





**BUAP**

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación Estudios de Posgrado

**INFLUENCIA DE LAS TRABES DE ACOPLAMIENTO EN  
EL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE MUROS  
ACOPLADOS SEGÚN LAS NTC-CDMX-2020 Y 2023**

**TESIS**

Que para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA CON OPCIÓN TERMINAL EN  
ESTRUCTURAS**

Presenta:

**Ing. Carlos Alejandro Muñoz Irigoyen**

Director de tesis: **Dr. Oscar Alberto López Bátiz**

Codirector de tesis: **Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui**

Puebla, Pue.

Mayo 2025.



Oficio No. SIEP/127/2025

Asunto: Carta de autorización de impresión de Trabajo de Tesis.

**Mtro. Alfredo Avendaño Arenaza**  
Director General de Bibliotecas  
Presente

Por este medio me permito saludarle y, al mismo tiempo, me dirijo a usted para informarle que la tesis con título "Influencia de las trabes de acoplamiento en el comportamiento inelástico de muros acoplados según las NTC-CDMX-2020 y 2023", ha sido avalada bajo los preceptos de integridad académica; por tanto, se autoriza la impresión de tesis del alumno:

Nombre del alumno: Carlos Alejandro Muñoz Irigoyen  
Matrícula: 223470006  
Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ingeniería con Opción Terminal en Estructuras

Sin más por el momento, agradezco la atención al presente.

Atentamente  
"Pensar bien, para vivir mejor"  
H. Puebla de Z., a 30 de mayo de 2025

  
Mtro. José María Alvaraz Alarcón  
Secretario de Investigación y Estudios

  
Dr. Ing. Oscar Alberto López Bátiz  
Director del Trabajo de Tesis

Facultad  
de Ingeniería

Bvd. Vallesquillo y Av. San Claudio  
sin. edif. ING - 4, Col. San Manuel,  
Ciudad Universitaria,  
Puebla, Pue. C.P. 72570  
222 229 55 00 Ext. 7010

**M.I. Ángel Cecilio Guerrero Zamora**  
Director de la Facultad de Ingeniería  
BUAP  
Presente

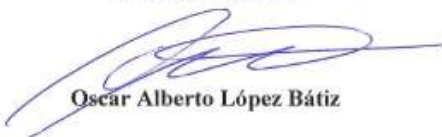
El suscrito Dr. Ing. Oscar Alberto López Bátiz, asesor del trabajo de titulación que presenta el **Ing. Carlos Alejandro Muñoz Irigoyen**, bajo la modalidad de Tesis con el título de: **“Influencia de las trabes de acoplamiento en el comportamiento inelástico de muros acoplados según las NTC-CDMX-2020 y 2023”**, tema otorgado con el oficio No. SIEP/1999/2024; informo a usted por este medio que, después de revisar el contenido del documento, la metodología empleada, así mismo, de verificar que se han atendido las observaciones y recomendaciones de carácter técnico y de edición; no existe inconveniente en autorizar su impresión, a fin de que el estudiante de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras continúe su proceso de titulación.

Se extiende el presente para su conocimiento y los efectos legales a los que deba proceder.

Sin otro particular, quedo de usted.

Ciudad de México, CdMx. a 30 de mayo de 2025

ATENTAMENTE



**Oscar Alberto López Bátiz**

c.c.p. Dr. Ing. Juan Pablo Hidalgo Toxqui, Coodirector del Tema de tesis  
c.c.p. Ing. Carlos Alejandro Muñoz Irigoyen  
c.c.p. Archivo personal

## DEDICATORIA

*A mis padres, mis familiares y a todo aquel que busque en la investigación un camino para saciar su sed de conocimiento y aportar al desarrollo de la sociedad.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a todas las personas que, de una u otra forma contribuyeron a la realización de este trabajo, a mi formación académica y profesional.

En primer lugar, a mis padres por la educación que me brindaron y por el apoyo incondicional que cada uno me dio para alcanzar mis metas. Su esfuerzo, cariño y enseñanzas han sido un pilar fundamental en mi desarrollo personal y profesional. permitiéndome recorrer este camino con determinación y confianza.

A mi amigo, el M. en I. Sebastián Serrano Vega, por haberme abierto las puertas al mundo de la ingeniería estructural desde una edad temprana su guía y apoyo fueron esenciales para ampliar mi perspectiva profesional, motivándome a seguir aprendiendo y explorando con pasión los retos de esta disciplina.

Al Dr. Oscar López Bátiz, por compartir su vasto conocimiento, por su invaluable guía y por el apoyo incondicional que me brindó a lo largo de este proceso.

A mis amigos, compañeros y profesores, quienes, con sus enseñanzas, consejos y compañía enriquecieron mi experiencia en la maestría.

# ÍNDICE GENERAL

<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>III</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>IV</b>
<b>ÍNDICE GENERAL</b> .....	<b>V</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>VII</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>VIII</b>
<b>1. ANTECEDENTES</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1. ENTORNO SÍSMICO DE LA REPÚBLICA MEXICANA</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2. USO DE SISTEMAS SISMORRESISTENTES</b> .....	<b>5</b>
Sistemas de Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado.....	6
Estructuras Basadas en Muros de Cortante y sistemas duales.....	9
Sistemas Basados en Muros de Concreto Acoplados.....	10
<b>1.3. MODOS DE FALLA Y COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE MUROS DE CONCRETO</b> .....	<b>11</b>
Comportamiento mecánico de muros de concreto.....	11
Comportamiento mecánico de trabes de acoplamiento.....	14
<b>1.4. ESPECIFICACIONES NORMATIVAS</b> .....	<b>16</b>
<b>2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ACOPLADOS DE CONCRETO</b> .....	<b>19</b>
<b>2.1. Criterios de análisis de muros y muros acoplados de concreto</b> .....	<b>20</b>
Inercias efectivas.....	20
Comportamiento ante cargas axiales y momentos flexionantes.....	23
Distribución de momentos en los muros.....	24
Grado de acoplamiento.....	25
<b>2.2. Diseño de muros de concreto y vigas de acoplamiento</b> .....	<b>27</b>
Diseño a flexión / flexocompresión de muros de concreto.....	28
Diseño de muros de concreto ante fuerzas cortantes.....	29
Detallado del refuerzo a cortante.....	31
Diseño de vigas de acoplamiento.....	32
Diseño de trabes de acoplamiento mediante el método de puntales y tensores.....	34
<b>3. ANÁLISIS ELÁSTICO E INELÁSTICO DE SISTEMAS BASADOS EN MUROS ACOPLADOS</b> .....	<b>44</b>
<b>3.1. GENERACIÓN DE MODELOS ESTRUCTURALES</b> .....	<b>46</b>
<b>3.2. análisis elástico de los sistemas</b> .....	<b>47</b>
<b>3.3. análisis de la influencia de relaciones geométricas</b> .....	<b>47</b>
<b>3.4. diseño de los elementos estructurales</b> .....	<b>56</b>
Diseño de muros de concreto.....	56
Diseño de trabes de acoplamiento.....	57

<b>3.5. Análisis estático inelástico (Pushover).</b>	<b>58</b>
Definición de los materiales.	58
Definición de la geometría.	61
Curvas de capacidad.	66
Variación de la ductilidad en sistemas con y sin acoplamiento.	76
Variación del desplazamiento de fluencia en sistemas con y sin acoplamiento	78
Variación del cortante de fluencia y cortante máximo en sistemas con y sin acoplamiento	80
Variación de la rigidez inicial y la rigidez efectiva en sistemas con y sin acoplamiento	84
Ductilidad (Q) y grado de acoplamiento (DC)	88
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>98</b>

## **RESUMEN**

Se realizó un estudio de las disposiciones normativas contenidas en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de estructuras de concreto, en sus versiones 2020 y 2023, con el fin de verificar el comportamiento inelástico de sistemas basados en muros acoplados de concreto reforzado. Esta verificación se realizó analizando los requerimientos establecidos en las normas, posteriormente se realizó el análisis y diseño de 192 sistemas de muros acoplados cumpliendo estos requerimientos, para finalmente obtener sus propiedades inelásticas globales mediante la ejecución análisis estáticos no lineales.

## INTRODUCCIÓN

El contexto sísmico de la república mexicana, el rápido crecimiento vertical del entorno construido en las grandes ciudades, así como las filosofías de diseño basadas en capacidad y resiliencia, exigen soluciones estructurales que permitan controlar satisfactoriamente el daño provocado en las edificaciones durante eventos sísmicos. Una de estas soluciones estructurales que se ha utilizado ampliamente en la construcción de edificaciones son los muros acoplados de concreto reforzado. Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México cuentan con disposiciones para el diseño de estas estructuras, las cuales han cambiado en la última actualización de este documento. Estos cambios hacen poco claro el procedimiento que debe seguirse para el diseño de estos como un sistema estructural y el motivo por el cual se modificaron. En este estudio se hace una revisión de los requerimientos normativos y del comportamiento inelástico global aplicados en 192 modelos de muros acoplados como verificación de las disposiciones normativas.

# 1. ANTECEDENTES

## 1.1. ENTORNO SÍSMICO DE LA REPÚBLICA MEXICANA

La República Mexicana se encuentra en una región de alta actividad sísmica debido a su posición geográfica en la compleja intersección de tres grandes placas tectónicas: la placa de Norteamérica, la placa del Pacífico y la placa de Cocos. La dinámica entre estas placas incluye movimientos que activan las fallas geológicas en los límites convergentes, divergentes y transformantes, causando que en la costa del pacifico se produzca una frontera entre placas con gran actividad sísmica. En este sentido, la zona de subducción ubicada en la costa del pacifico representa una fuente muy importante de peligro sísmico para la región centro sur del país donde habita alrededor del 50% de la población mexicana (Fig. 1). (INEGI, Consultado 2024)

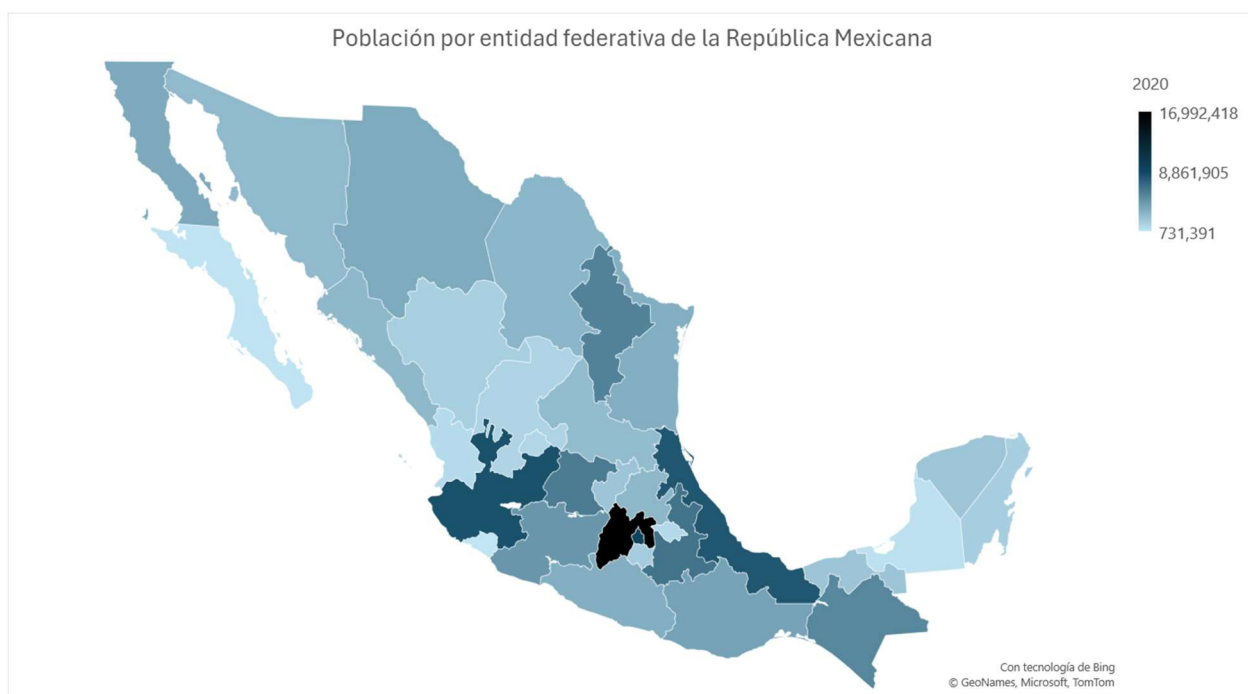


Fig. 1 Total poblacional por entidad federativa al año 2020. (INEGI, 2021)

Por el constante movimiento de las placas tectónicas en la zona de subducción de la placa de Cocos y la norteamericana, se producen dos tipos de sismos que afectan a la región: los sismos superficiales en la frontera de subducción y los de profundidad intermedia dentro de la zona continental.

Los mapas de sismicidad anual publicados por el Servicio Sismológico Nacional (SSN, 2023) revelan que la actividad sísmica se concentra predominantemente en la costa del Pacífico, especialmente a lo largo de los litorales de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas (Fig. 2). Esta concentración se debe a la interacción entre la placa de Cocos y la placa norteamericana, que se subduce bajo el continente, haciendo que estas regiones sean grandes generadoras de terremotos. En consecuencia, las edificaciones ubicadas en estos estados están constantemente expuestas a peligro sísmico cercano.

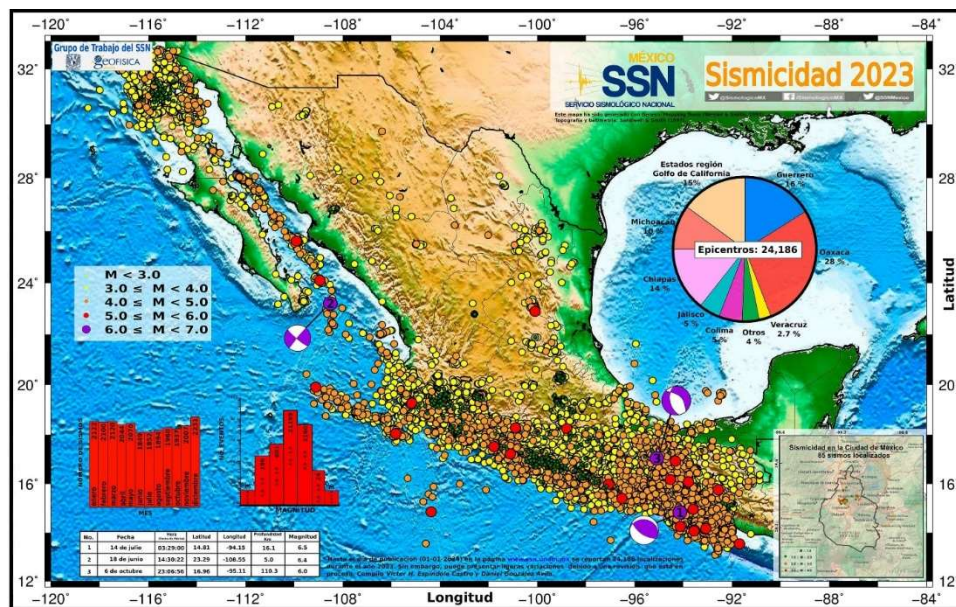


Fig. 2 Mapa de sismicidad en la República Mexicana durante el año 2023 (SSN, 2024).

Además de los límites de placas, existen numerosas fallas geológicas a lo largo del territorio mexicano que pueden generar terremotos. Estas fallas son zonas de fractura en la corteza terrestre a lo largo de las cuales ha habido movimiento de las rocas a ambos lados, a este tipo de sismos se les denomina interplaca. La actividad sísmica asociada con estas fallas puede variar en magnitud y frecuencia.

Los sismos de subducción y profundidad intermedia presentan características propias que afectan de manera distinta a las regiones en las que ocurren, así como a las estructuras construidas en estas áreas.

Las características dinámicas de los sismos de subducción y de profundidad intermedia, especialmente el rango de frecuencias que las excitaciones sísmicas producen juega un papel crítico en la respuesta sísmica de las estructuras. En suelos firmes, las estructuras

rígidas, que poseen frecuencias naturales altas, son más susceptibles a excitaciones sísmicas con contenidos frecuenciales altos. Esto se debe a la posibilidad de resonancia cuando la frecuencia de las ondas sísmicas coincide con las frecuencias naturales de las estructuras rígidas, potencialmente amplificando las respuestas sísmicas y, por ende, incrementando el riesgo de daño estructural.

En contraste, los suelos blandos, caracterizados por tener frecuencias naturales más bajas debido a su menor rigidez, pueden amplificar ondas sísmicas de baja frecuencia. Esta amplificación es particularmente problemática para estructuras flexibles, que también cuentan con frecuencias de vibración bajas. La interacción entre el suelo blando y las estructuras flexibles puede llevar a una resonancia perjudicial, amplificando la respuesta sísmica de la estructura debido a la coincidencia de frecuencias. Un ejemplo de este tipo de efectos se presentó en la Ciudad de México durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 y, 32 años después, en el sismo del 19 de septiembre de 2017. Como lo indica (UNAM, Instituto de Geofísica, 2017) el primero fue un sismo de subducción ocurrido en la costa de Michoacán, aproximadamente a 350 km de la capital, por lo tanto, las ondas que dominaron el movimiento del terreno correspondían a bajas frecuencias afectando a estructuras flexibles. En cambio, el sismo de 2017 fue un sismo de profundidad intermedia que ocurrió al interior del territorio continental, a una distancia aproximada de 120 km de la capital, de tal forma que las frecuencias altas no se habían disipado lo suficiente cuando llegaron a las zonas urbanizadas, de tal manera que los edificios que se vieron afectados fueron aquellos edificios rígidos o semirrígidos (baja a mediana altura) ubicados en la zona de transición de la Ciudad de México y en suelos rígidos e intermedios de otras ciudades.

La comprensión de las características únicas de los sismos de subducción y de profundidad intermedia es crucial para la ingeniería sísmica y la gestión del riesgo de desastres, permitiendo a los investigadores y diseñadores prepararse mejor y mitigar los efectos de estos eventos naturales.

### ***Vulnerabilidad Socioeconómica del país***

El crecimiento poblacional en la República Mexicana ha experimentado un aumento significativo, fenómeno que, junto con los cambios socioeconómicos de las últimas

décadas, ha impulsado de manera considerable la urbanización de sus ciudades. Estos cambios socioeconómicos han propiciado una migración interna de la población desde áreas rurales hacia las urbanas, en busca de mejores oportunidades de empleo, educación y calidad de vida, lo que ha resultado en una densificación de las zonas urbanas.

Por otro lado, el desarrollo horizontal de las grandes ciudades mexicanas se ha visto limitado por una serie de factores no directamente relacionados con el crecimiento poblacional o los cambios socioeconómicos. Estos factores incluyen limitaciones geográficas, donde la topografía y la presencia de áreas naturales protegidas restringen la expansión urbana. Además, la planificación urbana y las políticas de conservación han jugado un rol crucial en dirigir el crecimiento de las ciudades hacia un modelo más sostenible y consciente del medio ambiente, estableciendo restricciones al desarrollo horizontal para preservar espacios verdes y reducir el impacto ambiental.

Esta combinación de intensificación en la urbanización, junto con las restricciones al desarrollo horizontal, ha llevado a un incremento en el desarrollo de edificaciones verticales. Este auge de la construcción vertical responde no solo a la necesidad de optimizar el uso del limitado espacio urbano disponible, sino también a la demanda de vivienda y espacios comerciales en áreas densamente pobladas. En este contexto, la seguridad sísmica de estas estructuras verticales cobra una importancia crítica, especialmente en regiones expuestas a la actividad sísmica. La evaluación y el diseño sísmico adecuado de estas edificaciones no solo son fundamentales para proteger la vida de sus ocupantes, sino que también son clave para guiar las futuras políticas de construcción y planificación urbana, asegurando así que el crecimiento vertical de las ciudades mexicanas sea sostenible y resiliente frente a los terremotos.

La combinación de estos factores convierte a México en una de las regiones con mayor riesgo sísmico en el mundo. Esto hace esencial la implementación de medidas de mitigación del riesgo, como la construcción de edificios resistentes a terremotos, la planificación urbana considerando las zonas de mayor riesgo y la educación de la población sobre cómo actuar antes, durante y después de un terremoto. Por el mismo motivo es crucial que las prácticas de construcción en estas áreas incorporen sistemas y

normativas de ingeniería sismorresistente avanzadas, para proteger la vida y el patrimonio ante la posibilidad de futuros sismos. La comprensión detallada de las características sísmicas específicas de una región permite a los ingenieros adoptar enfoques de diseño más informados y focalizados, asegurando así que las infraestructuras sean tanto seguras como económicamente viables. Esta necesidad se ve amplificada en áreas de alta sismicidad, donde la probabilidad de eventos destructivos exige una atención rigurosa a la resiliencia sísmica.

## **1.2. USO DE SISTEMAS SISMORRESISTENTES**

El desarrollo y la implementación de sistemas sismorresistentes representan un pilar crítico en la mitigación de riesgos sísmicos. Estos sistemas, que incluyen marcos dúctiles de concreto o acero, muros de corte de concreto y sistemas de aislamiento sísmico, entre otros, se diseñan para soportar y disipar las fuerzas sísmicas, minimizando así el daño estructural y protegiendo a la población. La selección de un sistema sismorresistente adecuado depende de una serie de factores, incluyendo el tipo de suelo, las prácticas constructivas de la región y el nivel de sismicidad estimado. La integración de estos sistemas en el diseño estructural no sólo debe cumplir con los requisitos normativos actuales, sino que también garantizar las expectativas de sostenibilidad y durabilidad a largo plazo, aspectos cada vez más relevantes en el ámbito de la ingeniería civil moderna.

El uso de sistemas basados en marcos de concreto, tanto de baja como de alta ductilidad, es común en la práctica ingenieril mexicana, especialmente en la construcción de edificaciones de baja a mediana altura. Los marcos de concreto de alta ductilidad están diseñados para soportar deformaciones significativas mediante la incursión en el rango inelástico de sus elementos, permitiendo así disipar una mayor cantidad de energía inducida por el sismo. Por otro lado, los sistemas de baja ductilidad se diseñan para resistir mayores cargas sísmicas esperando una menor demanda de deformaciones. Es importante resaltar que, tanto en los sistemas de baja ductilidad como los de alta ductilidad, se espera la existencia de daño controlado en los elementos estructurales, esto debido al comportamiento inelástico.

Una alternativa respecto al uso de marcos de concreto es la implementación de muros de concreto reforzado que ofrece una solución eficiente para mejorar la resistencia y

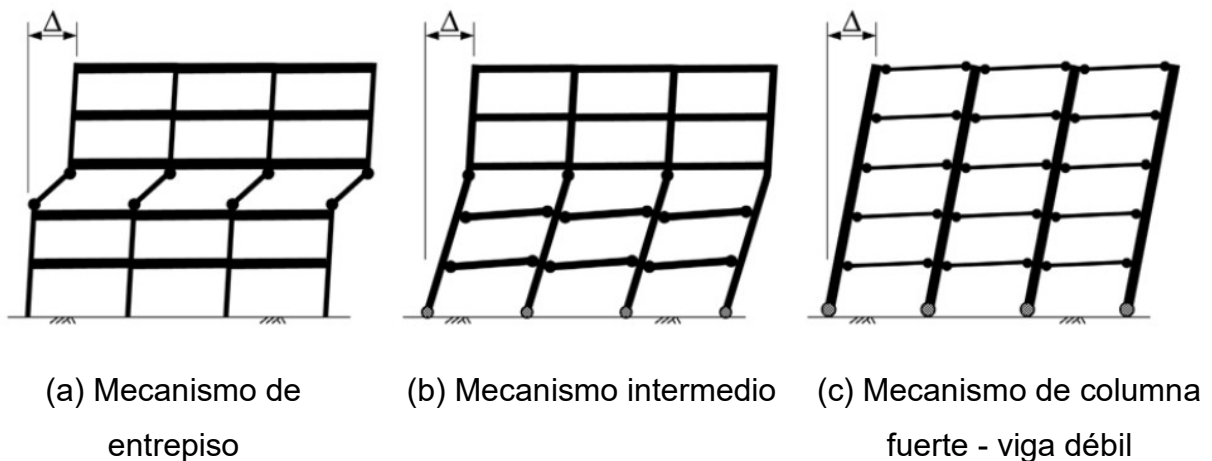
ductilidad de las estructuras, ya sea como sistema principal o complementario, optimizando el comportamiento del inmueble ante eventos sísmicos, esto ocurre porque estos actúan como elementos verticales que proporcionan una resistencia y rigidez significativa contra las fuerzas laterales, siendo particularmente eficaces en el soporte de edificios de gran altura (Bungale, S., 2010). La transición al uso de muros de concreto representa una estrategia adicional para mejorar la respuesta sísmica de las estructuras. Esta diversificación en las estrategias de diseño sismorresistente remarca la importancia de adaptar las soluciones de ingeniería a las características específicas de cada proyecto, maximizando así la seguridad y la viabilidad económica de las construcciones en regiones de alta sismicidad.

Por consiguiente, el desarrollo de sistemas sismorresistentes eficaces se basa en un enfoque multidisciplinario que combina, entre otros campos, a la geología, la sismología y la ingeniería estructural. La colaboración entre estos campos permite una comprensión holística de la sismicidad y su impacto, facilitando el desarrollo de estrategias de diseño que priorizan la seguridad y funcionalidad de las edificaciones ante eventos sísmicos. Este enfoque integrador es esencial para avanzar hacia una sociedad más resiliente, donde las estructuras no solo se diseñan para resistir terremotos sino también para adaptarse y recuperarse de estos eventos, asegurando así la continuidad y el bienestar de las comunidades en la región centro-sur del país.

### ***Sistemas de Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado.***

Los sistemas de marcos dúctiles de concreto reforzado han sido ampliamente utilizados para edificaciones en áreas sísmicas debido a su capacidad para desarrollar desplazamientos laterales importantes. Estos sistemas se componen de columnas y vigas de concreto reforzado, diseñadas para tener un comportamiento dúctil, lo que significa que pueden tomar deformaciones inelásticas importantes antes de alcanzar el límite de desempeño asociado a la seguridad de vida. Las especificaciones de diseño sísmico, como las proporcionadas por la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcción para la Ciudad de México (NTC-RCCDMX) o el Instituto Americano del Concrete (ACI, por sus siglas en inglés), ofrecen directrices para el diseño de estos sistemas.

El Programa Nacional para la Reducción del Riesgo Sísmico de Estados Unidos (Moehle, Hooper, & Lubke, 2008) publicó un documento describiendo el comportamiento de marcos de concreto reforzado. En resumen, se indica que al desarrollar rótulas plásticas en los elementos estructurales, es posible que se generen tres mecanismos de colapso: cuando las columnas no son lo suficientemente rígidas con respecto a las traveses, se concentra la demanda de distorsiones en uno o pocos entrepisos provocándose pisos débiles (Fig. 3.a). En el otro extremo, cuando las columnas son sumamente rígidas respecto a las traveses en toda la altura de la edificación, las rótulas plásticas se distribuirán de manera uniforme en los extremos de las traveses (Fig. 3.c), sin embargo, este mecanismo sólo se logra cuando la resistencia de las columnas es del orden de 4 veces mayor a la resistencia de las traveses, siendo poco práctico. Cuando la relación de resistencias se encuentra entre 1 y 4 se produce un mecanismo de colapso intermedio (Fig. 3.b). El comportamiento de un marco resistente a momento asemeja al comportamiento de un elemento que se deforma a cortante, por lo que las demandas de desplazamientos, y la generación de rótulas plásticas, se tienden a concentrar en los primeros niveles de la edificación. Si bien los marcos dúctiles permiten concebir sistemas con gran capacidad de deformaciones estables, también son susceptibles a desarrollar problemas por pisos débiles si no se tiene el cuidado al momento de diseñar y construir la edificación.



*Fig. 3 Ejemplos de mecanismos inelásticos en marcos dúctiles de concreto (Adaptado de NEHRP, 2008)*

En cualquiera de los tres casos mencionados anteriormente, el comportamiento de las rótulas plásticas debe estar gobernado por flexión, ya que este permite grandes

deformaciones sin pérdidas súbitas de la resistencia posterior a la fluencia del elemento. En cambio, si el comportamiento de las rótulas plásticas estuviera gobernado por cortante, estas desarrollarían un comportamiento posterior a la fluencia donde se reduciría la resistencia y la rigidez del elemento con cada ciclo de carga, conduciendo a un comportamiento menos adecuado para resistir varios ciclos de carga.

