \right)} = 1.7 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{3_x}}{\left( \frac{K_{4_x} + K_{5_x} + K_{6_x}}{3} \right)} < 0.8, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$\frac{K_{4_x}}{\left( \frac{K_{5_x} + K_{6_x} + K_{7_x}}{3} \right)} = 2.15 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{4_x}}{\left( \frac{K_{5_x} + K_{6_x} + K_{7_x}}{3} \right)} < 0.8, 0.75, 1 \right) = 1$$

-Análisis en la dirección “y”

item1

$$K_{1_y} := 113634.114 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$K_{2_y} := 79030.358 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{1_y}}{K_{2_y}} = 1.44 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{1_y}}{K_{2_y}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$K_{3_y} := 63178.655 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{2_y}}{K_{3_y}} = 1.25 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{2_y}}{K_{3_y}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$K_{4_y} := 52806.425 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{3_y}}{K_{4_y}} = 1.2 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{3_y}}{K_{4_y}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$K_{5_y} := 41274.347 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{4_y}}{K_{5_y}} = 1.28 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{4_y}}{K_{5_y}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$K_{6_y} := 23044.039 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{5_y}}{K_{6_y}} = 1.79 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{5_y}}{K_{6_y}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$K_{7_y} := 14593.157 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \frac{K_{6_y}}{K_{7_y}} = 1.58 \quad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{6_y}}{K_{7_y}} < 0.7, 0.75, 1 \right) = 1$$

*item2*

$$\frac{K_{1,y}}{\left(\frac{K_{2,y} + K_{3,y} + K_{4,y}}{3}\right)} = 1.75 \qquad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{1,y}}{\left(\frac{K_{2,y} + K_{3,y} + K_{4,y}}{3}\right)} < 0.8, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$\frac{K_{2,y}}{\left(\frac{K_{3,y} + K_{4,y} + K_{5,y}}{3}\right)} = 1.51 \qquad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{2,y}}{\left(\frac{K_{3,y} + K_{4,y} + K_{5,y}}{3}\right)} < 0.8, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$\frac{K_{3,y}}{\left(\frac{K_{4,y} + K_{5,y} + K_{6,y}}{3}\right)} = 1.62 \qquad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{3,y}}{\left(\frac{K_{4,y} + K_{5,y} + K_{6,y}}{3}\right)} < 0.8, 0.75, 1 \right) = 1$$

$$\frac{K_{4,y}}{\left(\frac{K_{5,y} + K_{6,y} + K_{7,y}}{3}\right)} = 2.01 \qquad \phi a_1 := \text{if} \left( \frac{K_{4,y}}{\left(\frac{K_{5,y} + K_{6,y} + K_{7,y}}{3}\right)} < 0.8, 0.75, 1 \right) = 1$$

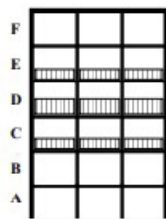
$$I\phi a_1 := 1$$

**Irregularidad extrema de rigidez**

En este caso no se está verificando dicha irregularidad, dado que no existe irregularidad de rigidez, por lo tanto, no existirá irregularidad extrema de rigidez

**Irregularidad de masa o peso**

“Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos”[23].



$$\phi a = 0.90$$

$$m_{p_1} := 43.82229 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{m}$$

$$m_{p_2} := 43.82229 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{m}$$

$$m_{p_3} := 43.82229 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{m}$$

$$m_{p_4} := 43.82229 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{m}$$

$$\frac{m_{p_1}}{m_{p_2}} = 1$$

$$\frac{m_{p_2}}{m_{p_3}} = 1$$

$$\frac{m_{p_3}}{m_{p_4}} = 1$$

$$\frac{m_{p_2}}{m_{p_1}} = 1$$

$$\frac{m_{p_3}}{m_{p_2}} = 1$$

$$\frac{m_{p_4}}{m_{p_3}} = 1$$

$$m_{p_5} := 38.92474 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \quad \frac{m_{p_4}}{m_{p_5}} = 1.13 \quad \frac{m_{p_5}}{m_{p_4}} = 0.89$$

$$m_{p_6} := 14.3103 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \quad \frac{m_{p_5}}{m_{p_6}} = 2.72 \quad \frac{m_{p_6}}{m_{p_5}} = 0.37$$

$$m_{p_7} := 13.33478 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \quad \frac{m_{p_6}}{m_{p_7}} = 1.07 \quad \frac{m_{p_7}}{m_{p_6}} = 0.93$$

$$\phi a := \text{if} \left( \frac{m_{p_1}}{m_{p_2}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a_2 := \text{if} \left( \frac{m_{p_2}}{m_{p_1}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a := \text{if} \left( \frac{m_{p_2}}{m_{p_3}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a_2 := \text{if} \left( \frac{m_{p_3}}{m_{p_2}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a := \text{if} \left( \frac{m_{p_3}}{m_{p_4}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a_2 := \text{if} \left( \frac{m_{p_4}}{m_{p_3}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a := \text{if} \left( \frac{m_{p_4}}{m_{p_5}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a_2 := \text{if} \left( \frac{m_{p_5}}{m_{p_4}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a := \text{if} \left( \frac{m_{p_5}}{m_{p_6}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 0.9$$

$$\phi a_2 := \text{if} \left( \frac{m_{p_6}}{m_{p_5}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

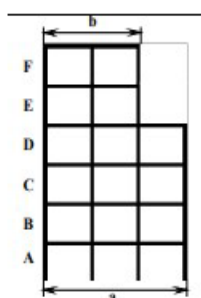
$$\phi a := \text{if} \left( \frac{m_{p_6}}{m_{p_7}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$\phi a_2 := \text{if} \left( \frac{m_{p_7}}{m_{p_6}} > 1.5, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$I\phi a_2 := 0.9$$

### Irregularidad geométrica vertical

“La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos”[23].



$$a > 1.3 b$$

$$\phi a = 0.90$$

**Dirección X**

$$L_{xt} := 40.6 \text{ m} \quad L_{xi} := 16.3 \text{ m} \quad \frac{L_{xt}}{L_{xi}} = 2.49 \quad \phi a := \text{if} \left( \frac{L_{xt}}{L_{xi}} > 1.3, 0.90, 1 \right) = 0.9$$

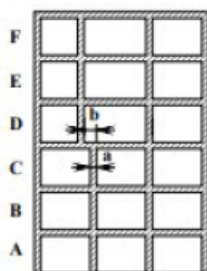
**Dirección Y**

$$L_{yt} := 30 \text{ m} \quad L_{yi} := 15 \text{ m} \quad \frac{L_{yt}}{L_{yi}} = 2 \quad \phi a := \text{if} \left( \frac{L_{yt}}{L_{yi}} > 1.3, 0.90, 1 \right) = 0.9$$

$$I\phi a_3 := 0.9$$

**Discontinuidad en los sistemas resistentes**

“Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento”[23].



$$b > a \quad \phi a = 0.80$$

La edificación en análisis todos sus elementos son continuos verticalmente

$$b = a \quad I\phi a_4 := 1$$

**Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes**

“Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total”.

$$\frac{V_i}{V_t} > 0.25 \quad \phi a = 0.80$$

La edificación en análisis todos sus elementos son continuos verticalmente

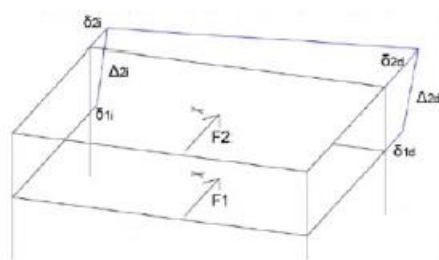
$$I\phi a_5 := 1$$

$$>>>> \quad I_a := \min (I\phi a_1, I\phi a_2, I\phi a_3, I\phi a_4, I\phi a_5) = 0.9$$

**Irregularidades estructurales en planta-Tabla N° 9****Irregularidad torsional**

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ( $\Delta$  máx.) en esa dirección,

calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga”[23].



$$\Delta 1 > 1.3 \cdot \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$\phi p = 0.75$$

### Dirección “x”

Caso 1: Sismo en la dirección “x” con ángulo de ataque de 0° sin excentricidad accidental.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		mm	mm		
Nivel 1	SDX-MsSrc	11.05	8.23	1.34	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDX-MsSrc	13.93	10.70	1.30	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDX-MsSrc	15.18	11.90	1.28	No Irreg.
Nivel 4	SDX-MsSrc	14.78	11.84	1.25	No Irreg.
Nivel 5	SDX-MsSrc	13.53	11.08	1.22	No Irreg.
Nivel 6	SDX-MsSrc	13.35	10.49	1.27	No Irreg.
Nivel 7	SDX-MsSrc	13.16	10.11	1.30	Irreg. Torsión

Caso 2: Sismo en la dirección “x” con ángulo de ataque de 0° y con excentricidad accidental en “+y”.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		m	m		
Nivel 1	SDX-MsSrc+Y	10.58	8.23	1.29	No Irreg.
Nivel 2	SDX-MsSrc+Y	13.12	10.67	1.23	No Irreg.
Nivel 3	SDX-MsSrc+Y	14.27	11.88	1.20	No Irreg.
Nivel 4	SDX-MsSrc+Y	13.91	11.84	1.18	No Irreg.
Nivel 5	SDX-MsSrc+Y	12.76	11.09	1.15	No Irreg.
Nivel 6	SDX-MsSrc+Y	12.55	10.54	1.19	No Irreg.
Nivel 7	SDX-MsSrc+Y	12.14	10.03	1.21	No Irreg.

Caso 3: Sismo en la dirección “x” con ángulo de ataque de 0° y con excentricidad accidental en “-y”.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		mm	mm		
Nivel 1	SDX-MsSrc-Y	11.09	8.03	1.38	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDX-MsSrc-Y	14.13	10.47	1.35	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDX-MsSrc-Y	15.41	11.64	1.32	Irreg. Torsión
Nivel 4	SDX-MsSrc-Y	14.99	11.57	1.30	No Irreg.
Nivel 5	SDX-MsSrc-Y	13.70	10.82	1.27	No Irreg.
Nivel 6	SDX-MsSrc-Y	13.76	10.31	1.34	Irreg. Torsión
Nivel 7	SDX-MsSrc-Y	13.79	10.06	1.37	Irreg. Torsión

Caso 4: Sismo en la dirección “x” con ángulo de ataque de 120° sin excentricidad accidental.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		cm	cm		
Nivel 1	SDX-MsSrc	11.99	8.38	1.43	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDX-MsSrc	15.39	11.07	1.39	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDX-MsSrc	16.98	12.20	1.39	Irreg. Torsión
Nivel 4	SDX-MsSrc	16.81	12.00	1.40	Irreg. Torsión
Nivel 5	SDX-MsSrc	15.80	11.16	1.42	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDX-MsSrc	13.67	13.22	1.03	No Irreg.
Nivel 7	SDX-MsSrc	14.13	12.38	1.14	No Irreg.

Caso 5: Sismo en la dirección “x” con ángulo de ataque de 120° y con excentricidad accidental en “+y”.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		m	m		
Nivel 1	SDX-MsSrc+Y	12.40	8.64	1.44	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDX-MsSrc+Y	16.00	11.48	1.39	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDX-MsSrc+Y	17.70	12.67	1.40	Irreg. Torsión
Nivel 4	SDX-MsSrc+Y	17.57	12.47	1.41	Irreg. Torsión
Nivel 5	SDX-MsSrc+Y	16.53	11.61	1.42	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDX-MsSrc+Y	13.89	13.63	1.02	No Irreg.
Nivel 7	SDX-MsSrc+Y	14.25	12.75	1.12	No Irreg.

Caso 6: Sismo en la dirección “x” con ángulo de ataque de 120° y con excentricidad accidental en “-y”.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		m	m		
Nivel 1	SDX-MsSrc-Y	11.45	8.12	1.41	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDX-MsSrc-Y	14.64	10.83	1.35	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDX-MsSrc-Y	16.10	11.92	1.35	Irreg. Torsión
Nivel 4	SDX-MsSrc-Y	15.90	11.71	1.36	Irreg. Torsión
Nivel 5	SDX-MsSrc-Y	14.91	10.89	1.37	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDX-MsSrc-Y	13.43	12.74	1.06	No Irreg.
Nivel 7	SDX-MsSrc-Y	14.01	11.97	1.17	No Irreg.

### Dirección “y”

Caso 1: Sismo en la dirección “y” con ángulo de ataque de 0° sin excentricidad accidental.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts						
Story	Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
			mm	mm		
Nivel 1	SDY-MsSrc	Y	13.75	9.58	1.44	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDY-MsSrc	Y	17.77	12.87	1.38	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDY-MsSrc	Y	19.68	14.21	1.39	Irreg. Torsión
Nivel 4	SDY-MsSrc	Y	19.54	13.97	1.40	Irreg. Torsión
Nivel 5	SDY-MsSrc	Y	18.37	12.96	1.42	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDY-MsSrc	Y	15.05	14.88	1.01	No Irreg.
Nivel 7	SDY-MsSrc	Y	15.21	13.86	1.10	No Irreg.

Caso 2: Sismo en la dirección “y” con ángulo de ataque de 0° y con excentricidad accidental en “+x”.

Story	Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
			m	m		
Nivel 1	SDY-MsSrc+X 0°	Y	14.20	9.63	1.48	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDY-MsSrc+X 0°	Y	18.27	12.87	1.42	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDY-MsSrc+X 0°	Y	20.16	14.18	1.42	Irreg. Torsión
Nivel 4	SDY-MsSrc+X 0°	Y	19.93	13.90	1.43	Irreg. Torsión
Nivel 5	SDY-MsSrc+X 0°	Y	18.64	12.85	1.45	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDY-MsSrc+X 0°	Y	15.47	14.79	1.05	No Irreg.
Nivel 7	SDY-MsSrc+X 0°	Y	14.18	13.56	1.05	No Irreg.

Caso 3: Sismo en la dirección “y” con ángulo de ataque de 0° y con excentricidad accidental en “-x”.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts						
Story	Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
			mm	mm		
Nivel 1	SDY-MsSrc-X 0°	Y	13.23	9.47	1.40	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDY-MsSrc-X 0°	Y	17.17	12.79	1.34	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDY-MsSrc-X 0°	Y	19.08	14.17	1.35	Irreg. Torsión
Nivel 4	SDY-MsSrc-X 0°	Y	19.04	13.98	1.36	Irreg. Torsión
Nivel 5	SDY-MsSrc-X 0°	Y	18.01	13.02	1.38	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDY-MsSrc-X 0°	Y	15.81	15.18	1.04	No Irreg.
Nivel 7	SDY-MsSrc-X 0°	Y	16.23	14.14	1.15	No Irreg.

Caso 4: Sismo en la dirección “y” con ángulo de ataque de 120° sin excentricidad accidental.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		cm	cm		
Nivel 1	SDY-MsSrc	7.82	5.71	1.37	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDY-MsSrc	9.71	7.56	1.28	No Irreg.
Nivel 3	SDY-MsSrc	10.58	8.25	1.28	No Irreg.
Nivel 4	SDY-MsSrc	10.45	8.09	1.29	No Irreg.
Nivel 5	SDY-MsSrc	9.78	7.51	1.30	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDY-MsSrc	8.71	7.97	1.09	No Irreg.
Nivel 7	SDY-MsSrc	7.81	7.26	1.08	No Irreg.

Caso 5: Sismo en la dirección “y” con ángulo de ataque de 120° y con excentricidad accidental en “+x”.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		m	m		
Nivel 1	SDY-MsSrc+X	7.96	5.75	1.39	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDY-MsSrc+X	9.89	7.58	1.31	Irreg. Torsión
Nivel 3	SDY-MsSrc+X	10.78	8.27	1.30	Irreg. Torsión
Nivel 4	SDY-MsSrc+X	10.59	8.08	1.31	Irreg. Torsión
Nivel 5	SDY-MsSrc+X	9.85	7.45	1.32	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDY-MsSrc+X	8.75	8.03	1.09	No Irreg.
Nivel 7	SDY-MsSrc+X	8.01	7.40	1.08	No Irreg.

Caso 6: Sismo en la dirección “y” con ángulo de ataque de 120° y con excentricidad accidental en “-x”.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts					
Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cond.
		m	m		
Nivel 1	SDY-MsSrc-X	7.72	5.64	1.37	Irreg. Torsión
Nivel 2	SDY-MsSrc-X	9.59	7.49	1.28	No Irreg.
Nivel 3	SDY-MsSrc-X	10.48	8.17	1.28	No Irreg.
Nivel 4	SDY-MsSrc-X	10.41	8.03	1.30	No Irreg.
Nivel 5	SDY-MsSrc-X	9.82	7.49	1.31	Irreg. Torsión
Nivel 6	SDY-MsSrc-X	8.73	7.92	1.10	No Irreg.
Nivel 7	SDY-MsSrc-X	7.58	7.12	1.06	No Irreg.

$$I\phi p_1 := 0.75$$

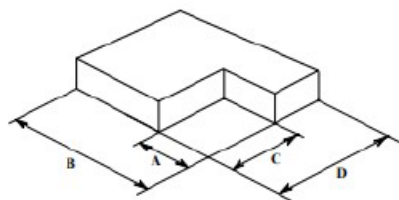
### Irregularidad torsional extrema

$$\Delta 1 > 1.5 \cdot \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \quad \phi p = 0.60$$

Para el proyecto en estudio no existe torsional extrema.

### Esquinas entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.



$$\phi p = 0.90$$

#### Dirección X

$$L_{tx} := 40.6 \text{ m}$$

$$L_{ex} := 0 \text{ m}$$

$$\frac{L_{ex}}{L_{tx}} = 0$$

$$\phi a := \text{if} \left( \frac{L_{ex}}{L_{tx}} > 0.2, 0.90, 1 \right) = 1$$

#### Dirección Y

$$L_{ty} := 30 \text{ m}$$

$$L_{ey} := 4.25 \text{ m}$$

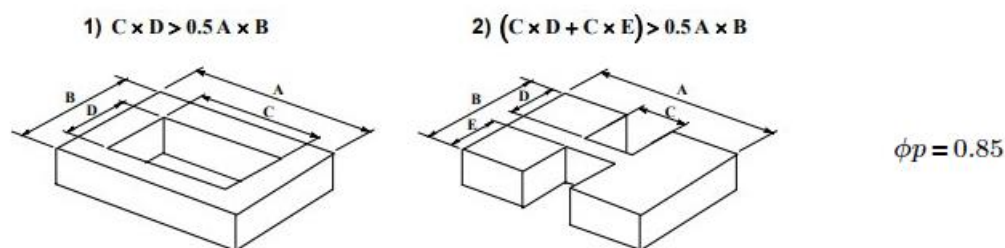
$$\frac{L_{ey}}{L_{ty}} = 0.14$$

$$\phi a := \text{if} \left( \frac{L_{ey}}{L_{ty}} > 0.2, 0.90, 1 \right) = 1$$

$$I\phi p_3 := 1$$

### Discontinuidad del diafragma

“La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta”[23].



item\_1

$$A_t := 495.02 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{vacíos}} := 143.8 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{\text{vacíos}}}{A_t} = 0.29$$

$$\text{if} \left( \frac{A_{\text{vacíos}}}{A_t} > 0.5, \text{“Irreg.Discont.Diafragma”}, \text{“Reg. Discont.Diafragma”} \right) = \text{“Reg. Discont.Diafragma”}$$

item\_2

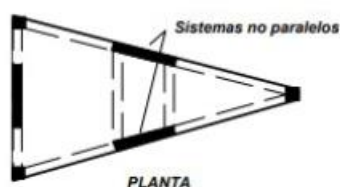
$$A_{\text{neta\_resist}} := 495.02 \text{ m}^2 \quad \frac{A_{\text{neta\_resist}}}{A_t} = 1$$

$$\text{if} \left( \frac{A_{\text{neta\_resist}}}{A_t} < 0.25, \text{“Irreg.Discont.Diafragma”}, \text{“Reg. Discont.Diafragma”} \right) = \text{“Reg. Discont.Diafragma”}$$

$$I\phi_{p4} := 1$$

### Sistemas no paralelos

“Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso”[23].



$$\phi_p = 0.90$$

$$\alpha := 26^\circ \quad \text{if } (\alpha > 30^\circ, \text{ "Irreg.Sist.No Paralelos" }, \text{ "Reg.Sist. Paralelos" }) = \text{ "Reg.Sist. Paralelos" }$$

$$I\phi p_5 := 1$$

$$I_p := \min(I\phi p_1, I\phi p_2, I\phi p_3, I\phi p_4, I\phi p_5) = 0.75$$

### Verificación del sistema estructural

$$V_x := 1933.13 \text{ tonnef} \quad V_y := 1377.21 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante basal}$$

$$V_{x\_placas} := 1615.31 \text{ tonnef} \quad V_{y\_placas} := 998.94 \text{ tonnef} \quad \text{Cortante actuante en las placas}$$

$$\frac{V_{x\_placas}}{V_x} = 83.56\% \quad \frac{V_{y\_placas}}{V_y} = 72.53\%$$

$$SE_x := \text{if} \left( 20\% < \frac{V_{x\_placas}}{V_x} < 70\%, \text{ "Dual" }, \text{if} \left( \frac{V_{x\_placas}}{V_x} \geq 70\%, \text{ "Muros estructurales" }, \text{ "Pórticos" } \right) \right)$$

$$SE_x = \text{ "Muros estructurales" }$$

$$SE_y := \text{if} \left( 20\% < \frac{V_{y\_placas}}{V_y} < 70\%, \text{ "Dual" }, \text{if} \left( \frac{V_{y\_placas}}{V_y} \geq 70\%, \text{ "Muros estructurales" }, \text{ "Pórticos" } \right) \right)$$

$$SE_y = \text{ "Muros estructurales" }$$

### Factor de modificación de respuesta

Dirección X

$$R_0 := 6$$

$$R_x := I_p \cdot I_a \cdot R_0 = 4.05$$

Dirección Y

$$R_0 := 6$$

$$R_y := I_p \cdot I_a \cdot R_0 = 4.05$$

### Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por el  $S_a$ , para ello se calcula el C en función del periodo T.

$$T < T_p \quad C_1(T) := 2.5$$

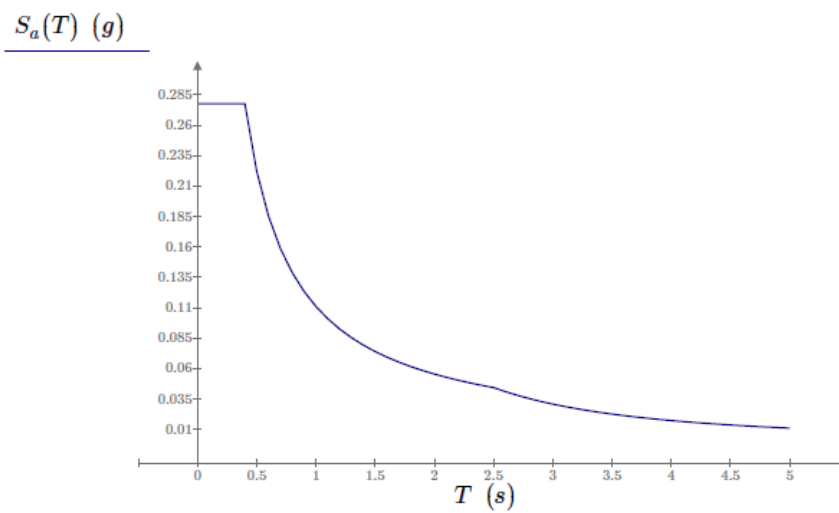
$$T_p < T < T_l \quad C_2(T) := 2.5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_l \quad C_3(T) := 2.5 \cdot \left( \frac{T_p \cdot T_l}{T^2} \right)$$

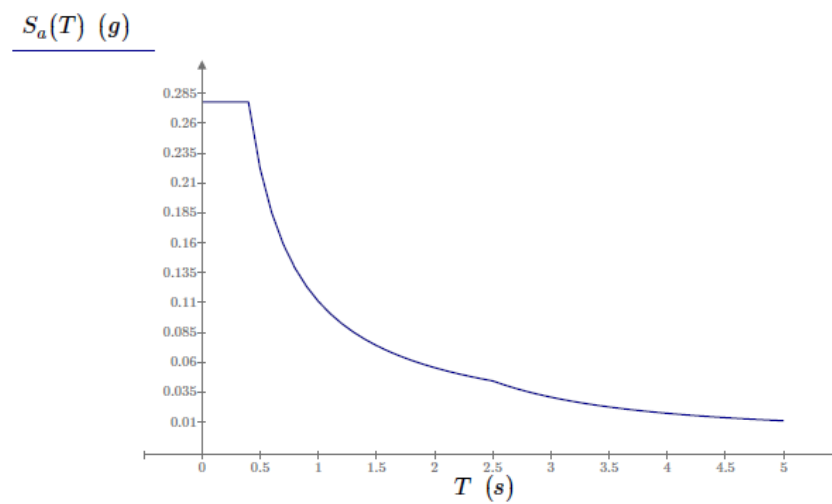
$$C(T) := \text{if}(T < T_p, C_1(T), \text{if}(T < T_l, C_2(T), C_3(T))) \quad \text{Factor de Amplificación Sísmica}$$

La gráfica del espectro de diseño expresado en función de la gravedad para la dirección “x” será:

$$T := 0 \text{ s}, 0.10 \text{ s} \dots 5 \text{ s} \quad S_a(T) := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R_x} \cdot g$$



La gráfica del espectro de diseño expresado en función de la gravedad para la dirección “y” será:



**Fuerza cortante**

Dirección X

$$T := 0.474 \text{ s}$$

$$C(T) = 2.11 \quad \text{if} \left( \frac{C(T)}{R_x} > 0.11, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

$$Coef := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R_x} = 0.234 \quad P := (m_{p_1} + m_{p_2} + m_{p_3} + m_{p_4} + m_{p_5} + m_{p_6} + m_{p_7}) \cdot g$$

$$P = 2371.8 \text{ tonnef} \quad \text{Peso sísmico}$$

$$VE_X := Coef \cdot P = 555.98 \text{ tonnef} \quad \text{Corte Estático - Dirección X}$$

Dirección Y

$$T := 0.629 \text{ s}$$

$$C(T) = 1.59 \quad \text{if} \left( \frac{C(T)}{R_y} > 0.11, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

$$Coef := \frac{Z \cdot U \cdot C(T) \cdot S}{R_y} = 0.177 \quad P = 2371.8 \text{ tonnef} \quad \text{Peso sísmico}$$

$$VE_Y := Coef \cdot P = 418.98 \text{ tonnef} \quad \text{Corte Estático - dirección Y}$$

**Revisión de derivas inelásticas**

Dirección “x”

PISO	CASO 1/0°	CASO 2/0° (Y+)	CASO 3/0° (Y-)	CASO 1/30°	CASO 2/30° (Y+)	CASO 3/30° (Y-)	DRIFT MAX	DRIFT<=0.007
1	0.0039	0.0037	0.0039	0.0034	0.0034	0.0034	0.0039	OK
2	0.0049	0.0047	0.0049	0.0043	0.0043	0.0042	0.0049	OK
3	0.0054	0.0051	0.0054	0.0047	0.0046	0.0046	0.0054	OK
4	0.0052	0.0050	0.0053	0.0046	0.0045	0.0045	0.0053	OK
5	0.0048	0.0045	0.0048	0.0042	0.0041	0.0041	0.0048	OK
6	0.0045	0.0043	0.0047	0.0037	0.0037	0.0036	0.0047	OK
7	0.0044	0.0040	0.0046	0.0036	0.0035	0.0036	0.0046	OK

## Dirección "y"

PISO	CASO 1/0°	CASO 2/0° (X+)	CASO 3/0° (X-)	CASO 1/30°	CASO 2/30° (X+)	CASO 3/30° (X-)	DRIFT MAX	DRIFT<=0.007
1	0.0048	0.00496	0.0046	0.0042	0.0043	0.0041	0.00496	OK
2	0.0062	0.00633	0.0059	0.0053	0.0054	0.0052	0.00633	OK
3	0.0068	0.00698	0.0066	0.0059	0.0059	0.0057	0.00698	OK
4	0.0068	0.00693	0.0066	0.0058	0.0059	0.0057	0.00693	OK
5	0.0064	0.00650	0.0063	0.0055	0.0055	0.0054	0.00650	OK
6	0.0052	0.00537	0.0054	0.0046	0.0046	0.0049	0.00540	OK
7	0.0052	0.00485	0.0056	0.0048	0.0044	0.0051	0.00556	OK

## Anexo 02: Diseño de Elementos Estructurales

### Diseño de vigas

#### Sección de la viga

$$b := 30 \text{ cm}$$

Ancho de la viga

$$h := 65 \text{ cm}$$

Altura de la viga

$$r := 6 \text{ cm}$$

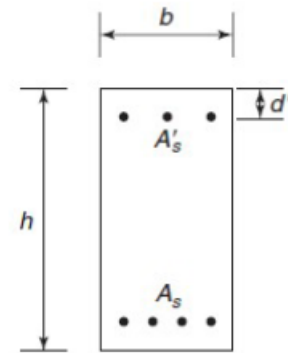
Recubrimiento libre inferior

$$d' := 6 \text{ cm}$$

Recubrimiento libre superior

$$d := h - r = 59 \text{ cm}$$

Altura efectiva de la viga



#### Diámetros y áreas de barras de acero de refuerzo

$$d_{b\#3} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.95 \text{ cm}$$

$$A_{b\#3} := \frac{\pi \cdot d_{b\#3}^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$d_{b\#4} := \frac{1}{2} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_{b\#4} := \frac{\pi \cdot d_{b\#4}^2}{4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$d_{b\#5} := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.59 \text{ cm}$$

$$A_{b\#5} := \frac{\pi \cdot d_{b\#5}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$d_{b\#6} := \frac{3}{4} \text{ in} = 1.91 \text{ cm}$$

$$A_{b\#6} := \frac{\pi \cdot d_{b\#6}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$d_{b\#7} := \frac{7}{8} \text{ in} = 2.22 \text{ cm}$$

$$A_{b\#7} := \frac{\pi \cdot d_{b\#7}^2}{4} = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$d_{b\#8} := \frac{8}{8} \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

$$A_{b\#8} := \frac{\pi \cdot d_{b\#8}^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