(Bungale, S., 2010) describe el comportamiento de marcos de concreto para edificios altos de la siguiente manera: ante cargas laterales, los niveles que conforman los marcos tienden a desplazarse horizontalmente respecto a los niveles continuos superior e inferior; para acomodar estos desplazamientos, las columnas se flexionan con una doble curvatura, y un punto de inflexión ubicado a la media altura libre del elemento, produciendo momentos opuestos en ambos extremos. Para mantener el equilibrio en el nodo, se producen momentos en los extremos de las trabes haciendo que estas se deformen de manera similar, en doble curvatura con un punto de inflexión aproximadamente al centro del claro. A este efecto se le conoce como “*frame racking*” y es el que ocasiona que, en general, el marco se deforme por cortante (Fig. 4).

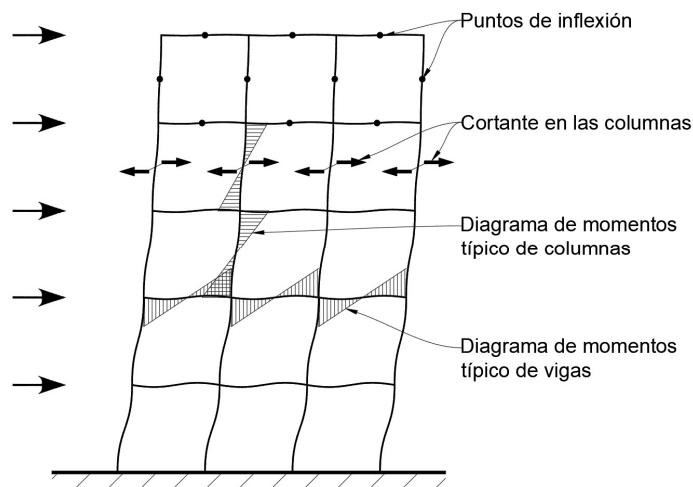


Fig. 4 Deformación de marcos ante cargas laterales, se muestra la forma a cortante y el efecto “*frame racking*”. (Adaptado de Bungale, T., 2010)

Aunque los sistemas basados en marcos dúctiles han sido ampliamente utilizados en la edificación vertical mexicana, su comportamiento suele ser más flexible con respecto a otros sistemas sismorresistentes, por lo tanto, es más complicado el control de distorsiones y, por ende, el daño controlado en elementos estructurales y un posible daño en elementos no estructurales y contenidos. Una estrategia para controlar estos

desplazamientos consiste en aumentar las dimensiones nominales de los elementos para proveer de mayor rigidez al sistema, sin embargo, esto implica incremento en el costo de la obra haciéndola, en muchos casos, económica y arquitectónicamente inviable.

Si bien el estudio de marcos dúctiles de concreto reforzado queda fuera del alcance de este estudio, es importante reconocer que el comportamiento de estos sistemas permite abordar analíticamente las bases del comportamiento teórico para los muros de concreto, los criterios de análisis para estos elementos y, por ende, a los requisitos normativos aplicables a estos sistemas para lograr un comportamiento favorable.

### ***Estructuras Basadas en Muros de Cortante y sistemas duales***

Mientras que los sistemas basados en marcos de concreto permiten construir estructuras de hasta 25 niveles económicamente (Bungale, S., 2010), estructuras más altas necesitarían de sistemas más rígidos para controlar las distorsiones de entrepiso haciéndose más costosas. Para minimizar este aumento en el costo, habitualmente se opta por combinar el sistema de marcos resistentes a momento con muros de concreto, dando lugar a un sistema que responde de manera conjunta ante deformaciones a cortante y flexión siendo muy utilizado en edificaciones de mediana a gran altura.

Las estructuras basadas en muros de cortante, comúnmente construidas con concreto reforzado, son otra estrategia eficaz para resistir las fuerzas sísmicas. La efectividad de los muros de cortante depende de su configuración, dimensiones, refuerzo y la calidad del concreto utilizado. Las normas ACI 318 y NTC-RCCDMX ofrecen criterios específicos para el diseño de estos muros.

En muros altos el comportamiento dominante será similar a una viga en voladizo, concentrando las mayores demandas de momentos y cortantes en la base del muro, por este motivo, se espera que se forme una rótula plástica, mientras que en el extremo superior se generan grandes desplazamientos.

Como se muestra en la Fig. 5, al momento de analizar el comportamiento de un sistema dual entre muros y marcos de concreto se generan fuerzas de interacción, debido a que el comportamiento de marcos en edificios, ante cargas laterales, está caracterizado por tomar una forma similar a un elemento que se deforma a cortante, mientras que el

comportamiento de muros es análogo a un elemento que se deforma a flexión. Estas fuerzas de interacción deben ser transmitidas por los elementos que conectan ambos sistemas de manera adecuada.

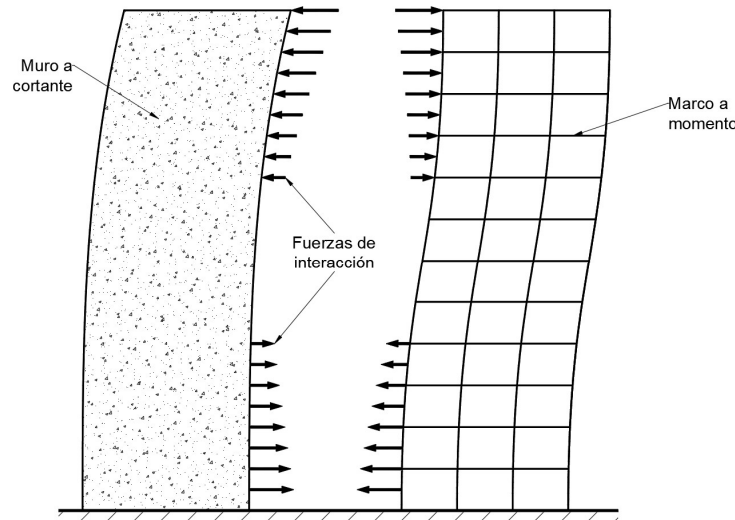


Fig. 5 Fuerzas de interacción entre marcos y muros de concreto. Adaptado de (Bungale, S., 2010)

### **Sistemas Basados en Muros de Concreto Acoplados**

En muchas ocasiones, debido a requerimientos arquitectónicos, es necesario colocar muros de concreto muy cercanos entre sí, de tal manera que los elementos que los conectan terminan siendo sumamente rígidos debido a su baja relación de esbeltez ( $L_{trabe} / H_{trabe}$ ). A este sistema de muros conectados por elementos sumamente rígidos se le conoce como muros acoplados.

Los sistemas basados en muros acoplados mejoran notablemente el comportamiento del de los muros individuales forzando al sistema a trabajar en conjunto. Estos sistemas utilizan elementos de conexión llamados trabes de acoplamiento que permiten la distribución de las fuerzas sísmicas a través del sistema mediante la transmisión de fuerzas cortantes. Dado que los muros que se acoplan se comportan como vigas en voladizo y, por lo tanto, se deforman a flexión, las trabes de acoplamiento estarán sometidas a rotaciones importantes por lo que es altamente probable que estas desarrollen comportamiento inelástico, por este motivo se debe garantizar un comportamiento dúctil. El diseño de estos sistemas no sólo debe considerar la respuesta de los elementos individuales, también se debe tomar en cuenta la interacción entre los

muros y los elementos de acoplamiento para asegurar una respuesta sísmica efectiva. La investigación actual y las normativas, nacionales e internacionales, continúan desarrollando guías para optimizar el diseño de estos sistemas.

Debido a la alta actividad sísmica de la república mexicana y los diversos escenarios de peligro sísmico, es crucial dotar a las estructuras con la rigidez y resistencia necesaria para soportar las demandas generadas por los sismos. Una estrategia común para alcanzar este objetivo es diseñando sistemas estructurales basados en los descritos anteriormente, en particular, estructurando la edificación considerando muros de concreto reforzado, así como la integración de muros acoplados. Estas técnicas, cuando se especifican y construyen correctamente, ofrecen una solución efectiva para mejorar la resistencia sísmica de las construcciones. No obstante, los cambios en las normas actuales han provocado incertidumbre en el autor de este estudio sobre el diseño de estos elementos y el efecto que estos cambios tendrán en las estructuras que se han diseñado con versiones anteriores de la norma.

Las tendencias actuales en ingeniería sísmica se centran en evaluar el desempeño estructural ante sismos. La efectividad del acoplamiento entre muros depende de la capacidad de las trabes de acoplamiento para soportar deformaciones inelásticas estables (Lim & Hwang, 2015). Es crucial identificar los factores críticos que puedan afectar negativamente el diseño de estos elementos. Además, dado que estas estructuras funcionan como un sistema integrado, es esencial investigar la interacción entre las trabes de acoplamiento y los muros de concreto, especialmente en la unión entre estos componentes.

### **1.3. MODOS DE FALLA Y COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE MUROS DE CONCRETO**

#### ***Comportamiento mecánico de muros de concreto***

En zonas de alto peligro sísmico, debido a la cercanía a fuentes sísmicas importantes, es necesario realizar el diseño sismo resistente de las edificaciones, especialmente de mediana y gran altura. Como lo indican (Park & Paulay, 1979) los muros de concreto reforzados, colocados adecuadamente, pueden constituir un sistema muy eficiente para resistir las cargas laterales provocadas por los sismos.

(Alcocer, 1995) indica que los muros de concreto reforzado pueden ser dimensionados y diseñados para que su mecanismo de falla crítico sea dominado por flexión y, por tanto, exhiba un comportamiento dúctil ante grandes demandas de distorsiones. Sin embargo, se suele llamarlos muros de cortante debido a que estos resisten la mayoría de los cortantes de entrepiso transmitidos por las fuerzas laterales.

Los muros de concreto pueden clasificarse según la configuración geométrica de su sección transversal, su geometría en elevación y según su comportamiento. En este sentido es importante mencionar que el comportamiento de estos elementos puede ser de corte y de flexión, mostrándose frágiles y dúctiles, respectivamente. Así mismo, se hace notar que las cargas axiales que debe resistir un muro de concreto son bajas respecto al punto de falla balanceada, por lo que el comportamiento inelástico generalmente está gobernado por flexión en la base, por este motivo resulta crucial detallar adecuadamente el refuerzo longitudinal y de confinamiento en los extremos para lograr una adecuada ductilidad.

Dependiendo de la relación entre la longitud y la altura del muro, pueden surgir diferentes mecanismos de colapso. En muros con una baja relación de altura a longitud, los esfuerzos de cortante son críticos, y el comportamiento del muro está controlado por mecanismos asociados a esfuerzos tangenciales, como el deslizamiento en la base, la falla por tensión diagonal y la falla por compresión diagonal (Fig. 6).

Típicamente, un muro de concreto en una edificación de varios niveles estará expuesto a fuerzas laterales provocadas por sismo o viento, induciendo momentos, cargas axiales y fuerzas cortantes en su base (Fig. 6.a). Cuando el acero de refuerzo es insuficiente, se desarrolla un plano de falla desde el centro del muro hacia las esquinas, conocido como falla por tensión diagonal (Fig. 6.b). Una falla por compresión diagonal ocurre cuando el acero horizontal está bien colocado y el esfuerzo cortante es alto, caracterizada por varios planos de grietas diagonales y aplastamiento del concreto entre estos planos (Fig. 6.c). Al revertirse las cargas, las grietas diagonales se forman en la dirección opuesta, cerrando grietas previas y aplastando el concreto en la otra dirección, resultando en una significativa pérdida de resistencia, por lo que debe evitarse. Una falla por deslizamiento ocurre cuando ciclos de carga causan grandes desplazamientos laterales en la parte

superior del muro, generando grietas por fluencia a flexión en su base (Fig. 6.d). Estas grietas pueden conectarse con grietas previas, creando una zona horizontal con grandes desplazamientos laterales. Este tipo de falla ocurre en pocos ciclos de carga, reduciendo significativamente la disipación de energía histerética y la rigidez lateral del muro.

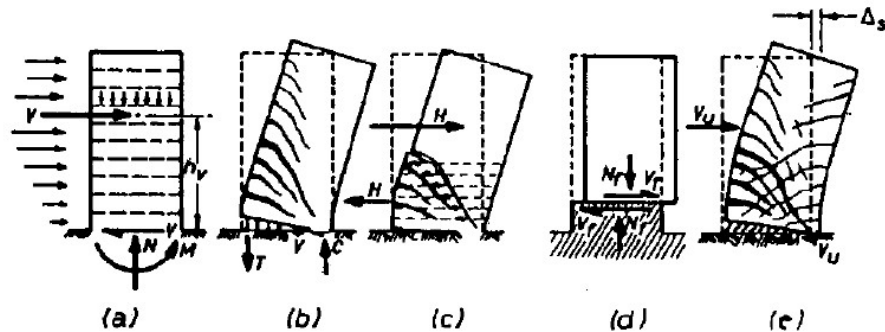


Fig. 6 Mecanismos de colapso en muros de concreto (adaptado de Paulay & Priestley, 1992).

Por otro lado, los muros con una relación de altura entre longitud alta, tienden a actuar como vigas en voladizo, proporcionando resistencia y rigidez lateral para contrarrestar los movimientos del suelo. Su comportamiento mecánico se basa en la capacidad del muro para soportar cargas laterales por flexión y, en algunos casos, compresión axial durante un terremoto, aunque esta suele ser baja comparada con la resistencia del muro. Paulay y Priestley (1992) indican que, la teoría elástica de Bernoulli no se cumple en el comportamiento de muros de concreto, debido a que considera la hipótesis de que las secciones se mantienen planas durante las deformaciones, sin embargo, el error en el cálculo de la resistencia a flexión es bajo ya que la mayoría del refuerzo que participa se encuentra fluyendo y, por ende, su participación varía poco ante los errores de cálculo en las deformaciones.

Los principales mecanismos de colapso en este tipo de muro corresponden a los modos de falla de flexión, como son: la fluencia del acero de refuerzo a flexión (sección controlada por tensión), el aplastamiento del concreto en la fibra extrema a compresión (sección controlada por compresión) y la falla de compresión diagonal descrita anteriormente (Fig. 6.e). (asociada a altas fuerzas axiales y cortante, así como, la posible reversión de cargas).

### Comportamiento mecánico de traves de acoplamiento

En Park & Paulay, (1979) se señala que, en muchas ocasiones, es necesario incorporar aberturas en los muros de concreto, por lo que, los segmentos verticales de muros se ligan utilizando traves siendo estas, típicamente, de gran peralte. A este sistema de muros interconectado con elementos de gran peralte se conoce como muros acoplados.

Típicamente, un sistema sismorresistente basado en muros de concreto se ve sujeto a bajas fuerzas axiales, momentos flectores importantes y fuerzas cortantes asociadas a los momentos de cada muro. No obstante, al incorporar las traves de comportamiento en el sistema, los muros de concreto forman un conjunto rígido donde la transmisión de la flexión en el sistema se realiza mediante un par de fuerzas axiales de tensión y compresión en los muros, mientras que en las traves de acoplamiento se generan grandes momentos y fuerzas cortantes importantes (Fig. 7).

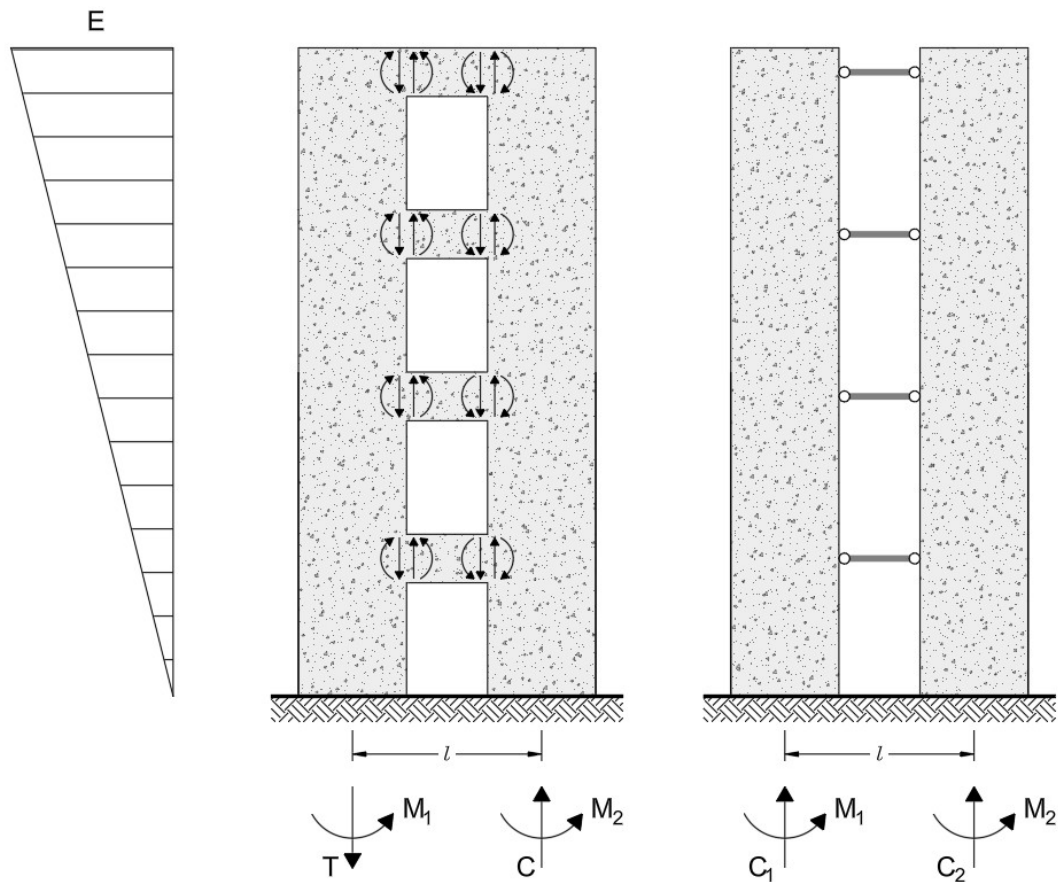


Fig. 7 distribución de momentos y cortantes por medio de las traves de acoplamiento.

En un evento sísmico, los sistemas de muros acoplados se deformarán lateralmente de manera cíclica, transmitiendo fuerzas cortantes entre muros a través de las trabes de acoplamiento, las cuales experimentarán importantes esfuerzos de corte y flexión, así como deformaciones reversibles. Dado que estas vigas cuentan con una relación claro peralte pequeña, las deformaciones a cortante serán significativas por lo que deben analizarse con metodologías como el análisis por fibras o el método de puntal – tensor. Para garantizar un buen comportamiento en el rango inelástico, es necesario prestar especial atención al detallado del refuerzo, tanto en los muros, como en las trabes de acoplamiento.

El diseño convencional de trabes, con barras rectas y estribos verticales como miembros típicos sujetos a flexión, resulta inadecuado para disipar energía histerética en trabes de acoplamiento. Este diseño puede llevar a fallas por tensión diagonal (Fig. 8a) cuando los estribos no transmiten el cortante asociado a la sobre resistencia a flexión de la trabe, impidiendo que desarrollen la resistencia esperada a flexión bajo cargas cíclicas.

Cuando la trabe de acoplamiento se diseña basándose en un análisis por capacidad, el refuerzo a cortante se dimensiona considerando los momentos máximos esperados asociados a la resistencia última de la trabe. Los estribos de acero previenen la falla por tensión diagonal y proporcionan cierta ductilidad. Sin embargo, Paulay y Priestley (1992) advierten que, tras unos pocos ciclos de cargas reversibles, las grietas por flexión en los extremos pueden conectarse, causando una falla súbita por deslizamiento (Fig. 8b) y una pérdida significativa de capacidad de disipación de energía. Este tipo de falla transfiere el cortante a través de un único puntal a compresión en la diagonal principal de la trabe, lo que requiere reforzar con barras de acero orientadas a lo largo de las diagonales principales de la trabe para resistir tanto la tensión como la compresión (Fig. 8c). Paulay y Priestley (1992) indican que, durante las cargas reversibles, el concreto inicialmente resiste el cortante transmitido a través de la diagonal a compresión, pero se aplasta en ciclos posteriores, dejando al acero de refuerzo la tarea de resistir completamente la compresión diagonal.

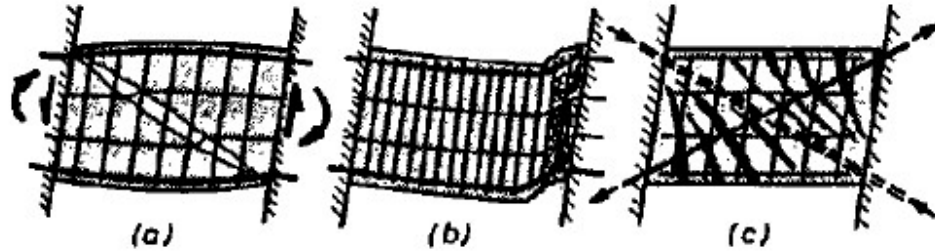


Fig. 8 Mecanismos de resistencia a cortante en traves de acoplamiento. A) falla por tensión diagonal. b) falla por deslizamiento. c) refuerzo en puntales diagonales. (adaptado de Paulay & Priestley, 1992)

#### 1.4. ESPECIFICACIONES NORMATIVAS

En la actualidad los reglamentos de construcción establecen los requerimientos mínimos para el diseño de elementos de concreto, esto a través de normas o códigos de diseño. Los dos códigos de diseño más utilizados en la república mexicana son las NTC-RCCDMX en su versión vigente y el Código ACI 318-19. Al momento de realizar esta investigación, la versión 2023 de las NTC-RCCDMX es la vigente, sin embargo, por el periodo en que se mantuvo vigente la versión 2017 y los comentarios publicados en el año 2020, y considerando que ambas versiones no presentaron cambios significativos con respecto a los requisitos para el análisis y diseño de muros de concreto contenidos desde la versión 2004, es pertinente analizar la situación presentada a continuación para los edificios diseñados con esta normativa en las últimas décadas. Adicionalmente, por el motivo comentado anteriormente, se hará referencia a la versión de 2020 como equivalente tanto para la versión de 2004 como de 2017.

Aunque ambas normativas siguen la filosofía de diseño basada en el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés) la normativa mexicana adopta varios requisitos con respecto al análisis sísmico de sistemas basados en muros acoplados que conducen a varias incertidumbres. A continuaciones se enuncian estos requisitos:

- NTC-SISMO-2017/2020 4.1.b): establece que, si se utilizan varios sistemas conectados entre sí, como sistemas duales de marcos con muros de concreto o muros acoplados, se deberá utilizar el menor valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$  correspondiente al adoptado para cada sistema.
- NTC-SISMO-2017/2020 tabla 4.2.1.V): indica que, para el sistema dual de muros y marcos de concreto se debe considerar una ductilidad baja a intermedia ( $Q$  igual

a 2 y 3, respectivamente), no reconociendo que este sistema tenga la capacidad de lograr mayores ductilidades.

- En el comentario de la tabla 4.2.1. se menciona que en muros de baja ductilidad se deben cumplir con los requisitos geométricos del apartado 7.4.2.1 de las NTC-Diseño y construcción de estructuras de concreto 2020 (NTC-Concreto-2017/2020). En este apartado se indica el tipo de comportamiento que tendrá el muro dependiendo de la carga axial. En muros diseñados con el inciso 7.4.2 de esta versión de la norma no se requiere de elementos de refuerzo en los extremos, es decir, no es necesario concentrar el refuerzo longitudinal en los bordes del muro, para resistir los puntales de tensión y compresión debido a la flexión, con requisitos de confinamiento estrictos.
- En el comentario de la tabla 4.2.1 se indica que el diseño de las trabes de acoplamiento se debe realizar contemplando el inciso 10.3.7 de las NTC-Concreto-2017/2020. En este inciso se indica que las trabes de acoplamiento se deben diseñar con dos diagonales de acero de refuerzo cuando la relación entre la longitud y el peralte de la trabe sea menor a 2, esto para que el comportamiento de la trabe sea controlado por cortante y la resistencia se genere por los puntales de tensión/compresión a través de las diagonales principales de la trabe.
- En la tabla 4.3.1. de las NTC-Sismo-2023, se removieron los sistemas de muros acoplados de baja y media ductilidad, por lo que sólo se reconoce al sistema de muros acoplados como un sistema de alta ductilidad. Si bien la NTC-Concreto-2023, en los capítulos 6 y 7, indican que los muros de baja y media ductilidad pueden acoplarse, se establece que el diseño debe basarse en el método de puntales y tensores. Para muros acoplados de alta ductilidad se establecen requisitos más estrictos para el confinamiento de las diagonales de refuerzo en las trabes de acoplamiento.

En resumen, siguiendo la metodología establecida en las NTC-RCCDMX, al momento de utilizar sistemas de marcos de baja ductilidad combinados con muros acoplados (lo cual es una práctica común en la ingeniería civil mexicana), ambos se deberán diseñar con el menor factor de comportamiento sísmico  $Q$  de los sistemas seleccionados, siendo este,

típicamente, igual a 2, aun cuando los requisitos que se deban aplicar para el diseño y detallado de las trabes de acoplamiento sean más estrictos que los requisitos aplicables a los muros que conectan.

Aunado a esto, las fuerzas sísmicas calculadas considerando un  $Q$  menor (asociadas a una menor capacidad de disipación de energía por comportamiento inelástico) son mayores, por lo tanto, al tomar en cuenta los requisitos de confinamiento para las diagonales de refuerzo, que son más estrictos, resulta en el diseño de trabes de acoplamiento sumamente reforzadas y resistentes comparadas con los muros a los que se conectan, incluso complicando su ejecución al momento de construirlas en sitio.

Por otro lado, no se encuentran requisitos que tomen en cuenta la relación entre la capacidad del muro de concreto con respecto al desarrollo de la plasticidad en la trabe de acoplamiento, por lo que, para muros pequeños o cortos conectados con trabes de acoplamiento (como en cubos de elevadores) puede resultar en un comportamiento inadecuado del sistema.

Por este motivo es necesario realizar una revisión de los criterios de diseño para el sistema estructural basado en muros acoplados, aunque se ofrecen disposiciones para diseñar los segmentos individuales muros y las trabes de acoplamiento, no se identifica con claridad el tipo de comportamiento buscado siguiendo los lineamientos normativos.

## **2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ACOPLADOS DE CONCRETO**

En esta investigación, se considera que la versión de 2017 y la versión 2020 de las NTC son homólogas, ya que los cambios que hubo en la versión 2020 fueron ligeras correcciones que no cambiaron las disposiciones generales para el tipo de estructuras considerados, además de la inclusión de los comentarios para hacer la norma más fácil de interpretar.

Las NTC-RCDF-2017/2020 y las NTC-CDMX-2023, en sus capítulos de diseño por sismo y diseño de estructuras de concreto, presentan criterios para el análisis de estructuras de muros acoplados de concreto. En el capítulo de diseño por sismo se permite realizar análisis dinámico modal para todo tipo de edificaciones, regulares e irregulares. Por ello y aunado a los avances en la ingeniería computacional que permiten realizar análisis de sistemas complejos en poco tiempo y con bajo costo computacional, y considerando la tendencia de las prácticas actuales donde cada vez es más común realizar análisis dinámicos modales, en este estudio se realizó el análisis y diseño de los muros acoplados de concreto mediante un código en lenguaje Python que automatiza la creación de modelos bidimensionales y su análisis modal espectral con el software ETABS®.

Para el modelado de los muros de concreto se optó por el método de columna ancha ya que la aproximación que ofrece ante métodos más complejos es suficientemente buena para considerarlo exacto, siempre y cuando se tenga una franja de aberturas (Tena Colunga, Rivera Hernández, & Vergara Sánchez, 2011). Adicionalmente permite una optimización en los recursos computacionales necesarios para realizar los análisis dinámicos espectrales. Posteriormente, para verificar el comportamiento del sistema mediante la aplicación de análisis estáticos no lineales, se realizó un programa utilizando la librería de OpenSeesPy, que integra el programa de análisis sísmico OpenSees al lenguaje de programación Python. Mediante este programa se automatizó la creación de estos modelos, considerando los muros como elementos barra de plasticidad distribuida según un modelo de fibras y las trabes de acoplamiento también con elementos barra, que cuentan con extremos rígidos, y que desarrollaran articulaciones plásticas en los extremos asociadas a cortante y flexión (Fig. 9).

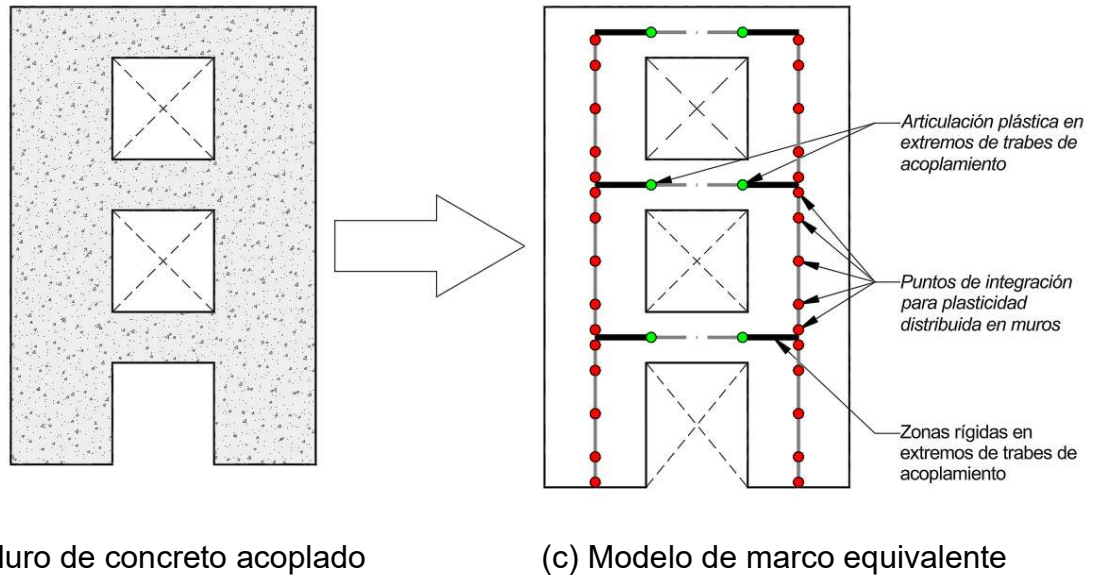


Fig. 9 Ejemplo de marco equivalente para muros de concreto acoplado. (Elaboración propia).

## 2.1. CRITERIOS DE ANÁLISIS DE MUROS Y MUROS ACOPLADOS DE CONCRETO

La NTC-Concreto-2017/2020 y la NTC-Concreto-2023 describen los criterios para el análisis de los muros de concreto y los muros acoplados de concreto en los apartados 7.4 y 6.5, respectivamente. Así mismo, se describen las disposiciones normativas relevantes que afectan el modelado de estos elementos:

### ***Inercias efectivas***

En ambas versiones de la norma se indica que, cuando se apliquen métodos de análisis lineal, es necesario considerar el efecto del agrietamiento en las rigideces de los elementos estructurales. Para tomar en cuenta el agrietamiento, se deben reducir los momentos de inercia a momentos de inercia efectivos. En la versión 2017/2020 se establecen estas reducciones en la tabla 3.2.1.

Tabla 1 Momentos de inercia efectivos para análisis lineales (extraído de NTC-Concreto-2017/2020).

Tabla 3.2.1 Momentos de inercia para cálculo de rigideces	
Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados <sup>1</sup>	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	$I_g$

<sup>1</sup> En vigas T se deberán incluir los anchos de patin especificados en el inciso 5.1.1.2.

En la versión 2023 de la norma, establece dos métodos para calcular las rigideces efectivas de los elementos estructurales. El primero se indica en el inciso 3.3.4.3. y en la

tabla 3.3.4.3.a donde se permite reducir las inercias brutas a inercias efectivas cuando se aplican métodos de análisis elásticos mediante factores que dependen del tipo de elemento a modelar. Estas condiciones se muestran a continuación:

Tabla 2 Factores para la obtención de inercias efectivas (extraído de NTC-Concreto-2023).

Tabla 3.3.4.3.a - Momentos de inercia y áreas transversales para análisis elásticos con cargas factorizadas

Elemento	Momento de inercia	Área de sección transversal para deformación axial	Área de sección transversal para deformaciones por cortante
Vigas y muros agrietados <sup>[1]</sup>	$0.35 I_g$	$A_g$	$b_w h$
Columnas agrietadas	$0.50 I_g$		
Columnas y muros no agrietados	$0.70 I_g$		
Losas planas <sup>2</sup>	$0.25 I_g$		

<sup>[1]</sup> En vigas T se deberán incluir los anchos de patín especificados en 3.3.2.1.

<sup>[2]</sup> En el caso de losas, considérese que el peralte del elemento está identificado con la variable  $t$ .

De la misma manera, El factor de reducción sólo considera el tipo de elemento a modelar (los cuales vuelven a ser de comportamiento predominantemente a flexión) y el estado de agrietamiento. Alternativamente, en el mismo inciso, se permite calcular los momentos de inercia efectivos con métodos más rigurosos como el que se muestra en la tabla 3.3.4.3.b, donde se permite calcular la inercia efectiva a flexión dependiendo de las condiciones de esfuerzos en la sección transversal y la cantidad de acero que esta disponga, tanto para columnas y muros, como para vigas y losas planas. Estos factores se muestran en la tabla 3 (Tabla 3.3.4.3.b, NTC-Concreto-2023)

Tabla 3 Ecuaciones alternativas para obtener las rigideces a flexión (Extraído de NTC-Concreto-2023).

Tabla 3.3.4.3.b – Valores alternativos de momentos de inercia para análisis elásticos con cargas factorizadas

Elemento	Valor alternativo de $I$ para análisis elástico		
	Mínimo	$I$	Máximo
Columna y muro	$0.35 I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right)$	$0.875 I_g$
Viga y losa plana	$0.25 I_g$	$(0.10 + 25p) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5 I_g$

Para elementos continuos a flexión, se permitirá que  $I$  se tome como el promedio de los valores obtenidos para las secciones críticas de momento positivo y negativo.  $P_u$  y  $M_u$  se calcularán a partir de la combinación de carga en consideración, o la combinación de  $P_u$  y  $M_u$  que produzca el menor valor de  $I$ .

Adicionalmente, la NTC-Concreto-2023 recomienda que se realice un análisis inicial considerando las rigideces efectivas al 50% en todos los elementos estructurales y después se ajusten las inercias efectivas con las ecuaciones de la tabla 3.3.4.3.b.

Como se muestra en las tablas 1 y 2, se consideran pocos elementos estructurales y sólo aquellos que cuentan con un comportamiento predominantemente controlado por flexión,

así mismo, sólo se considera el nivel de esfuerzos a las que estos estarán expuestos para calcular los momentos de inercia efectivos en la versión 2023. En este sentido, las disposiciones de las normas no son suficientes para modelar otro tipo de elementos que no exhiben comportamiento gobernado únicamente por flexión, como serían las trabes de acoplamiento.

Cuando se aplican métodos de análisis no lineal, la NTC-Concreto-2017/2020 en el apéndice D indica que el modelado se realizará con elementos de plasticidad concentrada en los extremos mientras que la zona central se tomarán las propiedades elásticas con el momento de inercia efectivo a flexión propuesto en (Haselton, Liel, Taylor Lange, & Deierlein, 2008), como se muestra en la siguiente ecuación:

$$I_{efec} = I_g \left( -0.02 + 0.98 \left( \frac{P}{A_g \bar{f}_c} \right) + 0.09 \left( \frac{L_s}{H} \right) \right) \quad \text{donde } 0.35I_g \leq I_{efec} \leq 0.80I_g$$

Por otro lado, en el Apéndice A de la NTC-Concreto-2023, cuando se aplican métodos de análisis no lineales, se permite utilizar la ecuación presentada en (Haselton, Liel, Taylor Lange, & Deierlein, 2008) Alternativamente, se indican los factores para obtener las inercias efectivas para más tipos de elementos estructurales, así como, para distintos estados de esfuerzos en la tabla 4. (Tabla A.3.2.2. de la NTC-Concreto-2023).

En la tabla 4 ya se incluyen los factores para obtener las inercias efectivas para trabes de acoplamiento, y adicionalmente, se incluyen los factores para obtener las áreas efectivas a cortante. No obstante, es importante recalcar que las disposiciones incluidas en el apéndice D de las NTC-Concreto-2017/2020 y el apéndice A de las NTC-Concreto-2023 aplican cuando se realiza un análisis no lineal con las condiciones indicadas en el mismo apéndice.

*Tabla 4 Inercias efectivas para análisis no lineales (Extraído de NTC-Concreto-2023).*

**Tabla A.3.2.2 - Rigideces efectivas para distintos elementos y acciones<sup>[1]</sup>**

Componente		Carga axial	Momento flexionante	Fuerza cortante
Vigas	No presforzada	$1.0E_cA_g$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	presforzada	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño <sup>[2]</sup>	$\geq 0.5A_gf'_c$	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	$\leq 0.1A_gf'_c$ o con tensión	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_cA_{st}$ (tensión)	$0.3I_g$	$0.4E_cA_g$
Muros estructurales <sup>[3]</sup>	En el plano	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
	Fuera del plano	$1.0E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Diafragmas (solo en el plano) <sup>[4]</sup>	No presforzado	$1.0E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
	presforzado	$1.0E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Vigas de acoplamiento	Con o sin refuerzo diagonal	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{l_n}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Cimentaciones corridas	En el plano	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	Fuera del plano <sup>[5]</sup>		$0.5E_cI_g$	

<sup>[1]</sup> Los valores tabulados para la rigidez axial, flexión y cortante deberán aplicarse simultáneamente al definir la rigidez efectiva de un elemento, a menos que se justifiquen combinaciones alternativas.

<sup>[2]</sup> Para columnas con compresión axial entre los límites indicados, la rigidez a flexión deberá determinarse por medio de interpolación lineal.

<sup>[3]</sup> Los valores tabulados son adecuados cuando los miembros se modelan utilizando elementos lineales para representar sus propiedades, se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico y en sus extremos tiene las articulaciones plásticas.

<sup>[4]</sup> Se deberá permitir que los diafragmas se modelen como rígidos en su propio plano si esto no conduce a diferencias en los resultados de los análisis.

<sup>[5]</sup> Los valores de rigidez dados para losas de cimentación dependen de las condiciones generales de la losa misma. Cuando los muros u otros miembros verticales no imponen restricciones suficientemente grandes, por ejemplo, por la existencia de aberturas en los muros, aunado a la presencia de cargas cíclicas reversibles, los valores de rigidez deberán disminuirse.

Aunque en la versión 2023 de la norma se presentan más opciones para calcular las rigideces efectivas, se mantiene la ambigüedad con respecto a los elementos que no se comportan predominantemente a flexión, como serían muros largos y trabes de acoplamiento, cuando se realizan análisis elásticos.

Para este estudio se consideraron ambos métodos presentados en la NTC-Concreto-2023 para el análisis dinámico modal espectral de los muros y para la verificación del comportamiento mediante análisis no lineales, ya que es de particular interés mostrar los resultados obtenidos mediante las disposiciones normativas locales.

### **Comportamiento ante cargas axiales y momentos flexionantes.**

En el inciso 7.4.2.1. de la versión 2020 se indica la siguiente condición:

$$P_u \leq 0.3f'_cA_g$$

Siendo  $A_g$  el área transversal del muro. Si se cumple la condición, la relación  $L/t$  se limita a 70 y se considera que el muro puede analizarse como una viga en voladizo con un comportamiento dominado por flexión. En caso contrario, la relación  $L/t$  se debe limitar a 40 y se debe considerar que el muro trabaja a flexocompresión. Así mismo, se indica que el espesor del muro no será menor a 130 mm ni menor a 0.06 veces la altura libre no

restringida a menos que se haga un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro o se suministre restricción lateral. En la versión 2023 de la norma, en el inciso 6.5.3, se mantienen los límites del comportamiento del muro respecto a la carga axial, así como, los límites a la relación  $L/t$ , no obstante, se aumenta el espesor mínimo de 130 mm a 140 mm para muros de carga.

En la mayoría de los casos, la carga axial que recibe el muro, considerando cargas gravitacionales y accidentales, suele ser pequeña comparada con la resistencia de los muros de concreto, por lo que generalmente se logra un comportamiento a flexión.

### **Distribución de momentos en los muros**

En ambas versiones de la norma se indica que los momentos  $M_u$  serán consistentes con la carga axial de diseño  $P_u$ . El momento  $M_u$  deberá considerar efectos de esbeltez y este se considerará constante en una altura crítica  $H_{cr}$  medida a partir de la base libre del muro. A partir del nivel  $H_{cr}$ , el diagrama de momentos se considerará lineal de tal forma que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y la punta del muro. Como se muestra en la Fig. 10.

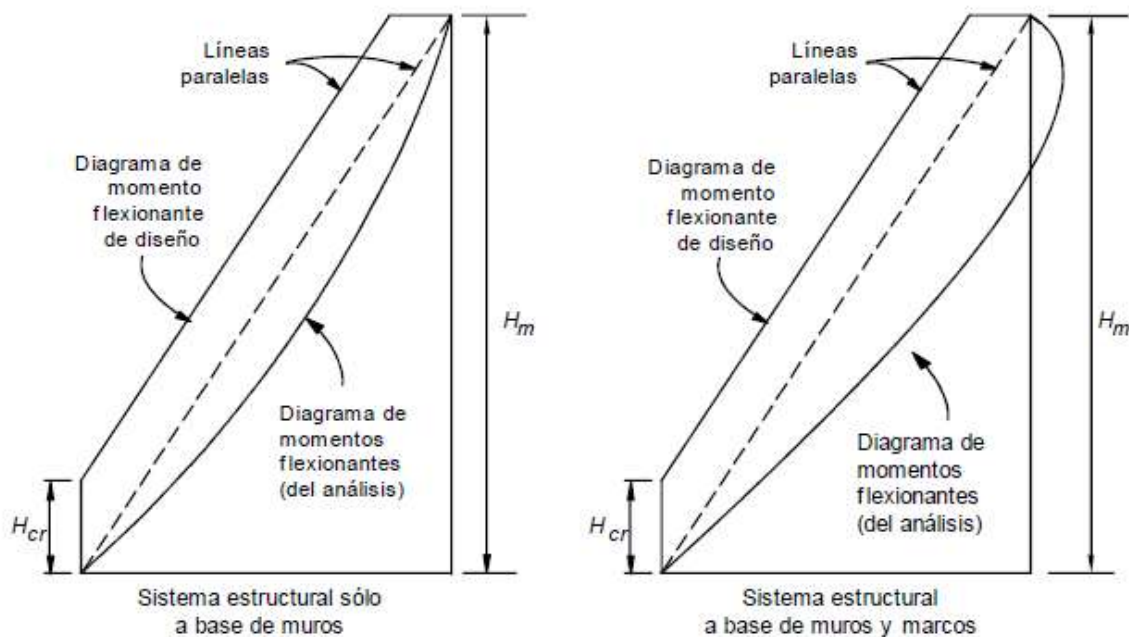


Fig. 10 Distribución de momentos a lo largo de la altura del muro. (Extraído de NTC-Concreto-2017/2020).

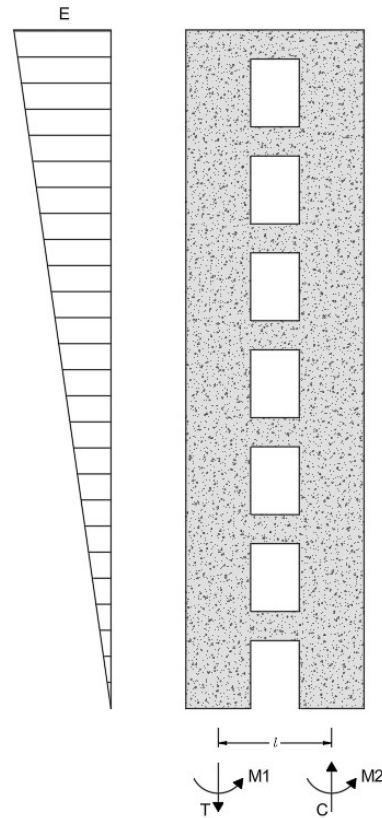
Esta distribución de momentos conduce a una gran sobre resistencia en los niveles superiores en la edificación, incluso cuando la interacción de los marcos reduce la flexión de los muros en estos niveles.

Tanto en la versión de 2017/2020 de la norma, como en la versión 2023, se indica que todas las disposiciones establecidas para segmentos de muros acoplados que deban resistir fuerzas laterales en su plano aplicarán para las vigas de acoplamiento, sin embargo, la versión 2023 indica que no se aceptará utilizar vigas de acoplamiento de ductilidad baja para disipar energía, es decir, cuando se realice un análisis no lineal, no debe considerarse la disipación de energía por comportamiento histerético de trabes que no puedan desarrollar grandes ductilidades.

### ***Grado de acoplamiento***

Un factor crucial en el análisis de sistemas basados en muros acoplados de concreto es el grado de acoplamiento. En (Archundia Aranda, González Cuevas, & Arellano Méndez, Diciembre 2020) se hace una recopilación del estado del arte respecto al análisis y diseño de muros acoplados, donde definen el grado de acoplamiento ( $DC$ ) como la relación entre El par generado por las fuerzas axiales en los muros ( $T y C$ ) y el momento de volteo del sistema ( $M_o$ ) (Fig. 11)

Los autores de este reporte muestran, con base a varios estudios previos, que el grado de acoplamiento de un sistema es una medida de la eficiencia en la transferencia de cortante entre muros a través de las trabes de acoplamiento. Este factor depende en gran medida de las inercias efectivas consideradas tanto para los muros como para las vigas de acoplamiento por lo que no es un valor constante a lo largo del evento sísmico. Es importante mencionar que cuando el sistema cuenta con un grado de acoplamiento bajo, los muros tienden a comportarse como muros aislados e independientes entre sí, en el otro extremo, cuando el sistema cuenta con un grado de acoplamiento alto, los muros se comportan como un único muro con aberturas.



$$M_o = M_1 + M_2 + T \cdot l$$

$$DC = \frac{T \cdot l}{M_o}$$

Fig. 11 Definición del grado de acoplamiento (Adaptado de (Archundia Aranda, González Cuevas, & Arellano Méndez, Diciembre 2020)

En dicho documento se mencionan distintas propuestas para calcular el grado de acoplamiento, la manera más común es calcular el grado de acoplamiento con base en las reacciones de los muros individuales, como se describió anteriormente, otras propuestas se han realizado con enfoques estadísticos como la propuesta realizada por (Harries, 2001), la cual indica que el grado de acoplamiento se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$k\alpha H = \sqrt{\left(1 + \frac{A_w I_w}{A_1 A_2 L^2}\right) \frac{12 N E_b I_b L^2}{l^3 h E_w I_w} H^2}$$

$$doc = \frac{200}{(k\alpha H)^2} \left(1 + \frac{\text{senoh}(k\alpha H) - k\alpha H}{\text{cosh}(k\alpha H)} \text{senoh}(k\alpha H) - \text{cosh}(k\alpha H) + \frac{(k\alpha H)^2}{2}\right)$$

Donde:

$N$  : Numero de vigas de acoplamiento en cada nivel

- $E_b$  : *Módulo de elasticidad de las traves de acoplamiento*  
 $I_b$  : *Momento de inercia de las traves de acoplamiento*  
 $E_w$  : *Módulo de elasticidad de los muros*  
 $A_w$  : *Suma de las áreas individuales de los muros acoplados*  
 $I_w$  : *Suma de momentos de inercia de los muros*  
 $L$  : *Brazo de palanca entre el centroide de la sección de los muros*  
 $l$  : *Claro libre de las vigas*  
 $H$  : *Altura total del sistema acoplado*  
 $h$  : *Altura típica de entrepiso*

El grado de acoplamiento generalmente se calcula a partir del equilibrio de las reacciones en la base de los muros, por lo que es necesario realizar un análisis previo. Este parámetro mide la interacción entre muros y depende tanto de las propiedades mecánicas del sistema como de la forma en que se distribuyen las cargas. Por lo que en este estudio se calculó el grado de acoplamiento basado en el equilibrio de acciones en la base como se indica en (Archundia Aranda, González Cuevas, & Arellano Méndez, Diciembre 2020)

## **2.2. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO Y VIGAS DE ACOPLAMIENTO.**

Las NTC-Concreto-2017/2020 establecen los requerimientos para el diseño de los muros de ductilidad baja, media y alta en los capítulos 7.4, 8.4 y 9.4, respectivamente. Es importante resaltar que los capítulos 7.4 y 8.4 hacen referencia al apartado 10.3.7 (Diseño de refuerzo en diagonal) para el diseño de traves de acoplamiento, independientemente del nivel de ductilidad, mientras que en el capítulo 9.4 no se indica un procedimiento para el diseño de traves de acoplamiento ya que no se consideraba el uso de traves de acoplamiento de ductilidad alta. Por otro lado, la NTC-Concreto-2023 establece estos requerimientos en los capítulos 6.5, 7.5 y 8.5. En los apartados 6.5.5.5, 7.5.2.3 de esta versión se indica el diseño de traves de acoplamiento de ductilidad baja y media conforme al capítulo 10 (método de puntal tensor), mientras que para traves de alta ductilidad se indica el procedimiento de diseño en el apartado 8.7.8 (Diseño de refuerzo en diagonal). En general, las disposiciones para el diseño de muros se mantuvieron sin cambios, en

cambio, en las disposiciones de diseño para las trabes de acoplamiento se cambiaron los métodos de diseño de refuerzo en diagonal por el método de puntales y tensores y viceversa.

### ***Diseño a flexión / flexocompresión de muros de concreto.***

Dependiendo de la relación entre la carga axial actuante se puede diferenciar entre un comportamiento a flexión como viga en voladizo y un comportamiento a flexocompresión como columna ancha, en ambos casos es necesario realizar un diseño con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, considerando el refuerzo vertical en un ancho efectivo de los patines (si se encuentra conectado a otros muros), de los elementos extremos (si existen) y en el alma del muro.

También se presentan métodos simplificados para el diseño a flexión cuando la carga axial y la cuantía de acero longitudinal son bajas, sin embargo, con la capacidad de cálculo de los programas comerciales, es sumamente fácil construir los diagramas de interacción para gran variedad de secciones transversales, por lo que es menos recurrente utilizar métodos simplificados para el diseño final de estos elementos.

Aunque la versión 2017/2020 de la norma menciona explícitamente que no es necesario colocar elementos de borde, si especifica que el refuerzo a compresión considerado para la resistencia a flexocompresión del muro se deberá concentrar en los extremos del muro dependiendo de la relación  $H_m/L$  siguiendo las siguientes condiciones:

$$\text{si } \frac{H_m}{L} \leq 1.2 \qquad b_{\text{borde}} = \left(0.25 - 0.1 \frac{H_m}{L}\right)/L \leq 0.4H_m$$

$$\text{si } \frac{H_m}{L} > 1.2 \qquad b_{\text{borde}} = 0.15L$$

En el primer caso el refuerzo de borde no se podrá reducir en toda la altura del muro. Mientras que, en el segundo se podrá reducir, de acuerdo con los diagramas de momentos y carga axial, a partir de la altura  $H_{cr}$  como se ve en el diagrama de la figura 9. Por otro lado, la versión del 2023 permite que los muros no cuenten con elementos de borde si estos forman un sistema dual de conformidad con la NTC-Sismo-2023, sin embargo, se conservan los límites en la relación de aspecto, las dimensiones de los anchos y alturas donde se colocará el refuerzo.

Adicionalmente, se establece que toda barra considerada para la resistencia de la sección y que trabaje a compresión debe estar restringida contra el pandeo. Esta restricción al pandeo se puede proveer mediante estribos cerrados o grapas detalladas adecuadamente con la separación vertical siendo la menor de las indicadas a continuación:

$$s \leq \begin{cases} 8d_b \text{ longitudinal} \\ 24d_b \text{ estribo} \\ t_{\text{muro}}/2 \end{cases}$$

Las cuantías de acero máximas y mínimas no se establecen explícitamente para muros de concreto con baja ductilidad, sin embargo, como se indican que se diseñen como vigas en voladizo o como columnas a flexocompresión, se podría considerar válido aplicar las cuantías máximas de estos tipos de elementos dependiendo de cómo se comporte el muro.

### ***Diseño de muros de concreto ante fuerzas cortantes***

Para estimar la resistencia del muro ante fuerzas cortantes, se toma un criterio similar al de vigas y columnas, donde la resistencia del elemento se considera como la suma de la aportación de la matriz de concreto más la aportación del acero transversal. En caso de muros de concreto, el acero de refuerzo que contribuye a la resistencia a cortante no es sólo el acero horizontal, sino el acero vertical ubicado en el alma del muro.

En la versión 2017/2020 se indica que si la relación H/L del muro o del segmento del muro no excede de 1.5 se aplicará la ecuación  $V_{CR} = 0.85F_R\sqrt{f'_c}tL$ , mientras que, si la relación H/L supera de 2, se deberán considerar las ecuaciones para obtener el cortante resistente como si fueran trabes, en las cuales se toma en cuenta la influencia de la cantidad del acero que trabaja a tensión en la resistencia a cortante. Cuando la relación H/L se encuentre entre 1.5 y 2, se permite interpolar linealmente. Estas ecuaciones se muestran en la columna izquierda de la tabla 5.

En la versión de 2023, con el fin de ser consistente en la estimación de la resistencia al cortante a lo largo de la norma, el formato cambió para considerar la aportación de ambos materiales (concreto y acero) en una misma ecuación (tabla 5). Para poder discutir los cambios realizados, esta ecuación se puede factorizar en la aportación del concreto y la

aportación del acero de refuerzo. La variación de la resistencia aportada por el concreto con respecto a la relación H/L se encuentra implícito en el factor  $\alpha_c$ . En este mismo factor también se toma en cuenta la variación de la resistencia si el muro se encuentra a tensión. Alternativamente, se permite el uso del método de puntales y tensores para calcular la resistencia del muro.

*Tabla 5 comparativa entre las ecuaciones para el cálculo de la aportación del concreto a la resistencia a cortante. (adaptad de NTC-Concreto-2017/2020 y NTC-Concreto-2023)*

<i>NTC-Concreto-2017/2020</i>	<i>NTC-Concreto-2023</i>
$V_R = V_{CR} + V_{SR}$ <p>si <math>H/L \leq 1.5</math></p> $V_{CR} = 0.85F_R\sqrt{f'_c}tL$	$V_R = F_R(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt})A_{cv}$ $V_{CR} = F_R(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c})A_{cv}$
<p>si <math>H/L \geq 2</math></p> <p>si <math>\rho \leq 0.015</math> <math>V_{CR} = F_R(0.2 + 20\rho)bd\sqrt{f'_c}</math></p> <p>si <math>\rho &gt; 0.015</math> <math>V_{CR} = F_R0.5bd\sqrt{f'_c}</math></p> <p>donde <math>b = t</math> y <math>d = 0.8L</math></p> $V_{SR} = F_R\rho_m f_y A_{cm}$	$\alpha_c = \begin{cases} 0.80, & H/L \leq 1.5 \\ 0.53, & H/L \geq 2.0 \end{cases}$ <p>si el muro se encuentra en tensión (<math>P_u &lt; 0</math>)</p> $\alpha_c = 0.53 \left( 1 + \frac{P_u}{35A_g} \right) \geq 0$ $V_{SR} = F_R\rho_t f_{yt} A_{cv}$

En la versión de 2023 ya no se toma en cuenta la variación que tiene la resistencia a cortante del concreto con respecto a la cantidad de acero de refuerzo que trabaja en tensión, esto debido a que la resistencia a cortante en muros de concreto se desarrolla por puntales a compresión del concreto.

Si el cortante último es mayor al cortante resistente del concreto, será necesario suministrar acero de refuerzo en el alma del muro, tanto vertical como horizontal. En ambas versiones de la norma la cuantía de acero horizontal se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}}$$

Y la cuantía del acero de refuerzo vertical se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho_n \geq 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_m - 0.0025)$$

Donde:

$$\rho_m = \frac{A_{vm}}{S_m t}; \quad \rho_n = \frac{A_{vn}}{S_n t};$$

- $A_{vm}$  Área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $S_m$ ;
- $A_{vn}$  Área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $S_n$ ;
- $S_m$  Separación del refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño;
- $S_n$  Separación del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño

En ambos casos, la norma indica que se debe colocar una cuantía mínima de acero de refuerzo. En la versión de 2017/2020 se debe cumplir con una cuantía mínima de 0.0025 para ambas direcciones, mientras que en la versión de 2023 se hace un desglose de las cuantías mínimas para distinguir distintos criterios, como el tipo de refuerzo no presforzado, el tamaño de las barras, la resistencia de estas y el tipo de muro a construir.

Para evitar fallas prematuras por el aplastamiento del puntal a compresión, se limita el cortante de diseño a la siguiente expresión:

$$V_u \leq 2\sqrt{f'_c} A_{cv}$$

### **Detallado del refuerzo a cortante**

La versión 2017/2020 de la norma indica que, si el espesor del muro es mayor a 150 mm o si el esfuerzo medio a cortante debido a las cargas de diseño es mayor a  $0.6\sqrt{f'_c}$ , el refuerzo a cortante se colocará en dos capas distribuido uniformemente con una separación no mayor a 350 mm. En la versión de 2023 se hace distinción entre muros colados en sitio y muros prefabricados. Para los muros colados en sitio indica que la separación máxima del acero longitudinal (vertical) será el menos de tres veces el espesor, 450 mm y si es necesario incluir acero de refuerzo para resistir fuerzas cortantes en el plano, la separación de este no debe ser mayor a un tercio de la longitud del muro. En muros prefabricados la separación máxima será el menor de 5 veces el espesor y 450

mm para muros exteriores y 750 mm para muros interiores. Si se requiere resistir fuerzas cortantes en el plano, los límites serán los mismo que los indicados para muros colados en sitio. Con respecto al refuerzo transversal (horizontal), los límites indicados se mantienen con la modificación de que, si se requiere refuerzo para resistir fuerzas cortantes en el plano, se disminuye la separación máxima a  $L/5$ .