#### Materiales

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

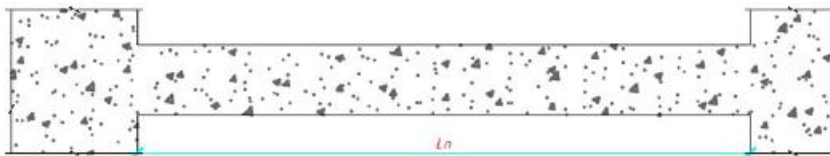
Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 252671.33 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero
$\alpha := 1.25$	Factor de sobre-resistencia del acero
$\gamma_{\text{concreto}} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso específico del concreto armado
$\phi_v := 0.85$	Factor de minoración para resistencia al corte
$\phi_b := 0.90$	Factor de minoración para resistencia a flexión
$\epsilon_y := 0.002$	Deformación cedente del acero
$\epsilon_{cu} := 0.003$	Deformación última del concreto
$\epsilon_{s\_min} := 0.005$	Deformación mínima del acero para falla controlada por tracción

### Longitud



$$L_n := 3.75 \text{ m}$$

Longitud libre de la viga

### Revisión de límites dimensionales

La luz libre de la viga no debe ser menor que cuatro veces la altura útil de la sección:

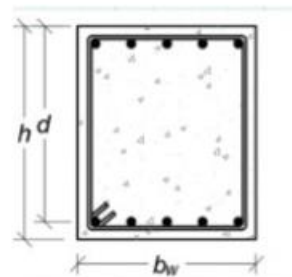
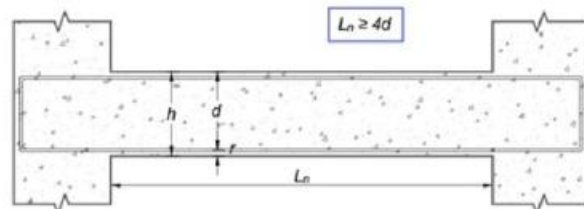
$$4 \cdot d = 2.36 \text{ m}$$

if ( $L_n \geq 4 \cdot d$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

El ancho de la sección debe ser al menos 250 cm.

$$b_w := b = 30 \text{ cm}$$

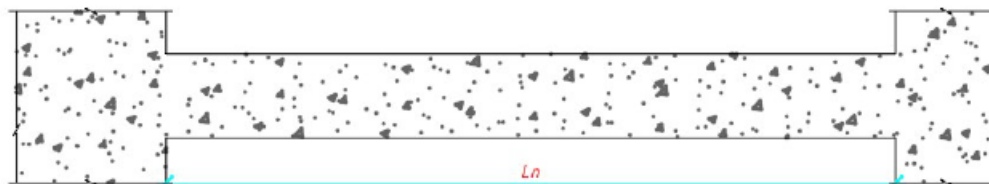
if ( $b_w \geq 25 \text{ cm}$ , "Ok", "No Cumple") = "Ok"



## Diseño del refuerzo longitudinal

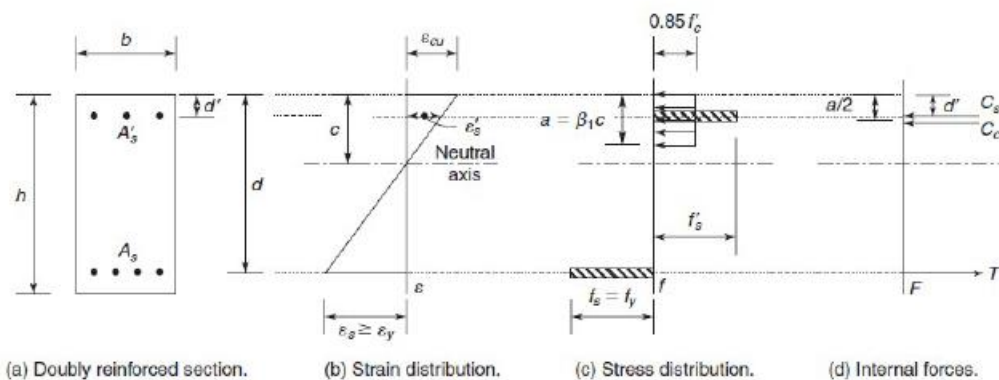
### Momentos últimos provenientes del análisis

$$M_{u\_neg\_1} := 34.94 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_neg\_cen} := 5.23 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_neg\_2} := 22.99 \text{ tonnef} \cdot m$$



$$M_{u\_pos\_1} := 26.45 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_pos\_cen} := 7.89 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_pos\_2} := 22.38 \text{ tonnef} \cdot m$$

### Definición de resistencia nominal a flexión



### Acero mínimo y máximo

$$A_{s\_min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 4.94 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6300}{6300 + f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \right) = 0.03$$

$$A_{s\_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 38.36 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal requerido conforme al análisis:

Acero requerido para el momento negativo en el extremo 1

$$M_u := M_{u\_neg\_1} = 34.94 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 10.08 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 11.85 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c_{max} := \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s_{min}}} \right) \cdot d = 22.13 \text{ cm}$$

Profundidad máxima del eje neutro para garantizar una falla controlada por tracción

if ( $c \leq c_{max}$ , "Ok", "Aumentar la sección") = "Ok"

$$A_{s\_sup\_1\_análisis} := \max \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, A_{s\_min} \right) = 17.13 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal superior en el extremo 1

### Acero requerido para el momento positivo en el extremo 1

$$M_u := M_{u\_pos\_1} = 26.45 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 7.45 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 8.76 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c_{max} := \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s_{min}}} \right) \cdot d = 22.13 \text{ cm}$$

Profundidad máxima del eje neutro para garantizar una falla controlada por tracción

if ( $c \leq c_{max}$ , "Ok", "Aumentar la sección") = "Ok"

$$A_{s\_inf\_1\_análisis} := \max \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, A_{s\_min} \right) = 12.66 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal inferior en el extremo 1

### Acero requerido para el momento negativo en el extremo 2

$$M_u := M_{u\_neg\_2} = 22.99 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 6.41 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 7.54 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c_{max} := \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s\_min}} \right) \cdot d = 22.13 \text{ cm}$$

Profundidad máxima del eje neutro para garantizar una falla controlada por tracción

if ( $c \leq c_{max}$ , "Ok", "Aumentar la sección") = "Ok"

$$A_{s\_sup\_2\_análisis} := \max \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, A_{s\_min} \right) = 10.9 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal superior en el extremo 2

### Acero requerido para el momento positivo en el extremo 2

$$M_u := M_{u\_pos\_2} = 22.38 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 6.23 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 7.33 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c_{max} := \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s\_min}} \right) \cdot d = 22.13 \text{ cm}$$

Profundidad máxima del eje neutro para garantizar una falla controlada por tracción

if ( $c \leq c_{max}$ , "Ok", "Aumentar la sección") = "Ok"

$$A_{s\_inf\_2\_análisis} := \max \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, A_{s\_min} \right) = 10.59 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal inferior en el extremo 2

### Acero requerido para el momento positivo en la parte central

$$M_u := M_{u\_pos\_cen} = 7.89 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 2.12 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 2.49 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c_{max} := \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s\_min}} \right) \cdot d = 22.13 \text{ cm}$$

Profundidad máxima del eje neutro para garantizar una falla controlada por tracción

if ( $c \leq c_{max}$ , “Ok”, “Aumentar la sección”) = “Ok”

$$A_{s\_inf\_cen\_análisis} := \max \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, A_{s\_min} \right) = 4.94 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal inferior en la parte central

### Acero requerido para el momento negativo en la parte central

$$M_u := M_{u\_neg\_cen} = 5.23 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 1.4 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.64 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c_{max} := \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s\_min}} \right) \cdot d = 22.13 \text{ cm}$$

Profundidad máxima del eje neutro para garantizar una falla controlada por tracción

if ( $c \leq c_{max}$ , “Ok”, “Aumentar la sección”) = “Ok”

$$A_{s\_sup\_cen\_análisis} := \max \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, A_{s\_min} \right) = 4.94 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal superior en la parte central

### Requisitos de acero longitudinal

#### Extremo 1:

$$A_{s\_sup\_1\_req} := A_{s\_sup\_1\_análisis} = 17.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_1\_def} := 3 A_{b\#6} + 3 \cdot A_{b\#6} = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_1\_req} := \max \left( A_{s\_inf\_1\_análisis}, \frac{1}{3} \cdot A_{s\_sup\_1\_def} \right) = 12.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_1\_def} := 3 A_{b\#6} + 2 \cdot A_{b\#6} = 14.25 \text{ cm}^2$$

**Extremo 2:**

$$A_{s\_sup\_2\_req} := A_{s\_sup\_2\_andlisis} = 10.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} := 3 A_{b\#6} + 1 \cdot A_{b\#6} = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_req} := \max\left(A_{s\_inf\_2\_andlisis}, \frac{1}{3} \cdot A_{s\_sup\_2\_def}\right) = 10.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} := 3 A_{b\#6} + 1 \cdot A_{b\#6} = 11.4 \text{ cm}^2$$

**Parte central:**

$$A_{s\_max\_viga} := \max(A_{s\_sup\_1\_def}, A_{s\_inf\_1\_def}, A_{s\_sup\_2\_def}, A_{s\_inf\_2\_def}) = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_req} := \max\left(A_{s\_sup\_cen\_andlisis}, \frac{1}{4} \cdot A_{s\_max\_viga}\right) = 4.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} := 3 \cdot A_{b\#6} = 8.55 \text{ cm}^2$$

**En definitiva, se tiene:**

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_1\_def} = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 11.4 \text{ cm}^2$$

**Longitud de bastones:**

$$d_b := d_{b\#6} = 1.91 \text{ cm}$$

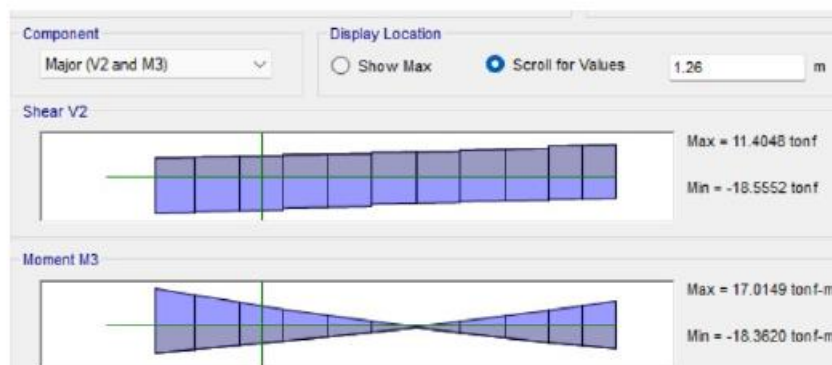
diámetro de la barra del acero longitudinal

$$A_s := 3 \cdot A_{b\#6} = 8.55 \text{ cm}^2$$

área de la barra del acero longitudinal

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.03 \text{ cm}$$

$$M_u := \phi_b \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 18.26 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



$$d_b := d_{b\#6}$$

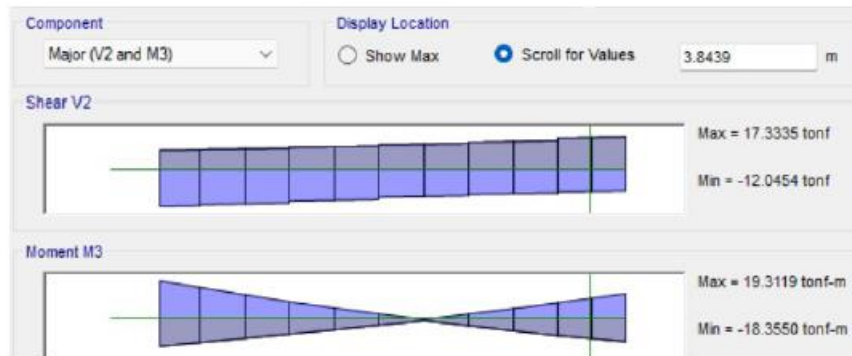
$$L_{M\_izq\_neg} := 0.85 \text{ m} \quad L_{b\_izq\_neg} := \max \left( (L_{M\_izq\_neg} + \max(12 d_b, d)), 0.67 \text{ m} \right) = 1.44 \text{ m}$$

$$L_{b\_izq} := \text{Ceil}(L_{b\_izq\_neg}, 5 \text{ cm}) = 1.45 \text{ m} \quad \text{Longitud de bastón}$$

$$d_b := d_{b\#6}$$

$$L_{M\_izq\_pos} := 0.75 \text{ m} \quad L_{b\_izq\_pos} := \max \left( (L_{M\_izq\_pos} + \max(12 d_b, d)), 0.67 \text{ m} \right) = 1.34 \text{ m}$$

$$L_{b\_izq} := \text{Ceil}(L_{b\_izq\_pos}, 5 \text{ cm}) = 1.35 \text{ m} \quad \text{Longitud de bastón}$$



$$d_b := d_{b\#6}$$

$$L_{M\_der\_neg} := 0.30 \text{ m} \quad L_{b\_der\_neg} := \max \left( (L_{M\_der\_neg} + \max(12 d_b, d)), 0.67 \text{ m} \right) = 0.89 \text{ m}$$

$$L_{b\_der} := \text{Ceil}(L_{b\_der\_neg}, 5 \text{ cm}) = 0.9 \text{ m} \quad \text{Longitud de bastón}$$

$$d_b := d_{b\#6}$$

$$L_{M\_der\_pos} := 0.4 \text{ m} \quad L_{b\_der\_pos} := \max \left( (L_{M\_der\_pos} + \max(12 d_b, d)), 0.56 \text{ m} \right) = 0.99 \text{ m}$$

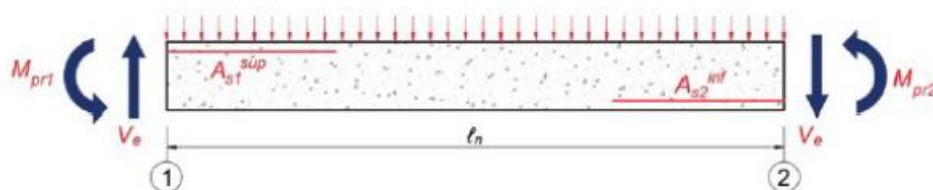
$$L_{b\_der} := \text{Ceil}(L_{b\_der\_pos}, 5 \text{ cm}) = 1 \text{ m} \quad \text{Longitud de bastón}$$

## Demanda por corte

### 7.1.- Definición de casos de estudio:

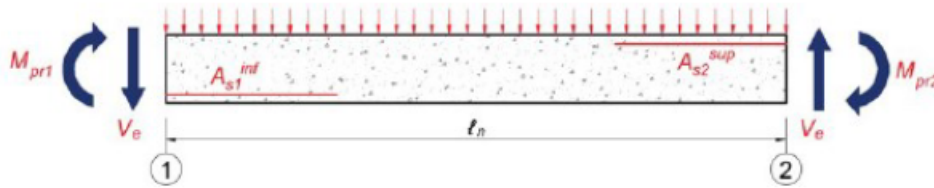
#### Caso A: Momentos probables de la viga en sentido antihorario

$$W_u = 1.25 (W_m + W_v)$$



### Caso B: Momentos probables de la viga en sentido horario

$$W_u = 1.25 (W_m + W_v)$$



#### Corte máximo probable:

$$V_p = \frac{\sum M_{pr}}{L_n} \quad V_g = \frac{W_u \cdot L_n}{2} \quad V_e = V_g + V_p$$

#### Cargas distribuidas sobre la viga

$$W_{pp} := \gamma_{concreto} \cdot b \cdot h = 0.47 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \text{Peso propio de la viga}$$

$$W_{sc} := 2.19 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \text{Peso por sobrecarga (Peso de la losa, tabiquería, acabados)}$$

$$W_m := W_{pp} + W_{sc} = 2.66 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \text{Carga permanente total}$$

$$W_v := 0.72 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \text{Carga variable}$$

$$W_u := 1.25 (W_m + W_v) = 4.22 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$M_{pr} = \alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_tracción} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \alpha := 1 \quad a = \beta_1 \cdot c$$

#### Análisis del caso A: Momentos máximos probables en sentido antihorario

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_sup\_1\_def}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 10.06 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque equivalente de Whitney en extremo 1}$$

$$M_{pr1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_sup\_1\_def} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 38.76 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento máximo probable en extremo 1}$$

$$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_inf\_2\_def}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 6.71 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque equivalente de Whitney en extremo 2}$$

$M_{pr2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_inf\_2\_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 26.65 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento máximo probable en extremo 2
$V_{p\_casoA} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = 17.44 \text{ tonnef}$	Corte por capacidad
$V_g := \frac{W_u \cdot L_n}{2} = 7.92 \text{ tonnef}$	Corte gravitacional
$V_{e\_1\_CasoA} := V_g + V_{p\_casoA} = 25.36 \text{ tonnef}$	Corte máximo probable en extremo 1
$V_{e\_2\_CasoA} := V_g - V_{p\_casoA} = -9.53 \text{ tonnef}$	Corte máximo probable en extremo 2

### Análisis del caso B: Momentos máximo probables en sentido horario

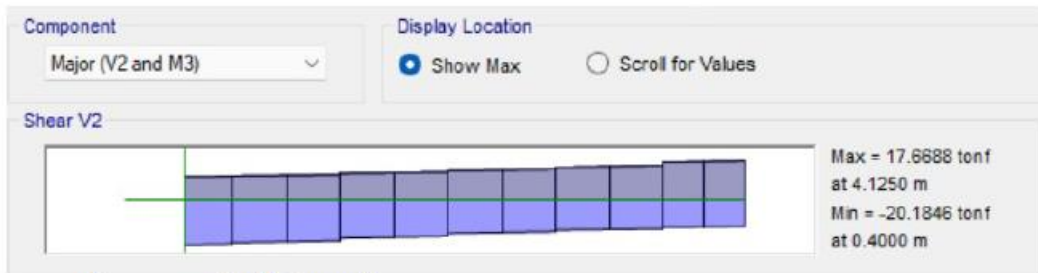
$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_inf\_1\_def}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 8.38 \text{ cm}$	Altura del bloque equivalente de Whitney en extremo 1
$M_{pr1} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_inf\_1\_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 32.81 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento máximo probable en extremo 1
$a := \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_sup\_2\_def}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 6.71 \text{ cm}$	Altura del bloque equivalente de Whitney en extremo 2
$M_{pr2} := \alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_sup\_2\_def} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 26.65 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento máximo probable en extremo 2
$V_{p\_casoB} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = 15.85 \text{ tonnef}$	Corte por capacidad
$V_g := \frac{W_u \cdot L_n}{2} = 7.92 \text{ tonnef}$	Corte gravitacional
$V_{e\_1\_CasoB} := V_g - V_{p\_casoB} = -7.94 \text{ tonnef}$	Corte máximo probable en extremo 1
$V_{e\_2\_CasoB} := V_g + V_{p\_casoB} = 23.77 \text{ tonnef}$	Corte máximo probable en extremo 2

#### Extremo 1:

$$V_{e\_max\_1} := \max(|V_{e\_1\_CasoA}|, |V_{e\_1\_CasoB}|) = 25.36 \text{ tonnef}$$

#### Extremo 2:

$$V_{e\_max\_2} := \max(|V_{e\_2\_CasoA}|, |V_{e\_2\_CasoB}|) = 23.77 \text{ tonnef}$$



$$V_{\text{analysis}} := 20.18 \text{ tonnef}$$

$$V_{\text{max}} := 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 77.01 \text{ tonnef}$$

### Diseño del acero transversal en los extremos

#### Corte de diseño:

$$V_u := \max(V_{e_{\text{max}_1}}, V_{e_{\text{max}_2}}, V_{\text{analysis}}) = 25.36 \text{ tonnef} \quad \text{Corte máximo probable}$$

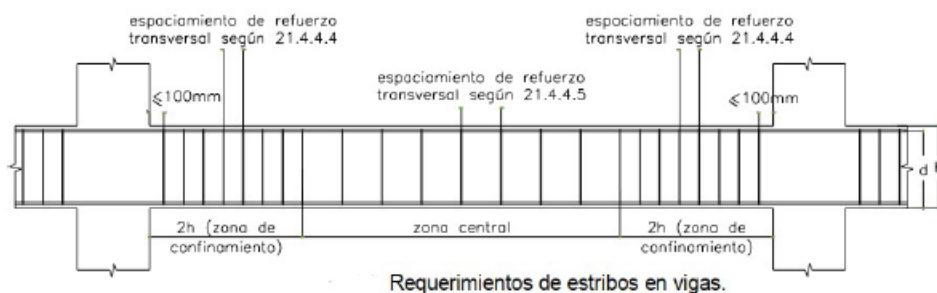
$$V_{u_d} := \frac{V_u \cdot (L_n - d)}{L_n} = 21.37 \text{ tonnef}$$

Corte máximo probable a una distancia "d" desde la cara del apoyo

#### Definición de la resistencia por corte del concreto

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 15.7 \text{ tonnef}$$

### Disposición del acero transversal en zona de confinamiento en ambos extremos



#### a) Separación máxima de estribos por demanda

$$V_s := \frac{V_{u_d}}{\phi_v} - V_c = 9.44 \text{ tonnef}$$

Demanda por corte en el acero transversal

$$N_{\text{ramas}} := 2$$

Número de ramas

$$\phi_{estr} := d_{b\#3} = 0.95 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo} \quad A_{estribo} := A_{b\#3} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del estribo}$$

$$A_V := N_{ramas} \cdot A_{estribo} = 1.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero transversal}$$

$$s_{max\_req} := \frac{A_V \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 37.39 \text{ cm} \quad \text{Separación máxima requerida en zona de confinamiento}$$

### b) Separación máxima normativa de estribos

$$d_{b\_long} := d_{b\#6} = 1.91 \text{ cm} \quad \text{Menor diámetro del acero longitudinal utilizado}$$

$$s_1 := \min\left(\frac{d}{4}, 15 \text{ cm}\right) = 14.75 \text{ cm} \quad s_2 := 10 \cdot d_{b\_long} = 19.05 \text{ cm} \quad s_3 := 24 \phi_{estr} = 22.86 \text{ cm}$$

$$s_4 := 30 \text{ cm}$$

$$s_{max\_norma} := \min(s_1, s_2, s_3, s_4) = 14.75 \text{ cm}$$

$$s := \min(s_{max\_req}, s_{max\_norma}) = 14.75 \text{ cm}$$

### b) Separación definitiva y longitud de confinamiento

$$s_{def\_1} := 12.5 \text{ cm} \quad L_{conf} := 2 \cdot h = 130 \text{ cm}$$

## Disposición del acero transversal fuera de la zona de confinamiento

### a) Fuera de la zona de confinamiento (sin traslapes)

$$V_{u\_2h} := \frac{V_u \cdot (L_n - L_{conf})}{L_n} = 16.57 \text{ tonnef} \quad V_c = 15.7 \text{ tonnef}$$

$$V_s := \frac{V_{u\_2h}}{\phi_v} - V_c = 3.79 \text{ tonnef} \quad \text{Demanda por corte en el acero transversal}$$

$$N_{ramas} := 2 \quad \text{Número de ramas}$$

$$\phi_{estr} := d_{b\#3} = 0.95 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo} \quad A_{estribo} := A_{b\#3} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del estribo}$$

$$A_V := N_{ramas} \cdot A_{estribo} = 1.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Área transversal}$$

$$s_{max\_req} := \frac{A_V \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 93.06 \text{ cm} \quad \text{Separación máxima requerida en zona de confinamiento}$$

**b) Separación máxima normativa de estribos**

$$s_1 := \frac{d}{2} = 29.5 \text{ cm} \qquad s_2 := 60 \text{ cm}$$

$$s_{max\_norma} := \min(s_1, s_2) = 29.5 \text{ cm} \qquad s := \min(s_{max\_req}, s_{max\_norma}) = 29.5 \text{ cm}$$

**c) Separación definitiva**

$$s_{def\_2} := 25 \text{ cm} \qquad \text{Separación a utilizar}$$

**Fuera de la zona de confinamiento (con traslapes)**

$$s_{max\_traslapes} := \min\left(15 \text{ cm}, \frac{d}{4}\right) = 14.75 \text{ cm}$$

$$s_{traslapes} := 12.5 \text{ cm} \qquad \text{Separación a utilizar}$$

Usar:  $\varnothing 3/8''$ : 1@0.05, 11@.125,R@.25 m A/E

**Revisión de las columnas a flexocompresión**

Sección de la columna

$b_1 := 40 \text{ cm}$	ancho X la columna
$b_2 := 80 \text{ cm}$	ancho Y la columna
$r := 6 \text{ cm}$	Recubrimiento libre
$d' := 6 \text{ cm}$	Recubrimiento libre
$d := b_2 - r = 74 \text{ cm}$	Altura efectiva de la columna

Disposición del acero longitudinal

$$A_{s\_total} := 4 \cdot A_{b\#8} + 12 \cdot A_{b\#6} = 54.47 \text{ cm}^2 \qquad A_g := b_1 \cdot b_2 = 3200 \text{ cm}^2 \quad \text{Área gruesa}$$

$$\frac{A_{s\_total}}{A_g} = 1.7\% \qquad \text{Porcentaje de acero de refuerzo}$$

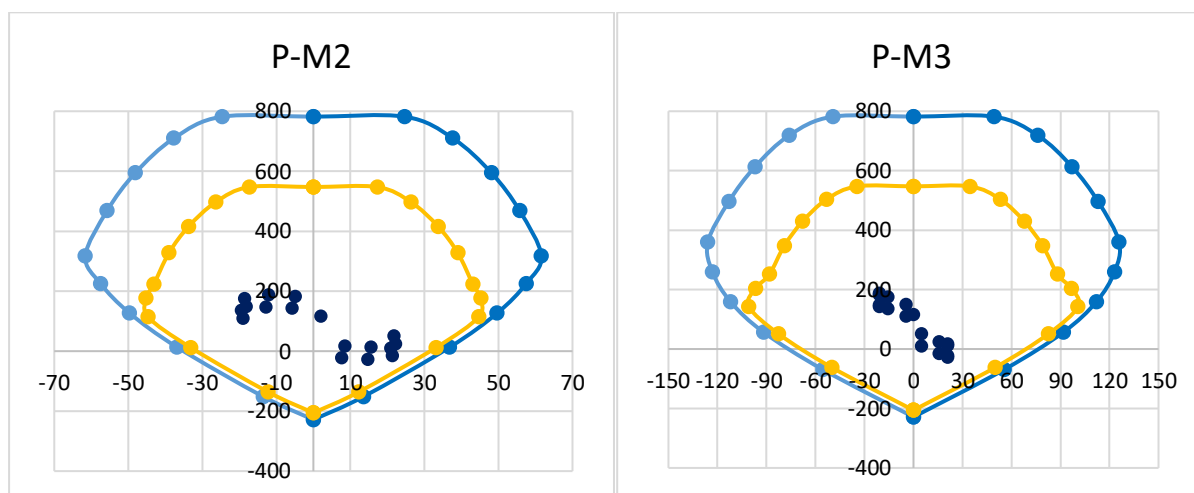
$$A_{s\_min} := 0.01 \cdot A_g = 32 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero mínimo} \qquad A_{s\_max} := 0.06 \cdot A_g = 192 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero máximo}$$

$$\text{if } (A_{s\_min} \leq A_{s\_total} \leq A_{s\_max}, \text{ "Ok", "No Cumple"}) = \text{ "Ok"}$$

## Diagrama de interacción

Fuerzas en la Columna							
Story	Combo	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	1.4CM+1.7CV		115.84	1.26	1.90	2.09	0.08
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-0°	Max	17.38	11.40	6.01	8.50	20.97
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-0°	Min	182.46	-9.26	-2.77	-4.96	-20.83
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-30°	Max	12.54	11.39	10.55	15.60	21.06
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-30°	Min	187.29	-9.26	-7.32	-12.05	-20.92
Nivel 1	0.9CM + SX-0°	Max	-22.40	10.90	5.29	7.68	20.94
Nivel 1	0.9CM + SX-0°	Min	142.68	-9.76	-3.50	-5.78	-20.87
Nivel 1	0.9CM + SX-30°	Max	-27.23	10.90	9.83	14.78	21.02
Nivel 1	0.9CM + SX-30°	Min	147.52	-9.75	-8.04	-12.87	-20.95
Nivel 1	0.9CM + SY-0°	Max	10.70	2.82	13.78	20.93	4.77
Nivel 1	0.9CM + SY-0°	Min	109.58	-1.68	-11.99	-19.02	-4.70
Nivel 1	0.9CM + SY-30°	Max	-15.59	8.29	14.08	21.37	15.61
Nivel 1	0.9CM + SY-30°	Min	135.88	-7.14	-12.29	-19.46	-15.54
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-0°	Max	50.47	3.32	14.51	21.75	4.80
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-0°	Min	149.36	-1.18	-11.27	-18.20	-4.66
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-30°	Max	24.18	8.78	14.80	22.19	15.64
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-30°	Min	175.65	-6.65	-11.56	-18.64	-15.50

Fuerzas actuantes en la columna



## Demanda por corte en las columnas

$$N_u := 187.29 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial última

$$M_{n\_inf} := 115.12 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento nominal inferior

$$M_{n\_sup} := 115.12 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento nominal superior

$$SM_n := M_{n\_inf} + M_{n\_sup} = 230.24 \text{ m} \cdot \text{tonnef} \quad \text{Sumatoria de momentos}$$

$$L_e := 2.9 \text{ m} \quad V_e := \frac{SM_n}{L_e} = 79.39 \text{ tonnef} \quad \text{Corte por capacidad}$$

$$b_w := b_1$$

$$V_c := 0.53 \cdot \left( 1 + \frac{N_u}{140 \cdot \left( \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \right) \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{\frac{f'_c \cdot \text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_w \cdot d = 26.26 \text{ tonnef}$$