Adicionalmente, en la NTC-Concreto-2023 se agregaron requisitos de refuerzo transversal para restringir el pandeo del acero que se considere para la resistencia a flexión o flexocompresión del muro y se encuentre trabajando a compresión.

### ***Diseño de vigas de acoplamiento***

Como se mencionó anteriormente, ambas versiones de la norma establecen que todos los requisitos aplicables para muros, o segmentos horizontales y/o verticales de estos, son aplicables para el diseño de trabes de acoplamiento, por otra parte, en la NTC-Concreto-2017/2020 se indica que, para trabes de ductilidad baja y media, se deben diseñar con las disposiciones establecidas en el apartado 10.3.7, el cual se establece el diseño con base en el refuerzo diagonal, mientras que en la NTC-Concreto-2023 se establece que se deben diseñar por el método de puntales y tensores explicado en el capítulo 10. En la versión 2023 de las normas se incluye el diseño con base en el refuerzo diagonal, aunque se reserva para el diseño de trabes de acoplamiento en sistemas de alta ductilidad, por lo que se agregan requisitos más estrictos para su diseño.

En la versión de 2017/2020 se indica que para vigas de acoplamiento con relación  $L/h$  iguales o menores a 2 que unan dos muros se considerarán como vigas de gran peralte. Se establece que estos elementos deberán ser reforzados con dos grupos de barras diagonales dispuestas de manera simétrica respecto al centro del elemento. Debido al tipo de comportamiento que se genera en estos elementos, se supone que las fuerzas de interacción entre los muros que se conectan se transmitirán a través de estas diagonales trabajando a tensión o compresión.

Para el diseño de estos elementos, la versión de 2017/2020 indica que se debe desprestigiar la contribución del concreto y se debe seleccionar el área de acero longitudinal de cada diagonal  $A_{sd}$  con la siguiente ecuación:

$$V_u = 2F_R A_{sd} f_y \sin \theta \leq 2.5 F_R \sqrt{f'_c} b d$$

Donde:

$\theta$  es el ángulo que forma el elemento diagonal respecto al eje horizontal de la viga de acoplamiento.

Para la colocación del acero de refuerzo se establece que deberá contar con al menos cuatro barras rectas y las dimensiones de los elementos diagonales deberán ser al menos iguales a  $b/2$  para el lado perpendicular a la viga de acoplamiento y  $b/5$  para el lado paralelo al plano de la viga, donde  $b$  es el espesor de la viga de acoplamiento. Adicionalmente, se indica que las barras deberán anclarse en los muros al menos 1.5 veces la longitud de desarrollo si no se cuenta con elementos de borde, si se cuenta con elementos de borde, se podrá reducir el anclaje a 1.2 veces la longitud de desarrollo (Fig. 11).

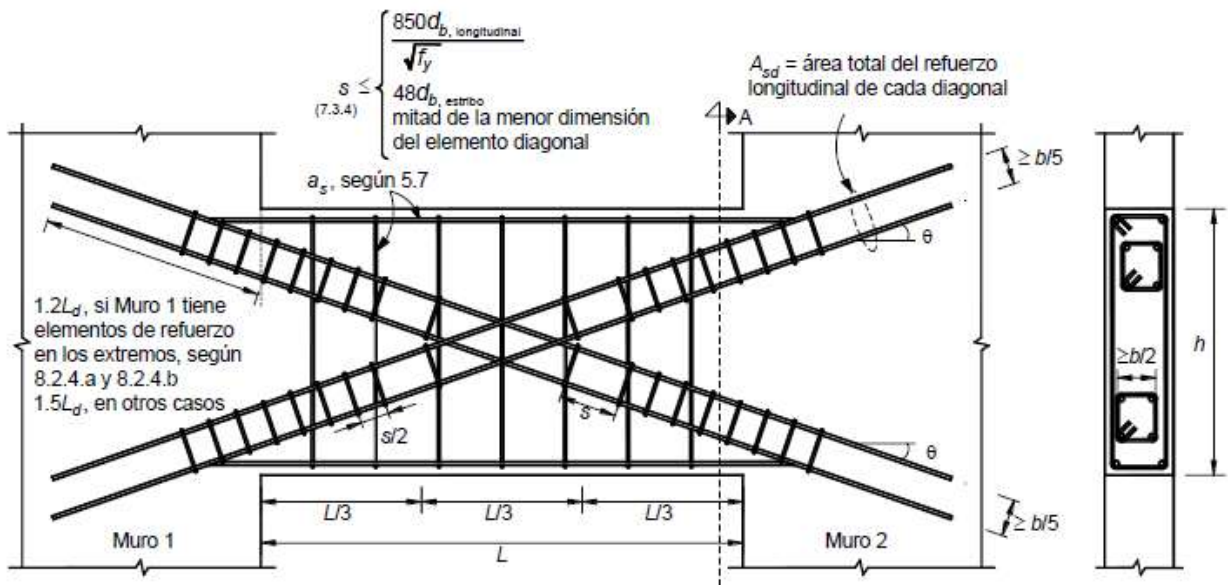


Fig. 12 Esquema de refuerzo para vigas de acoplamiento con  $L/h \leq 2$ , incluyendo requisitos de dimensionamiento, anclaje en muros y confinamiento de los elementos diagonales y refuerzo de la viga de acoplamiento. (Adaptado de NTC-Concreto-2017/2020).

El diseño de refuerzo diagonal para las traveses de acoplamiento ignora la aportación del concreto debido al agrietamiento, como se describe en (Paulay & Priestley, 1992), por lo que se indican requisitos de confinamiento para que la diagonal de refuerzo que se encuentra en compresión pueda desarrollar su resistencia correctamente. Por otro lado,

al no considerar la resistencia aportada por el acero fuera de las diagonales, se indica que este debe cumplir con las cuantías por cambios volumétricos.

Es importante hacer notar que, la restricción al cortante de diseño de  $\frac{V_u}{F_{Rv} \sqrt{f'_c} b d} \leq 2.5$  corresponde a valores en los que las vigas con esta configuración de refuerzo se comportan adecuadamente según las pruebas de laboratorio. En la versión de 2023 se aumentó el límite anterior a  $\frac{V_u}{F_{Rv} \sqrt{f'_c} b d} \leq 2.65$ , debido a que, con los requisitos de confinamiento, se reconoce que las trabes son capaces de desarrollar ductilidades adecuadas a estos niveles de cortante.

En los comentarios de la norma se indica que para relaciones de L/h mayores a 2, se permite diseñar como vigas esbeltas, sin embargo, como se mostró en el capítulo anterior, reforzar de manera convencional a las trabes de acoplamiento puede conducir a mecanismos de colapso asociados a fallas por tensión diagonal o deslizamiento en los extremos, reduciendo drásticamente la ductilidad de la sección.

*Tabla 6 Métodos de análisis y diseño para trabes de acoplamiento establecidos en la normativa.*

Demanda de ductilidad	Normativa	
	NTC-2017/2020	NTC-2023
Baja (Q=2)	Ref. diagonal / Puntal tensor	Puntal tensor
Media (Q=3)	Ref. diagonal / Puntal tensor	Puntal tensor
Alta (Q=4)	No se indica	Ref. diagonal

### ***Diseño de trabes de acoplamiento mediante el método de puntales y tensores.***

Las NTC-Concreto permite realizar el diseño de las trabes de acoplamiento mediante el método de puntales y tensores, en la versión 2017/2020 se indicaba como un método alternativo para estructuras de ductilidad baja a alta, mientras que en la versión 2023 es el método indicado para estructuras de ductilidad baja y media. En los elementos de concreto existen zonas donde la hipótesis de que existe una distribución lineal de deformaciones no es válida, esto se debe por perturbaciones en la distribución de

esfuerzos causadas por cargas concentradas, la presencia de discontinuidades geométricas o cambios abruptos en la sección. En estas zonas, la transferencia de esfuerzos se presenta principalmente a través de fuerzas de compresión en el concreto y fuerzas de tensión en el refuerzo. El método consiste en modelar estas zonas utilizando una armadura ficticia donde los elementos de la armadura que trabajen a compresión se considerarán puntales de concreto y los elementos que trabajen a tracción como tensores de acero.

En este método se deben revisar los siguientes estados límite:

- Fluencia de los tensores.
- Aplastamiento de los puntales.
- Falla de la conexión en las zonas nodales que conectan los puntales y tensores.
- Falla de anclaje en los tensores.

Si bien el método de puntales y tensores presenta una alternativa de análisis para zonas donde la teoría elástica de Euler-Bernoulli no es aplicable, debido a que no se cumple la hipótesis de que la distribución de esfuerzos es lineal a lo largo de la sección, este método consume bastante tiempo. Esto ocurre porque el método consiste en proponer una geometría hipotética de la armadura, comprobar el estado de los puntales y tensores, y en caso de que alguno no tenga la resistencia necesaria, se deberá ajustar la geometría, siempre respetando criterios geométricos, convirtiéndose en un método iterativo.

En (Lim & Hwang, 2015) se presenta un modelo de puntales y tensores para el diseño de trabes de acoplamiento con refuerzo en diagonal. Este estudio demuestra con pruebas experimentales que la resistencia de la trabe de acoplamiento no solo se logra a través del acero de refuerzo en diagonal, si no que el concreto también proporciona resistencia a lo largo del puntal diagonal. Por otro lado, también demuestra que el límite establecido a cortante se subestima ya que en los especímenes ensayados se mantuvo un buen comportamiento histerético a niveles de cortante varias veces mayores que el límite establecido en el ACI-318-19 (el cual es el mismo que en la NTC-Concreto-2023). El estudio recomienda diseñar la trabe de acoplamiento a través de un análisis convencional por flexión para el nivel de demanda del sismo base de diseño (DBE) y se estime la capacidad del elemento para demandas asociadas al sismo máximo considerado (MCE) con el modelo de puntales y tensores presentado a continuación.

El modelo presentado en (Lim & Hwang, 2015) considera la participación del puntal a compresión del concreto más la aportación proporcionada por las dos diagonales de acero reforzado (Fig. 13 y Fig. 14), mientras se satisface el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones incluyendo el debilitamiento del concreto reforzado por el agrietamiento, el cual se identificó en los ensayos realizado en su estudio.

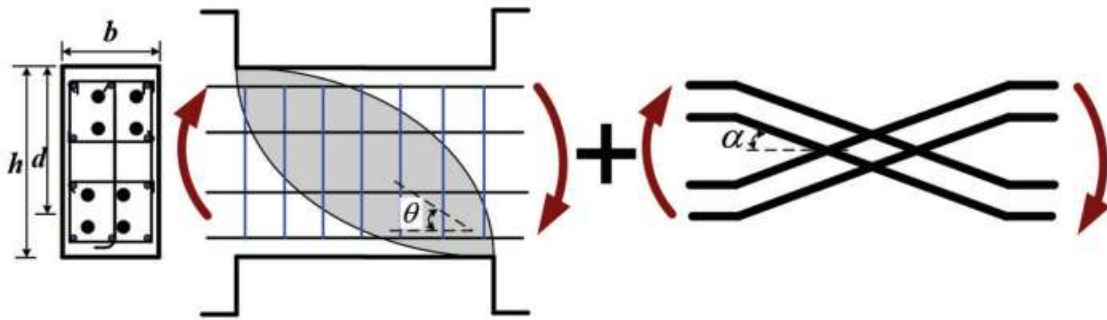


Fig. 13 Contribución del puntal de concreto y el refuerzo diagonal a la resistencia a cortante (Extraído de Lim & Hwang, 2015).

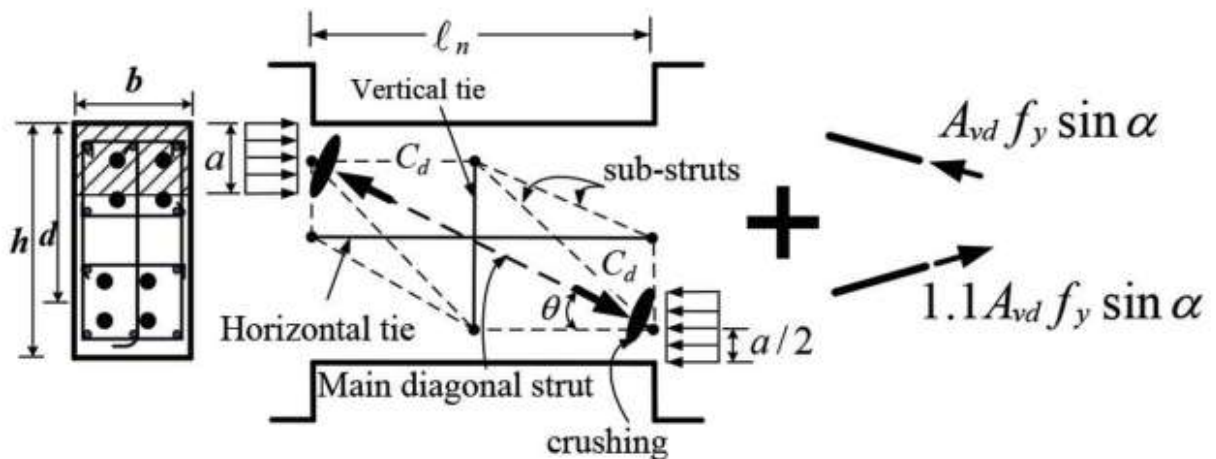


Fig. 14 Modelo de puntales y tensores para traveses de acoplamiento con refuerzo en diagonal (Extraído de Lim & Hwang, 2015).

En este modelo, la capacidad a cortante, para niveles de demanda asociados al sismo máximo creíble, puede estimarse como la resistencia a compresión del puntal de concreto y las barras de refuerzo en diagonal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$V_{STM} = C_d \sin \theta + 2A_{vd}f_y \sin \alpha$$

Donde:

$C_d$  y  $\theta$  representan la capacidad a compresión del puntal a compresión y el ángulo de inclinación de este puntal con respecto al eje de la trabe.

$A_{vd}f_y$  y  $\alpha$  representan la resistencia del puntal a tensión proporcionada por el acero de refuerzo diagonal y el ángulo de inclinación de la diagonal con respecto al eje de la trabe.

Para estimar la capacidad de la trabe es necesario considerar el valor esperado de la fluencia del acero, así como, el endurecimiento por deformación. Por este motivo, el factor (1.0+1.1) en la ecuación se propuso para tomar en cuenta la aportación tanto de la diagonal de acero que fluye a compresión, como de la diagonal de acero que fluye a tensión y se endurece por deformación (Fig. 14).

Como la capacidad a cortante de la sección disminuye con el agrietamiento, producido a niveles de demanda asociados al MCE, es necesario tomar en cuenta el comportamiento no lineal del concreto en el modelo de puntales y tensores. Por ello, para representar el comportamiento no lineal del concreto, el autor propone modelar la profundidad de la zona a compresión usando el bloque equivalente a compresión  $\alpha$  (Fig. 14). Por lo que la inclinación del puntal a compresión se puede calcular de la siguiente manera:

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h - 2x^{\alpha}/2}{l_n} \right)$$

Donde  $h$  es el peralte total de la trabe y  $l_n$  el claro libre.

El modelo considera la contribución del concreto no sólo por parte de la diagonal principal, si no que toma en cuenta los sub puntales. Estos sub puntales adicionales son el resultado de la presencia del refuerzo a cortante, colocado vertical y horizontalmente, representadas como tensores verticales y horizontales (Fig. 14). Por lo tanto, la resistencia a la compresión de un puntal diagonal de concreto  $C_d$  se estima como:

$$C_d = K\zeta f'_c A_{str}$$

Donde  $A_{str} = a * b$ , siendo  $a$  la profundidad del bloque a compresión y  $b$  el ancho de la trabe de acoplamiento,  $\zeta$  indica el coeficiente de debilitamiento del concreto por agrietamiento calculado como:

$$\zeta = 3.35 / \sqrt{f'_c (MPa)} \leq 0.52.$$

El factor  $K$  representa el beneficio por considerar la presencia del refuerzo vertical y horizontal en la trabe de acoplamiento, debido a que el mecanismo de transferencia de fuerzas generado en el modelo de puntales y tensores requiere considerar este refuerzo como tensores. Las NTC-2020 y 2023, requieren que se refuerce completamente la trabe por confinamiento (ya sea por cambios volumétricos o por confinamiento); por este motivo, el factor  $K$  se puede calcular como:

$$K \approx \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} + \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} - 1$$

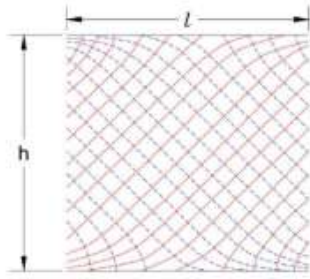
Donde  $\gamma_h$  y  $\gamma_v$  representan la fracción de la compresión diagonal transmitida a través de los tensores horizontales y verticales, respectivamente. Estos se estiman como sigue:

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \quad \text{para } 0 \leq \gamma_v \leq 1 \qquad \gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad \text{para } 0 \leq \gamma_h \leq 1$$

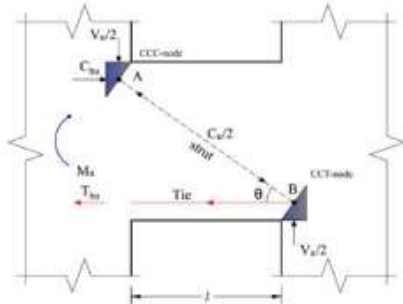
Este modelo es adecuado para trabes de acoplamiento que cuenten con una relación  $l_n/h \leq 2$  y tengan refuerzo diagonal. Para relaciones mayores sería más adecuado diseñar las trabes de acoplamiento con otros modelos de puntales y tensores.

En El-zoughiby, Amasha, & Ghaleb (2024) se propone un modelo unificado de puntales y tensores para el diseño de trabes de acoplamiento con refuerzo convencional. Este modelo consiste en tres casos dependiendo del número de paneles, el cual dependerán de la geometría de la trabe y la trayectoria de esfuerzos principales, es decir, también depende de la demanda de cortante para definir el número de paneles.

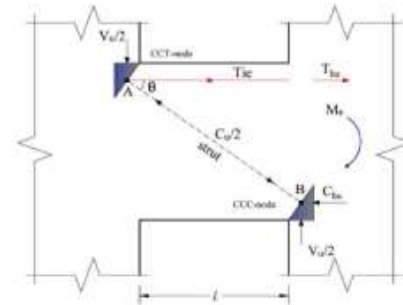
El modelo esta verificado y validado dentro del estudio para los modelos de uno y dos paneles, correspondiendo a trabes con relaciones  $L/h$  entre 2 y 4, ya que no es común encontrar trabes de acoplamiento con las dimensiones para utilizar tres paneles, por lo que debe verificarse con otros métodos cuando se utilicen tres o más paneles. Las ecuaciones propuestas en el estudio están calibradas para obtener una relación demanda/capacidad objetivo de 0.95 en los puntales y las zonas nodales. Por otro lado, este método es efectivo para ángulos  $\theta$  no menores a  $25^\circ$ .



a- Principal stress trajectories – Abaqus

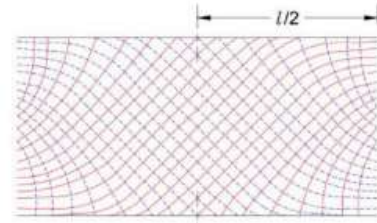


b- Simple cantilever with bottom steel

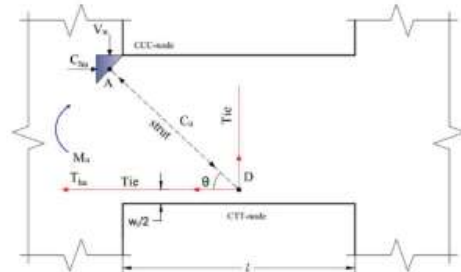


c- Simple cantilever with top steel

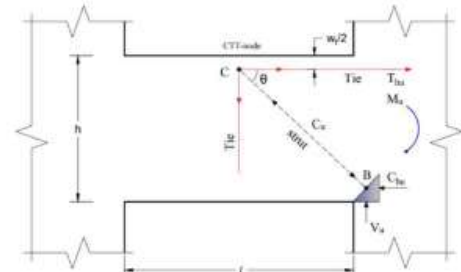
Fig. 15 Determinación del modelo unificado de un panel (Extraído de El-Zoughiby, Amasha, & Ghaleb, 2024).



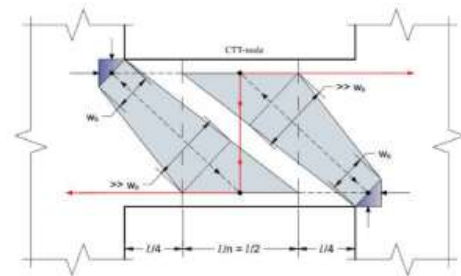
a- Principal stress trajectories – Abaqus



b- Simple cantilever at left part



c- Simple cantilever at right part



d- Vertical tie in two-panel model

Fig. 16 Determinación del modelo unificado de dos paneles (Extraído de El-Zoughiby, Amasha, & Ghaleb, 2024).

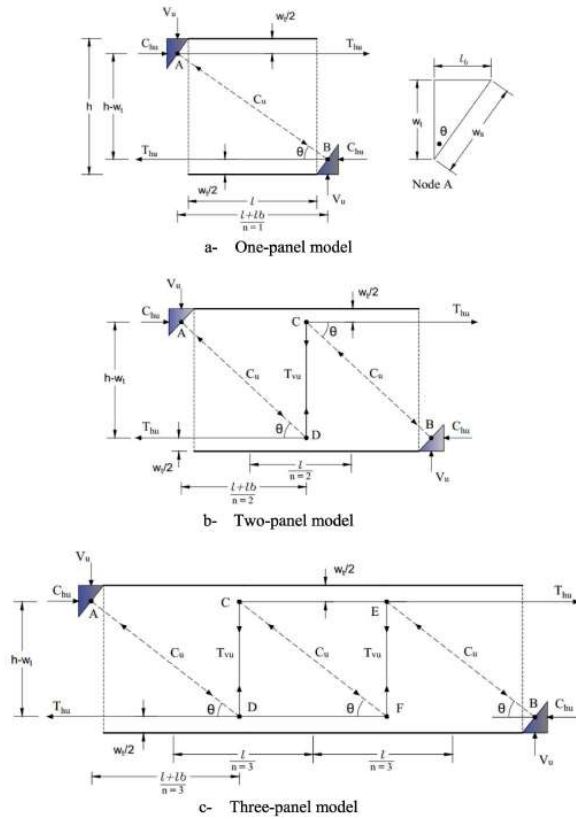


Fig. 17 Modelo unificado de uno, dos y tres paneles (Extraído de El-Zoughiby, Amasha, & Ghaleb, 2024).

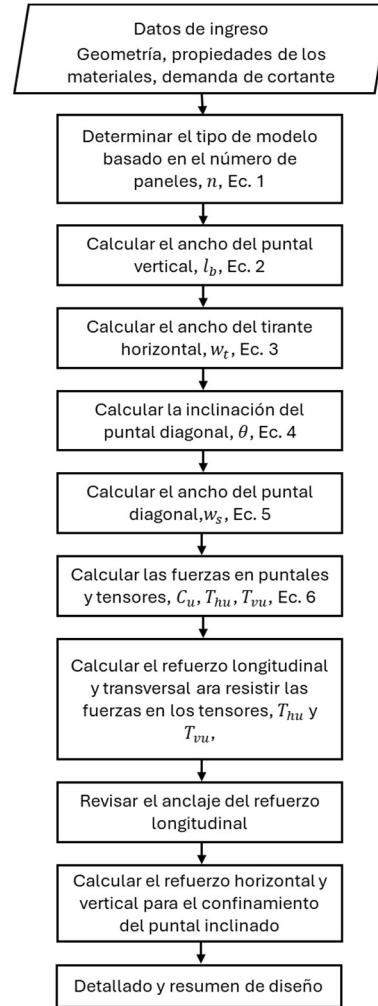


Fig. 18 diagrama de flujo para el diseño de traves de acoplamiento con el modelo propuesto (Extraído de El-Zoughiby, Amasha, & Ghaleb, 2024).

A continuación, se muestran las ecuaciones propuestas en (El-zoughiby, Amasha, & Ghaleb, 2024) para el método, adaptadas a las disposiciones establecidas en las NTC-Concreto-2017/2020 y 2023 como propuesta para el diseño de traves de acoplamiento con refuerzo convencional:

$$n = 0.5 \left[ \left( l + \frac{V_u}{0.45 f'_c b} \right) / \left( h - 2 \frac{V_u}{0.45 f'_c b} \right) \right] \quad \text{Ec. 1}$$

Si el valor de  $n$  resulta ser menor a 1, el modelo de un panel es el adecuado, si se encuentra entre 1 y 2, el modelo de dos paneles es el adecuado, y así consecutivamente.

- Una vez obtenido el número de paneles, y el modelo adecuado para el diseño, se determinan las dimensiones de las zonas nodales A o B (Fig. 17)

$$l_b = \frac{V_u}{0.45f'_c b} \quad \text{Ec. 2}$$

$$w_t = \frac{nh - \sqrt{(nh)^2 - 4nl_b(l + l_b)}}{2n} \quad \text{Ec. 3}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{l_b}{w_t} \quad \text{Ec. 4}$$

$$w_s = \frac{l_b}{\sin \theta} \quad \text{Ec. 5}$$

Donde  $l_b$  y  $w_t$  son el largo y el ancho de la zona nodal,  $w_s$  es el ancho del puntal de concreto a compresión que se conecta en la zona nodal y  $\theta$  es el ángulo entre los puntales y tensores. Cómo los tensores verticales se distribuyen de manera uniforme a lo largo de la trabe, este ángulo es igual para todos los nodos. Por otro lado, el método de puntales y tensores es efectivo cuando este ángulo es mayor a  $25^\circ$ , por lo que si para el número de paneles seleccionado este resultara menor a  $25^\circ$ , se debe probar con el número siguiente de paneles.

- Por las condiciones de equilibrio en los nodos A y B, ubicados en los extremos, la fuerza  $C_u$  en el puntal inclinado de concreto a compresión debido al cortante último, en términos del ángulo entre el puntal y el tensor  $\theta$ , será:

$$C_u = \frac{V_u}{\sin \theta} \quad \text{Ec. 6}$$

La resistencia del puntal debe ser mayor que la fuerza desarrollada en él cumpliendo la siguiente desigualdad:

$$C_u \leq \phi C_n \quad \text{Ec. 7}$$

- El factor de resistencia  $\phi$  será igual a 0.75, por otro lado, la resistencia nominal a compresión del puntal será:

$$C_n = f_{ce}^s A_{cs} = f_{ce}^s (w_s b) \quad \text{Ec. 8}$$

Donde  $f_{ce}^s$  es la resistencia efectiva a compresión del concreto en el puntal;  $A_{cs}$  es el área de la sección transversal del puntal en la posición donde se evalúa  $C_n$ ;

- La resistencia efectiva del concreto a compresión en el puntal será:

$$f_{ce}^s = 0.85\beta_c\beta_s f'_c \quad \text{Ec. 9}$$

Donde los factores  $\beta_c$  y  $\beta_s$  se establecen en el ACI 318-19 y las NTC-Concreto-2023 los retoma. El factor  $\beta_c$  representa el aumento en la resistencia por el confinamiento, sin embargo, recomiendan tomarlo igual a 1.0 de forma conservadora.  $\beta_s$  es el factor de efectividad del puntal el cual toma en cuenta si es interior o de borde y si se cumple con una cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical, se toma como 0.75 en puntales interiores, y 1.0 en puntales de borde.

Para verificar la eficiencia del puntal se debe calcular el factor  $SR_{strut}$  de la siguiente manera:

$$SR_{strut} = \frac{C_u}{\phi C_n} = \frac{V_u}{\sin \theta} \times \frac{1}{\phi(0.85\beta_c\beta_s f'_c)(w_s b)} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 10}$$

El valor de  $\frac{V_u}{0.45f'_c b}$  en la Ec. 1 se calibró para un  $SR_{strut}$  objetivo de 0.95, sin embargo, este factor debe verificarse.

- Para mantener el equilibrio, la tracción desarrollada en los tensores horizontales es igual a la compresión horizontal en los nodos ( $T_{hu} = C_{hu}$ ), entonces las tensiones en las cuerdas ubicadas en las caras superior e inferior de los modelos, será igual a:

$$T_{hu} + C_{hu} = 2T_{hu} = nC_u \cos \theta \quad \text{Ec. 11}$$

Por lo que el refuerzo longitudinal  $A_{sl}$  requerido para resistir esta tensión dependerá tanto de la compresión en el puntal como del número de paneles, y será igual a:

$$A_{sl} = \frac{T_{hu}}{\phi f_y} \quad \text{Ec. 12}$$

- De la misma manera, la tracción desarrollada en el tensor vertical dependerá de la demanda a cortante que, a su vez, se ve reflejada en la compresión desarrollada en el puntal de concreto, por lo que esta tracción es igual a:

$$T_{vu} = V_u = C_u \sin \theta \quad \text{Ec. 13}$$

Y el refuerzo vertical  $A_{sv}$  para resistir esta tensión es:

$$A_{sv} = \frac{T_{vu}}{\phi f_y} \quad \text{Ec. 14}$$

- Como las zonas nodales A y B son iguales, basta con revisar una de ellas, para ello se debe verificar que:

$$V_u \leq \phi F_{nn} \quad \text{Ec. 15}$$

$$F_{nn} = f_{ce}^n A_{cn} = f_{ce}^n (l_b b) \quad \text{Ec. 16}$$

$$f_{ce}^n = 0.85 \beta_c \beta_n f'_c \quad \text{Ec. 17}$$

Donde  $F_{nn}$  es la resistencia nominal del nodo;  $A_{cn}$  es el área transversal del nodo donde se evalúa su resistencia;  $f_{ce}^n$  es la resistencia efectiva del concreto en el nodo; y los factores de  $\beta_c$  Y  $\beta_n$  son los factores de confinamiento y de eficiencia en el nodo, respectivamente. Estos factores se establecen en el ACI 318-19 y las NTC-Concreto-2023 como  $\beta_c = 1$  y  $\beta_n = 0.8$ , sin embargo, como el factor de eficiencia del nodo es mayor al factor de eficiencia del puntal ( $\beta_s \leq \beta_n$ ) el puntal será el que gobierne el diseño.

Para verificar la eficiencia del nodo se debe calcular el factor  $SR_{node}$  de la siguiente manera:

$$SR_{node} = \frac{V_u}{\phi F_{nn}} = \frac{V_u}{\phi (0.85 \beta_c \beta_n f'_c) (l_b b)} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 18}$$

Al igual que el  $SR_{strut}$ , el  $SR_{node}$  se calibró para un valor objetivo de 0.95, sin embargo, debe revisarse.

- Para revisar los nodos centrales se debe seguir el mismo procedimiento para los nodos A y B, ubicados en los extremos. Debido a que para el desarrollo del modelo se consideró que los nodos son hidrostáticos y como los puntales aumentan de ancho conforme se acercan a los nodos centrales, para equilibrar los esfuerzos producidos por los tensores, los nodos centrales tendrán esfuerzos menores que los nodos extremos por lo que los nodos centrales no controlarán el diseño.

### 3. ANÁLISIS ELÁSTICO E INELÁSTICO DE SISTEMAS BASADOS EN MUROS ACOPLADOS

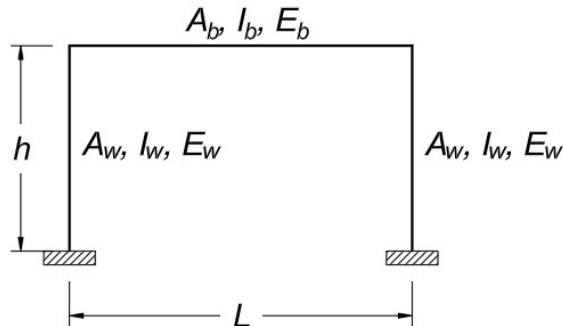


Fig. 19 Marco simple sin deformaciones a cortante.

Tomando en cuenta el marco de la Fig. 19 con una altura de entrepiso  $h$ , ancho de crujía  $L$ , el Módulo de elasticidad  $E_c$  y los momentos de inercia  $I_w$  e  $I_b$  para los muros y la trabe de acoplamiento, respectivamente, y considerando que las bases se encuentran empotradas y que los elementos son axialmente indeformables, la rigidez lateral del sistema se puede calcular realizando una condensación estática llegando a la siguiente expresión:

$$k_d = \frac{24E_c I_w}{h^3} * \frac{12\rho + 1}{12\rho + 4}$$

Donde:

$$\rho = \frac{\frac{EI_b}{L}}{2 \frac{EI_w}{h}}$$

Estas ecuaciones no toman en cuenta el efecto del cortante en las deformaciones ni el aumento de rigidez en la trabe de acoplamiento causada por los extremos rígidos, para tomar en cuenta estos factores y realizando la condensación estática, se llega a esta ecuación:

$$k_d = \frac{24EI_w}{h^3 * (1 + c_w)} * \left[ \frac{12\rho^2(4c_w + 1)(\alpha + 1 + \beta)^2 + \lambda(4c_w + 1)[(4c_w + 1)\rho + c_w + 1] + 12\rho(c_w + 1)[2(\beta^2 + \beta) + 2(\alpha^2 + \alpha) + 1] - 9(\beta - \alpha)^2}{12\rho^2(4c_w + 1)(\alpha + 1 + \beta)^2 + \lambda(4c_w + 4)[(4c_w + 1)\rho + c_w + 1] + 12\rho(c_w + 1)[2(\beta^2 + \beta) + 2(\alpha^2 + \alpha) + 1]} \right]$$

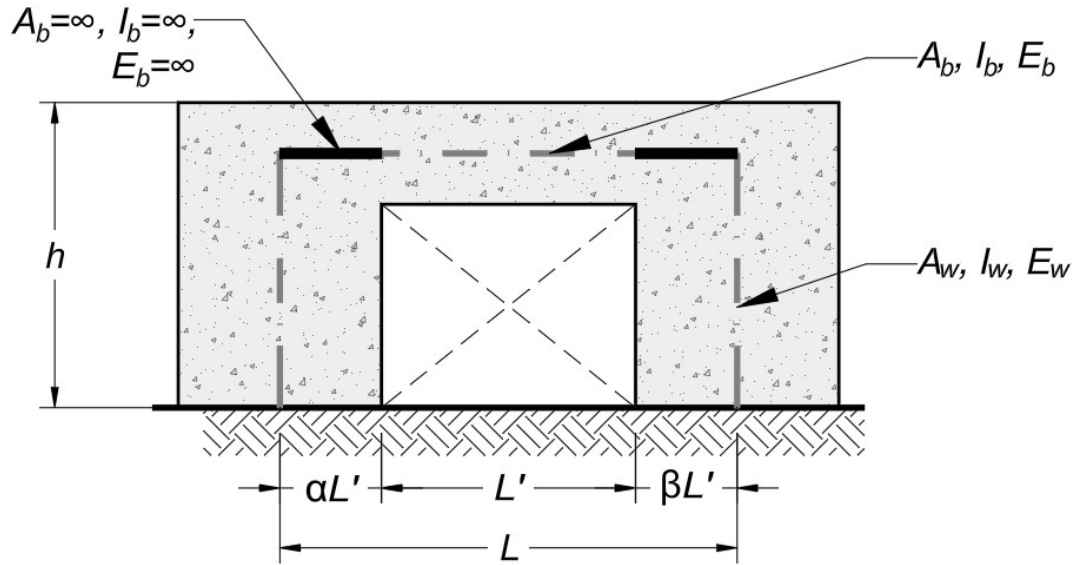


Fig. 20 Marco para considerar zonas rígidas y deformaciones a cortante.

Donde:

$$\rho = \frac{\frac{EI_b}{L'}}{2 \frac{EI_w}{h}} \text{ y } \lambda = \frac{4c_b + 1}{4c_w + 1}$$

En las expresiones anteriores  $L'$  es la longitud libre de la trabe de acoplamiento,  $\alpha$  y  $\beta$  son las longitudes de los extremos rígidos divididas entre  $L'$ ,  $c_w$  y  $c_b$  son los coeficientes de rigidez al corte de los muros y de la trabe de acoplamiento, respectivamente, el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$c = \frac{6(1 + \nu)kI}{AL^2}$$

En esta expresión  $k$  es el factor de forma para el área a cortante,  $\nu$  es el módulo de poisson,  $I$  es el momento de inercia,  $A$  el área gruesa de la sección y  $L$  la longitud del elemento ( $h$ , para los muros y  $L'$  para la trabe de acoplamiento). Como se puede observar esta ecuación, si bien es general, es bastante complicada para su aplicación práctica.

Las siguientes dos ecuaciones corresponden a los casos donde los muros cuentan con la misma longitud y cuando los muros, además de contar con la misma longitud, los extremos de las trabes se consideran parcialmente rígidos

$$k_d = \frac{24E_c I_w}{h^3 * (1 + c_w)} * \frac{12(L_w + L_b)^2 \rho + \lambda * L_b^2 * (4c_w + 1)}{12(L_w + L_b)^2 \rho + \lambda * L_b^2 * (4c_w + 4)}$$

$$k_d = \frac{24E_c I_w}{h^3 * (1 + c_w)} * \frac{12(2\alpha + 1)^2 \rho + \lambda * (4c_w + 1)}{12(2\alpha + 1)^2 \rho + \lambda * (4c_w + 4)}$$

Las expresiones mostradas anteriormente se pueden utilizar para analizar marcos planos de un grado de libertad, sin embargo, en el ámbito profesional, lo más común es analizar sistemas de varios grados de libertad, por lo que es mejor recurrir a métodos matriciales para el análisis de estos sistemas.

Estas expresiones se obtuvieron formando la matriz de rigidez global a partir de las matrices locales de las barras que considera las deformaciones por cortante y los extremos rígidos. Debido al proceso de condensación, este procedimiento se vuelve tedioso y poco práctico para sistemas con más grados de libertad, por lo que se utilizará la formulación matricial implementada en los programas de análisis (ETABS y OpenSees) que toman en cuenta estos efectos.

### 3.1. GENERACIÓN DE MODELOS ESTRUCTURALES

Para verificar que las especificaciones normativas produzcan comportamientos favorables en muros acoplados de concreto, se desarrolló una serie de modelos de muros planos variando el número de niveles, el largo de los muros, el peralte de las trabes de acoplamiento y la relación L/h para las trabes. Los rangos de estas variables se muestran a continuación:

*Tabla 7 Variables y rangos para análisis elásticos y análisis no lineales.*

Variable	Rango
Niveles	[ 6 , 10 , 15 ]
Longitud de muro	[ 1.20 , 1.80 , 2.40 , 3.00 ]
Peralte de trabe de acoplamiento	[ 0.60 , 0.80 , 1.00 , 1.20 ]
Relación Longitud / peralte trabes de acoplamiento	[ 1.50 , 2.00 , 3.00 , 4.00 ]

Se consideró una altura típica de entrepiso de 3.00 m de altura y un espesor, tanto de trabes como de muros, de 0.20 m, estos parámetros se establecieron para tomar en cuenta un rango considerable de edificios con dimensiones típicas utilizadas actualmente en la república mexicana y la correlación que existe entre estos parámetros y el comportamiento inelástico del sistema.

Por otro lado, se estableció la resistencia especificada a compresión del concreto  $f'_c$  igual a  $250 \text{ kgf/cm}^2$  y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo  $f_y=4,200 = \text{kgf/cm}^2$ , correspondiente a la norma ASTM A615 Gr.60, ya que se consideró que estos materiales son los utilizados en la mayoría de las edificaciones. Adicionalmente, se consideró un uso de oficinas para establecer las cargas en todos los modelos. En este sentido y tomando en cuenta las combinaciones posibles según el número de parámetros, se realizaron 192 modelos matemáticos.

Para realizar el análisis y diseño de estos sistemas se escribió un código en el lenguaje de programación *Python* (Van Rossum & Drake Jr, 1995) aprovechando sus capacidades para automatización de tareas y su conexión con el programa de cálculo *ETABS* (Computers And Structures, Inc., 2023) mediante la interfase abierta para programación de aplicaciones (OAPI por sus siglas en ingles) el cual permitió automatizar el preprocesado de información, generación de modelos, análisis estructural y recopilación de resultados para los 192 modelos.

### **3.2. ANÁLISIS ELÁSTICO DE LOS SISTEMAS**

El Grado de Acoplamiento (DC) se obtuvo mediante análisis estáticos lineales e inelásticos, con el objetivo de evaluar la variación de este parámetro en la incursión del sistema en el rango inelástico. Se definieron dos enfoques:

- Análisis estático lineal: se determinó el Grado de Acoplamiento (DC) en estado elástico considerando únicamente la contribución inicial de las trabes al cortante total del sistema.
- Análisis estático inelástico: Se calculó la variación del Grado de Acoplamiento (DC) a lo largo del análisis pushover.

### **3.3. ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE RELACIONES GEOMÉTRICAS**

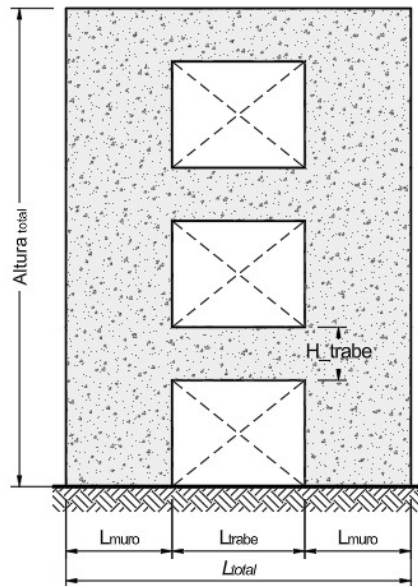
Para evaluar la influencia de la configuración geométrica en el comportamiento estructural se analizaron diferentes índices geométricos que describen la relación entre las dimensiones del muro y las trabes de acoplamiento.

Las variables se agruparon en las siguientes categorías:

### a) Relaciones de dimensiones globales

Estas variables describen la influencia de la configuración global del sistema estructura en su comportamiento:

- $Altura\ total / L\_muro$
- $Altura\ total / L\_total$
- $L\_trabe / L\_total$
- $L\_muro / L\_total$



### b) Relaciones de interacción Muro – Trabe

Estas relaciones definen la influencia de la geometría relativa entre los muros y las travesaños de acoplamiento, estas variables afectan la rigidez relativa entre los elementos que componen el sistema: .

- $L\_muro / L\_trabe$
- $L\_trabe / L\_muro$
- $L\_muro / H\_trabe$
- $H\_trabe / L\_muro$
- $L\_trabe / H\_trabe$
- $H\_trabe / L\_trabe$

### c) Propiedades de inercia y rigidez Relativa

Estas variables relacionan directamente la rigidez a flexión entre la trabe de acoplamiento y el muro, lo que influye en la distribución de esfuerzos y la formación de rótulas plásticas.

- $I_{Beam} / I_{wall}$
- $I_{beam} / I_{total}$
- $I_{total} - I_{beam}$
- $(I_{total} - I_{Beam}) / I_{total}$
- $I_{red} / I_{total}$

$I_{red}$  se refiere a la inercia compuesta por los dos muros acoplados alrededor del eje centroidal del sistema.

$I_{total}$  se refiere a la inercia de un muro de las mismas dimensiones que el sistema sin aberturas, es decir un muro completo en voladizo.

#### d) Distribución de aberturas en el muro:

Estas variables evalúan el efecto de la reducción de área efectiva en el muro debido a las aberturas generadas en las traveses de acoplamiento. Una mayor proporción de aberturas debería reducir la rigidez del muro y aumentar la participación de las traveses de acoplamiento en el comportamiento global del sistema.

- $\text{Área total de aberturas} / \text{área total del muro}$
- $\text{Área de abertura} / \text{área de muro}$

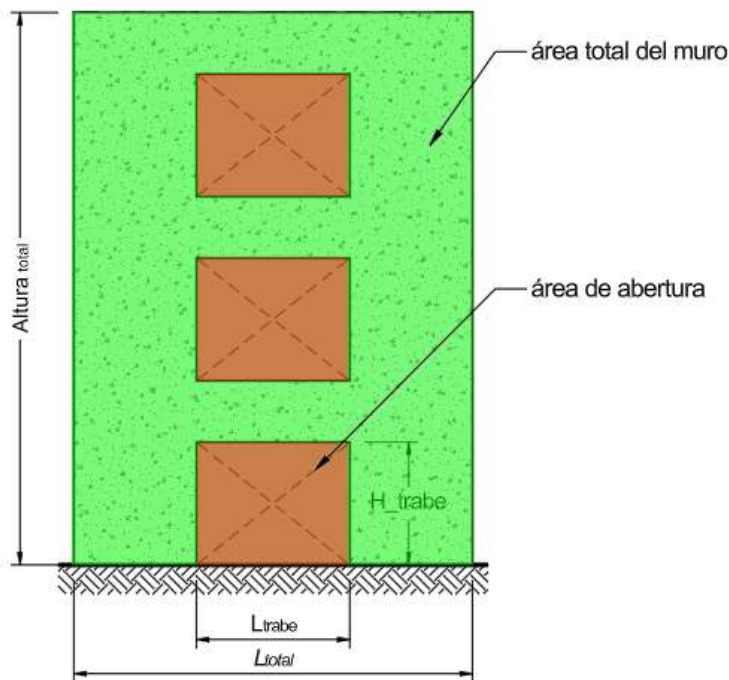


Fig. 21 Consideraciones para aberturas de muros.

El área total de aberturas es la sumatoria de las áreas de las aberturas a lo largo de todo el muro. El área total del muro se consideró como el área de todo el sistema plano de muro, es decir, la altura total por la longitud total.

En la Fig. 22 se muestra la distribución del grado de acoplamiento calculado de los 192 modelos estructurales, con base en esta figura se puede apreciar que el grado de acoplamiento aumenta conforme aumenta la altura del muro, adicionalmente, se puede apreciar como la dispersión entre los valores calculados del grado de acoplamiento disminuye conforme aumenta la altura. Esto puede sugerir dos aspectos importantes respecto al comportamiento de los muros acoplados, el acoplamiento de los muros de concreto aumentará conforme estos sean más altos, independientemente de la relación L/H de las trabes que los conecten, confirmando los comentarios realizados en (Archundia Aranda, González Cuevas, & Arellano Méndez, Diciembre 2020), por otro lado, como la dispersión del grado de acoplamiento también disminuye con la altura, es probable que otras relaciones sean menos influyentes en el acoplamiento que se genera entre muros de concreto.

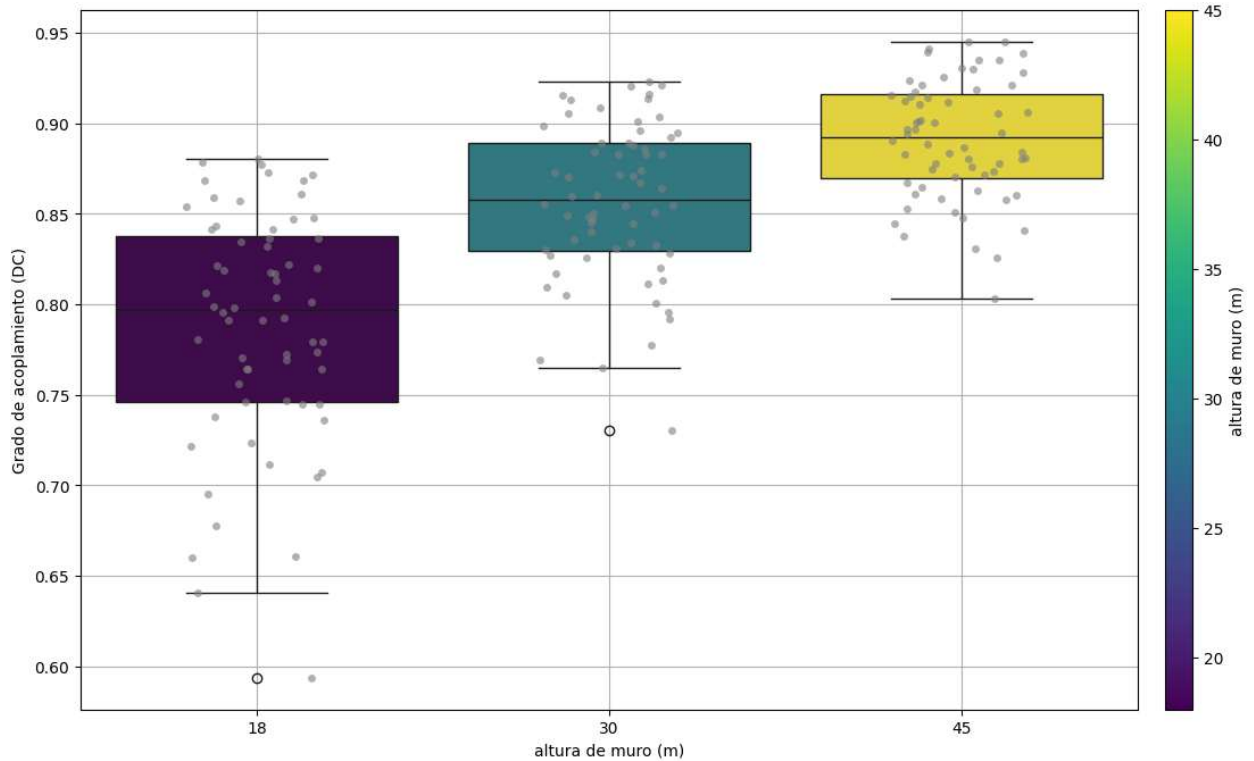


Fig. 22 Distribución del grado de acoplamiento con respecto a la altura de los muros.

Con las observaciones anteriores se refuerza la idea de que, conforme la altura del muro disminuye, otras relaciones geométricas, no contempladas en las normas, influyen significativamente en el comportamiento estructural de los muros acoplados. Para calcular la correlación entre las relaciones geométricas propuestas y el grado de acoplamiento calculado para cada modelo, se utilizó el coeficiente de correlación de Pearson, el cual mide la correlación lineal entre dos conjuntos de datos como el cociente de la covarianza entre el producto de las desviaciones estándar de cada conjunto. Estos resultados se muestran en la Tabla 8. Se puede apreciar que existe una fuerte correlación entre el grado de acoplamiento y el grupo de relaciones geométricas globales y el grupo de relaciones de interacción entre muro y trabe.

Tabla 8 correlación entre las distintas variables y el grado de acoplamiento

índice	Correlación con el Grado de acoplamiento		
	H = 18 m	H = 30 m	H = 45 m
<i>Altura_total/L_muro</i>	77.75%	79.63%	81.61%
<i>Altura_total/L_total</i>	67.22%	64.32%	60.82%
<i>(Altura_total/L_muro) / (L_trabe/H_trabe)</i>	76.82%	72.72%	67.85%
<i>L_muro/H_trabe</i>	-82.44%	-86.39%	90.30%
<i>I_beam / I_total</i>	-87.53%	-88.75%	-88.95%
<i>H_trabe/L_muro</i>	80.97%	83.97%	87.20%
<i>(Altura_total/L_muro) / (H_trabe/L_trabe)</i>	26.89%	33.43%	40.90%
<i>(Altura_total/L_total) / (H_trabe/L_trabe)</i>	10.62%	16.49%	23.41%
<i>(Altura_total/L_total) / (L_trabe/H_trabe)</i>	56.09%	52.86%	45.51%
<i>I_beam / I_muro</i>	66.96%	68.92%	71.29%
<i>(L_trabe * H_trabe) / L_total</i>	41.11%	47.58%	54.86%
<i>L_trabe / L_muro</i>	38.78%	45.57%	53.23%
<i>I_red / I_total</i>	-39.24%	-45.66%	-52.85%
<i>I_red / I_beam</i>	-39.24%	-45.66%	-52.85%
<i>(L_muro + L_trabe) / L_total</i>	36.21%	43.86%	52.61%
<i>L_muro/L_total</i>	-36.21%	-43.86%	-52.61%
<i>(L_total - L_trabe) / L_total</i>	-36.21%	-43.86%	-52.61%
<i>L_trabe/L_total</i>	36.21%	43.86%	52.61%
<i>(L_muro * H) / L_total</i>	-36.21%	-43.86%	-52.61%
<i>L_muro / L_trabe</i>	-28.04%	-35.80%	-44.90%
<i>área de apertura / área de muro</i>	28.14%	35.66%	44.34%
<i>área total de apertura / área total de muro</i>	28.14%	35.66%	44.34%
<i>L_trabe / H_trabe</i>	-43.88%	-36.29%	-27.00%
<i>H_trabe / L_trabe</i>	41.96%	34.17%	24.77%
<i>(Altura_total/L_trabe) * (L_total/H_trabe)</i>	-33.40%	-40.20%	-48.00%

índice	Correlación con el Grado de acoplamiento		
	H = 18 m	H = 30 m	H = 45 m
$(L_{total} * Altura_{total}) / (L_{trabe} * H_{trabe})$	-33.40%	-40.20%	-48.00%
$(Altura_{total}/L_{trabe}) * (L_{muro}/H_{trabe})$	-31.81%	-38.86%	-46.99%
$(L_{muro} * Altura_{total}) / (L_{trabe} * H_{trabe})$	-31.81%	-38.86%	-46.99%

Las variables que mayor correlación cuentan con el grado de acoplamiento están relacionadas con la altura del muro en comparación con otras dimensiones, esto muestra que un muro más alto presentará un mayor grado de acoplamiento ya que la influencia de las trabes de acoplamiento será mayor conforme aumente el número de trabes que acoplen a los muros, de la misma manera, la fuerte correlación que presenta la relación entre la longitud del muro con respecto al peralte de la trabe muestra que la rigidez relativa entre estos elementos afectará considerablemente el acoplamiento, como se muestra en las Fig. 23 y Fig. 24.

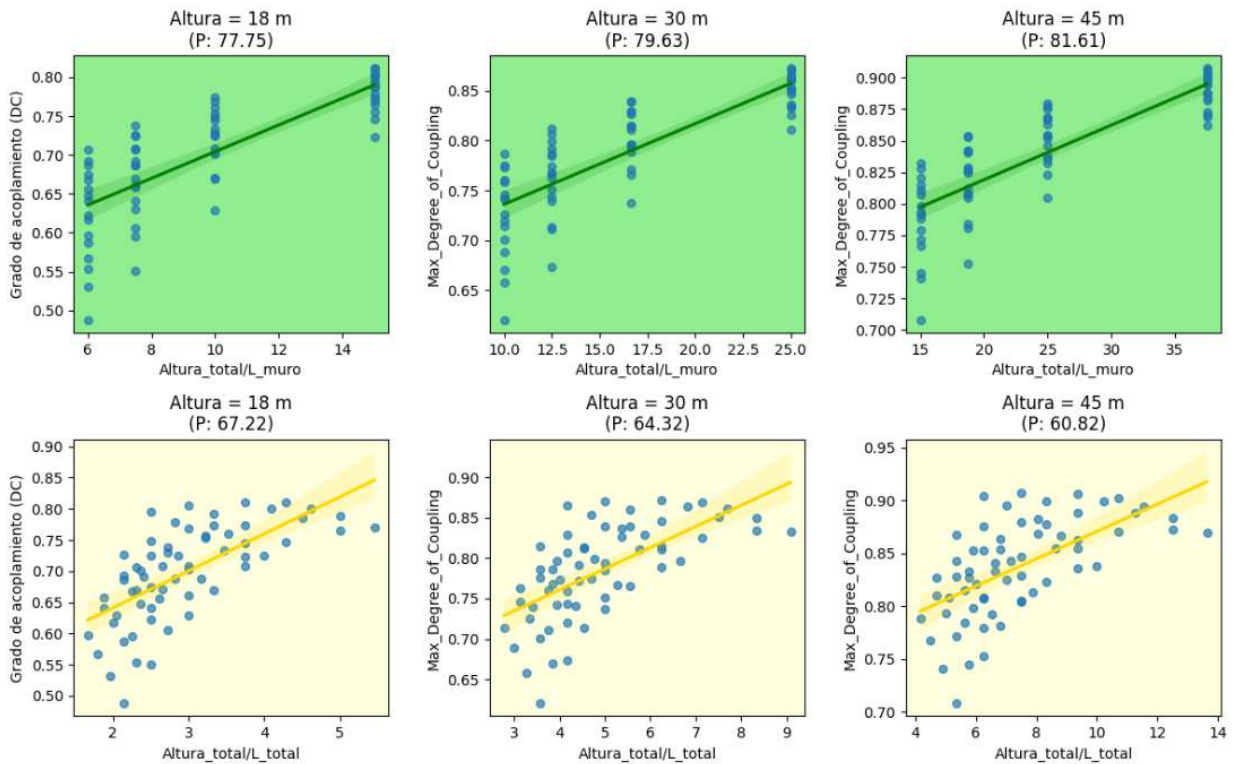


Fig. 23 Correlación entre el grado de acoplamiento y las relaciones  $Altura_{total} / L_{muro}$  y  $Altura_{total} / L_{total}$ .