Zona de confinamiento y traslapes

$$V_s := \frac{V_e}{\phi_v} - V_c = 67.14 \text{ tonnef} \quad \text{Demanda por corte en el acero transversal}$$

$$A_{b\#4} = 1.27 \text{ cm}^2 \quad N_{ramas} := 4 \quad A_v := 4 \cdot A_{b\#3} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$s_{\_max\_and\textit{alisis}} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 13.19 \text{ cm} \quad \text{Separación máxima requerida por corte}$$

Separación por normativa

$$d_{b\_long} := d_{b\#6}$$

$$s_{0\_1} := 8 \cdot d_{b\_long} = 15.24 \text{ cm} \quad s_{0\_2} := \frac{1}{2} \min(b_1, b_2) = 20 \text{ cm} \quad s_{0\_3} := 10 \text{ cm}$$

$$s_0 := \min(s_{\_max\_and\textit{alisis}}, s_{0\_1}, s_{0\_2}, s_{0\_3}) = 10 \text{ cm} \quad \text{Separación a utilizar}$$

Longitud de confinamiento

$$h_{viga} := 0.6 \text{ m} \quad L_{0\_1} := \frac{L_e - h_{viga}}{6} = 38.33 \text{ cm} \quad L_{0\_2} := \max(b_1, b_2) = 80 \text{ cm} \quad L_{0\_3} := 50 \text{ cm}$$

$$L_0 := \max(L_{0\_1}, L_{0\_2}, L_{0\_3}) = 80 \text{ cm}$$

Zona central de la columna

$$d_{b\_estribo} := d_{b\#3}$$

$$s_1 := 16 \cdot d_{b\_long} = 30.48 \text{ cm} \quad s_2 := 48 \cdot d_{b\_estribo} = 45.72 \text{ cm} \quad s_3 := \min(b_1, b_2) = 40 \text{ cm}$$

$$s_4 := \frac{d}{2} = 37 \text{ cm} \quad s_5 := 30 \text{ cm}$$

Usar:  $\emptyset$  3/8": 1@0.05, 11@.125, R@.25 m A/E

## Diseño de muros de corte

Fuerzas actuantes en el muro de corte							
Story	Output Case	Step Type	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	1.4CM+1.7CV		187.21	-4.06	2.30	3.10	-61.73
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-0°	Max	85.17	141.92	3.91	6.31	830.00
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-0°	Min	238.54	-148.85	-0.06	-1.13	-935.42
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-30°	Max	75.63	146.96	5.62	9.80	904.79
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SX-30°	Min	248.09	-153.89	-1.76	-4.62	-1010.21
Nivel 1	0.9CM + SX-0°	Max	22.07	143.43	2.94	4.99	852.84
Nivel 1	0.9CM + SX-0°	Min	175.44	-147.33	-1.04	-2.45	-912.58
Nivel 1	0.9CM + SX-30°	Max	12.52	148.48	4.64	8.49	927.63
Nivel 1	0.9CM + SX-30°	Min	184.98	-152.38	-2.74	-5.94	-987.37
Nivel 1	0.9CM + SY-0°	Max	45.06	99.52	6.11	11.49	577.69
Nivel 1	0.9CM + SY-0°	Min	152.44	-103.43	-4.21	-8.95	-637.43
Nivel 1	0.9CM + SY-30°	Max	26.72	147.65	6.27	11.75	818.83
Nivel 1	0.9CM + SY-30°	Min	170.79	-151.56	-4.36	-9.20	-878.57
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-0°	Max	108.17	98.01	7.09	12.81	554.85
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-0°	Min	215.55	-104.94	-3.24	-7.63	-660.27
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-30°	Max	89.82	146.14	7.24	13.07	795.99
Nivel 1	1.25(CM+CV) + SY-30°	Min	233.89	-153.07	-3.39	-7.88	-901.41

Fuerzas actuantes en el muro de corte MC-11 / 1° piso

## Diseño por flexión

DATOS		
F'c=	280	kg/cm <sup>2</sup>
Fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Recubr=	4	cm
N°_capas	2	-
φb_alma	3/8	"
φv=	0.85	

db	db(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Doblez
3/8	0.95	0.71	12
1/2	1.27	1.27	16
5/8	1.59	1.98	20
3/4	1.91	2.85	23
1	2.54	5.1	31

e <sub>m</sub> (cm)	L <sub>m</sub> (cm)	P <sub>u</sub> (ton)	V <sub>u</sub> (ton)	M <sub>u</sub> (ton-m)	d (cm)	a (cm)	A <sub>s</sub>	ρ <sub>min</sub>	A <sub>s_req_borde</sub> (cm <sup>2</sup> )	
20	495	248.09	153.89	1010.21	396	64.86	73.51	0.0025	61.13	
	S <sub>alma</sub>	Acero vertical					A <sub>s(asignada)</sub>	A <sub>s_asig&gt;A<sub>s_req</sub></sub>		
	25.00	1"	3/4"	5/8"	1/2"	3/8"	61.2	Ok		

- Diagrama de interacción

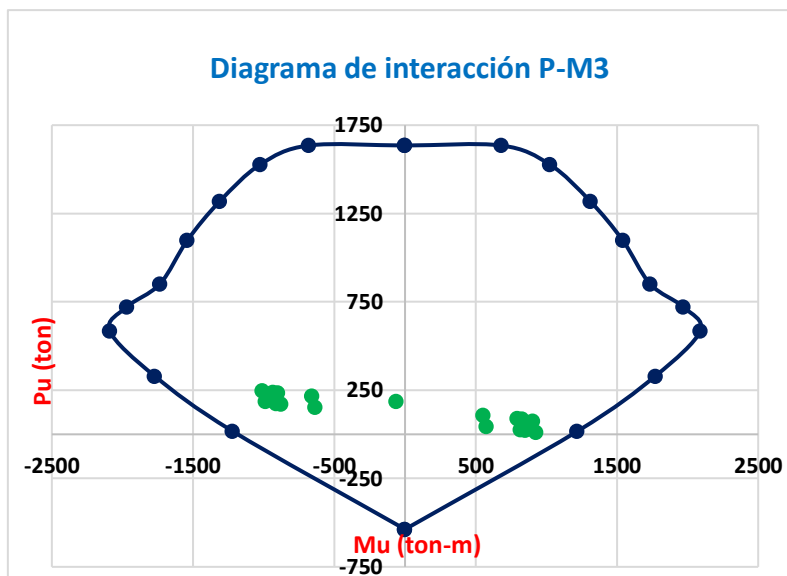
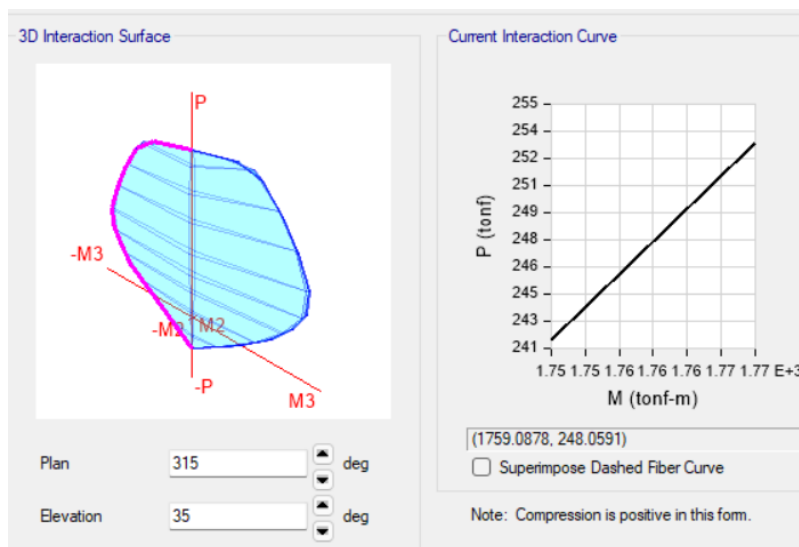


Diagrama de interacción P-M3

Diseño por corte

$V_{x\_total}$	$V_{placa}$	%
477.29	138.5 ton	29.02%

h (m)	$L_m$ (cm)	$e_m$ (cm)	d	R	$V_u$ (ton)	$M_n$ (t-m)	$M_u$ (t-m)	$\Omega(M_n/M_u)$	$\delta$	$V_{diseño}$ (tn)
20.3	495	20	396.00	6	153.89	1759.1	1010.21	1.74	1.00	267.97
$A_w$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi V_{nmax}$ (ton)	$V_{dis} < \phi V_{nmax}$	h/Lm	$\alpha$	$V_c$ (ton)	Av			#ramas	$\rho_t$
						$\phi\#$	cada	s		
7920.0	292.88	Cumple	4.1	0.53	70.24	1/2	@	15.00	2.00	0.0085
					$V_s$ (ton)	$V_n$ (ton)	$\phi V_n$ (ton)	Ratio	D/C<=1	
					281.64	351.87	299.09	0.896	OK	



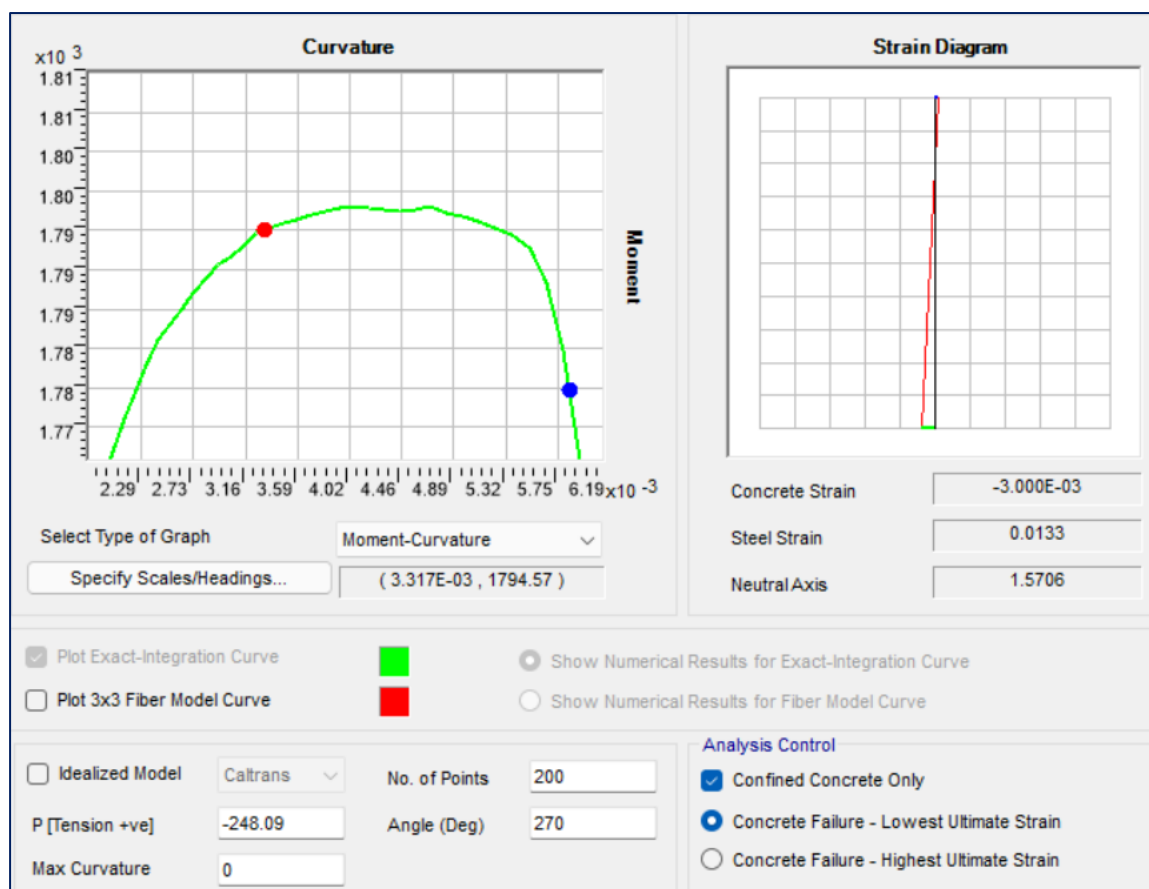
Obtención del momento nominal

Confinamiento del elemento de borde

$\epsilon_c$	0.00300
$\epsilon_s$	0.01330
C	91.1 cm

$L_m$ (cm)	$A_{cw}$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$ (cm)	$h_m$ (cm)	$\delta_u/h_m$	$I_m/(600*\delta/h_w)$	C (cm)
495	9900.0	6.79	2030	0.0050	165.00	91.1

$\sigma_{max\_comp}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$0.2*f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Verificación	$L_{long\_borde}$ (cm)	$0.25*M_u/V_u$	$C_{confin\_vert.}$
148.75	56	Confinar	50	1.64	4.95



*Determinación de la profundidad del eje neutro*

## Diseño de losas macizas

### Datos generales

$t := 20 \text{ cm}$	Espesor de la losa	$\phi_b := 0.90$	$\beta_1 := 0.85$
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Tensión cedente del acero	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del concreto
Malla general	$b := 1$		

$$A_{s\_min} := 0.0018 \cdot b \cdot t = 3.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero mínimo por metro}$$

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la barra}$$

$$s := \frac{A_b}{A_{s\_min}} = 0.2 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento entre barras de acero}$$

### Acero positivo requerido por elementos finitos en la dirección 1

$$b := 1 \quad \text{Ancho unitario} \quad M_u := 2200 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Momento último}$$

$$r := 2 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento} \quad d := t - r - \frac{1.27 \text{ cm}}{2} = 17.37 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0.6 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del bloque equivalente de Whitney}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.71 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.41 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero requerida por metro}$$

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la barra}$$

$$s := \frac{A_b}{A_s} = 0.21 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento entre barras de acero}$$

$$s := 0.20 \text{ m} \quad \text{Espaciamiento a utilizar}$$

Acero negativo requerido por elementos finitos en la dirección 1

$$M_u := 3600 \text{ kgf} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 1 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.17 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 5.65 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Área de acero requerida por metro

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Área de la barra

$$s := \frac{A_b}{A_s} = 0.13 \text{ m}$$

Espaciamiento entre barras de acero

Usar bastones 3/8"@0.20m

Acero positivo requerido por elementos finitos en la dirección 2

$$M_u := 2250 \text{ kgf} \cdot \frac{m}{m}$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0.62 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.72 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 3.49 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Área de acero requerida por metro

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Área de la barra

$$s := \frac{A_b}{A_s} = 0.2 \text{ m}$$

Espaciamiento entre barras de acero

$$M_u := 3000 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento último

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 0.83 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.97 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.68 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Área de acero requerida por metro

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} \quad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Área de la barra

$$s := \frac{A_b}{A_s} = 0.15 \text{ m}$$

Espaciamiento entre barras de acero

Usar bastones 3/8"@0.20m

Verificación por corte

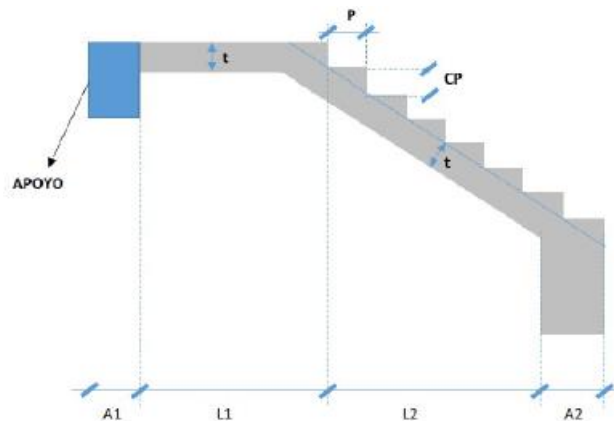
$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u := 10 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad \text{Cortante actuante}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \beta_1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 13.09 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

if ( $V_u \leq V_c$ , "Cumple", "Falla por cortante") = "Cumple"

## Diseño de escaleras



$$\begin{aligned}
 A_1 &:= 15 \text{ cm} & L_1 &:= 0.70 \text{ m} & L_2 &:= 1 \text{ m} & A_2 &:= 0.5 \text{ m} \\
 P &:= 25 \text{ cm} & CP &:= 19 \text{ cm} & b &:= 1 \text{ m} & \theta &:= \text{atan}\left(\frac{CP}{P}\right) \cdot \frac{1}{\text{deg}} = 37.23
 \end{aligned}$$

Cargas

$$P_{\text{acabados}} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \qquad S_c := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Espesor de la garganta

$$t := \frac{L_1 + L_2}{25} = 6.8 \text{ cm} \qquad t := \frac{L_1 + L_2}{20} = 8.5 \text{ cm} \qquad t := 15 \text{ cm}$$

$$h_n := \frac{t}{\cos(\theta^\circ)} + \frac{CP}{2} = 28.34 \text{ cm}$$

Metrado de cargas

Tramo Horizontal

$$W_{u1} := \left\| \begin{array}{l} CM \leftarrow \gamma_c \cdot t \cdot b + P_{\text{acabados}} \cdot b \\ CV \leftarrow S_c \cdot b \\ W_{u1} \leftarrow 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \end{array} \right\|$$

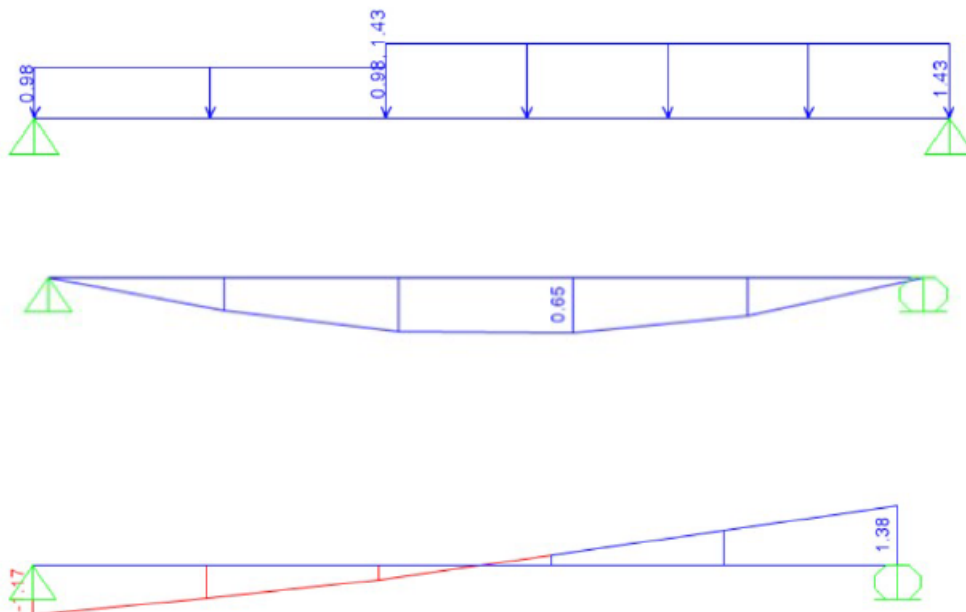
$$W_{u1} = 0.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Tramo Inclinado

$$W_{u2} := \left\| \begin{array}{l} CM \leftarrow \gamma_c \cdot h_n \cdot b + P_{\text{acabados}} \cdot b \\ CV \leftarrow S_c \cdot b \\ W_{u2} \leftarrow 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \end{array} \right\|$$

$$W_{u2} = 1.43 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Diagrama de momento flector y fuerza de corte



$$M_{\text{max}} := 0.65 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## Diseño del refuerzo

### Refuerzo Positivo

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.95 \text{ cm} \quad A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$M_u := M_{max} = 0.65 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad r := 2 \text{ cm} \quad d := t - r - \frac{d_b}{2} = 12.52 \text{ cm}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi \cdot b}} = 0.24 \text{ cm}$$

$$A_s := \max \left( \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, 0.0018 \cdot b \cdot t \right) = 2.7 \text{ cm}^2 \quad \text{Usando } \phi \text{ 3/8"}$$

$$s_1 := \frac{A_b \cdot 100 \text{ cm}}{A_s} = 26.39 \text{ cm} \quad s_2 := 3 t = 45 \text{ cm} \quad s_3 := 40 \text{ cm} \quad s := 25 \text{ cm}$$

Usar  $\phi$  3/8" @ 0.25m

### Refuerzo Negativo

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.95 \text{ cm} \quad A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$M_u := \frac{1}{3} \cdot M_{max} = 0.22 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad r := 2.5 \text{ cm} \quad d := t - r - \frac{d_b}{2} = 12.02 \text{ cm}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi \cdot b}} = 0.08 \text{ cm}$$

$$A_s := \max \left( \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, 0.0018 \cdot b \cdot t \right) = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$s_1 := \frac{A_b \cdot b}{A_s} = 26.39 \text{ cm} \quad s_2 := 3 t = 45 \text{ cm} \quad s_3 := 40 \text{ cm} \quad s := 25 \text{ cm}$$

Usar  $\phi$  3/8" @ 0.25m

### Refuerzo Transversal

$$d_b := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.95 \text{ cm} \quad A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 0.0018 \cdot b \cdot t = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$s_1 := \frac{A_b \cdot b}{A_s} = 26.39 \text{ cm} \quad s_2 := 3 t = 45 \text{ cm} \quad s_3 := 40 \text{ cm} \quad s := 25 \text{ cm}$$

Usar  $\phi$  3/8" @ 0.25m

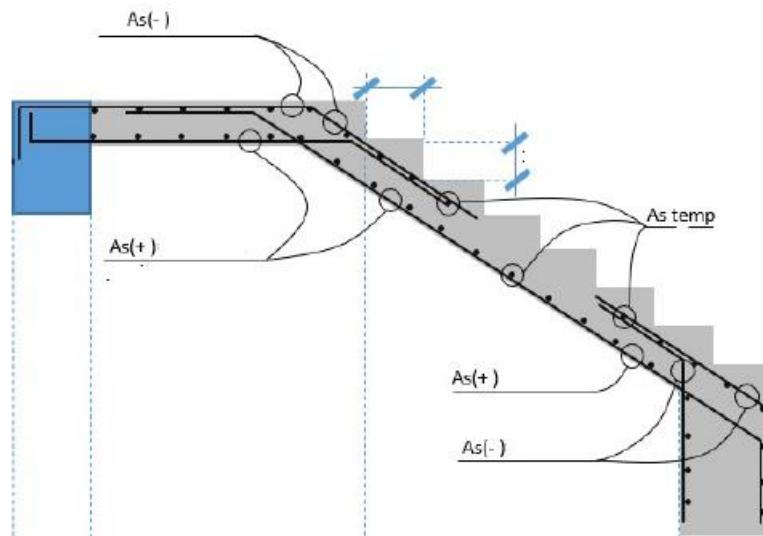
Verificación por fuerza cortante

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_c$$

$$V_u := 1.38 \text{ tonnef}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 10.66 \text{ tonnef}$$

if ( $V_u \leq \phi_v \cdot V_c$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"



### Anexo 03: Confinamiento del Concreto-Modelo de Mander

Se realizó la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado de la columna C-06.

Propiedades de los materiales:

$$f'_{ce} := 364 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a compresión del concreto no confinado}$$

$$f_{ye} := 4921.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cedente del acero de refuerzo}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_{ce} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 288089.64 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del concreto armado}$$

Propiedades de La sección:

$$b := 35 \text{ cm} \quad \text{Longitud en la dirección X de la columna}$$

$$h := 80 \text{ cm} \quad \text{Longitud en la dirección Y de la columna}$$

$$r := 4 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento libre}$$

$$s := 10 \text{ cm} \quad \text{Distancia vertical entre estribos}$$

$$d_{est} := d_{b\#4} = 1.27 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del estribo}$$

$$d_{bl} := d_{b\#8} = 2.54 \text{ cm} \quad \text{Diámetro de la barra longitudinal lateral}$$

$$N_{barras} := 14 \quad s' := s - d_{est} = 8.73 \text{ cm} \quad \text{Distancia vertical libre entre estribos}$$

$$w' := 13.2 \text{ cm}$$

$$A_{bl} := A_{b\#8} = 5.067 \text{ cm}^2 \quad A_{est} := A_{b\#4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$N_{t\_conf} := 3 \quad \text{Número de estribos}$$

$$d_c := h - 2 r - d_{est} = 70.73 \text{ cm} \quad \text{Altura confinada de la sección, medida centro a centro de estribos}$$

$$b_c := b - 2 r - d_{est} = 25.73 \text{ cm} \quad \text{Ancho confinado de la sección, medida centro a centro de estribos}$$

$$A_c := b_c \cdot d_c = 0.182 \text{ m}^2 \quad \text{Área confinada de la sección}$$

$$\rho_{cc} := \frac{N_{barras} \cdot A_{bl}}{A_c} = 0.039 \quad \text{Relación del área de refuerzo longitudinal y el área del núcleo de la sección}$$

$$A_{cc} := A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) = 0.175 \text{ m}^2 \quad \text{Área confinada neta.}$$

$$A_e := \left( b_c \cdot d_c - N_{t\_conf} \cdot \frac{w'^2}{6} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right) = 0.135 \text{ m}^2 \quad \text{Área confinada efectiva del núcleo de concreto, restando las áreas inefectivas}$$

$$K_e := \frac{A_e}{A_{cc}} = 0.772 \quad \text{Coeficiente de confinamiento efectivo}$$

$$N_{ramas\_x} := 3 \quad A_{sx} := N_{ramas\_x} \cdot A_{est} = 3.8 \text{ cm}^2 \quad \rho_x := \frac{A_{sx}}{d_c \cdot s} = 0.005 \quad \text{Cuantía de refuerzo transversal en X}$$

$$N_{ramas\_y} := 6 \quad A_{sy} := N_{ramas\_y} \cdot A_{est} = 7.601 \text{ cm}^2 \quad \rho_y := \frac{A_{sy}}{b_c \cdot s} = 0.03 \quad \text{Cuantía de refuerzo transversal en y}$$

$$\rho_s := \rho_x + \rho_y = 0.035 \quad \text{Cuantía de refuerzo transversal total}$$

$$f'_{lx} := K_e \cdot \rho_x \cdot f_{ye} = 20.411 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de confinamiento efectivo en X}$$

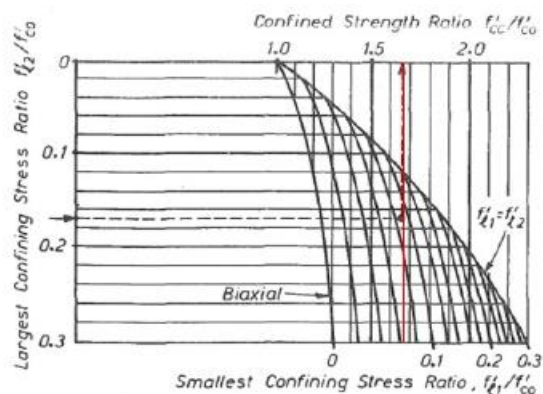
$$f'_{ly} := K_e \cdot \rho_y \cdot f_{ye} = 112.219 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de confinamiento efectivo en Y}$$

$$f'_{co} := f'_{ce} = 364 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto no confinado}$$

$$f'_{l1} := \min(f'_{lx}, f'_{ly}) = 20.411 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de confinamiento mínimo}$$

$$f'_{l2} := \max(f'_{lx}, f'_{ly}) = 112.219 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de confinamiento máximo}$$

$$\frac{f'_{l1}}{f'_{co}} = 0.06 \quad \text{Relación mínima} \quad \frac{f'_{l2}}{f'_{co}} = 0.31 \quad \text{Relación máxima}$$

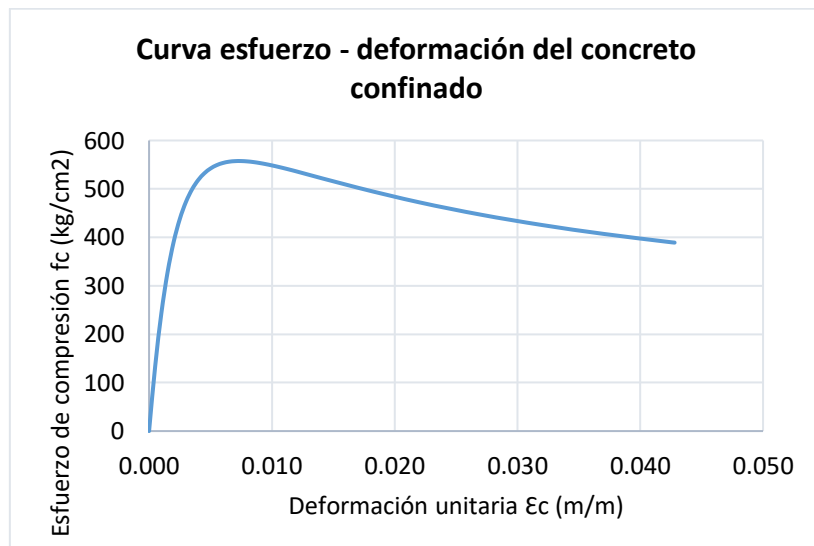


$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \quad \text{Factor de resistencia}$$

$$K := 1.532$$

$$f'_{cc} := K \cdot f'_{co} = 557.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$\varepsilon_{co} := 0.002$	Deformación del concreto no confinado
$\varepsilon_{cc} := \left(1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right) \cdot \varepsilon_{co} = 0.00732$	Deformación del concreto confinado
$E_{sec} := \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = 76181.42 \frac{kgf}{cm^2}$	Módulo secante
$\varepsilon_{su} := 0.09$	Deformación del acero en el punto de mayor tensión
$\varepsilon_{cu} := 0.004 + \left(\frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{ye} \cdot \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}\right) = 0.0428$	Deformación última del concreto confinado
$r := \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1.359502$	
$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$	
$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$	



### Anexo 04: Rótulas Plásticas en Vigas-ASCE/SEI 41-13

Se define las rótulas plásticas de la viga V2-.30x.65 eje 1. La resistencia del elemento está definida con propiedades esperadas del material. Para definir la rótula plástica y utilizar la guía de ASCE/SEI 41-13 solo es necesario estudiar la condición de cedencia. Se desprecia la condición de agrietamiento y se trabaja con la propiedad “rigid plastic”, asimismo para la condición de agotamiento, se toma como valor el 1.1 veces la condición de cedencia.

Sección de la viga:

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga
$h := 65 \text{ cm}$	Altura de la viga
$r := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$d' := 4 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 61 \text{ cm}$	Altura efectiva de la viga

Debido a que la cantidad de refuerzo en la zona de compresión es diferente al de la zona de tracción, es necesario realizar el análisis tanto para momento positivo, como para momento negativo.

Estudio de la sección izquierda para momento negativo:

$$A_s := 6 \cdot A_{b\#6} = 17.1 \text{ cm}^2 \qquad A'_s := 5 \cdot A_{b\#6} = 14.25 \text{ cm}^2$$

Condición de cedencia:

Se calcula la profundidad del eje neutro de la sección

Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot \left( \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0$$

Se realizará un artificio para poder representarlo en una ecuación cuadrática

$$A := \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} = 907.48 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \qquad B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 154.3 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -54.15 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 A \cdot D}}{2 \cdot A} = 17.36 \text{ cm}$$

Una vez obtenido la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido.

$$\epsilon'_s := \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.0006 \quad \text{if } (\epsilon'_s < \epsilon_y, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$f'_s := E_s \cdot \epsilon'_s = 1350.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se verifica que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{c\_límite} := 0.7 f'_c = 254.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo límite de comportamiento elástico del concreto}$$

$$\epsilon_c := \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.00084 \quad \text{if } (\epsilon_c < \epsilon_{cu}, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \epsilon_c = 240.71 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if } (f_c < f_{c\_límite}, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

Se define la resultante de Tracción y Compresión

$$C_c := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 62.69 \text{ tonnef} \quad C_s := A'_s \cdot f'_s = 19.24 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 84.16 \text{ tonnef}$$

Últimamente, se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi_{y\_1} := \frac{\epsilon_y}{d - c} = 0.00481 \frac{1}{m} \quad \text{Curvatura cedente}$$

$$M_{y\_1} := C_c \cdot \left(d - \frac{c}{3}\right) + C_s \cdot (d - d') = 45.6 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento cedente negativo}$$

$$M_{u\_1} := 1.1 M_{y\_1} = 50.14 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento último negativo}$$

Definición de la rótula plástica

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.009 \quad \rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.0078 \quad \rho_{bal} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6100}{6100 + f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \right) = 0.0296$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.009 \quad \rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.0078 \quad \rho_{bal} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6100}{6100 + f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \right) = 0.0296$$

$$V := 28.8 \text{ tonnef} \quad s := 12.5 \text{ cm}$$

Condiciones

$$(1) \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = 0.053 \quad (2) \quad \text{if} \left( s < \frac{d}{3}, \text{"C"}, \text{"NC"} \right) = \text{"C"} \quad (3) \quad \left( \frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{lb}{in^2}}} \right) = 3.111$$

Los parámetros y criterios de aceptación, se indican a continuación:

$$a_1 := -0.0195 \quad b_1 := -0.0379 \quad c_1 := 0.2 \quad IO := -0.005 \quad LS := -0.0195 \quad CP := -0.0379$$

Estudio de la sección izquierda para momento negativo:

Se calcula la profundidad del eje neutro de la sección

Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot \left( \frac{E_c \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0$$

Se realizará un artificio para poder representarlo en una ecuación cuadrática

$$A := \frac{E_c \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 907.48 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 154.3 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -46.15 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 15.6 \text{ cm}$$

Una vez obtenido la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.0005 \quad \text{if} (\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1126.63 \frac{\text{kgf}}{cm^2}$$

Se verifica que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{c\_límite} := 0.7 f'_c = 254.8 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Esfuerzo límite de comportamiento elástico del concreto}$$

$$\epsilon_c := \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.00072 \quad \text{if } (\epsilon_c < \epsilon_{cu}, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \epsilon_c = 207.86 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{if } (f_c < f_{c\_límite}, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

Se define la resultante de Tracción y Compresión

$$C_c := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 48.64 \text{ tonnef} \quad C_s := A'_s \cdot f'_s = 19.27 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 70.14 \text{ tonnef}$$

Últimamente, se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi_{y\_2} := \frac{\epsilon_y}{d - c} = 0.00463 \frac{1}{m} \quad \text{Curvatura cedente}$$

$$M_{y\_2} := C_c \cdot \left(d - \frac{c}{3}\right) + C_s \cdot (d - d') = 38.12 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento cedente Positivo}$$

$$M_{u\_2} := 1.1 M_{y\_1} = 50.14 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento último Positivo}$$

Luego se define la rótula plástica

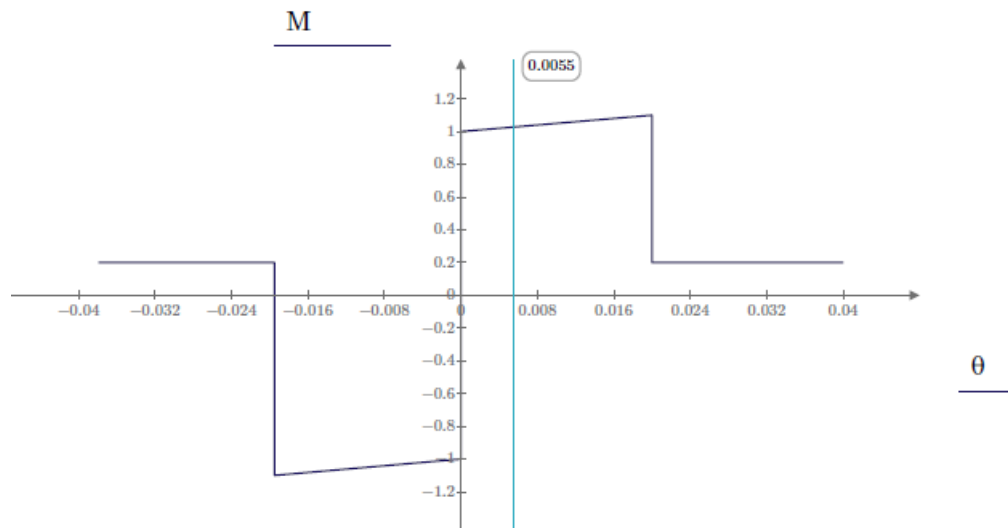
$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.008 \quad \rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.0093 \quad \rho_{bal} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6100}{6100 + f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \right) = 0.0296$$

$$V := 28.8 \text{ tonnef} \quad s := 12.5 \text{ cm}$$

Condiciones

$$(1) \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = -0.053 \quad (2) \quad \text{if } \left(s < \frac{d}{3}, \text{ "C", "NC"}\right) = \text{"C"} \quad (3) \quad \left( \frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{lb f}{in^2}}} \right) = 3.111$$

$$a_2 := 0.02 \quad b_2 := 0.04 \quad c_2 := 0.2 \quad IO := 0.005 \quad LS := 0.02 \quad CP := 0.04$$



*Rótula plástica normalizada*

Estudio de la sección derecha:

$$A_s := 4 \cdot A_{b\#6} = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A'_s := 4 \cdot A_{b\#6} = 11.4 \text{ cm}^2$$

Se calcula la profundidad del eje neutro de la sección

Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot \left( \frac{E_c \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0$$

Se realizará un artificio para poder representarlo en una ecuación cuadrática

$$A := \frac{E_c \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 907.48 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 112.22 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -36.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 14.8 \text{ cm}$$

Una vez obtenido la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.0005 \quad \text{if } (\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

$$f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1030.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se verifica que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{c\_límite} := 0.7 f'_c = 254.8 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Esfuerzo límite de comportamiento elástico del concreto}$$

$$\epsilon_c := \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.00067 \quad \text{if } (\epsilon_c < \epsilon_{cu}, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{ "Ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \epsilon_c = 193.74 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{if } (f_c < f_{c\_límite}, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{ "Ok"}$$

Se define la resultante de Tracción y Compresión

$$C_c := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 43 \text{ tonnef} \quad C_s := A'_s \cdot f'_s = 11.75 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 56.11 \text{ tonnef}$$

Últimamente, se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi_y := \frac{\epsilon_y}{d - c} = 0.00455 \frac{1}{m} \quad \text{Curvatura cedente}$$

$$M_y := C_c \cdot \left(d - \frac{c}{3}\right) + C_s \cdot (d - d') = 30.8 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento cedente negativo}$$

$$M_u := 1.1 M_{y,1} = 50.14 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento último negativo}$$

Definición de la rótula plástica:

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.006 \quad \rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.0062 \quad \rho_{bal} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{6100}{6100 + f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \right) = 0.0296$$

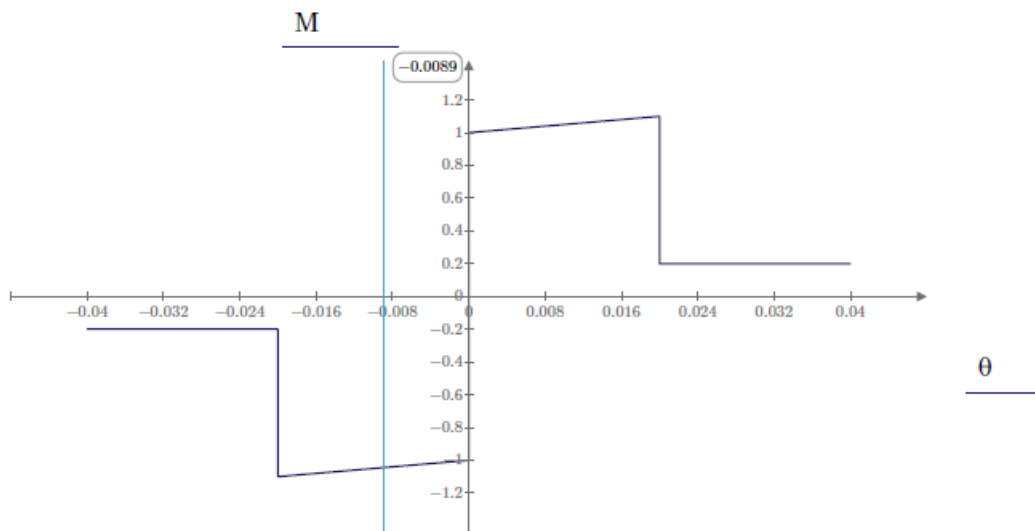
$$V := 28.8 \text{ tonnef} \quad s := 12.5 \text{ cm}$$

Condiciones

$$(1) \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = 0 \quad (2) \quad \text{if} \left( s < \frac{d}{3}, \text{ "C", "NC"} \right) = \text{ "C"} \quad (3) \quad \left( \frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{lbf}{in^2}} \right) = 3.111$$

Parámetros y criterios de aceptación:

$$a := 0.02 \quad b := 0.04 \quad c := 0.2 \quad IO := 0.005 \quad LS := 0.02 \quad CP := 0.04$$



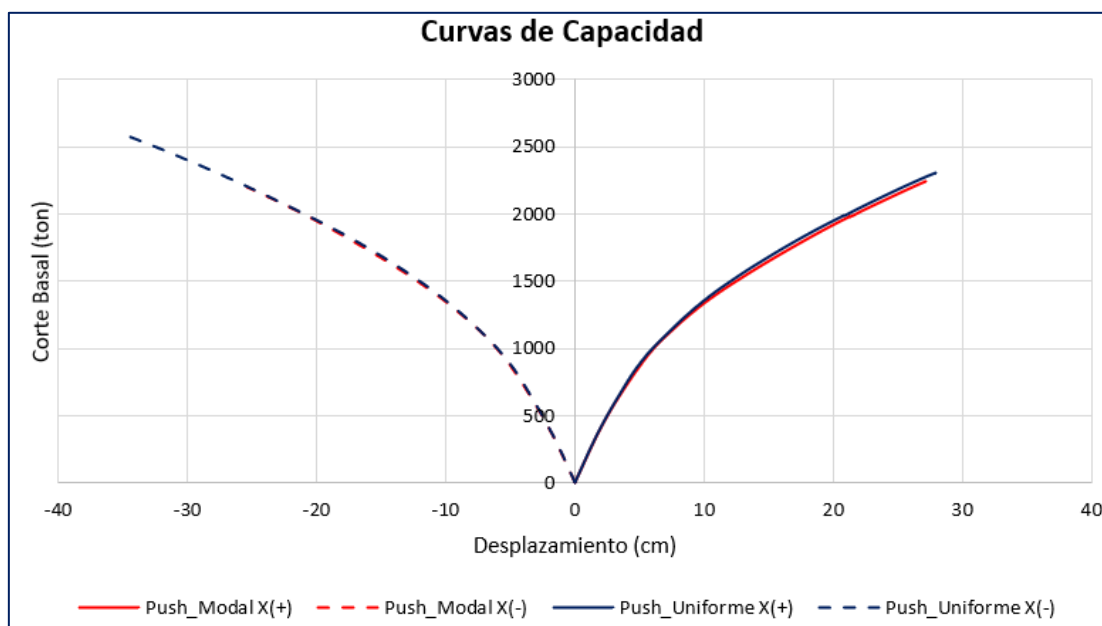
*Rótula plástica normalizada*

**Anexo 05: Cálculo del Punto de Desempeño-Pushover**

**Metodología FEMA-440**

**Análisis en la dirección “X”**

Se realizó el análisis para cuatro curvas de capacidad por dirección, dos curvas en función del modo fundamental y dos en función del patrón de carga uniforme para ambos sentidos. Se muestra las curvas de capacidad.

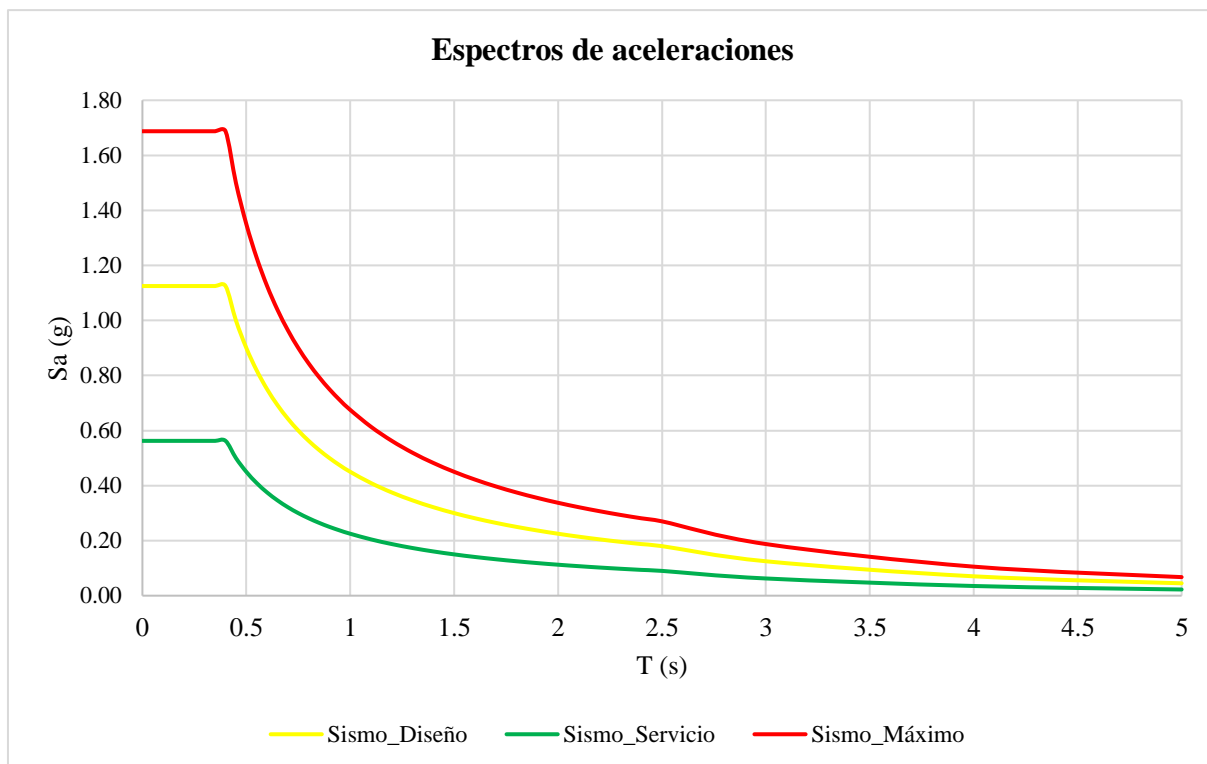


*Curvas de Capacidad\_dirección X*

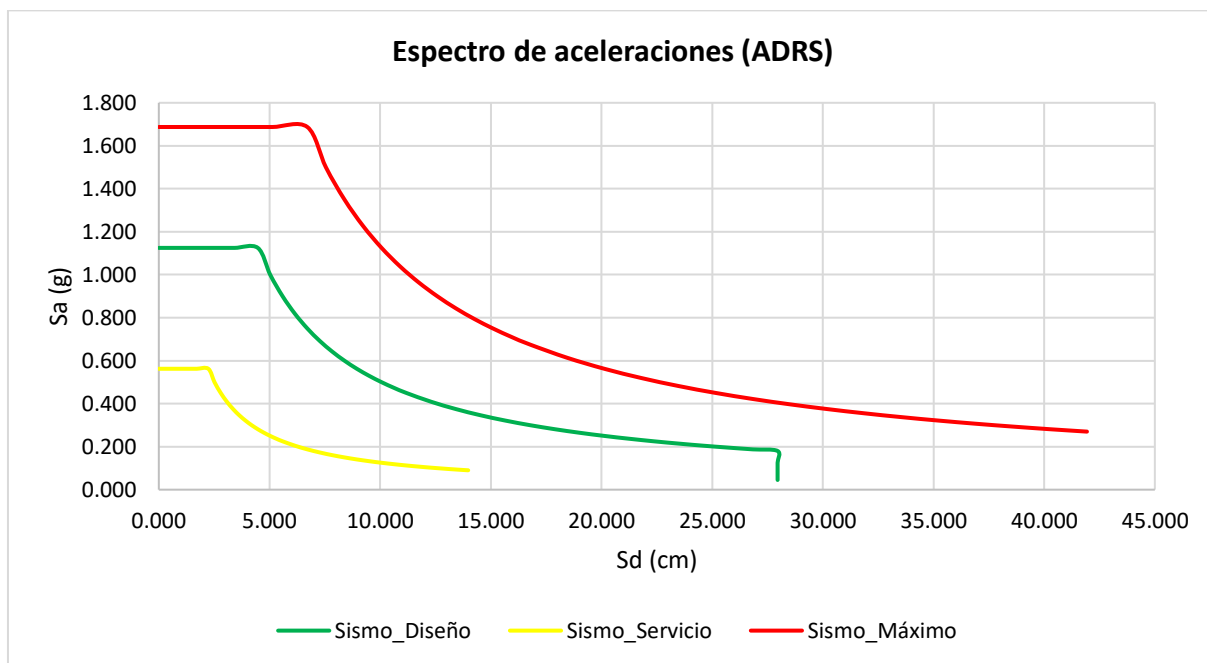
*Fuente: elaboración propia*

Se muestra los espectros elásticos para tres niveles de amenaza sísmica: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

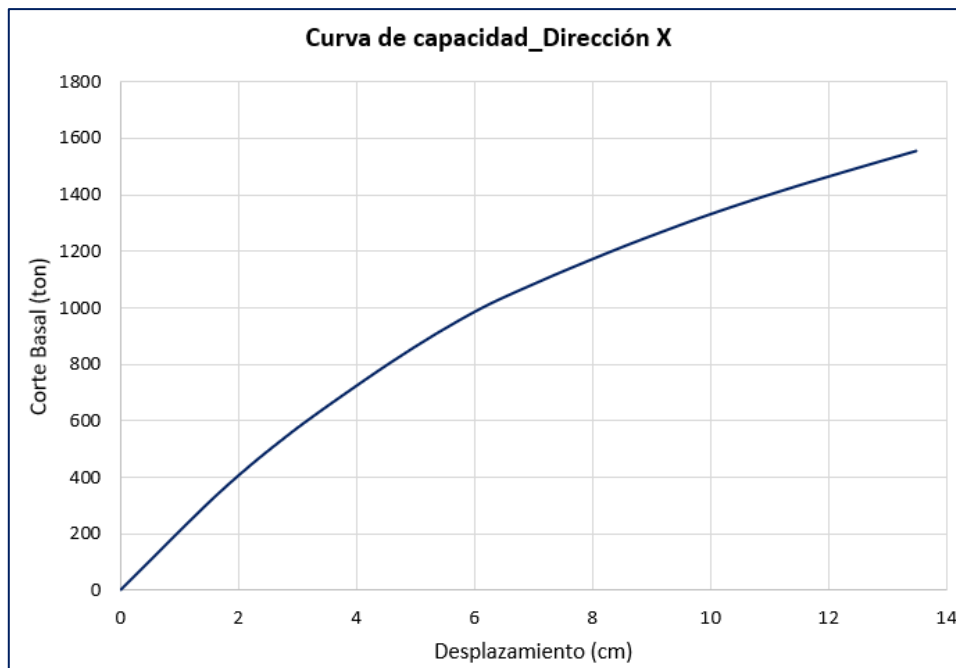
$T_i$	C	$S_{ai}$	Sis_servicio	Sis_máximo
s		g	0.50g	1.5g
0	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.05	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.1	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.15	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.2	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.25	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.3	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.35	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.4	2.50	1.1250	0.5625	1.6875
0.45	2.22	1.0000	0.5000	1.5000
0.5	2.00	0.9000	0.4500	1.3500
0.55	1.82	0.8182	0.4091	1.2273
0.6	1.67	0.7500	0.3750	1.1250
0.65	1.54	0.6923	0.3462	1.0385
0.7	1.43	0.6429	0.3214	0.9643
0.75	1.33	0.6000	0.3000	0.9000
0.8	1.25	0.5625	0.2813	0.8438
0.85	1.18	0.5294	0.2647	0.7941
0.9	1.11	0.5000	0.2500	0.7500
0.95	1.05	0.4737	0.2368	0.7105
1	1.00	0.4500	0.2250	0.6750
1.1	0.91	0.4091	0.2045	0.6136
1.2	0.83	0.3750	0.1875	0.5625
1.3	0.77	0.3462	0.1731	0.5192
1.4	0.71	0.3214	0.1607	0.4821
1.5	0.67	0.3000	0.1500	0.4500
1.6	0.63	0.2813	0.1406	0.4219
1.7	0.59	0.2647	0.1324	0.3971
1.8	0.56	0.2500	0.1250	0.3750
1.9	0.53	0.2368	0.1184	0.3553
2	0.50	0.2250	0.1125	0.3375
2.1	0.48	0.2143	0.1071	0.3214
2.2	0.45	0.2045	0.1023	0.3068
2.3	0.43	0.1957	0.0978	0.2935
2.4	0.42	0.1875	0.0938	0.2813
2.5	0.40	0.1800	0.0900	0.2700
3	0.28	0.1250	0.0625	0.1875
4	0.16	0.0703	0.0352	0.1055
5	0.10	0.0450	0.0225	0.0675



Los espectros de aceleraciones se deben convertir en espectros en formato ADRS



Se define la curva de capacidad, en este caso para la dirección "X", en función del patrón modal.



Luego la curva de capacidad se convierte en espectro de capacidad. Para ello es necesario calcular el factor de participación sísmica y la masa efectiva como se indica:

Matriz de masa

$$M := \begin{bmatrix} 49.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 49.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 49.72 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 49.72 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 43.56 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 17.72 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 15.04 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{m}$$

Forma del modo fundamental normalizado

$$\phi := \begin{bmatrix} 1 \\ 0.848 \\ 0.758 \\ 0.606 \\ 0.424 \\ 0.242 \\ 0.121 \end{bmatrix}$$

Matriz de masa generalizada

$$MG := \phi^T \cdot M \cdot \phi = 141.389 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{m}$$

Masa participativa

$$h := \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad L := \phi^T \cdot M \cdot h = 184.278 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

Factor de participación modal

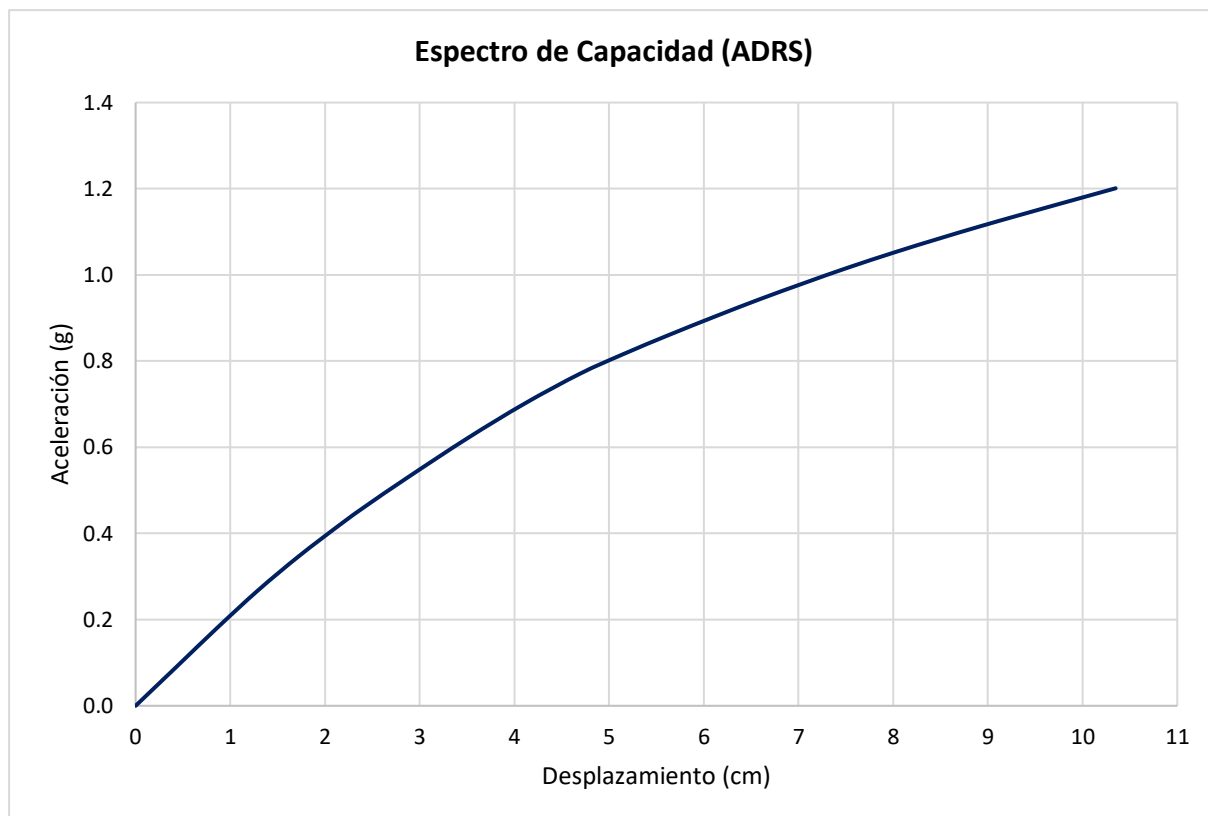
$$PF := \frac{L}{MG} = 1.303$$

Masa efectiva

$$me := \frac{(L)^2}{MG} \quad me = 2.402 \frac{\text{s}^2}{\text{cm}} \cdot \text{tonnef}$$

El factor “ $\alpha$ ” está relacionado con la forma del patrón de carga. Para este caso se ha tomado  $\alpha=0.55$ .

$S_d$	$S_a$
cm	g
0.00	0.00
0.43	0.09
0.86	0.18
1.30	0.27
1.73	0.35
2.16	0.42
2.44	0.46
2.87	0.53
3.50	0.62
4.11	0.70
4.69	0.77
5.15	0.82
5.62	0.86
6.11	0.90
6.58	0.94
7.07	0.98
7.52	1.02
8.03	1.05
8.48	1.08
8.93	1.11
9.40	1.14
9.87	1.17
10.35	1.20



*Espectro de Capacidad\_dirección X*

*Fuente: elaboración propia*

Finalmente, se obtiene el punto de desempeño. En este caso se ha trabajado a través de espectros de capacidad, donde se ha variado la ductilidad para construir la línea de posibles puntos de desempeño hasta intersectar con la curva de capacidad. A continuación, se muestra el procedimiento del cálculo del punto de desempeño para la demanda MCE, la cual es la misma metodología para la calcular el punto de desempeño para las demás demandas.