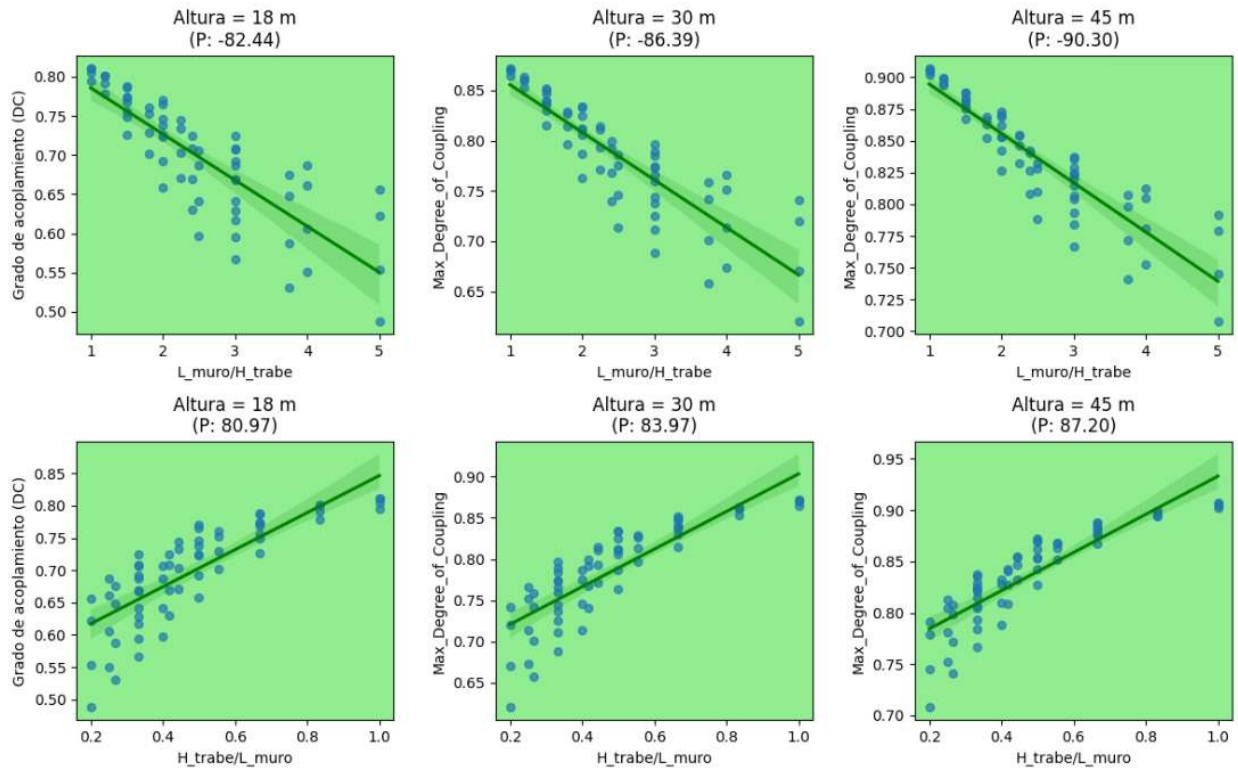


Fig. 24 correlación entre el grado de acoplamiento y las relaciones  $L_{\text{muro}} / H_{\text{trabe}}$  y  $H_{\text{trabe}} / L_{\text{muro}}$ .

Es notable observar que, en términos globales (Fig. 25), la relación entre  $L/H$  de la trabe de acoplamiento muestra una baja influencia en el acoplamiento global, lo que puede indicar que la influencia de este parámetro se vea mejor representada en otras relaciones, como puede ser la relación entre la longitud del muro y el peralte de la trabe de acoplamiento. Esto mismo se puede apreciar con las variables que correlacionan el porcentaje de aberturas en los muros con el grado de acoplamiento (Fig. 26).

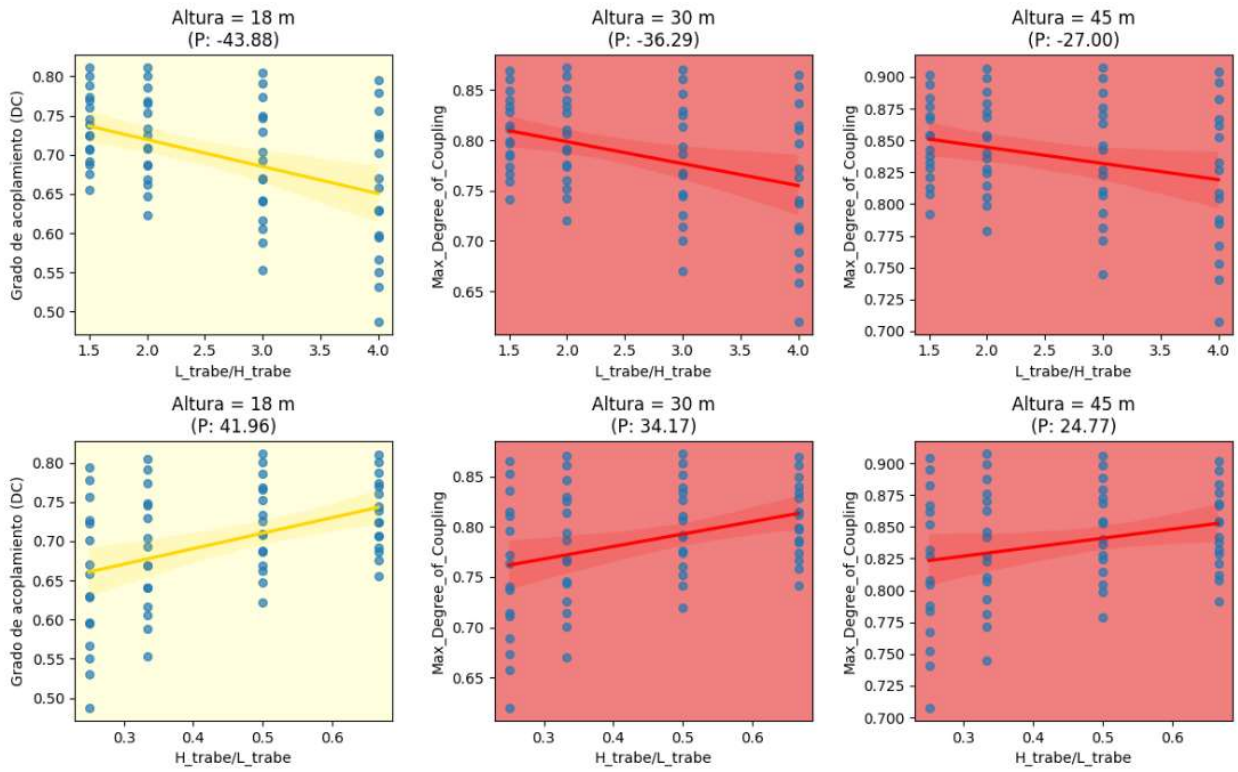


Fig. 25 Correlación entre grado de acoplamiento y las variables  $L_{trabe} / H_{trabe}$  y  $H_{trabe} / L_{trabe}$ .

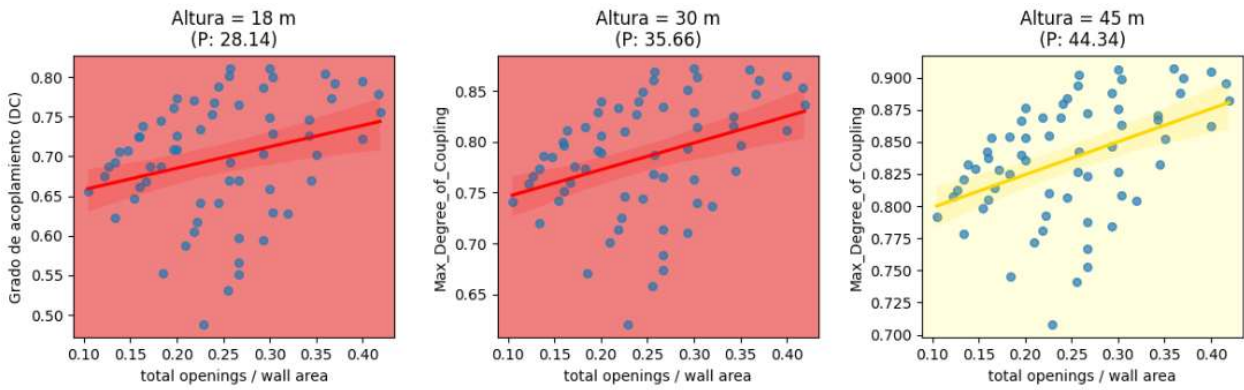


Fig. 26 Correlación entre el grado de acoplamiento y la variable área total de aperturas / área total de muro.

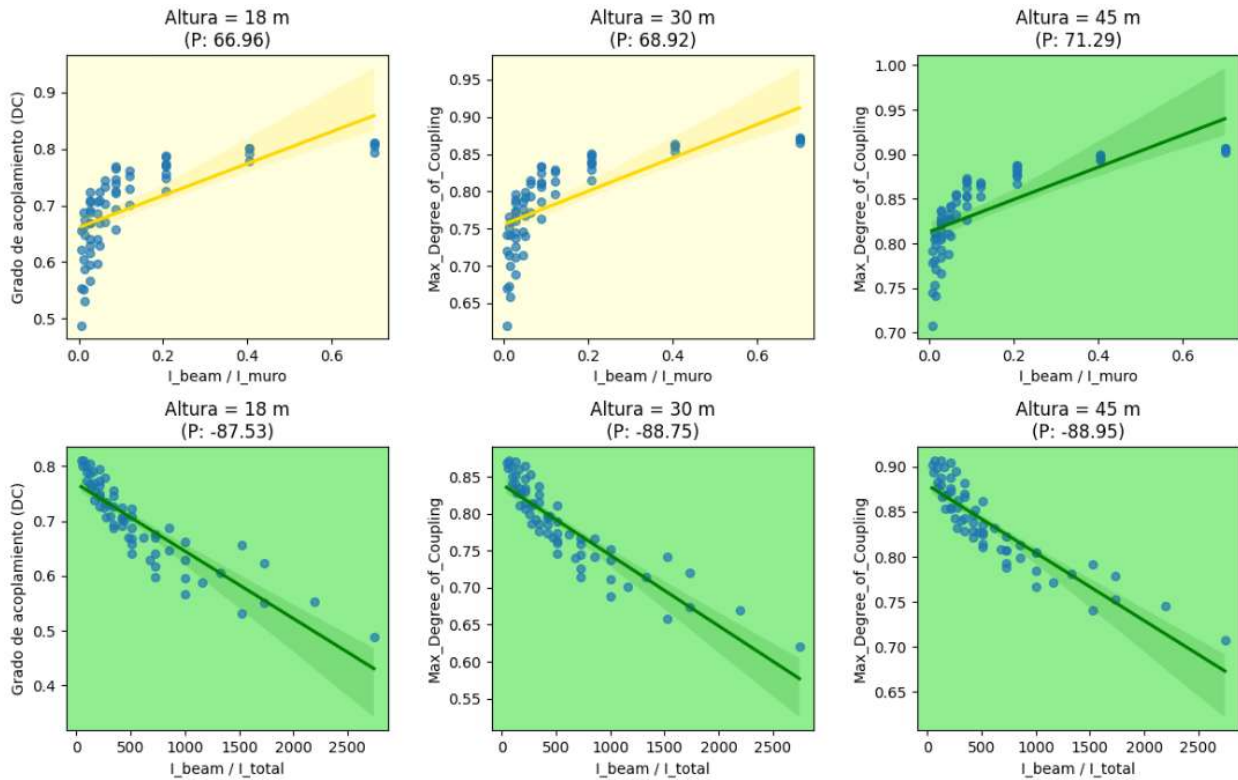


Fig. 27 Correlación entre el grado de acoplamiento y las variables  $I_{beam} / I_{muro}$  e  $I_{beam} / I_{total}$ .

En los gráficos de la primera fila de la Fig. 27 se observa que cuando  $I_{beam} / I_{muro}$  es menor a 0.2 el grado de acoplamiento aumenta rápidamente con pequeños incrementos en la relación de inercia, sin embargo, cuando  $I_{beam} / I_{muro}$  es mayor a 0.2 el grado de acoplamiento se estabiliza y deja de aumentar significativamente. Este comportamiento sugiere que para valores bajos de  $I_{beam} / I_{muro}$  el acoplamiento será muy sensible a pequeños cambios en la rigidez relativa de la trabe, mientras que, para valores más altos, el agregar más rigidez a la trabe ya no tendrá un impacto significativo en el acoplamiento del sistema ya que este estará fuertemente acoplado. Dado que los resultados muestran una zona de transición alrededor de  $I_{beam} / I_{muro} = 0.2$ , este valor puede servir como un criterio indicativo para evaluar si un sistema se encuentra fuertemente acoplado, por lo tanto:

- Si  $I_{beam} / I_{muro} \leq 0.2 \rightarrow$  sistema débilmente acoplado
- Si  $I_{beam} / I_{muro} > 0.2 \rightarrow$  sistema fuertemente acoplado

Para muros que se encuentran acoplados con trabes del mismo espesor que el muro, la relación anterior se puede expresar de la siguiente manera:

- Si  $H_{trabe} \leq 0.585 L_{muro} \rightarrow$  sistema débilmente acoplado
- Si  $H_{trabe} \leq 0.585 L_{muro} \rightarrow$  sistema fuertemente acoplado

### 3.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Una vez realizados los análisis estáticos se procedió a realizar el diseño de los muros y trabes de acoplamiento que constituye cada modelo, para realizar esta tarea se programó una rutina de *Python* la cual realiza el diseño de los muros de concreto con base en las especificaciones de las normas siguiendo el flujo de trabajo descrito a continuación.

#### **Diseño de muros de concreto**

El diseño de los muros considerados en este estudio se realizó como vigas en voladizo tomando en cuenta que las cargas axiales se mantienen por debajo de los límites establecidos en la norma, así mismo, se consideró la variación del acero con respecto al diagrama de momentos de la fig. 9 para cada muro. Este diseño se realizó mediante un algoritmo programado en *Python* que toma en cuenta el método simplificado de puntales a tensión y compresión con base en (Paulay & Priestley, 1992). Este método consiste en que, para cada muro, se transforma la carga axial y el momento flector en cargas puntuales en los extremos del muro calculando el área de acero necesaria para resistir las cargas en cada extremo.

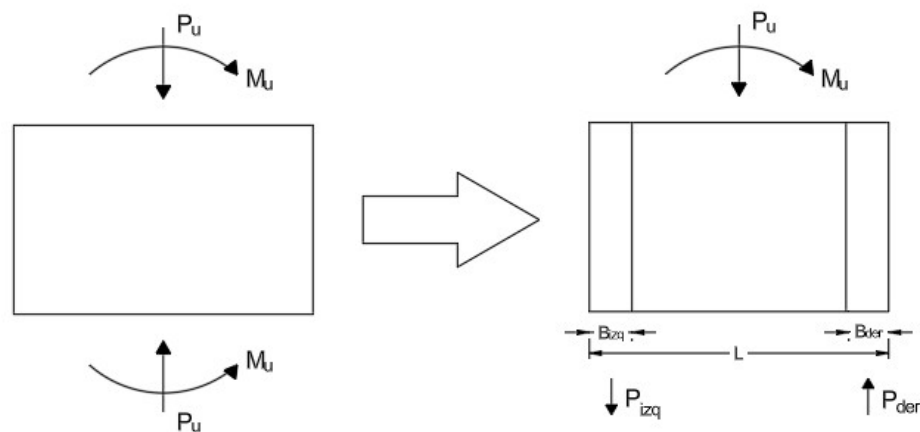


Fig. 28 Simplificación de fuerzas en muros para diseño del acero longitudinal.

Donde:

$$P_{izq} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{L - 0.5B_{izq} - 0.5B_{der}} \text{ y } P_{der} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L - 0.5B_{izq} - 0.5B_{der}}$$

El algoritmo inicia proponiendo las dimensiones iniciales del muro y los elementos de borde, para estos elementos, el algoritmo toma en cuenta que el ancho inicial del elemento de borde será igual al espesor del muro y tendrá una disposición de cuatro varillas del #4. Con este arreglo inicial comienza un proceso iterativo con el cual aumenta el área de acero agregando varillas hasta alcanzar un área de acero real suficiente para soportar las cargas en los extremos ( $P_{izq}$  y  $P_{der}$ ). El algoritmo cuenta con un criterio de selección que considera un número máximo de varillas determinado por el diámetro, el recubrimiento lateral y la separación mínima de varillas, en el cual, si es necesario seguir aumentando el número de varillas, aumentará el diámetro de la varilla y comenzará de nuevo a partir del arreglo inicial. Así mismo, en caso de que se alcance una cuantía máxima en el elemento de borde del 6% el algoritmo aumentará el ancho del elemento de borde 5 cm en la dirección del muro y comenzará de nuevo con las iteraciones. Este algoritmo selecciona el arreglo de acero que produzca la menor relación demanda capacidad en el elemento de borde. El algoritmo está limitado para que seleccione varillas con diámetros desde 12.7 mm (#4) hasta 25.4 mm (#8).

Posteriormente, para el diseño a cortante, se programó un algoritmo con un funcionamiento similar al anterior, el cual inicia proponiendo una cantidad de acero mínima que cumpla con los porcentajes indicados en la norma para refuerzo en el alma del muro, calcula la resistencia a cortante aportada por el concreto y por el acero de refuerzo, posteriormente, determina si es necesario aumentar el acero. En este caso, el algoritmo disminuye la separación del acero en intervalos definidos desde 25 cm hasta 10 cm debido a que no se suele utilizar separaciones más pequeñas porque dificultan el proceso de vaciar el concreto, seleccionando el arreglo de refuerzo con la menor demanda capacidad y la menor cantidad de acero por separación.

### ***Diseño de trabes de acoplamiento***

Para las trabes de acoplamiento se realizó un algoritmo que discrimina entre trabes con relación L/H menor o igual a 2 y trabes con relación L/H mayor a 2, el primer grupo de trabes con relación L/H de 1.5 y 2, se diseñó con base en un arreglo diagonal que toma en cuenta las dimensiones reales de recubrimiento y separación de acero para proponer el arreglo que llevará cada diagonal. En este caso, el algoritmo funciona de manera

similar a la selección del acero para los elementos de borde en los muros, proponiendo un arreglo inicial de cuatro varillas del número 4 ( $d=12.7\text{mm}$ ) y aumentando según sea necesario. Para el refuerzo transversal se considera las disposiciones para el acero de confinamiento indicado en la normativa. En las trabes con relación L/H mayor a 2, el algoritmo realiza el diseño con un refuerzo longitudinal convencional y colocando los estribos necesarios para satisfacer la demanda de cortante y confinamiento en la trabe.

Este procedimiento se realizó para cada elemento (muro y trabe de acoplamiento) que componen los 192 modelos, con el fin de tener una base sólida de muros acoplados diseñados siguiendo los lineamientos de las normas para poder evaluar su comportamiento inelástico con base en los análisis estáticos inelásticos.

### **3.5. ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO (PUSHOVER).**

Una vez teniendo diseñados los 192 modelos de muros acoplados de concreto, se procedió a realizar los análisis estáticos inelásticos, Para ello fue necesario implementar distintos algoritmos que permitieron modelar los muros y las trabes de acoplamiento aprovechando las funcionalidades del programa *OpenSees* (McKenna, Scott, & Fenves, 2010).

#### ***Definición de los materiales.***

Para la caracterización de los modelos constitutivos de los materiales utilizados en los análisis estáticos no lineales, se consideraron los modelos establecidos en el apéndice D de las NTC-Concreto-2017/2020. Los modelos constitutivos presentados en este apéndice corresponden al modelo de Mander (Mander, Priestley, & Park, 1988) modificado para considerar el efecto del confinamiento y el deterioro del concreto ante cargas cíclicas y el modelo de Rodríguez y Mendoza (Mendoza, Aire, López, & Hernández, 2013) para el acero de refuerzo longitudinal con pandeo ante carga cíclica. El concreto se modeló utilizando el material *Concrete07* (Mazzoni, Scott, & Fenves, 2006) el cual es una implementación del modelo de Chang y Mander, que toma en cuenta curvas simplificadas de descarga y recarga como se muestra en la Fig. 29.

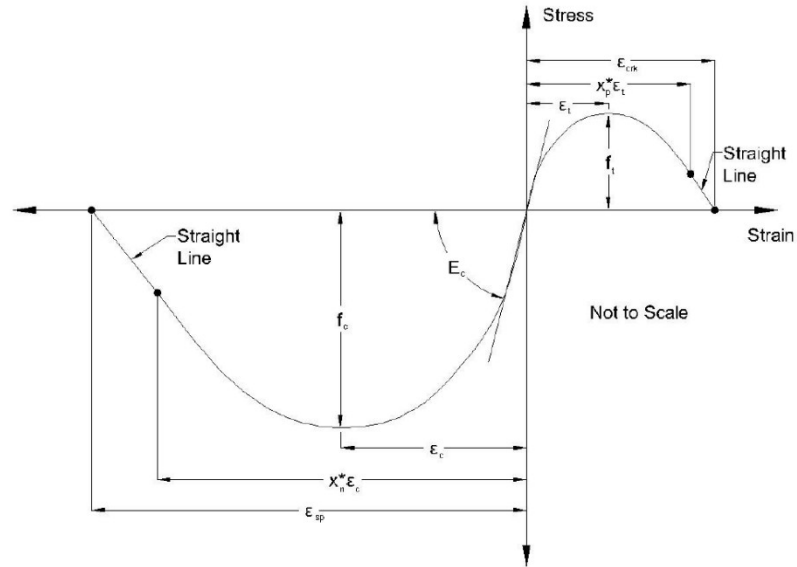


Fig. 29 Reglas de comportamiento en el material Concrete 07, (extraído de (Mazzoni, Scott, & Fenves, 2006))

El modelo de material Concrete07 fue calibrado para tomar en cuenta el comportamiento del concreto confinado y no confinado.

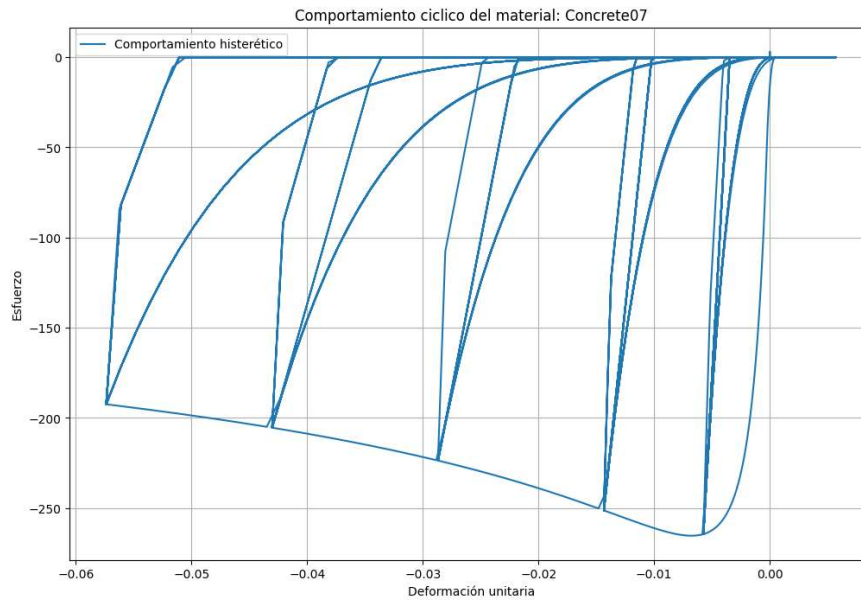


Fig. 30 Calibración del modelo para concreto  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  con confinamiento.

Para modelar el acero de refuerzo se utilizó el material *ReinforcingSteel* (Mazzoni, Scott, & Fenves, 2006) el cual cuenta con parámetros para definir las zonas de meseta de fluencia y endurecimiento por deformación, los cuales permiten ajustar correctamente el modelo a la envolvente indicada en las normas. Este modelo está específicamente

diseñado para modelar el comportamiento de barras de refuerzo en secciones modeladas con fibras y/u otros elementos dentro del entorno de *OpenSees*.

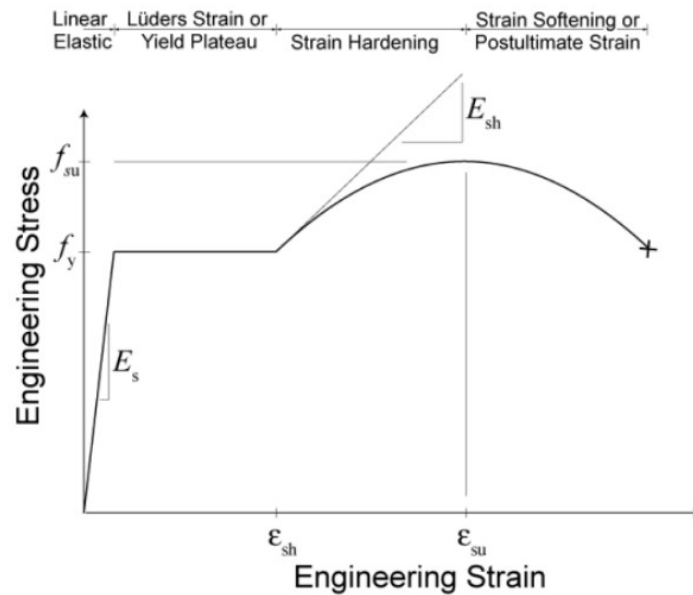


Fig. 31 modelo de material ReinforcingSteel.

Se calibró el modelo de material para corresponder con los valores recomendados en el Apéndice A de las NTC-Concreto-2023 en la tabla A.2.2.2. para representar correctamente el acero de refuerzo utilizado en la república mexicana.

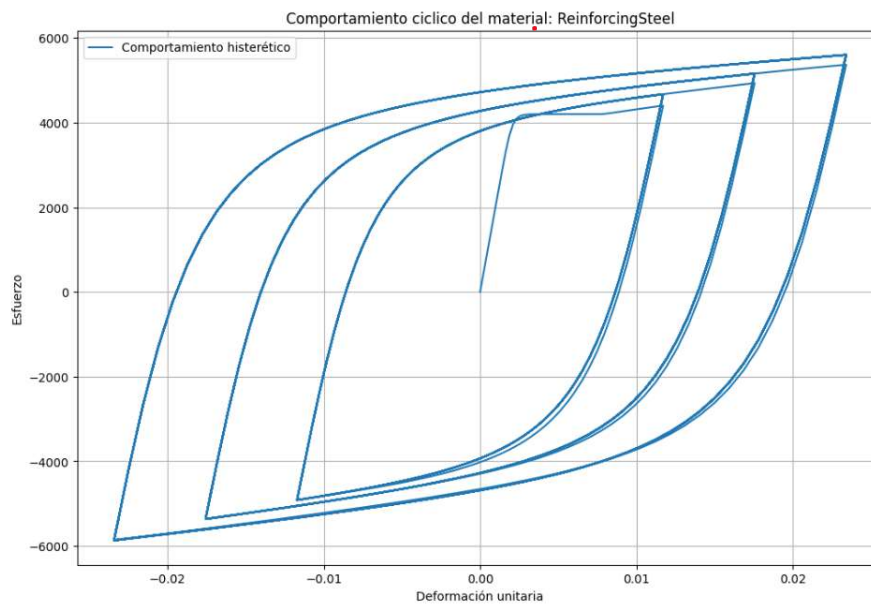


Fig. 32 Comportamiento del Material ReinforcingSteel ante cargas cíclicas (Elaboración propia, OpenSeesPy)

## Definición de la geometría

El proceso de generación de cada modelo estructural se realiza de manera automatizada en *OpenSeesPy* mediante un script programado en *Python*, el cual define y ensambla los diferentes componentes estructurales de cada sistema. En este procedimiento, los muros estructurales y las traveses de acoplamiento se modelan como elementos de tipo barra, utilizando formulaciones avanzadas para capturar su comportamiento estructural. Para los muros, se emplearon elementos *TimoshenkoBeamColumn* (Mazzoni, Scott, & Fenves, 2006) estos elementos de plasticidad distribuida que permiten la integración de deformaciones a lo largo del elemento barra en los puntos de integración, en estos puntos se evalúa el estado de la sección de fibras para determinar el estado global de deformaciones incluyendo una integración lineal de las deformaciones a cortante con una degradación de rigidez, lo que permite simular los efectos de cortante y flexión de manera más precisa (Fig. 33).