ESPECTRO (ADRS)	
$\mu$	1
A	4.9
B	-1.1
G	0.2
H	-0.038
$\beta_0$	5.00
$T_0$	0.46
$T_{sec}$	0.46
B	1.00
$S_{ai}$	$S_{di}$
g	cm
1.6875	0.0000
1.6875	0.1048
1.6875	0.4193
1.6875	0.9435
1.6875	1.6773
1.6875	2.6208
1.6875	3.7739
1.6875	5.1368
1.6875	6.7092
1.5000	7.5479
1.3500	8.3865
1.2273	9.2252
1.1250	10.0639
1.0385	10.9025
0.9643	11.7412
0.9000	12.5798
0.8438	13.4185
0.7941	14.2571
0.7500	15.0958
0.7105	15.9344
0.6750	16.7731
0.6136	18.4504
0.5625	20.1277
0.5192	21.8050
0.4821	23.4823
0.4500	25.1596
0.4219	26.8369
0.3971	28.5143
0.3750	30.1916
0.3553	31.8689
0.3375	33.5462
0.3214	35.2235
0.3068	36.9008
0.2935	38.5781
0.2813	40.2554
0.2700	41.9327
0.1875	41.9327
0.1055	41.9327
0.0675	41.9327

$S_{ai}$ (g)	$S_{di}$ (cm)
0.0000	0.0000
0.1000	0.5167
0.2000	1.0334
0.3000	1.5501
0.4000	2.0668
0.5000	2.5835
0.6000	3.1002
0.7000	3.6169
0.8000	4.1336
0.9000	4.6503
1.0000	5.1670
1.1000	5.6837
1.2000	6.2004
1.3000	6.7171
1.4000	7.2338
1.5000	7.7505
1.6000	8.2672
1.7000	8.7839
1.8000	9.3006
1.9000	9.8173
2.0000	10.3340

MADRS		
$\mu$	1	
A	4.9	
B	-1.1	
G	0.2	
H	-0.038	
M	1.00	
$\beta_{eff}$	5.00	
$T_{eff}$	0.46	
$T_{sec}$	0.46	
B	1.00	
t (s)	$S_{ai}$ (g)	$S_{di}$ (cm)
0.000	1.688	0.0000
0.050	1.688	0.1048
0.100	1.688	0.4193
0.150	1.688	0.9435
0.200	1.688	1.6773
0.250	1.688	2.6208
0.300	1.688	3.7739
0.350	1.688	5.1368
0.400	1.688	6.7092
0.450	1.500	7.5479
0.500	1.350	8.3865
0.550	1.227	9.2252
0.600	1.125	10.0639
0.650	1.038	10.9025
0.700	0.964	11.7412
0.750	0.900	12.5798
0.800	0.844	13.4185
0.850	0.794	14.2571
0.900	0.750	15.0958
0.950	0.711	15.9344
1.000	0.675	16.7731
1.100	0.614	18.4504
1.200	0.563	20.1277
1.300	0.519	21.8050
1.400	0.482	23.4823
1.500	0.450	25.1596
1.600	0.422	26.8369
1.700	0.397	28.5143
1.800	0.375	30.1916
1.900	0.355	31.8689
2.000	0.338	33.5462
2.100	0.321	35.2235
2.200	0.307	36.9008
2.300	0.293	38.5781
2.400	0.281	40.2554
2.500	0.270	41.9327
3.000	0.188	41.9327
4.000	0.105	41.9327
5.000	0.067	41.9327

MADRS	
$\mu$	1.5
A	4.9
B	-1.1
G	0.2
H	-0.038
M	1.36
$\beta_{eff}$	6.09
$T_{eff}$	0.50
$T_{sec}$	0.43
B	1.05

t (s)	$S_{ai}$ (g)	$S_{di}$ (cm)
0.000	2.181	0.0000
0.050	2.181	0.1355
0.100	2.181	0.5421
0.150	2.181	1.2196
0.200	2.181	2.1682
0.250	2.181	3.3878
0.300	2.181	4.8785
0.350	2.181	6.6402
0.400	2.181	8.6729
0.450	1.939	9.7570
0.500	1.745	10.8411
0.550	1.586	11.9252
0.600	1.454	13.0093
0.650	1.342	14.0934
0.700	1.247	15.1775
0.750	1.163	16.2617
0.800	1.091	17.3458
0.850	1.027	18.4299
0.900	0.970	19.5140
0.950	0.918	20.5981
1.000	0.873	21.6822
1.100	0.793	23.8504
1.200	0.727	26.0186
1.300	0.671	28.1869
1.400	0.623	30.3551
1.500	0.582	32.5233
1.600	0.545	34.6915
1.700	0.513	36.8597
1.800	0.485	39.0280
1.900	0.459	41.1962
2.000	0.436	43.3644
2.100	0.416	45.5326
2.200	0.397	47.7008
2.300	0.379	49.8691
2.400	0.364	52.0373
2.500	0.349	54.2055
3.000	0.242	54.2055
4.000	0.136	54.2055
5.000	0.087	54.2055

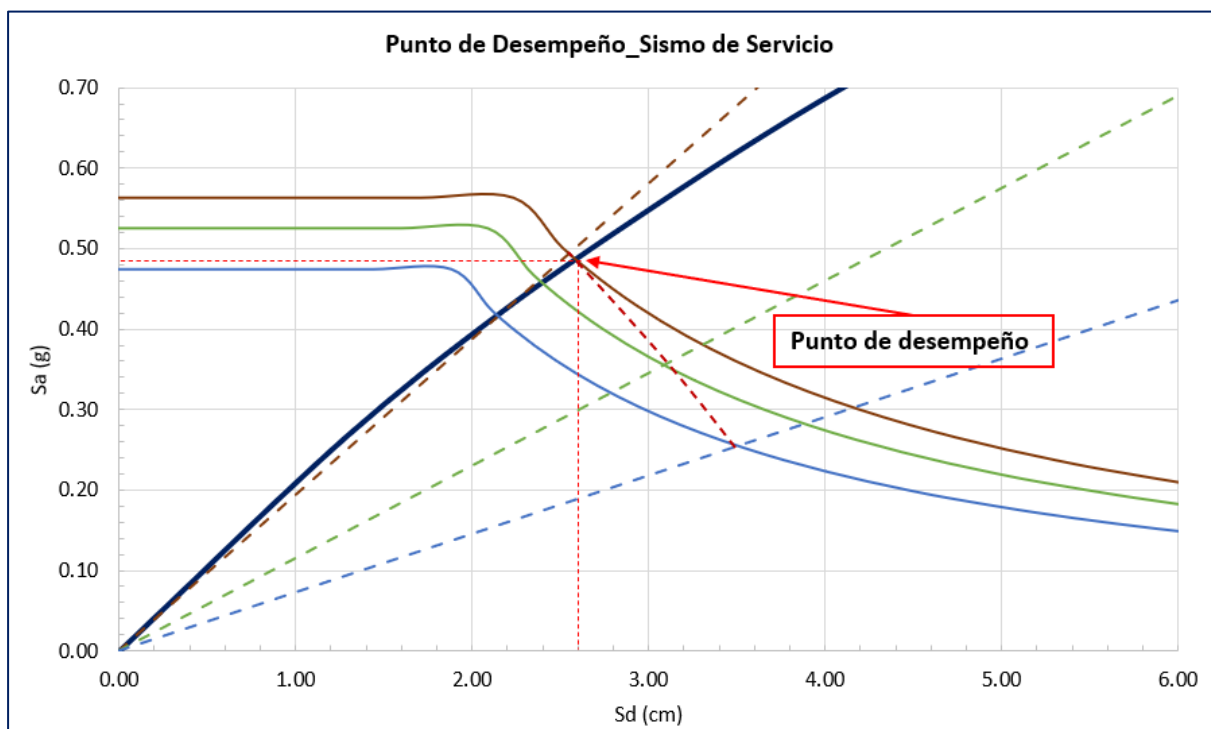
$S_{ai}$ (g)	$S_{di}$ (cm)
0.0000	0.0000
0.1000	0.4581
0.2000	0.9162
0.3000	1.3742
0.4000	1.8323
0.5000	2.2904
0.6000	2.7485
0.7000	3.2065
0.8000	3.6646
0.9000	4.1227
1.0000	4.5808
1.1000	5.0388
1.2000	5.4969
1.3000	5.9550
1.4000	6.4131
1.5000	6.8711
1.6000	7.3292
1.7000	7.7873
1.8000	8.2454
1.9000	8.7034
2.0000	9.1615

MADRS	
$\mu$	2.5
A	4.9
B	-1.1
G	0.2
H	-0.038
M	1.36
$\beta_{eff}$	12.31
$T_{eff}$	0.78
$T_{sec}$	0.67
B	1.29

t (s)	$S_{ai}$ (g)	$S_{di}$ (cm)
0.000	1.776	0.0000
0.050	1.776	0.1104
0.100	1.776	0.4414
0.150	1.776	0.9932
0.200	1.776	1.7657
0.250	1.776	2.7588
0.300	1.776	3.9727
0.350	1.776	5.4073
0.400	1.776	7.0626
0.450	1.579	7.9454
0.500	1.421	8.8283
0.550	1.292	9.7111
0.600	1.184	10.5939
0.650	1.093	11.4767
0.700	1.015	12.3596
0.750	0.947	13.2424
0.800	0.888	14.1252
0.850	0.836	15.0080
0.900	0.790	15.8909
0.950	0.748	16.7737
1.000	0.711	17.6565
1.100	0.646	19.4222
1.200	0.592	21.1878
1.300	0.547	22.9535
1.400	0.508	24.7191
1.500	0.474	26.4848
1.600	0.444	28.2504
1.700	0.418	30.0161
1.800	0.395	31.7818
1.900	0.374	33.5474
2.000	0.355	35.3131
2.100	0.338	37.0787
2.200	0.323	38.8444
2.300	0.309	40.6100
2.400	0.296	42.3757
2.500	0.284	44.1413
3.000	0.197	44.1413
4.000	0.111	44.1413
5.000	0.071	44.1413

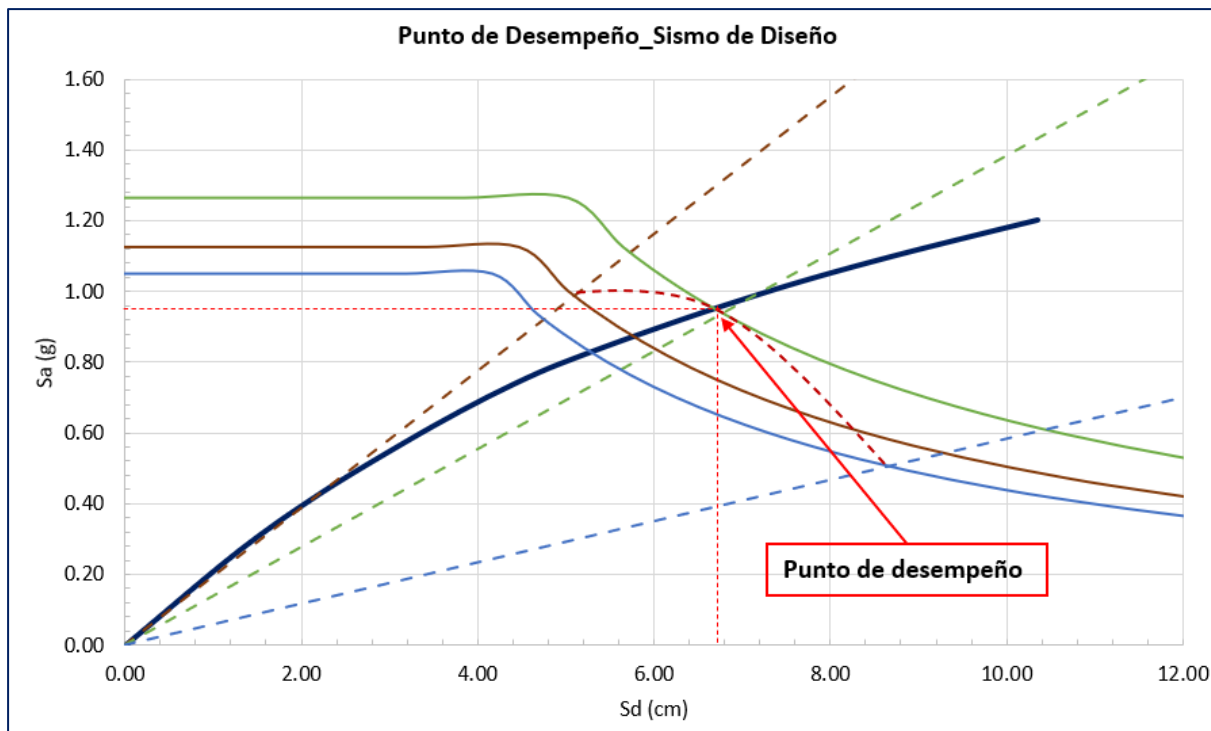
$S_{ai}$ (g)	$S_{di}$ (cm)
0.0000	0.0000
0.1000	1.1028
0.2000	2.2057
0.3000	3.3085
0.4000	4.4113
0.5000	5.5142
0.6000	6.6170
0.7000	7.7198
0.8000	8.8227
0.9000	9.9255
1.0000	11.0283
1.1000	12.1311
1.2000	13.2340
1.3000	14.3368
1.4000	15.4396
1.5000	16.5425
1.6000	17.6453
1.7000	18.7481
1.8000	19.8510
1.9000	20.9538
2.0000	22.0566

Se muestra el punto de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica.



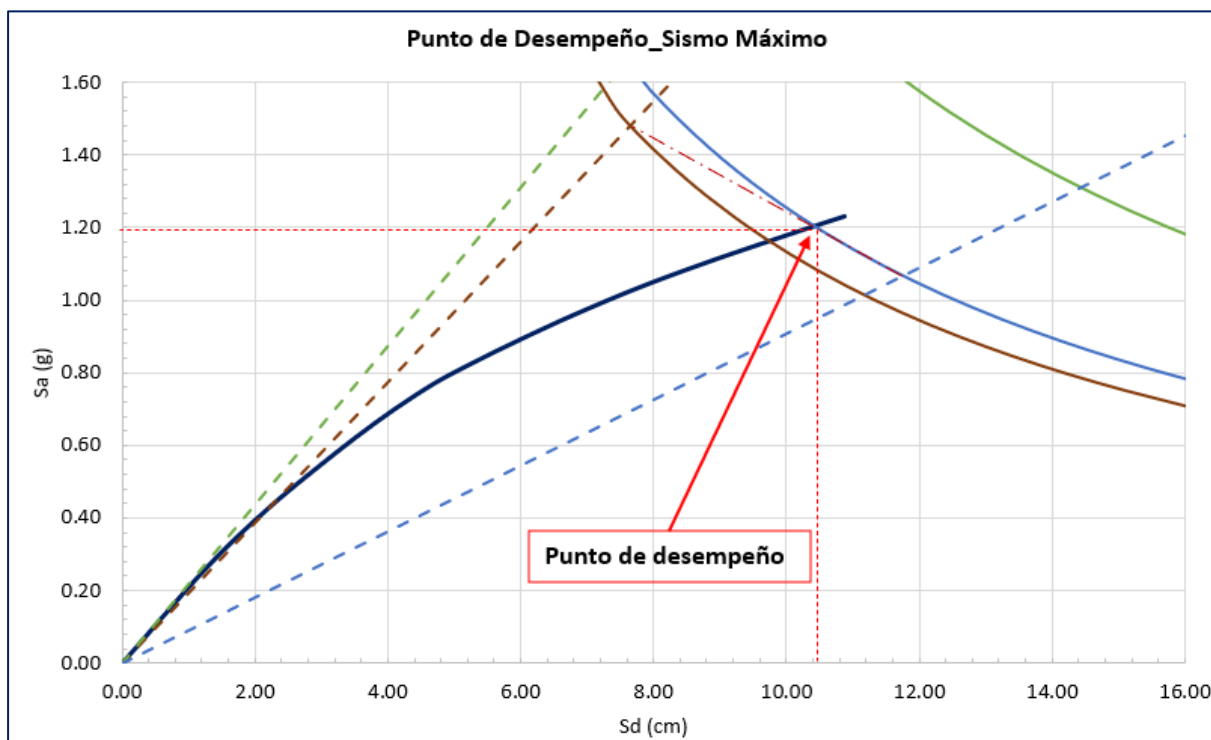
*Punto de desempeño para sismo de servicio*

*Fuente: elaboración propia*



*Punto de desempeño para sismo de diseño*

*Fuente: elaboración propia*



*Punto de desempeño para sismo máximo*

*Fuente: elaboración propia*

Se muestra el análisis de las acciones controladas por fuerza para demandas SD y MCE. Para SLE las solicitaciones quedan explícitas ya que la estructura se mantiene elástica.

MURO	$L_m$ (cm)	$e_m$ (cm)	$f'_{ce}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{ye}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_b$ (cm <sup>2</sup> )	S (cm)	$\rho_h$	Vc (ton)
MC-01	310	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847	62.7
MC-02	330	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847	66.7
MC-03	325	30	364	4921.5	1.27	25	0.00339	98.6
MC-04	290	40	364	4921.5	1.27	20	0.00318	117.3
MC-05	210	25	364	4921.5	1.27	20	0.00508	53.1
MC-07	230	40	364	4921.5	1.27	25	0.00254	93.0
MC-08	230	40	364	4921.5	1.27	25	0.00254	93.0
MC-09	320	20	364	4921.5	1.27	25	0.00508	64.7
MC-10	320	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847	64.7
MC-11	520	20	364	4921.5	1.27	15	0.00847	105.2

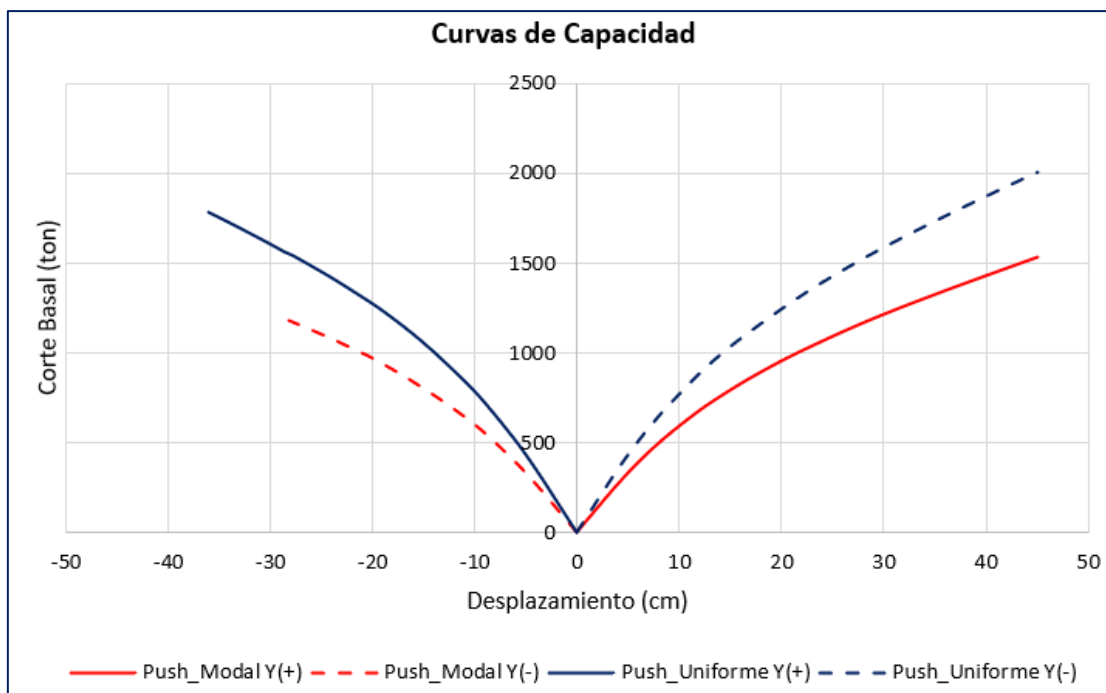
$V_s$ (ton)	$V_n$ (ton)	$V_{ne}$ (ton)	SD		D/C	MCE		D/C
			$V_{Push\_X(+)}$ (ton)	$V_{Push\_X(-)}$ (ton)		$V_{Push\_X(+)}$ (ton)	$V_{Push\_X(-)}$ (ton)	
258.3	321.0	354.87	226.80	186.30	C	245.20	245.20	C
275.0	341.8	377.76	236.90	246.80	C	344.30	344.30	C
162.5	261.1	293.73	142.70	141.40	C	180.80	185.90	C
181.3	298.6	335.87	126.10	113.50	C	162.00	162.00	C
131.3	184.3	207.39	141.10	106.60	C	130.00	130.00	C
115.0	208.0	308.05	131.00	110.40	C	152.10	152.10	C
115.0	208.0	308.05	164.90	91.40	C	120.60	120.60	C
160.0	224.7	252.81	115.20	125.60	C	141.20	166.30	C
266.7	331.4	366.31	114.00	231.70	C	119.50	264.10	C
433.4	538.5	595.26	464.60	375.50	C	551.10	421.30	C

*Acciones controladas por fuerza*

*Fuente: elaboración propia*

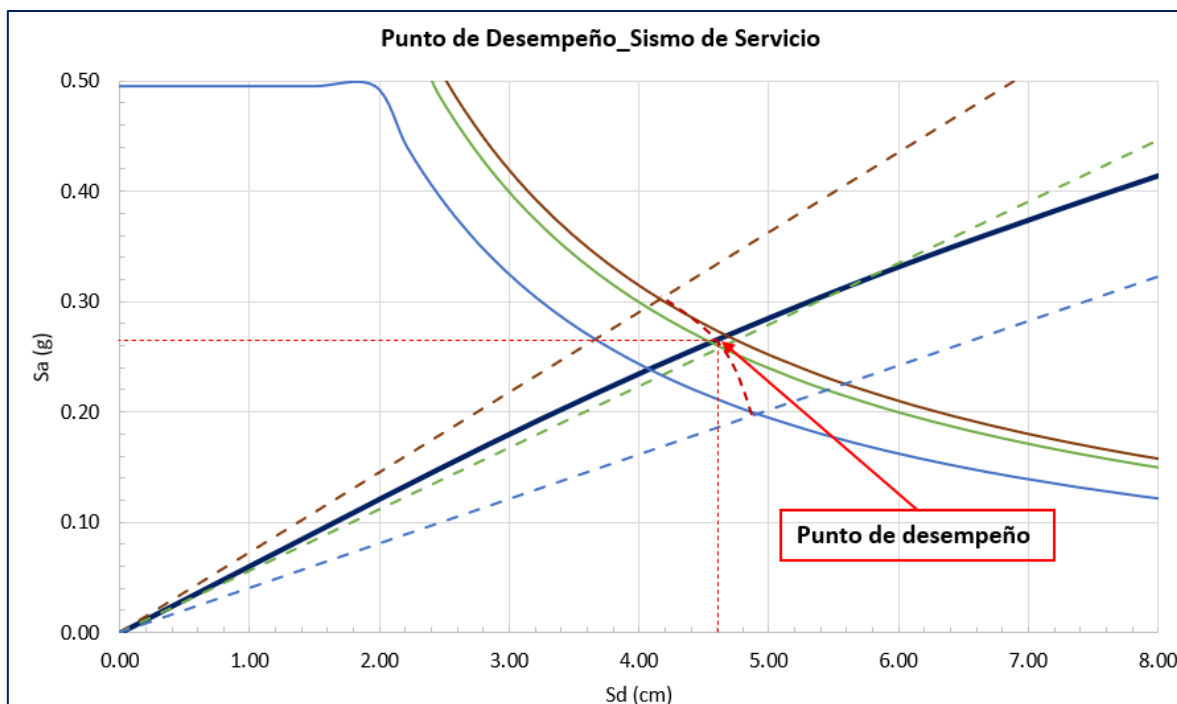
### **Análisis en la dirección “Y”**

Se realizó el análisis para cuatro curvas de capacidad por dirección, dos curvas en función del modo fundamental y dos en función del patrón de carga uniforme para ambos sentidos. Se muestra las curvas de capacidad.



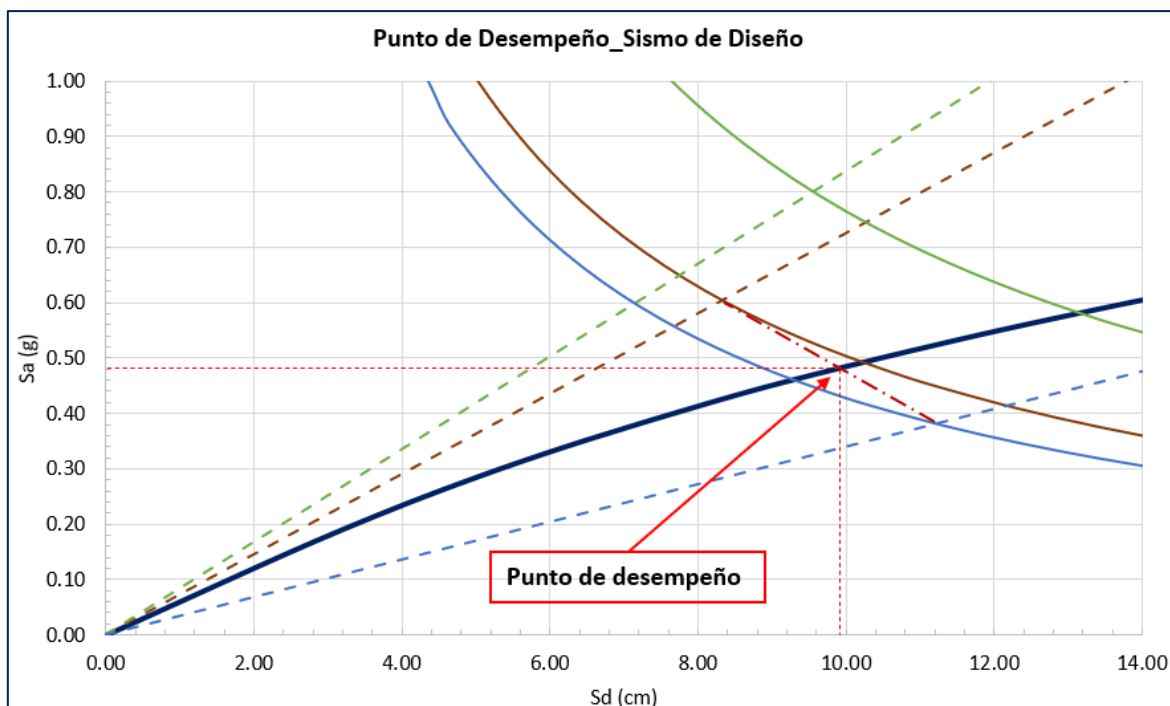
De las cuatro curvas de capacidad, se eligió trabajar para la evaluación global con la curva que está en función del modo y para el control de fuerzas en los componentes con la curva de capacidad que está en función del patrón de carga lateral uniforme.

Se muestra el punto de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica:



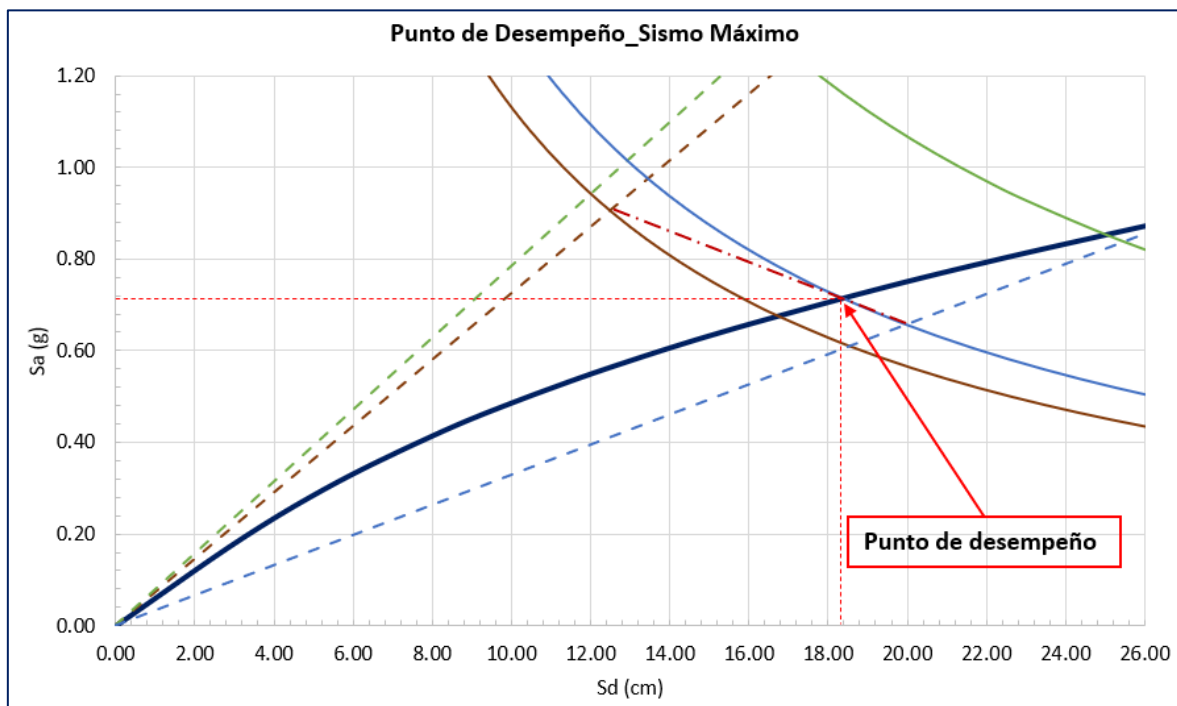
*Punto de desempeño para el sismo de servicio*

*Fuente: elaboración propia*



*Punto de desempeño para el sismo de diseño*

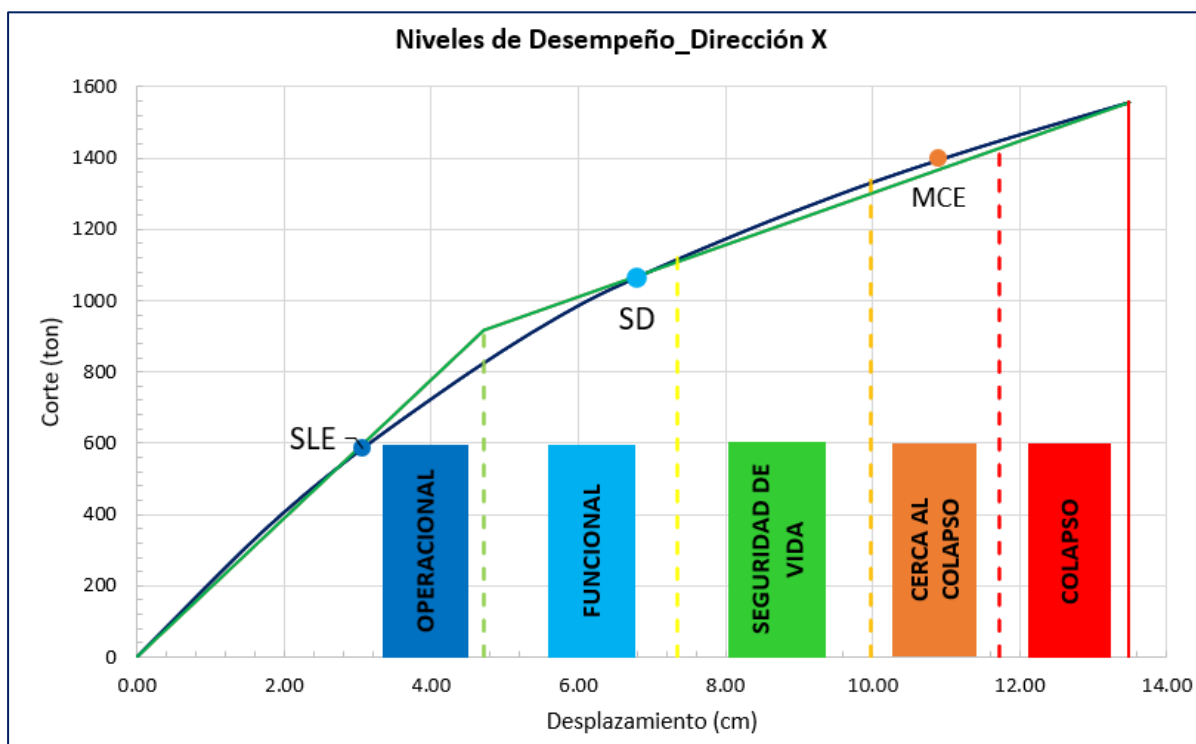
*Fuente: elaboración propia*



*Punto de desempeño para el sismo máximo*

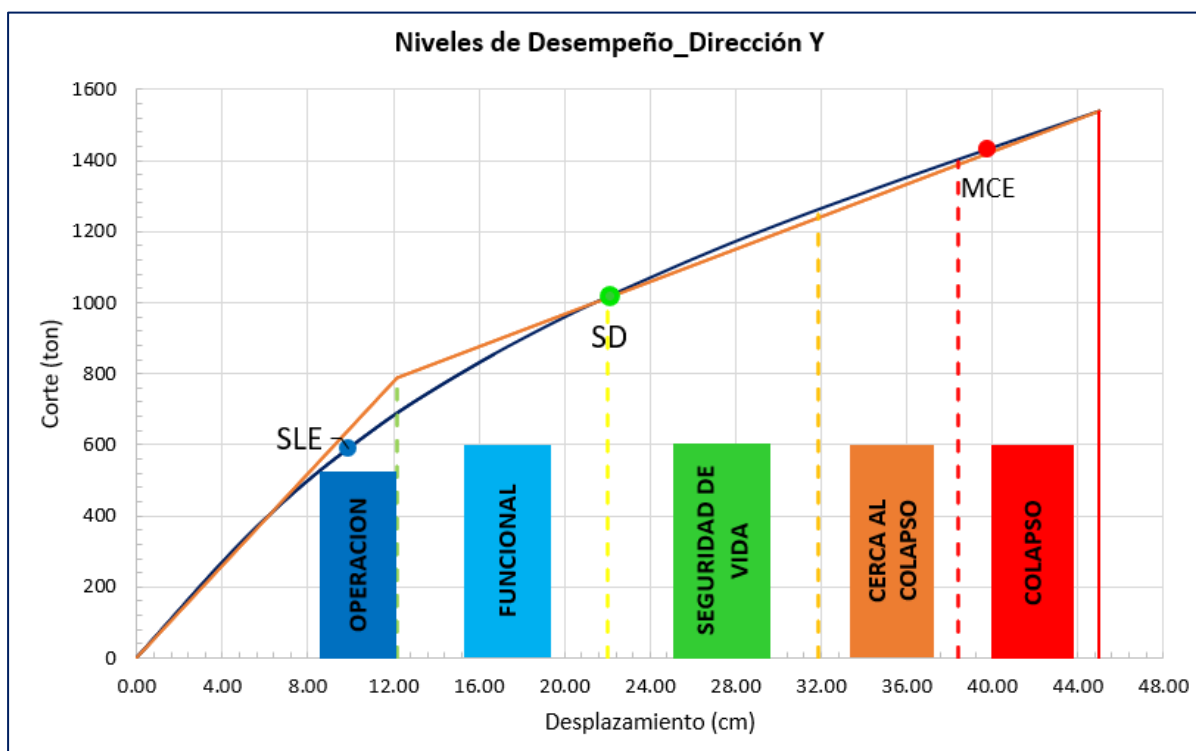
*Fuente: elaboración propia*

## Niveles de desempeño



*Niveles de desempeño-dirección "X"*

*Fuente: elaboración propia*



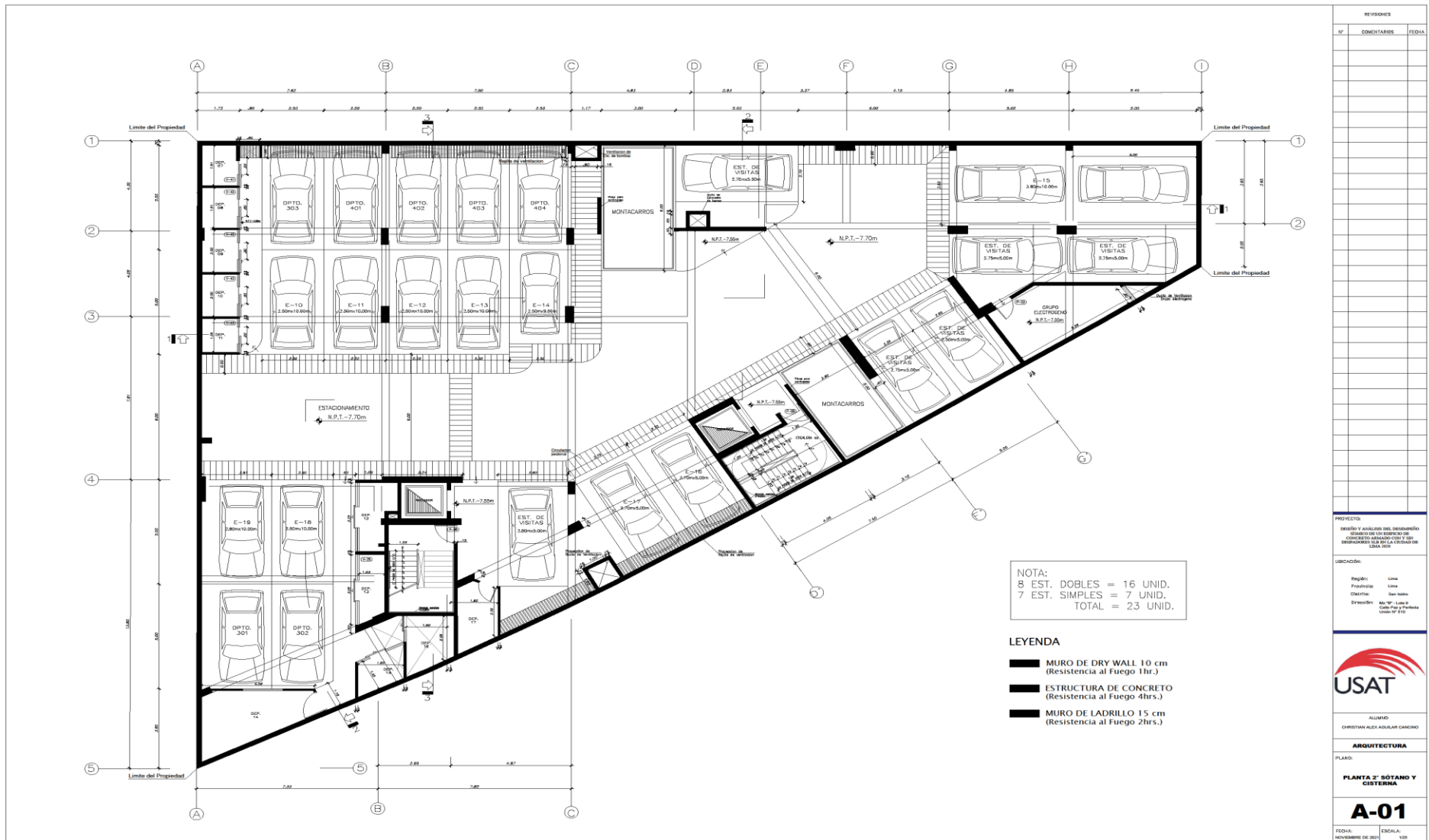
*Niveles de desempeño-dirección "Y"*

*Fuente: elaboración propia*

### Verificación del Corte de los Muros Desacoplados

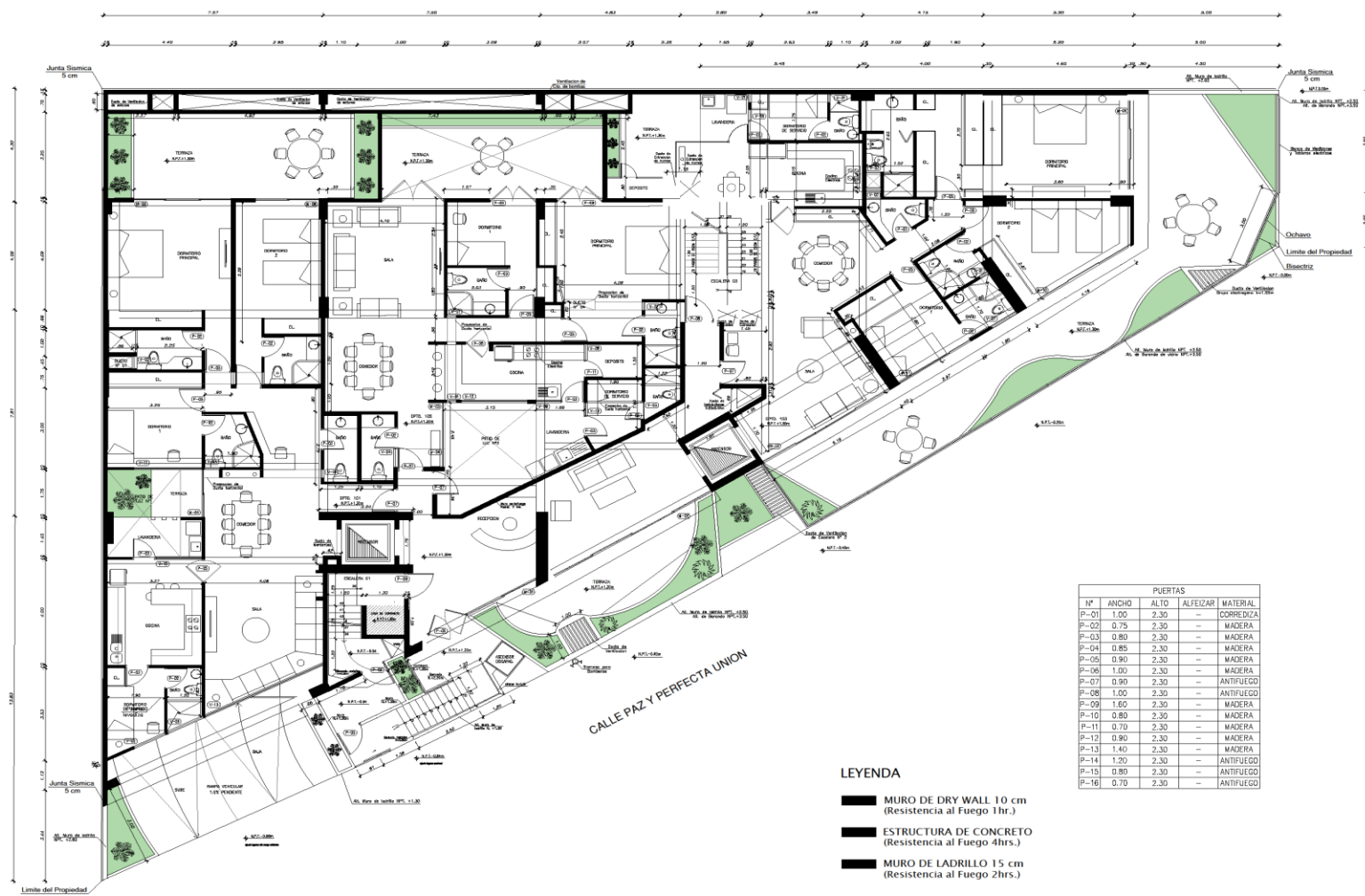
$t := 0.20 \text{ m}$	Espeor del muro		
$L := 3.85 \text{ m}$	Longitud del muro		
$\phi_v := 0.85$	Factor de minoración de corte		
$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del concreto		
$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo de fluencia del acero		
$n_{SLB} := 2$	$F_{m\acute{a}x} := 395.71 \text{ kN}$	<b>SLB2 20_5</b>	
$F_{m\acute{a}x} = 40.35 \text{ tonnef}$	$V_u := 1.2 \cdot n_{SLB} \cdot F_{m\acute{a}x} = 96.84 \text{ tonnef}$		Cortante actuante
$d := 0.8 \cdot L$			
$V_{m\acute{a}x} := \phi_v \cdot 2.6 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot t \cdot d = 227.8 \text{ tonnef}$			Cortante máximo
if ( $V_{m\acute{a}x} > V_u$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"			
$V_c := \phi_v \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot t \cdot d = 46.44 \text{ tonnef}$			Corte del concreto
$d_b := \frac{3}{8} \text{ in}$	$A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$	$A_v := 2 \cdot A_b = 1.43 \text{ cm}^2$	
$s := 25 \text{ cm}$	Espaciamiento del refuerzo transversal		
$V_s := \frac{\phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = 62.68 \text{ tonnef}$			
$V := V_c + V_s = 109.12 \text{ tonnef}$			
if ( $V > V_u$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"			

Anexo 06: Planos









PUERTAS				
Nº	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P-01	1.00	2.30	-	CORREDIZA
P-02	0.75	2.30	-	MADERA
P-03	0.80	2.30	-	MADERA
P-04	0.85	2.30	-	MADERA
P-05	0.90	2.30	-	MADERA
P-06	1.00	2.30	-	MADERA
P-07	0.90	2.30	-	ANTIFUEGO
P-08	1.00	2.30	-	ANTIFUEGO
P-09	1.00	2.30	-	MADERA
P-10	0.80	2.30	-	MADERA
P-11	0.70	2.30	-	MADERA
P-12	0.90	2.30	-	MADERA
P-13	1.40	2.30	-	MADERA
P-14	1.20	2.30	-	ANTIFUEGO
P-15	0.80	2.30	-	ANTIFUEGO
P-16	0.70	2.30	-	ANTIFUEGO


**LEYENDA**

- MURO DE DRY WALL 10 cm  
(Resistencia al Fuego 1hr.)
- ESTRUCTURA DE CONCRETO  
(Resistencia al Fuego 4hrs.)
- MURO DE LADRILLO 15 cm  
(Resistencia al Fuego 2hrs.)

REVISIONES		
Nº	COMENTARIOS	FECHA

PROYECTO:  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO CON Y SIN REINFORZAMIENTO EN LAS CERRAMIENTOS DE LA OBRA

UBICACIÓN:  
 Región: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Isidro  
 D'Urbanización: Av. 1º de Mayo Calle Paz y Perfecta Unión Nº 89



ALUMNO:  
 CHRISTIAN ALEX AGUILAR GARCINO

ARCHITECTURA

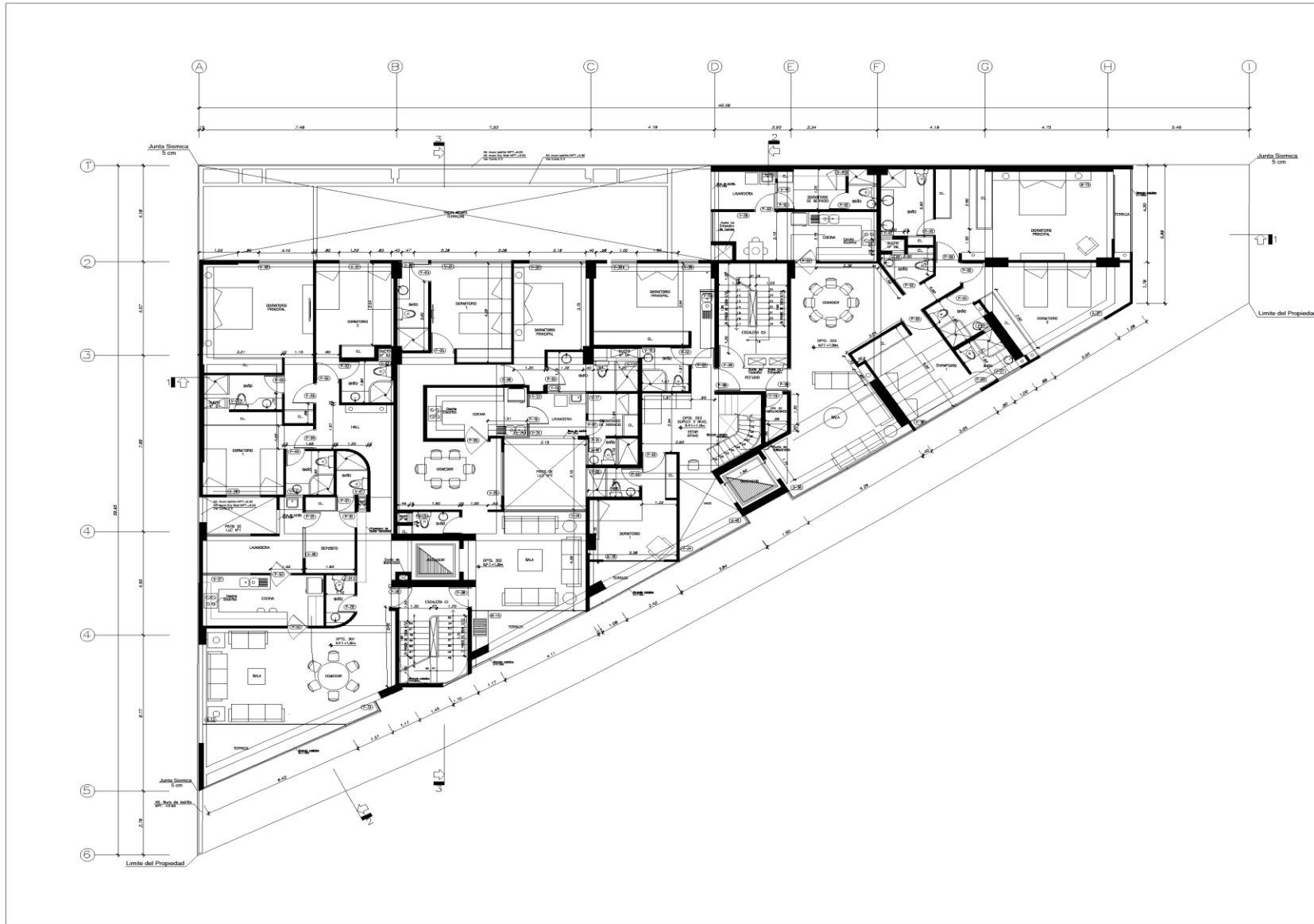
PLANO:  
**PLANTA 1º NIVEL**

**A-04**

FECHA:  
 NOVIEMBRE DE 2021

ESCALA:  
 1:50





REVISIONES

IV	COMENTARIOS	FECHA

PROYECTO: **DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON Y SIN REFORZAMIENTO EN LA CIUDAD DE SAN CARLOS**

UBICACIÓN:  
 Región: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Isidro  
 Dirección: Av. 10° - Lima 9  
 Calle: Paj. Purburo  
 Lote: N° 110



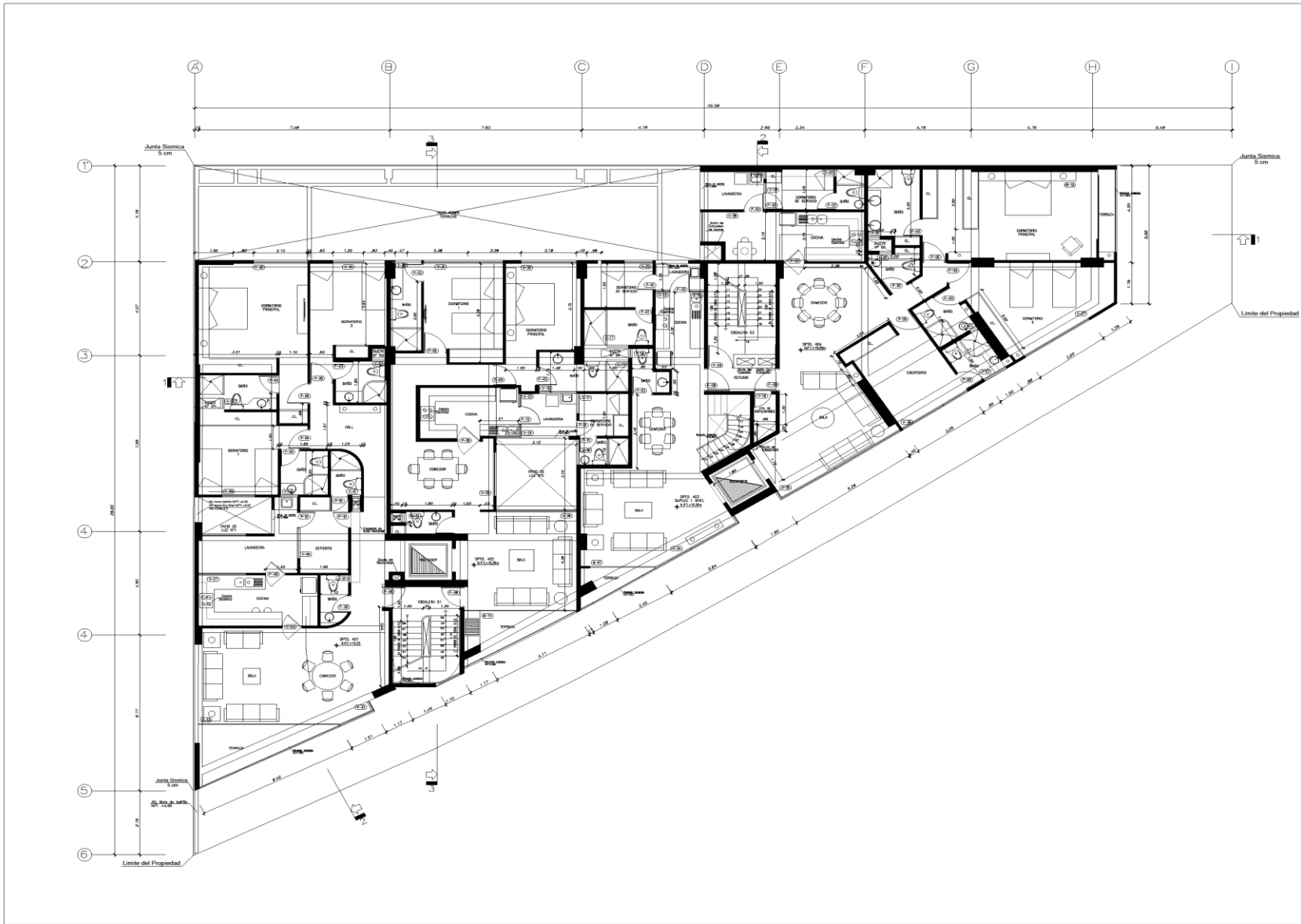
ALUMNO: **CHRISTIAN ALEX AGUILAR CANCINO**

ARQUITECTURA

PLANO: **PLANTA 3° NIVEL**


**A-06**

FECHA: **NOVIEMBRE DE 2023** ESCALA: 1:25

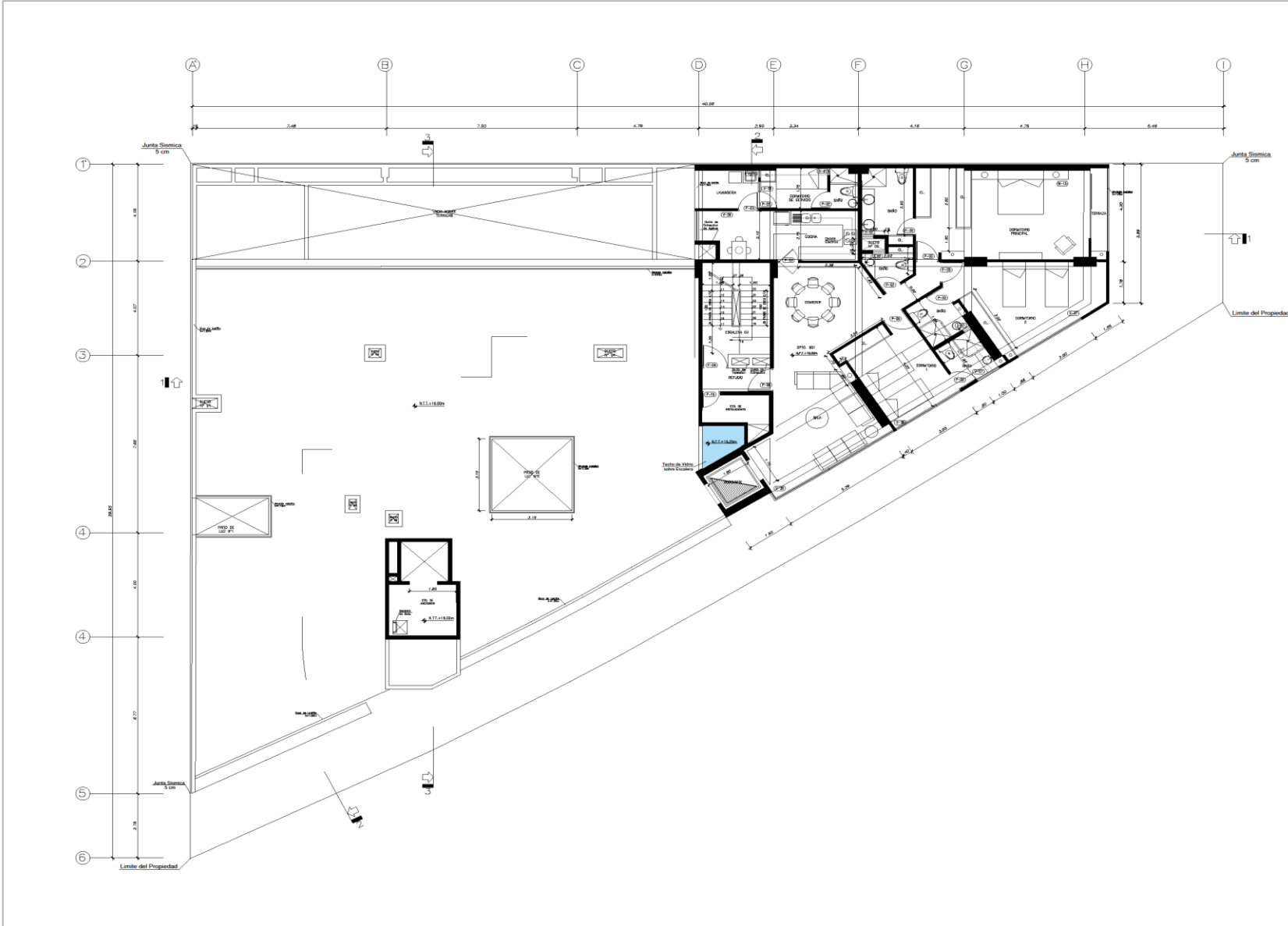


REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

<b>PROYECTO</b>	
DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO	
ESTRUCTURAL DE LOS ESPACIOS	
CONCRETOS ARMADOS CON F'CD=	
DEBIDAMENTE CUBIERTOS CON LA CANTIDAD DE	
LABORES	
<b>UBICACIÓN:</b>	
País:	Perú
Provincia:	Lima
Distrito:	San Isidro
Dirección:	Avenida Lima 9
	Calle Pan de Azúcar
	Lima 17° C
	
ALUMNO:	
CHRISTIAN ALEX AGUILAR GARCINO	
<b>ARQUITECTURA</b>	
PLANO:	
<b>PLANTA 4° NIVEL</b>	
<b>A-07</b>	
FECHA:	ESCALA:
NOVIEMBRE DE 2011	1:100






REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

**PROYECTO**  
DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON VIGAS Y COLUMNAS EN LA CIUDAD DE LIMA PERÚ

**UBICACIÓN:**  
 País: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Isidro  
 Dirección: Av. 70 - Lote B  
 Cas 405 4055  
 Lima N° 613

**USAT**  


ALVARO CHRISTIAN ALEX ANDRÉS CANCINO  
**ARQUITECTURA**

PLANO  
**PLANTA 6° NIVEL**

**A-09**

FECHA: NOVIEMBRE DE 2021      ESCALA: 1:50

REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

**PROYECTO:**  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL REQUERIMIENTO  
 ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE  
 CONCRETO ARMADO CON Y SIN  
 BARRIOGRAFÍA, EN LA CIUDAD DE  
 LIMA, PERÚ

**UBICACIÓN:**  
 País: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Isidro  
 Dirección: Av. N° 12085  
 Calle Paz y Fortuna  
 Lima 18° E