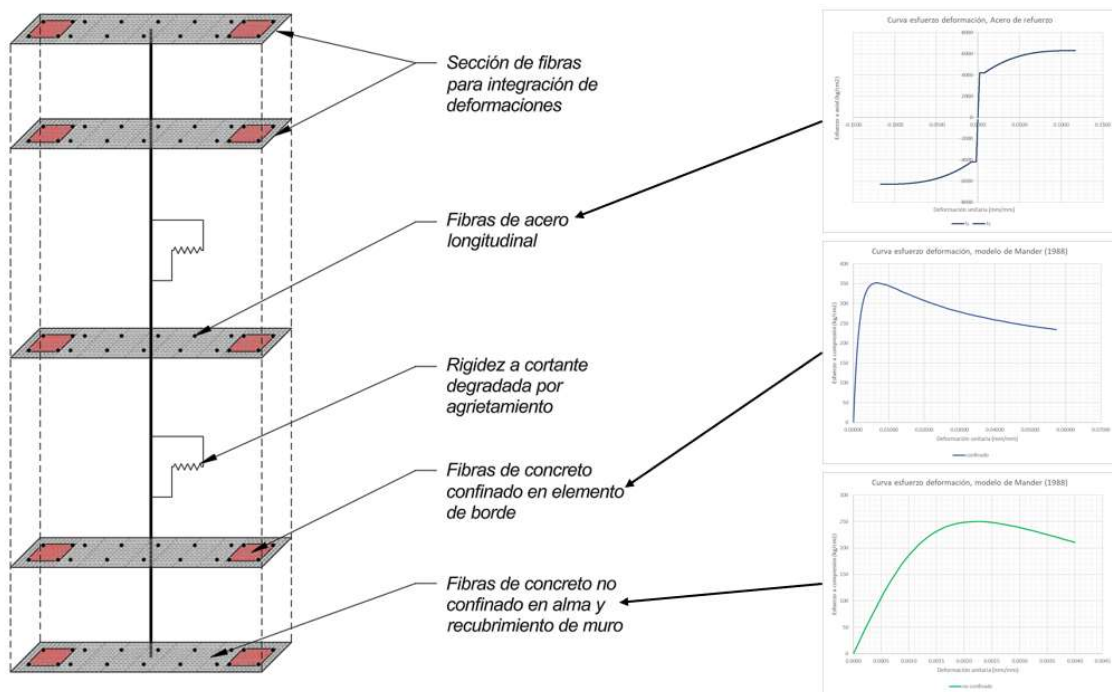


Fig. 33 Esquema de modelado de muros de concreto

Para el modelado de los muros, las secciones de fibras se construyeron tomando en cuenta los datos de posición del acero longitudinal, así como las zonas delimitadas por los elementos de borde. Para la integración de las deformaciones plásticas a lo largo del

elemento se consideró la integración de Gauss-Lobato, con cinco puntos de integración. Para la formación de la sección de fibras se consideró el concreto al interior de los elementos de borde como concreto confinado mientras que el concreto en el recubrimiento y en el interior del alma del muro se consideró como no confinado.

ya que la plasticidad del elemento se modela mediante elementos de longitud cero en los extremos de las barras a los cuales se les asignan las propiedades de las rótulas plásticas (Fig. 34). Este procedimiento permite la incorporación de la plasticidad en el comportamiento de muros y trabes de acoplamiento.

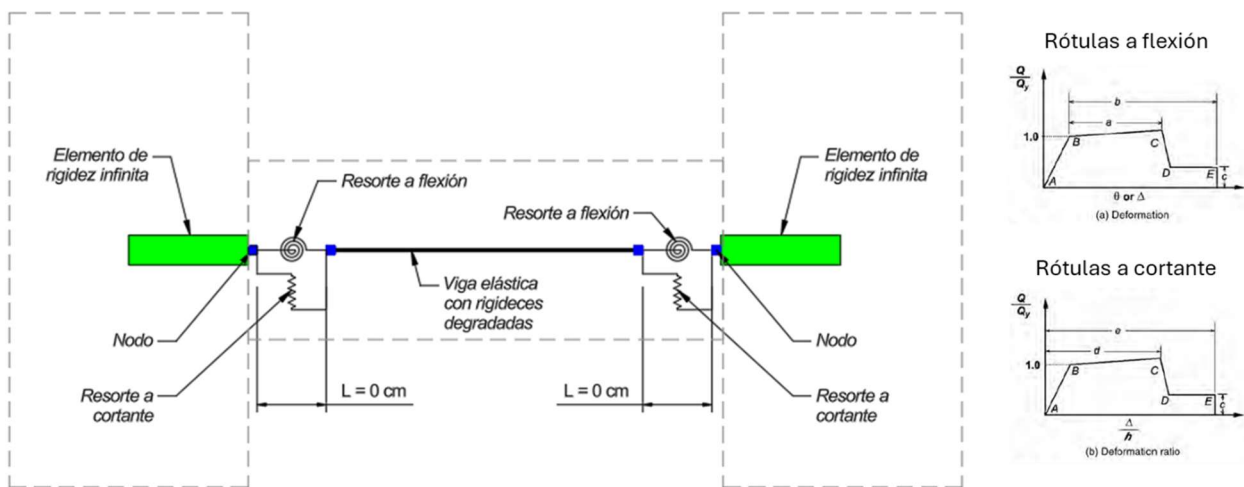


Fig. 34 Esquema de modelado para trabes de acoplamiento con extremos rígidos y rótulas plásticas concentradas en los extremos.

Para realizar el modelado de las trabes de acoplamiento se recurrió a una rutina que genera los extremos rígidos conectados a los muros y dos nodos coincidentes en los extremos de la zona que se considera elástica para incluir explícitamente las propiedades de las rótulas plásticas en los extremos de la trabe. El elemento elástico central se modeló utilizando elementos *ElasticTimoshenkoBeam* (Mazzoni, Scott, & Fenves, 2006) Estos elementos elásticos cuentan con una reducción de rigidez a flexión y cortante. Las rótulas plásticas se modelaron con la curva idealizada momento rotación presentada en el apéndice A de las NTC-Concreto-2023, adicionalmente se modificó esta curva con los parámetros incluidos en el mismo apéndice para considerar el efecto del deterioro ante cargas cíclicas en estos elementos. El modelo de material uniaxial utilizado para las rótulas a flexión y a cortante fue el de *IMKpinching* (Mazzoni, Scott, & Fenves, 2006) el cual es una implementación de la curva monotónica propuesta en (Ibarra, Medina, &

Krawinkler, 2005), incorporando el efecto de “pinching” ante cargas cíclicas. La rótula plástica se calculó para los grados de libertad en flexión y a cortante considerando la curva degradada descrita en el Apéndice A de la en el elemento de tal manera que se tome en cuenta la aportación de deformación inelástica en estos elementos para la respuesta global (Fig. 35).

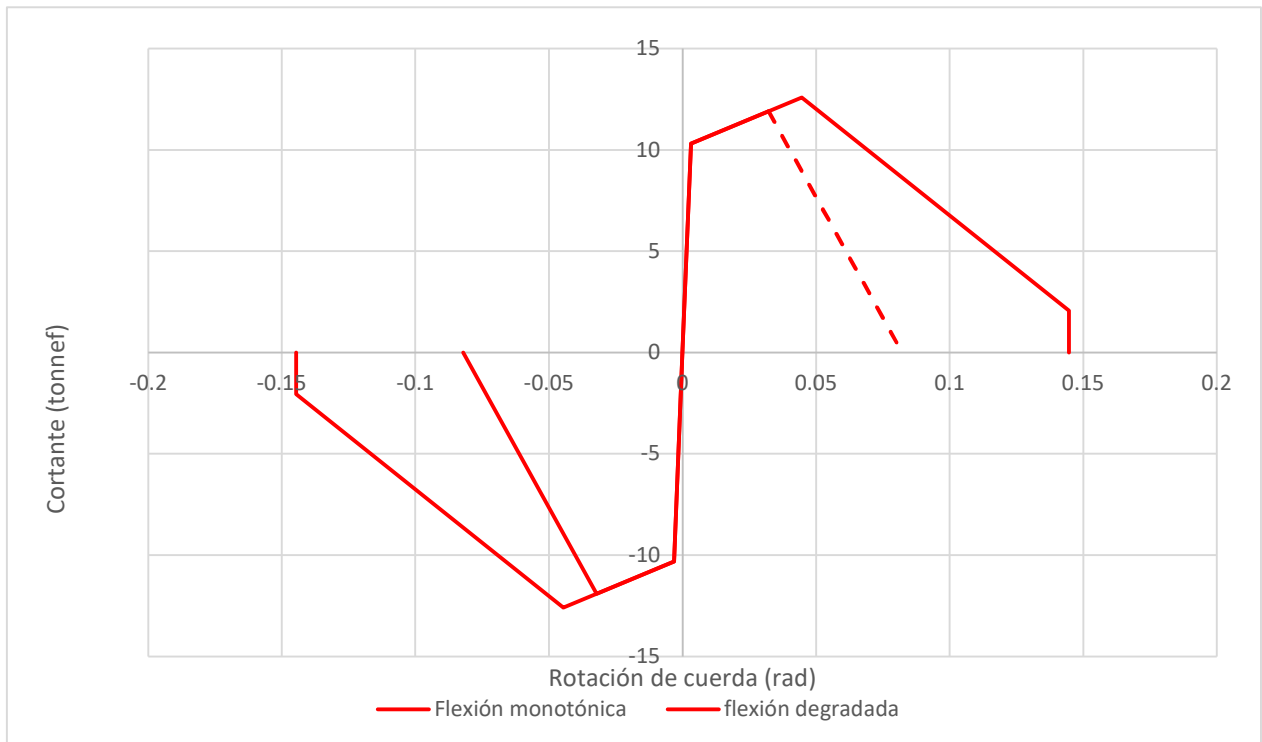


Fig. 35 Rótula de trabe para modelo MCRA\_6N\_120\_60\_90 (Curva monótonica y curva con deterioro).

El procedimiento de generación del modelo estructural se basa en una serie de bucles anidados que recorren sistemáticamente los rangos de variables geométricas definidos en la Tabla 7. Cada iteración de estos bucles genera la malla del modelo estructural, definiendo los nodos y los elementos estructurales, a los cuales se les asigna las propiedades calculadas para cada tipo de elemento. Ejemplos de los modelos realizados se muestran en la Fig. 36.

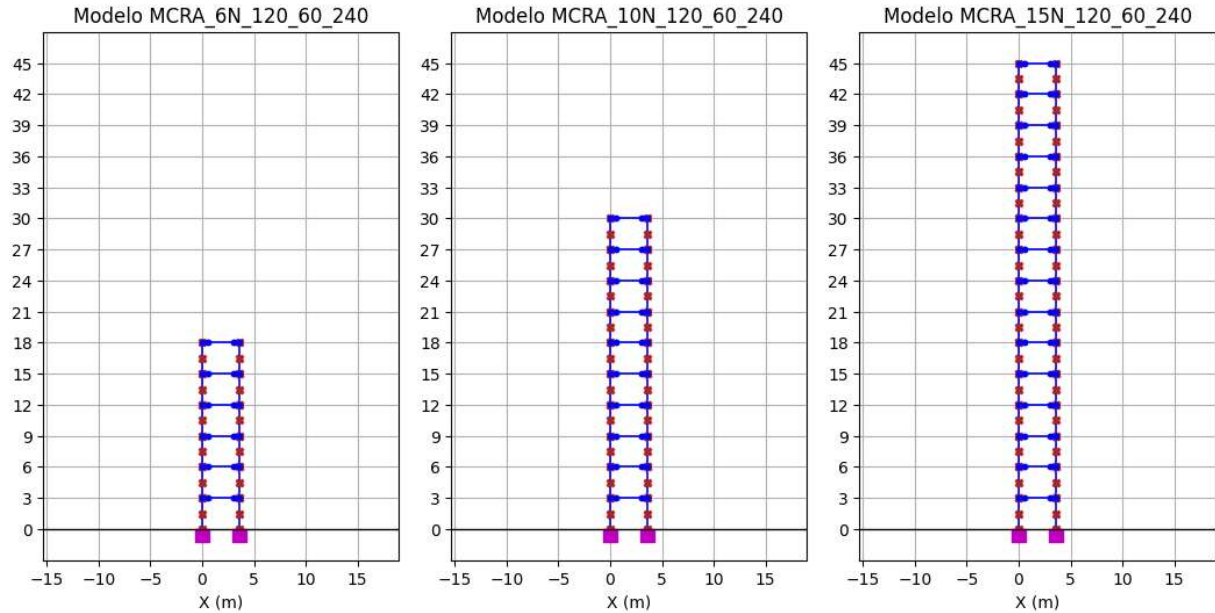


Fig. 36 Ejemplo de Modelo MCRA\_120\_60\_240 de 6, 10 y 15 niveles.

Para el análisis pushover se asignó un patrón de carga horizontal creciente con una distribución uniforme en la altura, adicionalmente se seleccionó el desplazamiento objetivo en el nodo de control, ubicado en la azotea, corresponde a una deriva del 3% en toda la altura del edificio.

Durante el análisis pushover, se calculó el grado de acoplamiento ( $DC$ ) a lo largo de cada incremento de desplazamiento, considerando el método basado en las reacciones como se indica en (Archundia Aranda, González Cuevas, & Arellano Méndez, Diciembre 2020).

Para calcular la rigidez inicial ( $K_i$ ), la rigidez efectiva ( $K_e$ ), la ductilidad ( $Q$ ) y la sobre resistencia ( $R$ ) de cada sistema se integró un algoritmo de linealización para la curva de capacidad global (desplazamiento de azotea – Cortante en la base) obtenida en cada modelo de tal manera que cada curva se idealizara como una curva bilineal (shahrouzi & Ebadijalal, 2022). Este proceso está descrito en la norma NTC-Sismo-2023 y en el ASCE-41-17. Los criterios de idealización corresponden a los siguientes:

- La curva idealizada cuenta con dos segmentos lineales, el primero une el origen con el punto donde se supone que se alcanza la fluencia ( $\Delta_y, V_y$ ), el segundo une el punto de fluencia con la resistencia máxima obtenido en la curva real ( $\Delta_u, V_u$ ).
- Las áreas bajo la curva idealizada y la curva real deben ser similares.

- La curva bilineal debe cruzar a la curva real en un punto donde el cortante real sea aproximadamente el 60% del cortante de fluencia ( $V_y$ ).
- La rigidez inicial ( $K_i$ ) se considerará como el cociente entre el cortante obtenido en el primer incremento de carga ( $V_{i=1}$ ) y el desplazamiento obtenido en dicho incremento ( $\Delta_{i=1}$ )
- La rigidez efectiva ( $K_e$ ) será la relación entre el cortante de fluencia ( $V_y$ ) y el desplazamiento de azotea para dicho punto ( $\Delta_y$ ), ambos obtenidos a partir de la curva idealizada.

### 3.6. SISTEMA COMPARATIVO

Para tener un punto de comparación para cada sistema representado en cada modelo, se construyó un modelo gemelo para cada sistema en donde a la sección de trabe de acoplamiento que se encuentra entre los muros se articuló en sus extremos, de tal manera que funcione como una ligadura simple, conservando las demás propiedades en los muros (Dimensiones, Refuerzo, materiales, etc.). De esta forma se generó un sistema que representaría el caso donde las trabes de acoplamiento no aportan rigidez al sistema. A estos sistemas se les realizó el mismo procedimiento descrito anteriormente para la obtención de las propiedades del sistema.

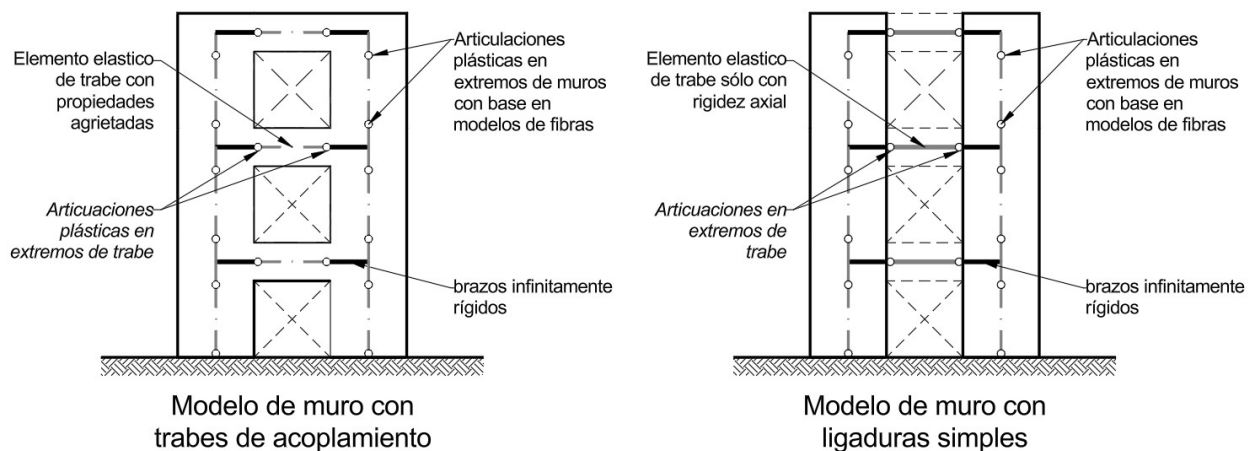


Fig. 37 Modelos para comparación de sistemas a base de muros acoplado

### 3.7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

Se realizaron los análisis estáticos no lineales tipo pushover a los 192 pares de modelos, considerando las trabes de acoplamiento y considerando las ligaduras simples, correspondientes a todas las combinaciones geométricas definidas en los rangos de la Tabla 7. Con base en estos análisis se obtuvieron las siguientes propiedades de cada sistema:

- Desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$
- Desplazamiento último  $\Delta_u$
- Cortante de fluencia  $V_y$
- Cortante último  $V_u$
- Rigidez inicial  $K_i$
- Rigidez efectiva  $K_e$
- Relación de rigidez efectiva  $K_e / K_i$
- Ductilidad  $Q$
- Sobre resistencia  $R$
- Grado de acoplamiento  $DC$

Para obtener los parámetros  $Q$  y  $R$  se consideraron las siguientes expresiones:

$$Q = \Delta_u / \Delta_y$$

$$R = V_y / V_d$$

Donde  $V_d$  es el cortante de diseño obtenido a partir de los análisis modales espectrales realizados en cada modelo.

#### **Curvas de capacidad.**

Se obtuvieron las curvas de capacidad a partir de los análisis estáticos no lineales tipo pushover. Estas curvas muestran la variación del cortante en la base de la estructura a cada incremento del desplazamiento en el nodo de control, ubicado en la azotea de los muros. Este procedimiento se realizó para los sistemas con y sin trabes de acoplamiento

como se muestra en las Fig. 38 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Fig. 39 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, respectivamente. Así mismo, en las **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra el grado de acoplamiento (DC) en función del incremento de desplazamiento en la azotea. adicionalmente, en las **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan las curvas de capacidad idealizadas bilineales para los sistemas con y sin trabes de acoplamiento, respectivamente.

Se consideraron los siguientes desplazamientos en la azotea como indicadores del desempeño de los sistemas:

$$I0 = 0.005 * H_{total}$$

$$Q2 = 0.010 * H_{total}$$

$$Q4 = 0.020 * H_{total}$$

Estos correspondientes a las distorsiones indicadas para el nivel de desempeño de ocupación inmediata y los dos objetivos de diseño para ductilidad baja y alta.

Al analizar las curvas de capacidad obtenidas para las diferentes configuraciones estructurales se observa que la influencia de la relación L/H de las trabes de acoplamiento es más significativa en muros bajos que en muros altos. Esta tendencia puede observarse en la primera columna de la figura Fig. 38 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, correspondiente a muros de 6 niveles, donde la forma de las curvas cambia significativamente a medida que aumenta la relación L/H de la trabe. Adicionalmente, se aprecia un incremento en la capacidad resistente y en la ductilidad conforme aumenta la relación L/H. Por otro lado, se aprecia cómo la ductilidad disminuye conforme aumenta la longitud de los muros con relación a la altura, es decir, que los muros más bajos y largos desarrollan menores niveles de ductilidad. Al observar las columnas correspondientes a los muros con 10 y 15 niveles, se aprecia como estos efectos son menos notorios. Consecuentemente, la influencia que presenta la variación en las dimensiones de las trabes de acoplamiento es más importante para muros de baja altura.

Los sistemas con relación  $L_{trabe}/H_{trabe} \leq 2$ , es decir, cuando las traveses tienen refuerzo en diagonal, tienden a seguir la misma tendencia cuando las longitudes de muros permanecen iguales, por ejemplo, para los sistemas con muros de 1.20 m tienden a tener curvas de capacidad similares a pesar de cambiar las dimensiones de las traveses de acoplamiento mientras se cumpla dicha relación. En caso contrario, cuando la relación  $L_{trabe}/H_{trabe}$  es mayor a 2, es decir, cuando las traveses tienen refuerzo convencional, la variación entre las capacidades desarrolladas aumenta de manera significativa. Por lo tanto, los sistemas que cuentan con traveses reforzadas convencionalmente son más sensibles a las variaciones en las dimensiones de estas.

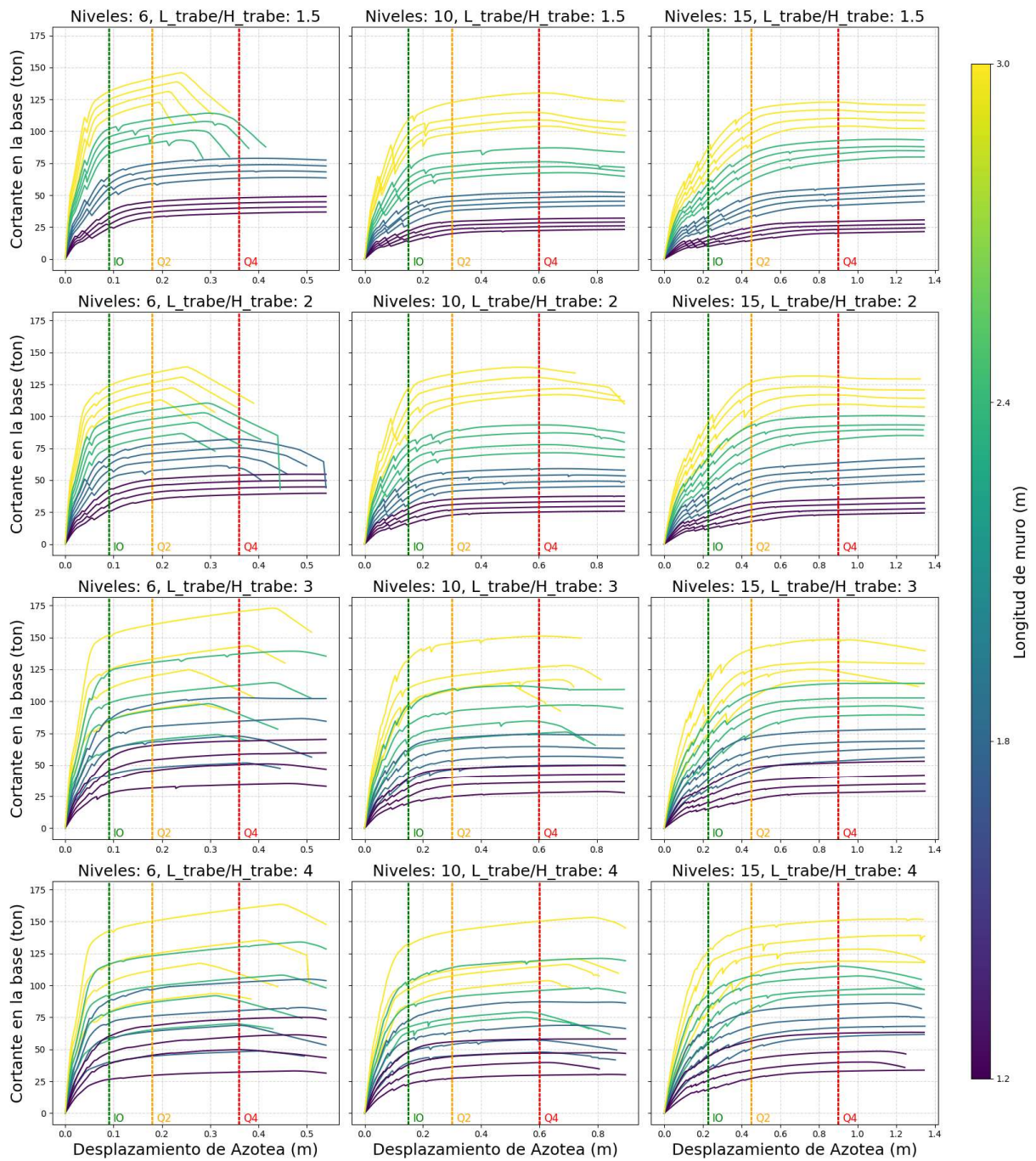


Fig. 38 Curvas de capacidad para modelos con traves de acoplamiento.

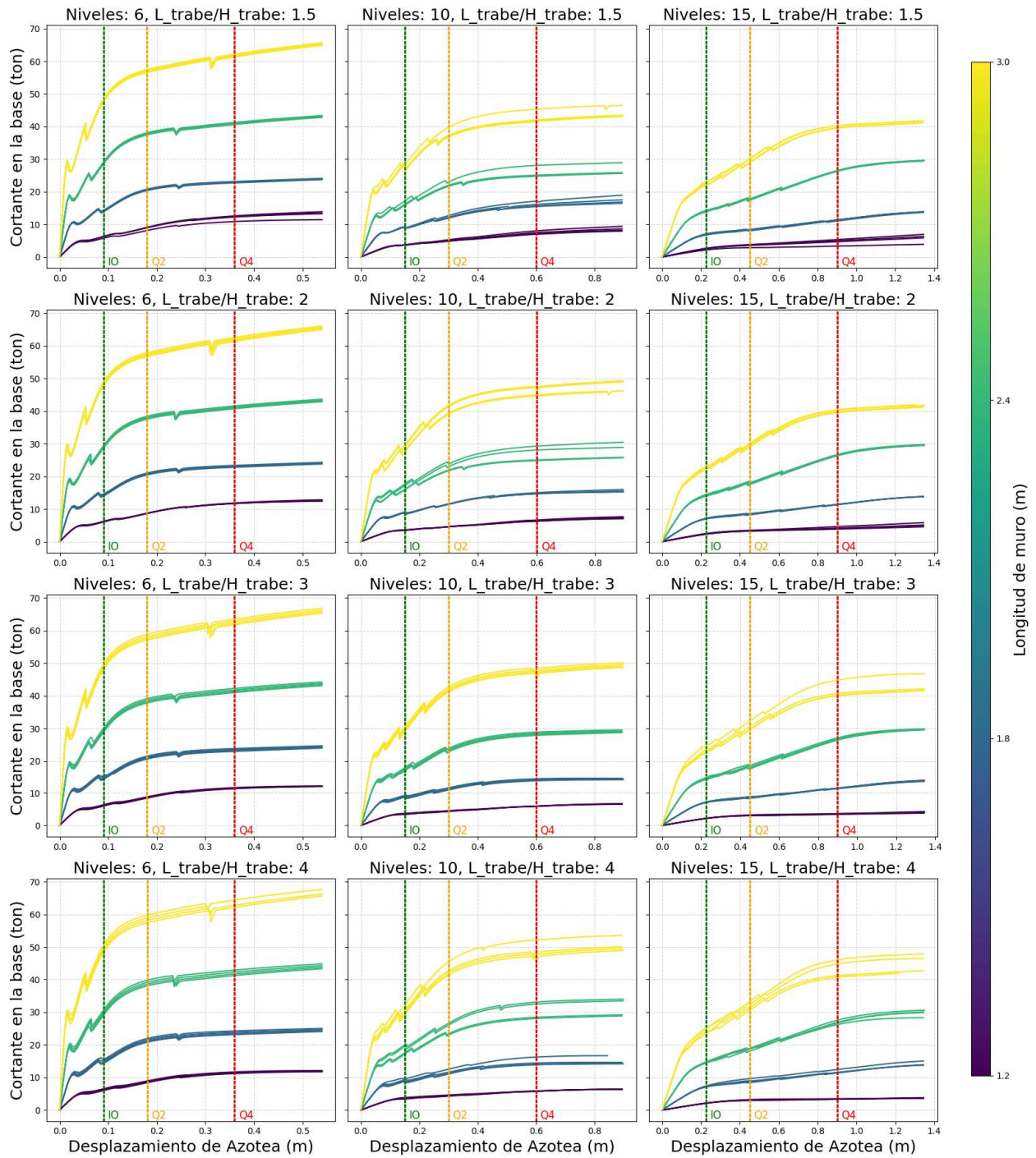


Fig. 39 Curvas de capacidad para modelos sin trabe de acoplamiento.