**ALVARO**  
 CHRISTIAN ALEX AGUILAR GARCINO

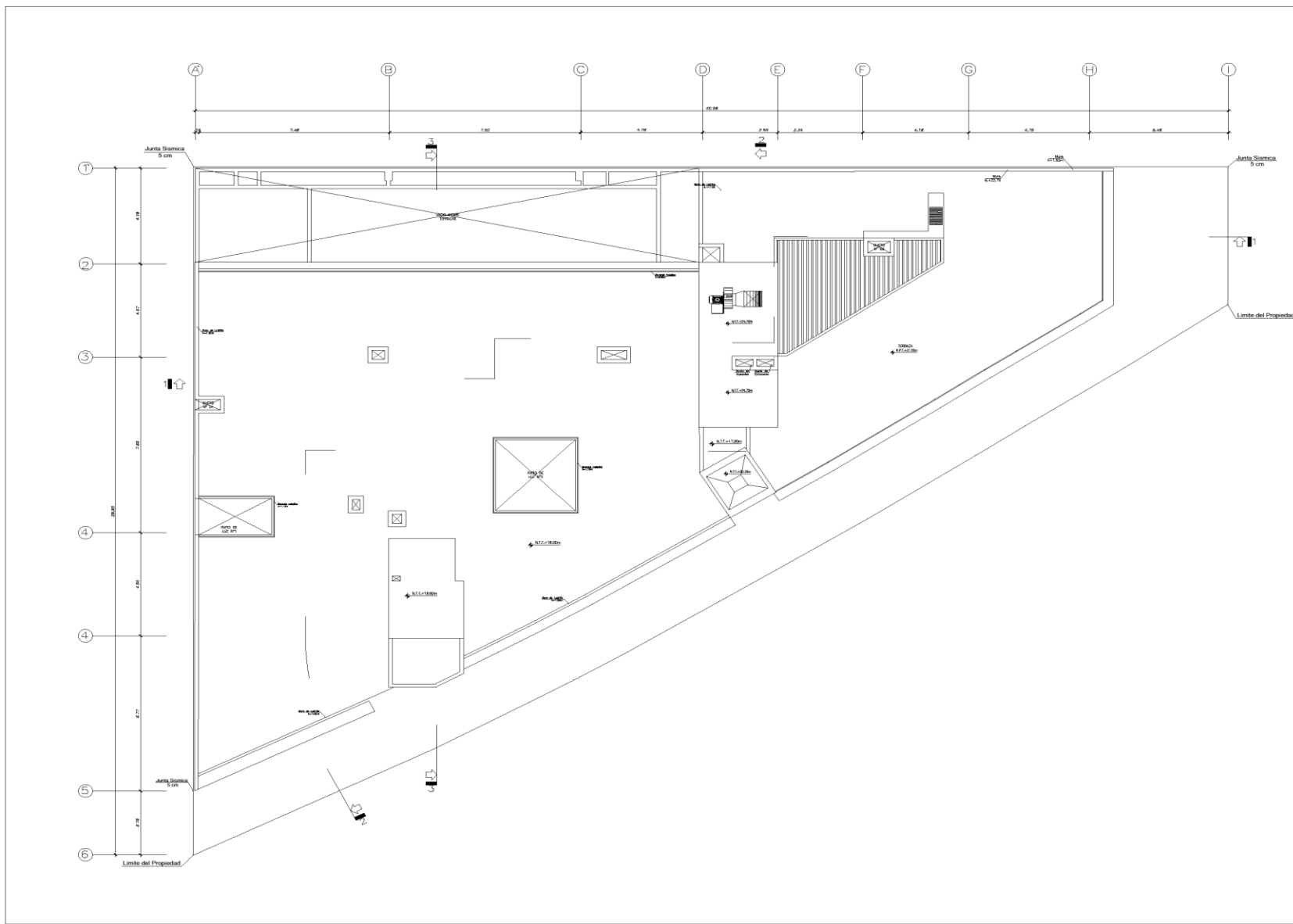
**ARQUITECTURA**

PLANO:  
**PLANTA 7° NIVEL**

A-10

FECHA: | ESCALA:  
 NOVIEMBRE DE 2021 | 1:50





REVISIONES		
LV	COMENTARIOS	FECHA

PROYECTO:  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO DEL SITIO DE UN EDIFICIO DE COMERCIO AL POR MAYOR Y DE SERVICIOS EN LA CIUDAD DE LIMA 2024

UBICACIÓN:  
 Región: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Isidro  
 Dirección: Av. Tarma 2, Lote B  
 Calle Páez y Paredes  
 Correo N° 510



ALIADO:  
 CHRISTIAN ALEX AGUILAR CANCINO

ARQUITECTURA

PLANO:

PLANTA TECHOS

**A-12**

FED: 14 NOVEMBRE DE 2001 ESCALA: 1/20





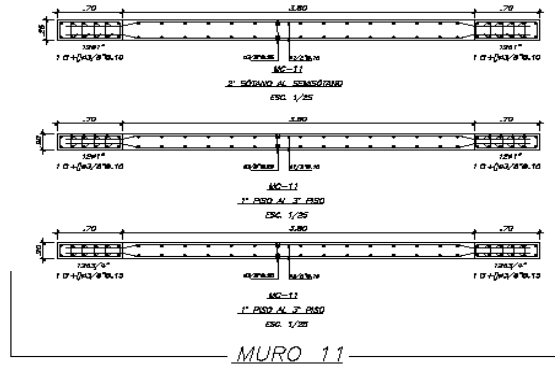
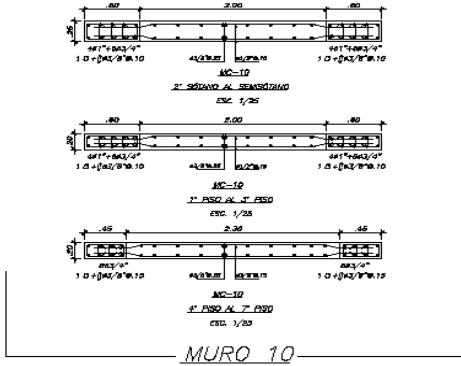
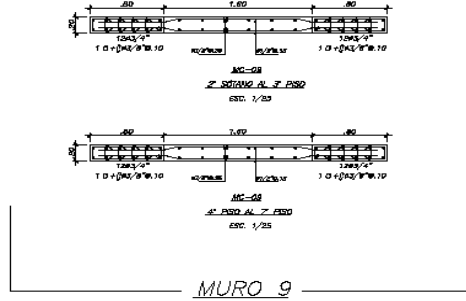
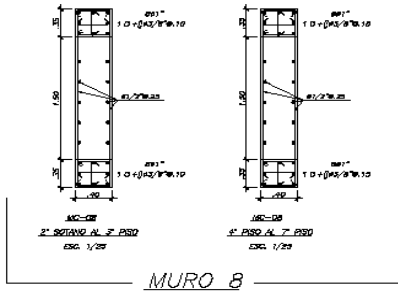
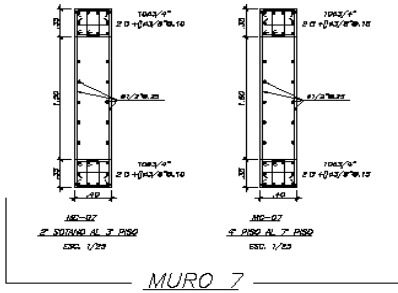












REVISIONES

N°	COMENTARIOS	FECHA

PROYECTO:  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON Y SIN DISIPADORES SE EN LA CIUDAD DE LIMA 2020

UBICACIÓN:  
 Región: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Isidro  
 Dirección: Miraflores - Lote 9 Calle Pasa y Perceña Lote N° 510



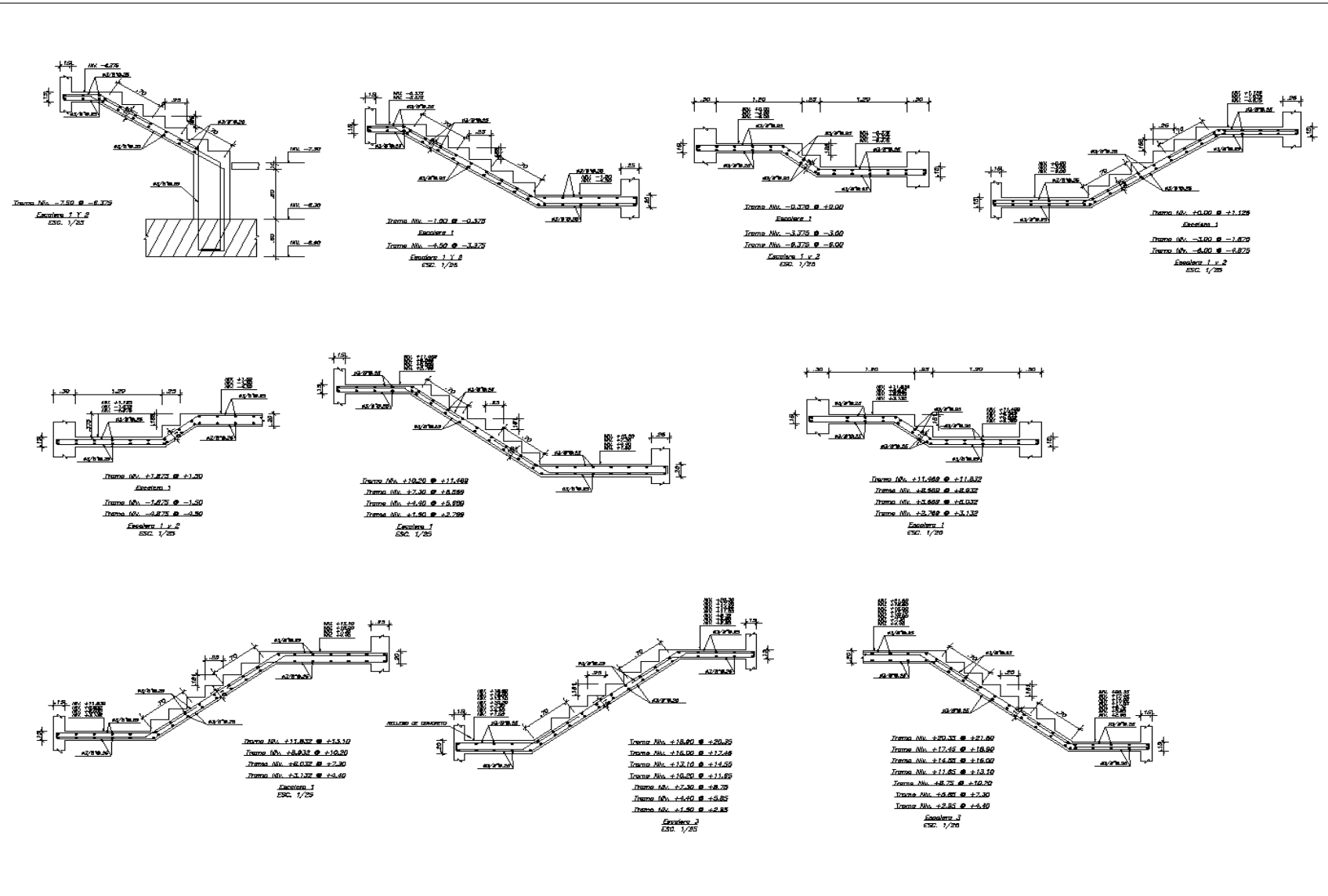
ALUMNO:  
 CHRISTIAN ALEX AGUILAR GARCINO

**ESTRUCTURAS**

PLANO:  
**MUROS DE CORTE II**

**E-04**

FECHA: NOVIEMBRE DE 2022      ESCALA: 1:25



REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

**PROYECTO:**  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON Y SIN DESPACHADORES SLB EN LA CIUDAD DE LIMA 2020

**UBICACIÓN:**

Región: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Isidro  
 Dirección: Miraflores - Lote 9  
 Calle Paz y Perfecta Union N° 510



**ESTRUCTURAS**

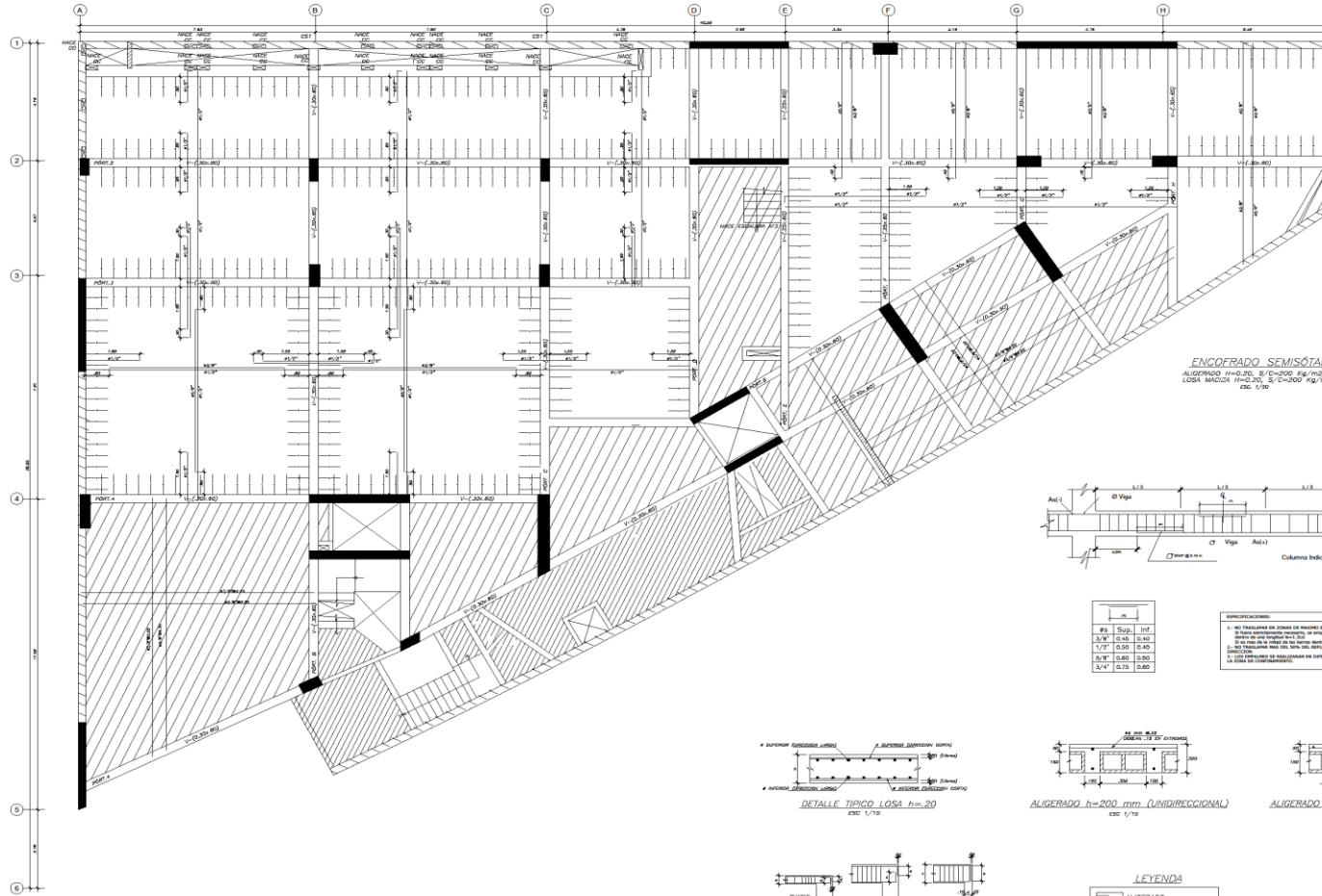
PLANO:  
**CORTES DE ESCALERAS**

**E-05**

FED-1: NOVIEMBRE DE 2021 ESCALA: 1/25



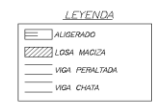
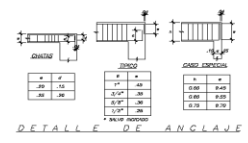
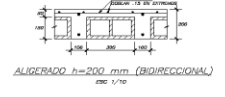
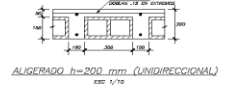
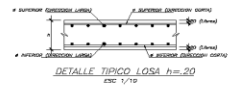




**ENCOFRADO SEMISÓTANO**  
 ALIGERADO H=200, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>  
 LOSA MACIZA H=200, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>  
 ESC. 1/20

- ESPECIFICACIONES:**
- 1. NO TRAZARLAS EN ZONAS DE MENUDO ESPESOR.
  - 2. SÍ EN ZONAS DE MAYOR ESPESOR, SE PERMITEN UNOS DE LA MISMA ALTURA QUE LOS DEMÁS.
  - 3. LAS COLUMNAS EN SU BASE DEBE DE TENER UNA ALTURA DE UNA VEJEZADA POR LO MENOS.
  - 4. SE DEBE EMPLEAR UN SOLO TIPO DE REFUERZO EN LA LOSA EN UNA MISMA ZONA.
  - 5. LOS ENTORNOS DE LAS COLUMNAS EN SUS EXTREMOS DEBE SER DE UNO DE LOS SIGUIENTES:

Ø		S
#6	Sup. Inf.	
3/8"	0.50	0.40
1/2"	0.50	0.40
5/8"	0.60	0.50
3/4"	0.75	0.60



REVISIONES

Nº	COMENTARIOS	FECHA

**PROYECTO:**  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DESARROLLO DEL SISTEMA DE LOSA EN CIMENTACIÓN Y EN DESARROLLO DE LA CIUDAD DE LOSA 200

**UBICACIÓN:**

Región: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Juan  
 Dirección: Av. W. Luis B. Cabel, Pda. 7, Urb. San Juan 200



ALIBRO:  
 CRISTIAN ALEX AGUIAR CANO

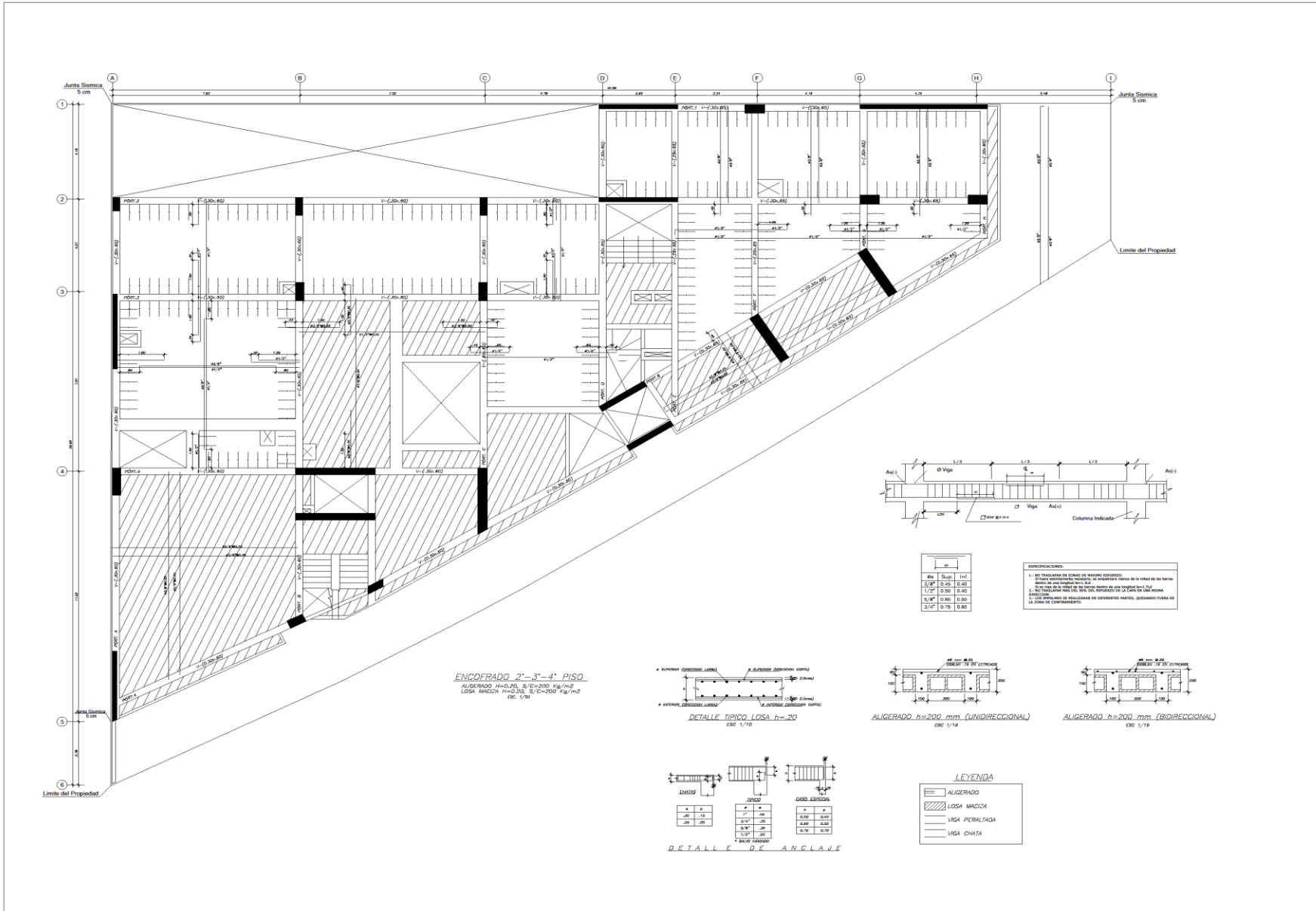
**ESTRUCTURAS**

PLANO:  
**ENCOFRADO DE LOSA DEL SEMISÓTANO**

**E-08**

FECHA: NOVIEMBRE DE 2021 | ESCALA: 1:80





REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

---

PROYECTO:  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO  
 SISTEMAS DE LOS ENFERMOS DE  
 COLEGIO BARRANCO COE II  
 COLEGIO BARRANCO COE II  
 CALLE PAZ Y BELFORD  
 LINERAYCOE

UBICACIÓN:  
 Región: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Isidro  
 Dirección: No 917 - Lima 9  
 Calle Paz y Belford  
 Lineraycoe

ALUMNO:  
 CHRISTIAN ALEX AGUILAR CARICO

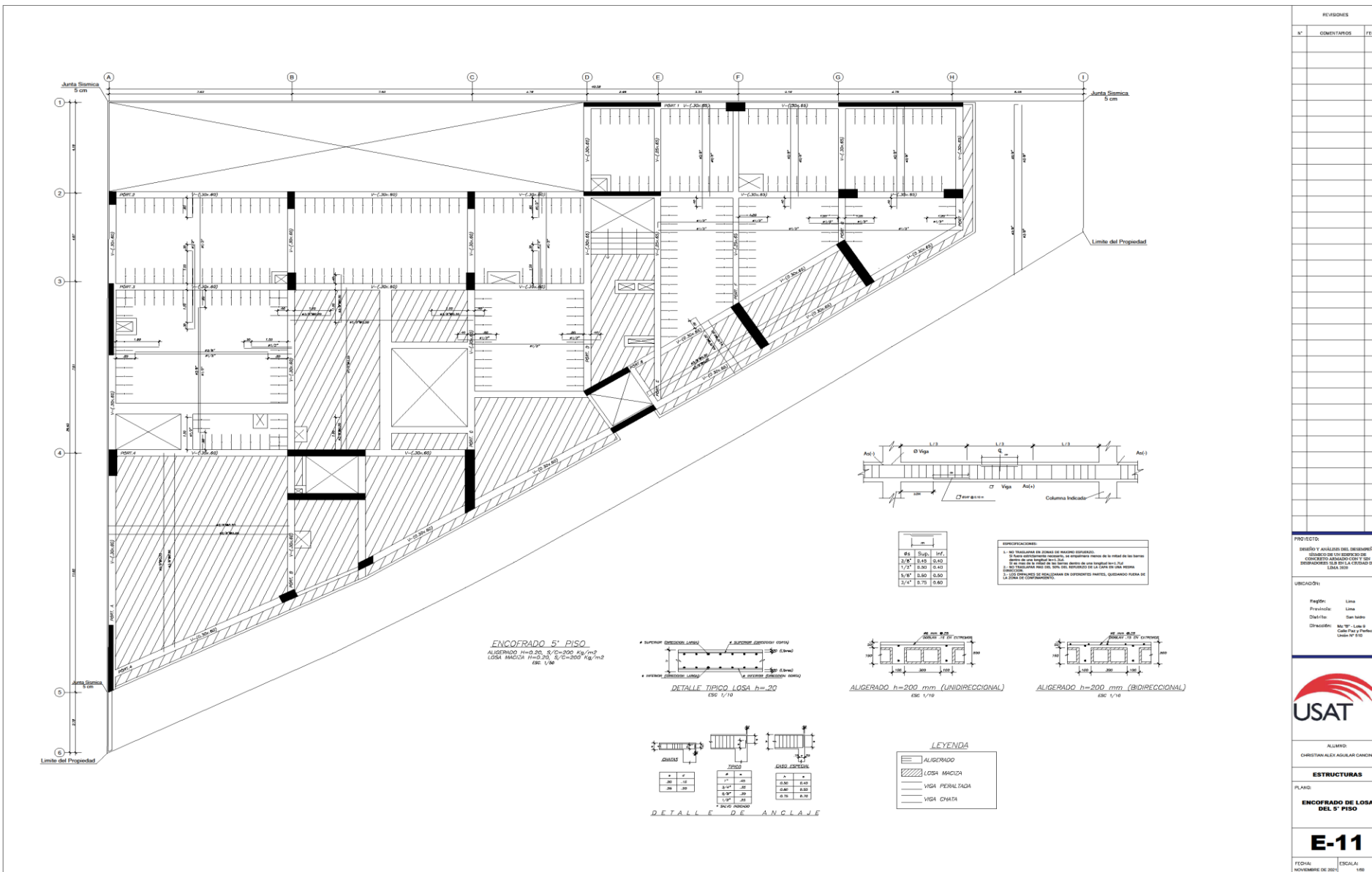
ESTRUCTURAS

PLANO:  
**ENCOFRADO DE LOSA  
 DEL 2°, 3°, 4° PISO**

**E-10**

FECHA:  
 NOVIEMBRE DE 2009

ESCALA:  
 1:50



REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

**PROYECTO:**  
DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO DE  
CONCRETO ARMADO PARA  
CONSTRUIR EDIFICIO DE  
OFICINAS EN LA CIUDAD DE  
LIMA PERÚ

**UBICACIÓN:**

País: Lima  
Provincia: Lima  
Distrito: San Isidro  
Dirección: Av. 18<sup>ta</sup> Lima  
Calle Pan y Frutos  
Lima 18<sup>to</sup> B/D

**USAT**

ALVARO  
CHRISTIAN ALEX AGUILAR GARCIA

**ESTRUCTURAS**

**PLANO:**  
**ENCOFRADO DE LOSA DEL 5° PISO**

**E-11**

FECHA: NOVIEMBRE DEL 2011  
ESCALA: 1/30



1<sup>o</sup> PISO AL 4<sup>o</sup> PISO  
**PORTICO A (30 x 60)**  
 ESC. 1/25

2<sup>o</sup> SOSTAVO AL 4<sup>o</sup> PISO  
**PORTICO B (30 x 60)**  
 ESC. 1/25

3<sup>o</sup> SOSTAVO AL 4<sup>o</sup> PISO  
**PORTICO C (30 x 60)**  
 ESC. 1/25

REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

PROYECTO: DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO DE EDIFICIOS DE EDIFICIOS DE OBREROS ASOCIADOS DE DISTRIBUCIÓN DE LA CIUDAD DE LIMA 201

UBICACIÓN: Pág.01 Línea  
 Pajaredo Línea  
 DISTRITO: San Isidro  
 Dirección: 86-90 Línea 9  
 Calle Pajaredo y Pajaredo  
 Línea 9 y 10

ALUMINO: CHRISTIAN ALEX AGUILAR GARCIA

**ESTRUCTURAS**

PLANO: **VIGAS I**

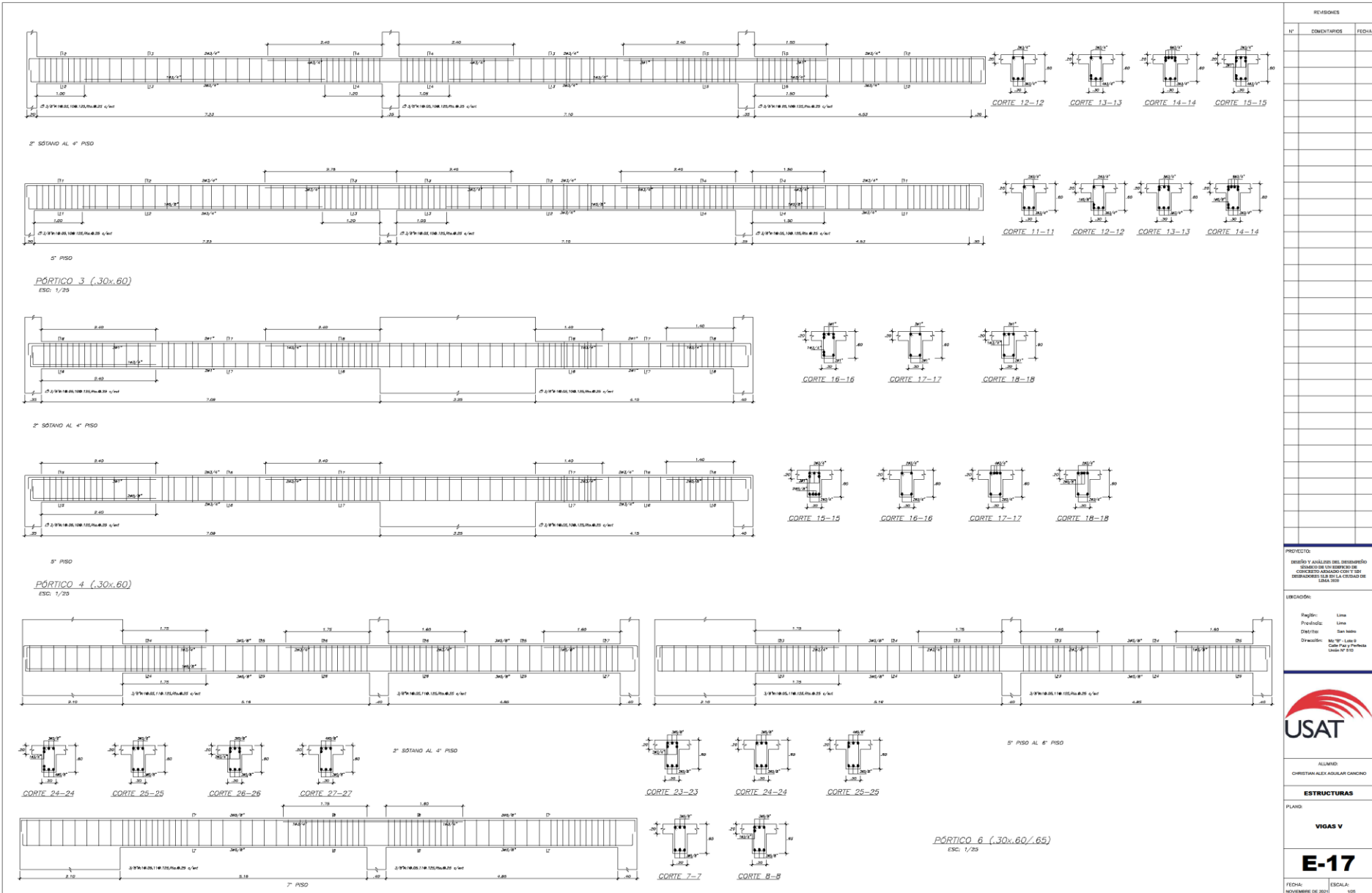
**E-13**

FECHA: NOVIEMBRE DE 2011 | ESCALA: 1/25









REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

PROYECTO  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO DE  
 SISTEMA DE VIGAS DE  
 CONCRETO ARMADO CON Y SIN  
 REFORZAMIENTO CON BLOQUE DE  
 LOMA 2010

UBICACIÓN:  
 Región: Lima  
 Provincia: Lima  
 Distrito: San Juan  
 Dirección: Av. 10<sup>a</sup> / Lora B  
 Calle Para Puercas  
 Unidad N° 210



ALIJADO  
 CHRISTIAN ALZOLA CÁRICO

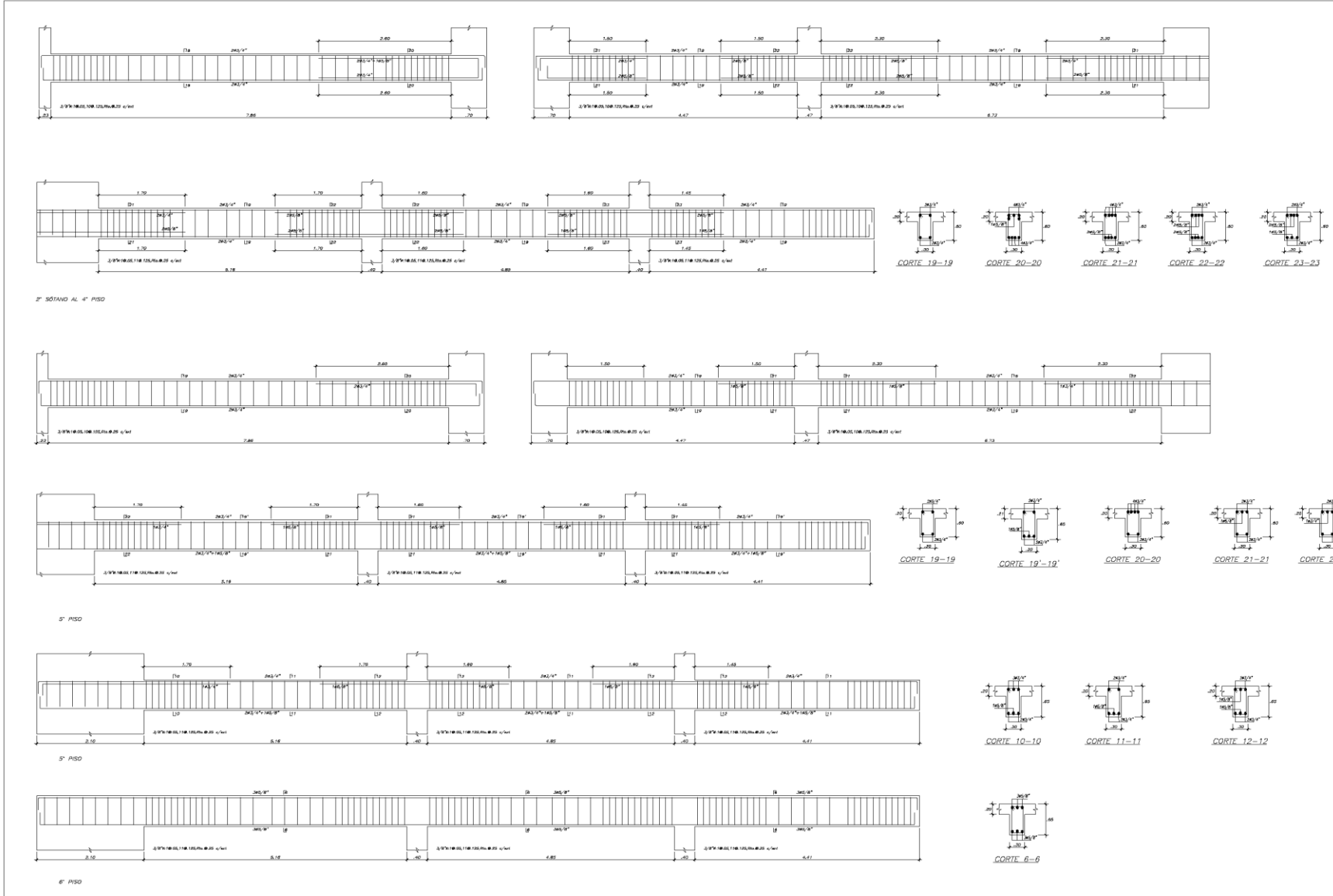
ESTRUCTURAS

PLANO

VIGAS V

E-17

FECHA: NOVIEMBRE DE 2011 | ESCALA: 1/20



REVISORES

Nº	COMENTARIOS	FECHA

PÓRTICO 6 (.30x.60/.65)  
ESC: 1/25

PROYECTO:  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO  
 SISMO DE UN EDIFICIO DE  
 CONCRETO ARMADO CON TUBO  
 DISTRIBUIDO EN LA CIUDAD DE  
 EDMA 310

UBICACIÓN:  
 Región Lima  
 Provincia Lima  
 Distrito San Juan  
 Dirección: Av. 7º - Lote 9  
 Calle 116 y Calle  
 Lucha Nº 318

USAT

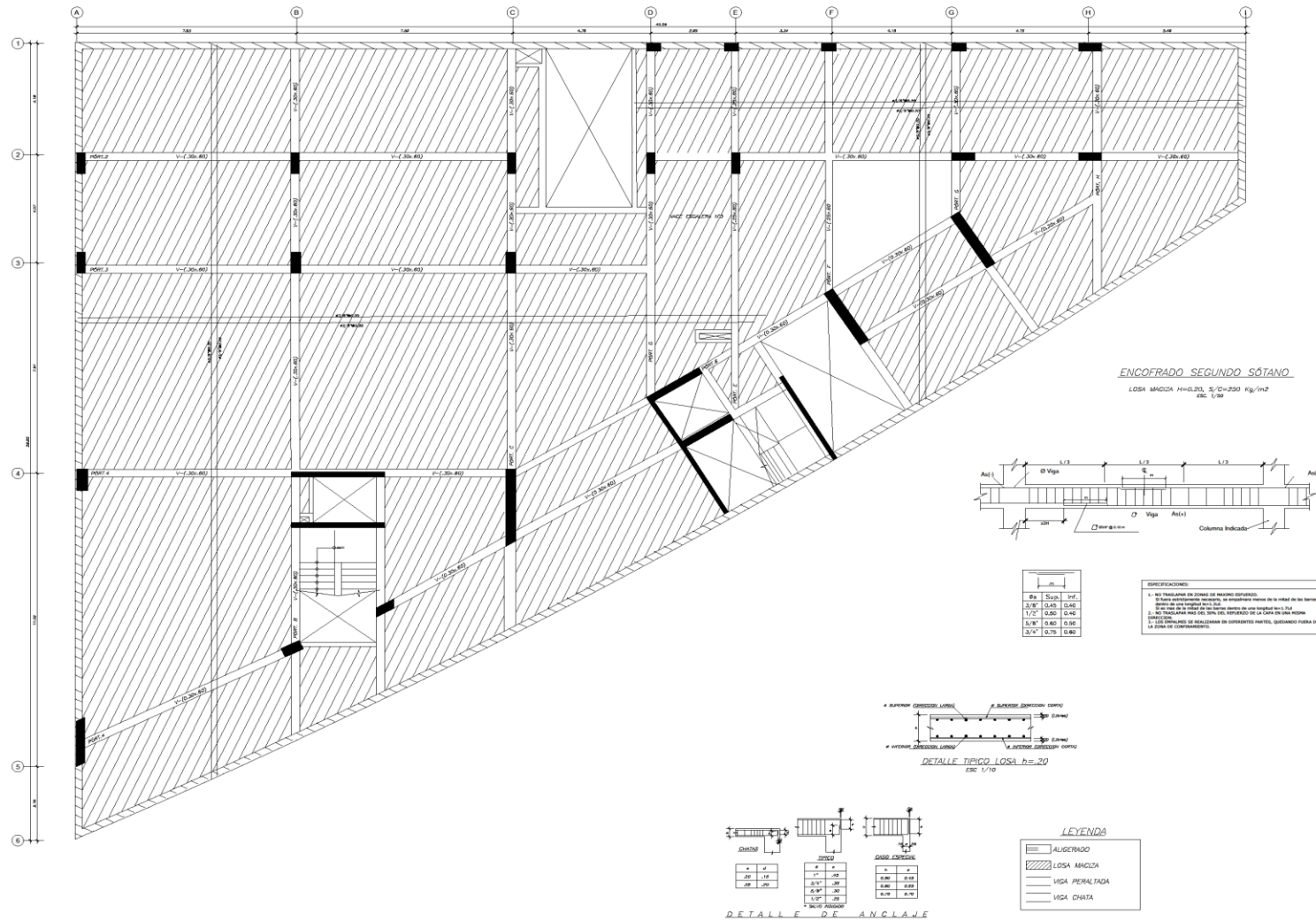
ALUMNO:  
 CHRISTIAN ALEX AGUIAR GARCIA

ESTRUCTURAS

PLANO:  
 VIGAS VI

E-18

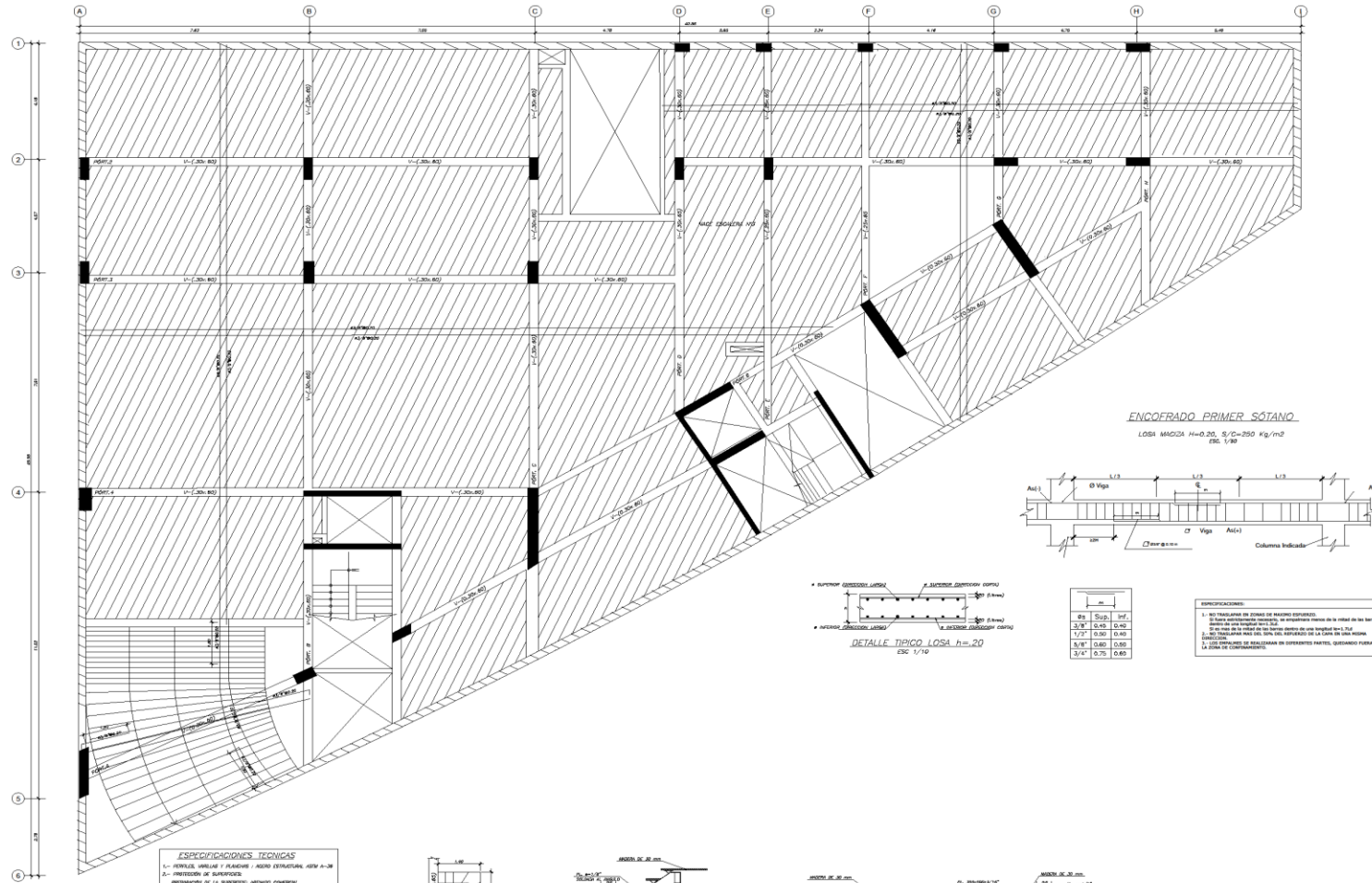
FECHA: NOVIEMBRE DE 2021 ESCALA: 1/25



REVISIONES		
Nº	COMENTARIOS	FECHA

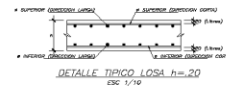
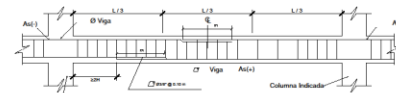
  

PROYECTO:	
DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SISMO DE UN EDIFICIO DE CONCRETOS ARMADOS CON TUBO DE LOSA 200	
UBICACION:	
Página:	Lima
Provincia:	Lima
Districto:	San Isidro
Dirección:	Av. T° Libertador Calle Pan de Azúcar Lima Nº 83
PROYECTISTA:	
ALBERICO CHRISTIAN ALEX AGUILAR CANCIO	
ESTRUCTURAS	
PLANOS	
ENCOFRADO DE LOSA DEL 2º SÓTANO	
<b>E-19</b>	
FECHA:	ESCALA:
NOVIEMBRE DE 2021	1:20



**ENCOFRADO PRIMER SÓTANO**

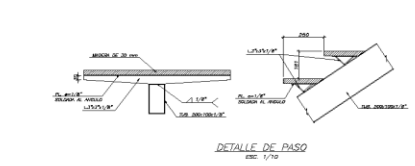
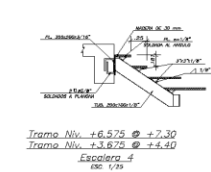
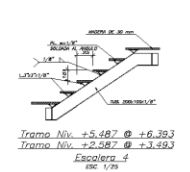
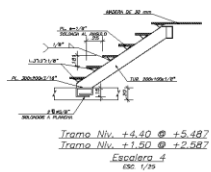
LOSA MACIZA h=0.20, S/C=1250 Kg/m<sup>2</sup>  
ESC. 1/30



Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.45	0.40
1/2"	0.80	0.60
5/8"	0.60	0.60
3/4"	0.75	0.60

- ESPECIFICACIONES:**
- NO TRABAJAR EN FORMA DE PASOS EXISTENTES.
  - CERRAR ENTORONCANDO CORNEROS: NO ENTORONCAREN MAS DE 10 CM EN LOS BORDES.
  - NO HAY QUE TRABAJAR EN LOS BORDES EN EL MOMENTO DE LA LOMA EN UNOS BORDES.
  - NO TRABAJAR EN LOS BORDES EN EL MOMENTO DE LA LOMA EN UNOS BORDES.
  - CON ESTACIONES DE REQUERIMIENTOS EN SUPERFICIES HORIZONTALES QUEDANDO FUERA DE LA FORMA DE ENTORONCADO.

- ESPECIFICACIONES TECNICAS**
- REVISAR PLANOS Y PLANOS / ACORDO ESTRUCTURAL SEGUN A-20
  - PROTECCION DE SUPERFICIES
  - PROTECCION DE LA SUPERFICIE INTERIOR GENERAL
  - REVISAR Y ACORDAR EXISTENCIAS EXISTENTES EN EL PLANO
  - REVISAR Y ACORDAR EXISTENCIAS EXISTENTES EN EL PLANO
  - REVISAR Y ACORDAR EXISTENCIAS EXISTENTES EN EL PLANO
  - REVISAR Y ACORDAR EXISTENCIAS EXISTENTES EN EL PLANO
  - REVISAR Y ACORDAR EXISTENCIAS EXISTENTES EN EL PLANO
  - REVISAR Y ACORDAR EXISTENCIAS EXISTENTES EN EL PLANO
  - REVISAR Y ACORDAR EXISTENCIAS EXISTENTES EN EL PLANO



REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

PROYECTO:  
 DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO  
 ESTRUCTURAL DEL ENTORONCADO  
 CONCRETO ARMADO CON T.B.T.  
 ENTORONCADO DEL 1º SÓTANO DE  
 LOMA 200

UBICACIÓN:  
 Calle: Lima  
 Dirección: San Isidro  
 Dirección: Calle Perú y Paredón,  
 LOMA 200



ALINIO:  
 CHRISTIAN ALEX AGUILAR CANGCO

**ESTRUCTURAS**  
 PLANO:  
**ENCOFRADO DE LOSA  
 DEL 1º SÓTANO**

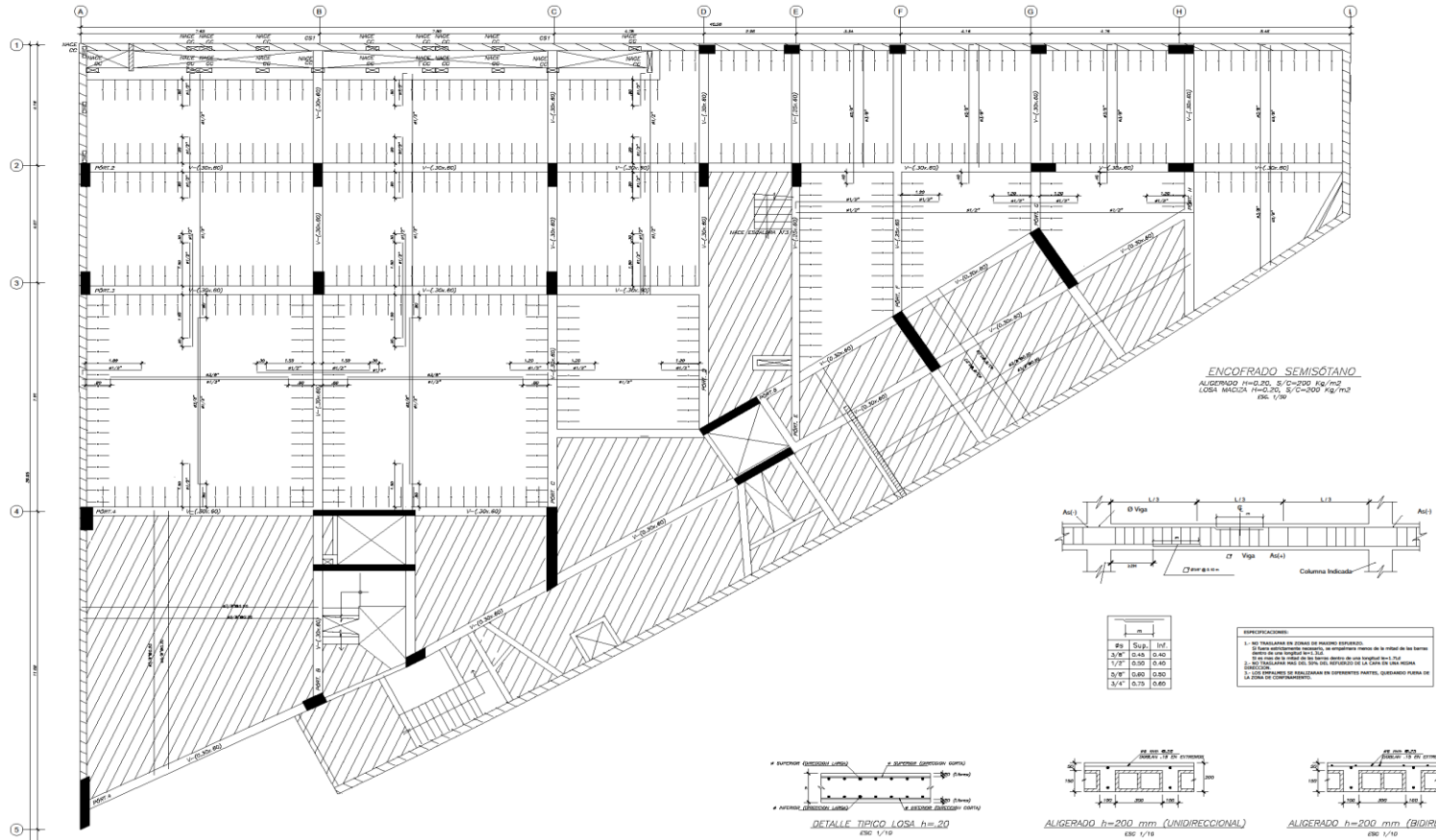
**E-20**

FECHA:  
 NOVIEMBRE DE 2021  
 ESCALA:  
 1/30

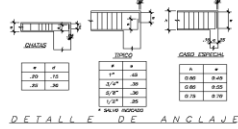
REVISIONES		
N°	COMENTARIOS	FECHA

<b>PROYECTO</b>	DESIGNO Y ANALISIS DEL DESARROLLO ESTRUCTURAL EN EFECTOS DE CONCRETO ALIGERADO CON Y SIN DESARROLLO PARA LA ETAPA DE LIMA 2000
<b>UBICACIÓN:</b>	Región: Lima Provincia: Lima Distrito: San Isidro Dirección: Av. 18° Sur, 5 Calle Prol y Purullo Lima 18° 510
<b>ALUMNO:</b>	CHRISTIAN ALEXANDER GARCERO
<b>ESTRUCTURAS</b>	
<b>PLANO:</b>	<b>ENCOFRADO DE LOSA DEL SEMISÓTANO</b>
<b>E-21</b>	
<b>FECHA:</b> NOVIEMBRE DE 2021	<b>ESCALA:</b> 1:50



**ENCOFRADO SEMISÓTANO**  
ALIGERADO H=200, S/C=200 Kg/m<sup>3</sup>  
LOSA MAGICA H=200, S/C=200 Kg/m<sup>3</sup>  
ESG. 1/50



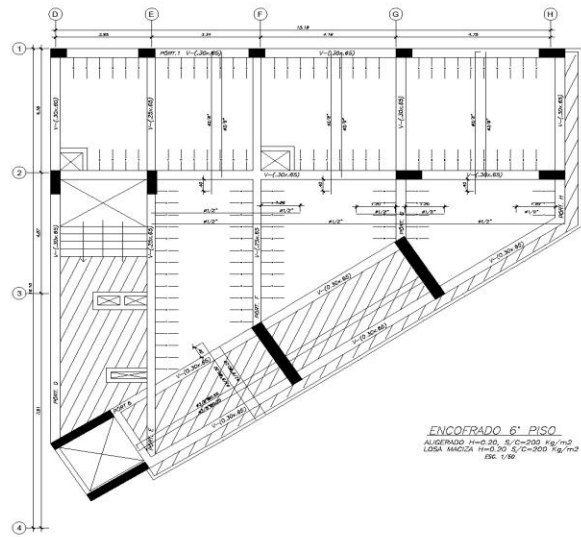
**LEYENDA**

- ALIGERADO
- LOSA MAGICA
- VOGA PERALTA
- VOGA CHATA

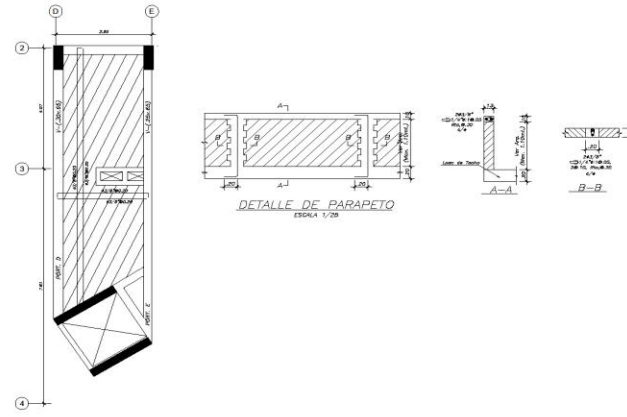




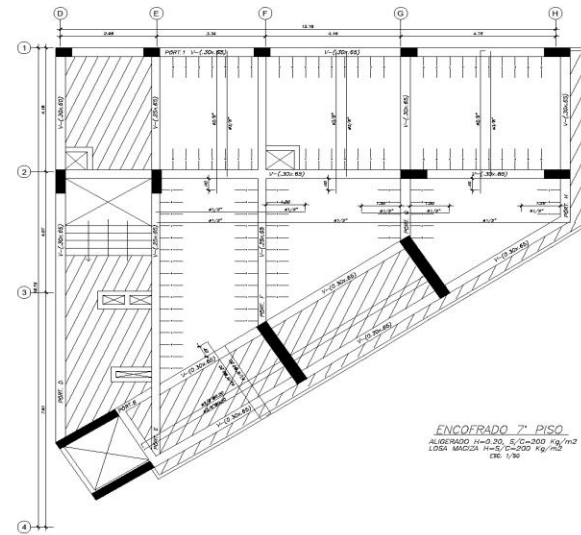




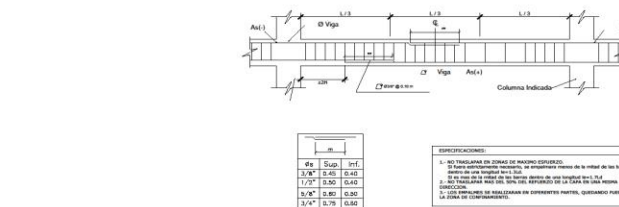
**ENCOFRADO 6º PISO**  
ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²  
LOSA MACIZA H=0.20 S/C=200 Kg/m²  
ESC. 1/30



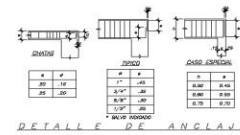
**ENCOFRADO AZOTEA**  
LOSA MACIZA H=0.15, S/C=100 Kg/m²  
ESC. 1/30



**ENCOFRADO 7º PISO**  
ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²  
LOSA MACIZA H=0.20 S/C=200 Kg/m²  
ESC. 1/30



**ENCOFRADO 5º PISO**  
ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²  
LOSA MACIZA H=0.20 S/C=200 Kg/m²  
ESC. 1/30



**DETALLE D'ANCLAJE**



REVISORES		
Nº	COMENTARIOS	FECHA

PROYECTO:  
DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DISEÑO DEL CONCRETO ARMADO CON Y SIN HERRAMIENTAS DE FIBRA Y CARBÓN DE ACTIVADO EN LAS LOSAS

UBICACIÓN:  
Región: Lima  
Provincia: Lima  
Distrito: San Isidro  
Dirección: Av. 9º - Lote 2  
Calle Pava y Pampa  
Lote N° 510



ALUMNO:  
CHRISTIAN ALEX AGUIAR GARCERO

**ESTRUCTURAS**

PLANO:  
**ENCOFRADO DE LOSA DEL 6, 7º PISO Y TECHO**

**E-25**


FECHA:  
NOVIEMBRE DE 2021

ESCALA:  
1:30







<h3>ALZADO MURO TIPO 1.4</h3>	<h3>ALZADO MURO TIPO 1.2</h3>	<h3>SECCIÓN B1</h3>	<h3>SECCIÓN B2</h3>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3">REVISIONES</th> </tr> <tr> <th>N°</th> <th>COMENTARIOS</th> <th>FECHA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table> <p><b>PROYECTO:</b> DISEÑO Y ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON Y SIN DISIPADORES SLB EN LA CIUDAD DE LIMA 2020</p> <p><b>UBICACIÓN:</b> Región: Lima Provincia: Lima Distrito: San Isidro Dirección: Ms 18° - Lote 9 Calle Perú 3 Perfecta Unión N° 512</p> <div style="text-align: center;">  <p><b>USAT</b></p> </div> <p>ALUMNO: CHRISTIAN ALEX AGUILAR CANO</p> <p><b>ESTRUCTURAS</b></p> <p>PLANO: <b>DISIPADORES SLB Y MUROS DESACOPLADOS III</b></p> <h2 style="text-align: center;">E-29</h2> <p>FECHA: NOVIEMBRE DE 2021      ESCALA: 1/25</p>	REVISIONES			N°	COMENTARIOS	FECHA																												<h3>SECCIÓN B3</h3>	<h3>SECCIÓN B4</h3>
REVISIONES																																							
N°	COMENTARIOS	FECHA																																					
<h3>ALZADO MURO TIPO 1.3</h3>	<h3>ALZADO MURO TIPO 1.1</h3>	<h3>SECCIÓN B5</h3>	<h3>SECCIÓN B6</h3>																																				
		<h3>SECCIÓN B7</h3>																																					