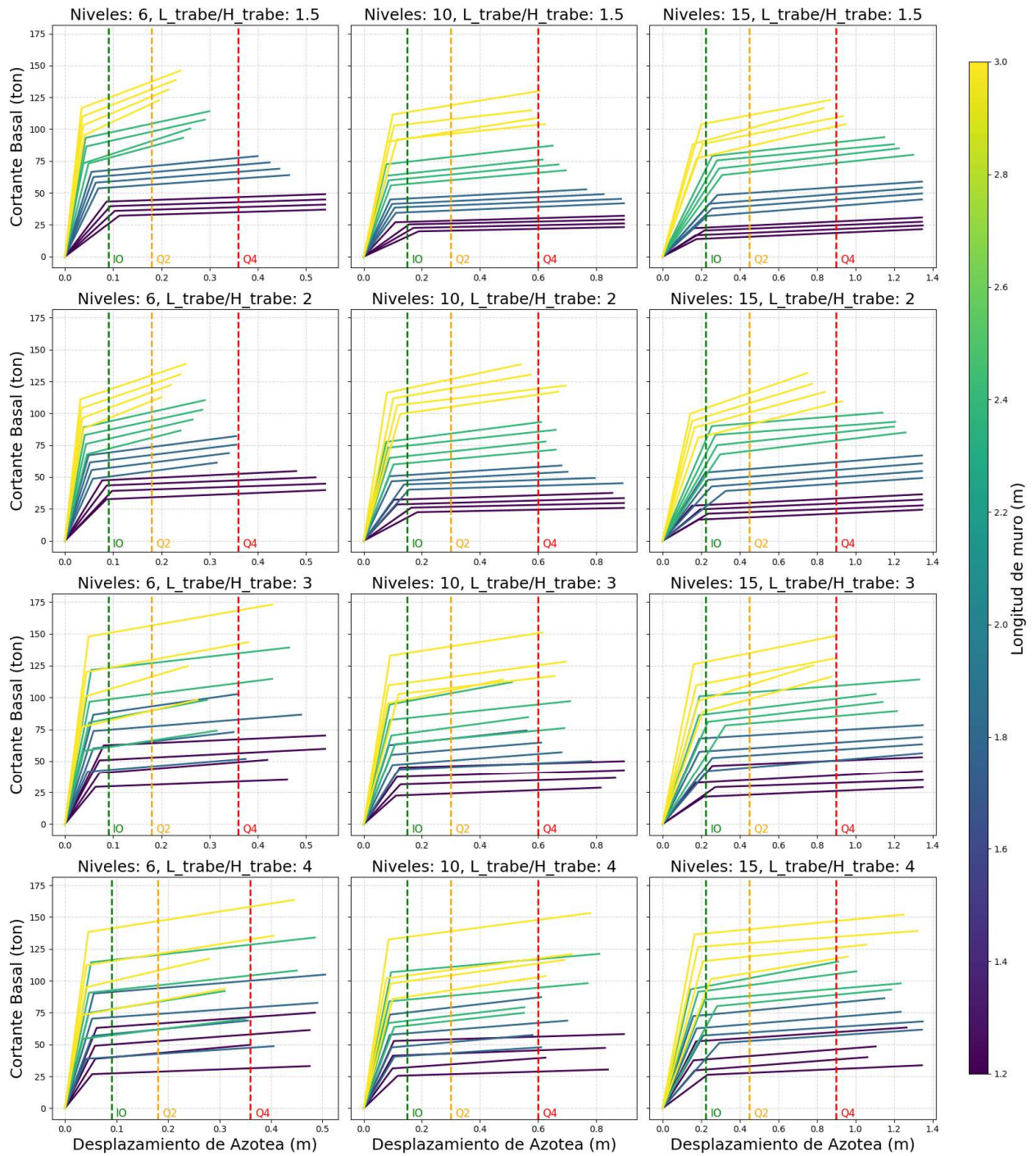


Fig. 40 Curva bilineal idealizada para modelos con traves de acoplamiento.

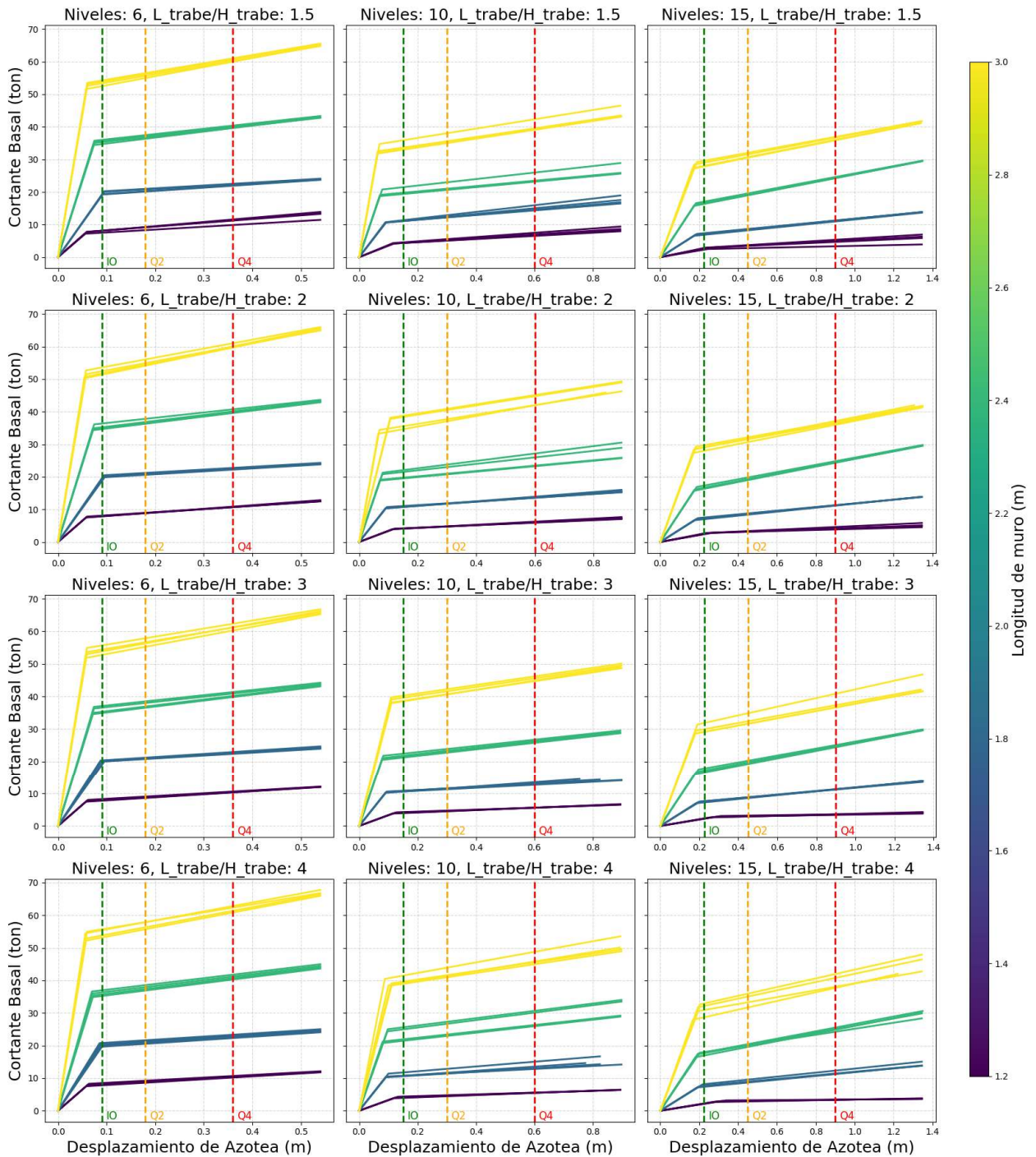


Fig. 41 Curva bilineal idealizada para modelos sin traves de acoplamiento.

Se comparó el grado de acoplamiento desarrollado durante los análisis pushover como se muestra en la Fig. 42; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se observa cómo el grado de acoplamiento disminuye conforme aumenta la longitud de los muros, de la misma manera, el grado de acoplamiento se ve disminuido cuando aumenta la

longitud de las traveses de acoplamiento, mientras que también disminuye conforme aumenta el desplazamiento en la azotea. Esto muestra que las traveses de mayor longitud pierden la capacidad de acoplamiento más rápidamente que las traveses cortas. Este efecto es más pronunciado en estructuras con muros largos, donde la pérdida de acoplamiento muestra una mayor participación de los muros como elementos individuales debido a su alta rigidez respecto a la trabe. En caso contrario, en muros cortos el acoplamiento se mantiene más estable conforme aumenta el desplazamiento y, por ende, la incursión en el rango inelástico. La pérdida del grado de acoplamiento disminuye notoriamente conforme aumenta la altura de los muros, adicionalmente, en la Fig. 43 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la variación del grado de acoplamiento en sistemas que no consideran las traveses de acoplamiento, es importante remarcar que, en muros cortos conectados con traveses largas, se pueden alcanzar acoplamientos entre 60% y 80%, lo cual evidencia que para muros colineales, como los presentados en este estudio, el acoplamiento se presentará cuando los muros se encuentren conectados entre sí, sin importar qué tan rígido sean los elementos que los conectan. En este sentido, es necesario considerar que estos elementos deberán ser diseñados y detallados para ser capaces de transferir las fuerzas entre los muros, incluso si no se consideraron como elementos de acoplamiento.

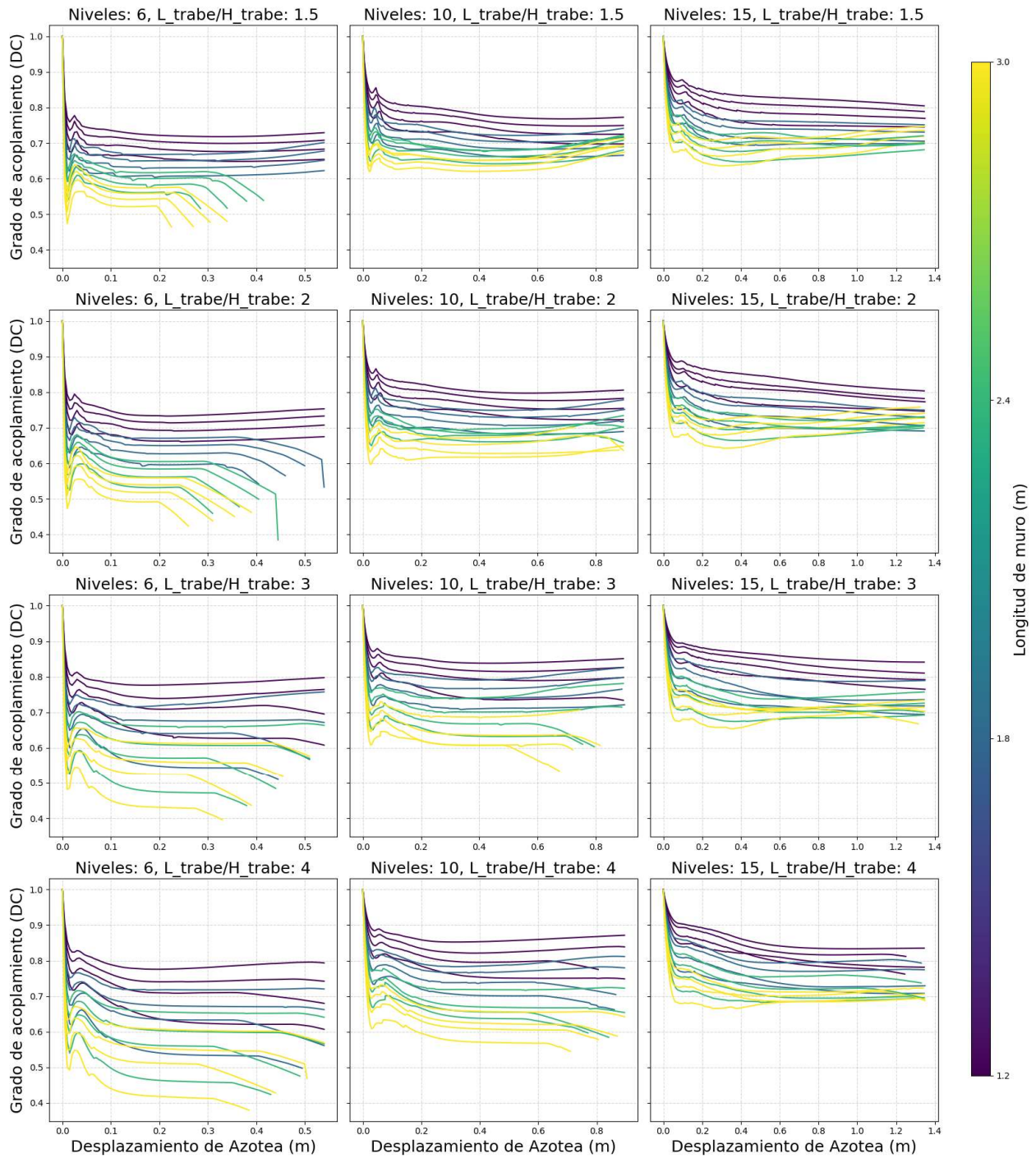


Fig. 42 Variación del grado de acoplamiento respecto al desplazamiento de azotea para modelos con traves de acoplamiento.

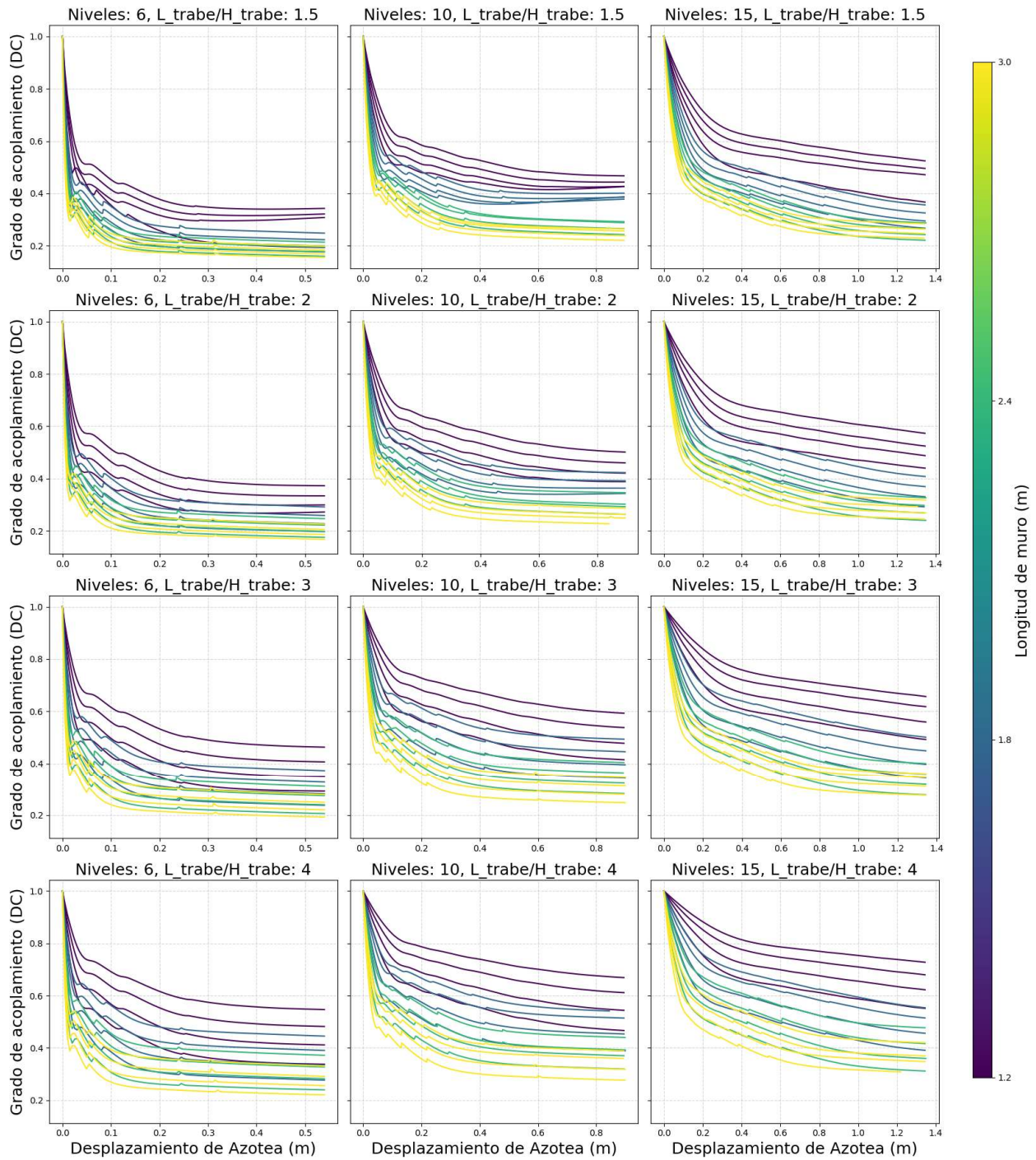


Fig. 43 Variación del grado de acoplamiento respecto al desplazamiento de azotea para modelos sin traves de acoplamiento.

Como se muestra en las curvas de capacidad reales (¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.Fig. 38 y Fig. 39¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.) y las curvas idealizadas (Fig. 40¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. y Fig. 41¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.), en general, los sistemas de

mayor altura fueron capaces de alcanzar las distorsiones para ductilidad alta ( $Q > 4$ ), mientras que, cuando la altura del sistema y la relación  $L_{trabe}/H_{trabe}$  disminuye, los muros de mayor longitud tienen a fallar antes de alcanzar estos desplazamientos. Así mismo, los desplazamientos de fluencia disminuyen de la misma manera, siendo en algunos casos incluso menores que los indicados para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, que corresponde a bajo y casi nulo daño en elementos estructurales. Aunque estos sistemas son capaces de soportar mayores cargas, también son propensos a dañarse con bajos niveles de deformaciones por lo que es necesario tomar esto en cuenta durante el diseño para evitar incumplir con este estado límite.

Desde la Fig. 44 hasta la figura Fig. 55 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se comparan las propiedades obtenidas para los sistemas con y sin trabes de acoplamiento al idealizar las curvas de capacidad reales a curvas bilineales. Las propiedades que se comparan son la relación de ductilidad ( $Q_{ratio}$ ), la relación del desplazamiento de fluencia ( $\Delta_{y_{ratio}}$ ), la relación entre el cortante de fluencia ( $V_{y_{ratio}}$ ), la relación entre el cortante último ( $\Delta_{u_{ratio}}$ ), la relación de la rigidez inicial ( $K_{i_{ratio}}$ ) y la relación de la rigidez efectiva ( $K_{e_{ratio}}$ ).

### ***Variación de la ductilidad en sistemas con y sin acoplamiento.***

Al analizar la variación del  $Q_{ratio}$  en las Fig. 44 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Fig. 45 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** es posible apreciar un comportamiento poco consistente en las variables consideradas, a pesar de ello, se puede observar ligera tendencia al aumento del  $Q_{ratio}$  conforme aumenta el peralte de las trabes. En la mayoría de los casos analizados,  $Q_{ratio}$  es menor a 1, lo que sugiere que la inclusión de trabes de acoplamiento podría estar reduciendo la ductilidad global del sistema. Este efecto es más pronunciado en configuraciones donde la trabe tiene dimensiones muy similares o significativamente diferentes a las de los muros que conecta, esto sucede cuando la relación entre la longitud del muro y el peralte de la trabe es menor a 2 o mayor a 3. Por ejemplo, el modelo de 6 niveles, muros de 1.20 m de largo y trabes de 60 cm de peralte por 90 cm de longitud ( $L_{muro}/H_{trabe} = 2$ ), presentó una reducción de hasta el 50% de la ductilidad, un comportamiento similar se observó en el mismo sistema con muros de 3.0 m de longitud ( $L_{muro}/H_{trabe} = 5$ ). No obstante, Este

efecto parece reducirse con el aumento de la relación L/H de la trabe e, incluso, llegar a invertirse conforme aumenta la altura del muro. A diferencia del peralte de la trabe, la longitud del muro presenta una tendencia más marcada en la disminución de la ductilidad relativa conforme aumenta.

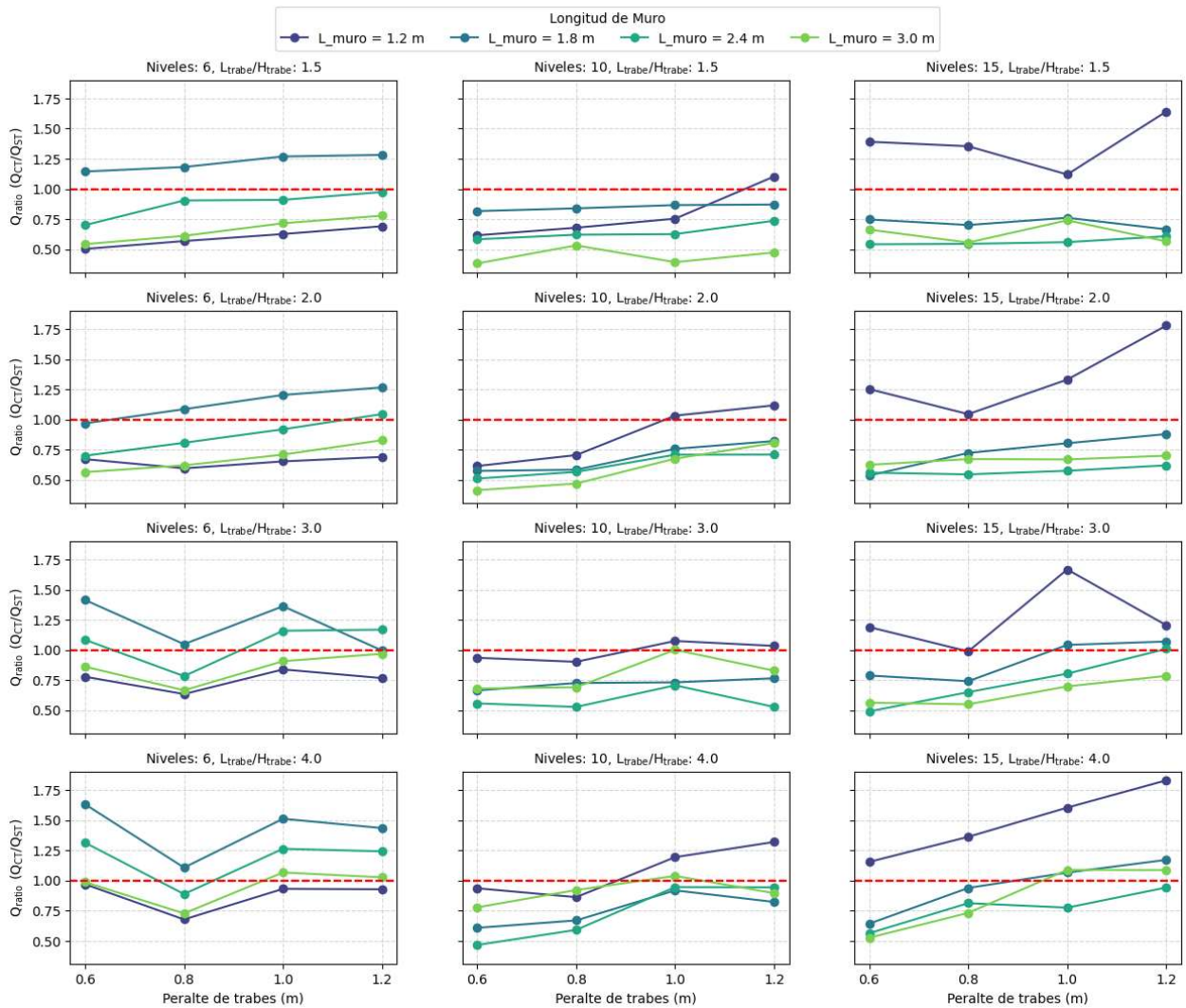


Fig. 44 comparación de la ductilidad alcanzada en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a los distintos peraltes de las traves de acoplamiento.

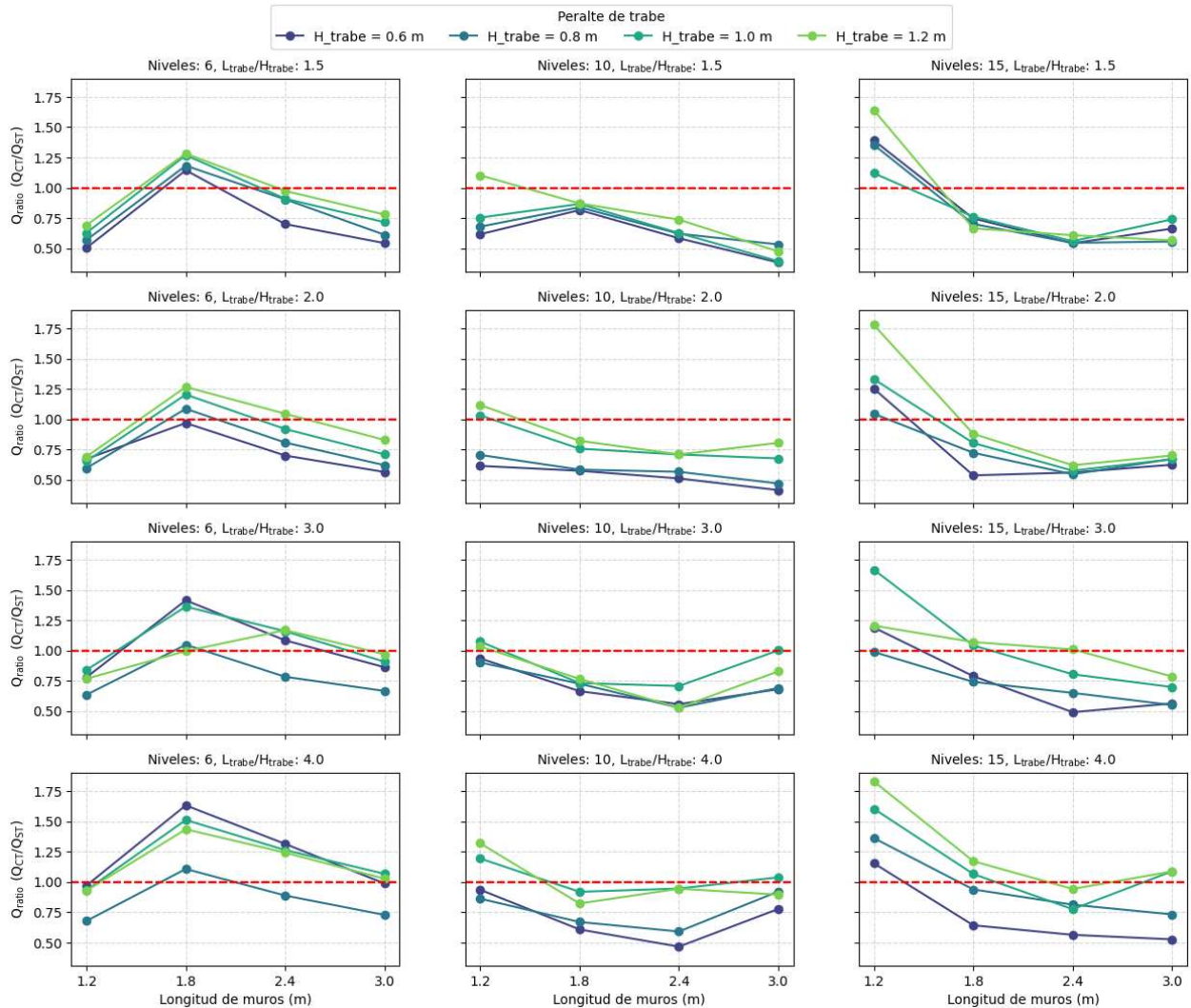


Fig. 45 comparación de la ductilidad alcanzada en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a las distintas longitudes de muros acoplados.

### Variación del desplazamiento de fluencia en sistemas con y sin acoplamiento

Analizando la variación de la relación del desplazamiento de fluencia,  $\Delta_{y_{ratio}}$ , (Fig. 46; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Fig. 47; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) se puede observar que, en la mayoría de los casos, el desplazamiento de fluencia es mayor en los sistemas sin traves de acoplamiento, debido a que la inclusión de las traves aumenta la rigidez global reduciendo la deformación necesaria para alcanzar la fluencia. Por otro lado, el desplazamiento de fluencia tiende a disminuir conforme aumenta el peralte de la trabe, mientras que la variabilidad de esta relación también disminuye con respecto a la relación L/H trabe la altura. En muros de

baja altura, la variación es más pronunciada con respecto a los muros de mayor altura, esto debido a la flexibilidad que se genera conforme aumenta la altura.

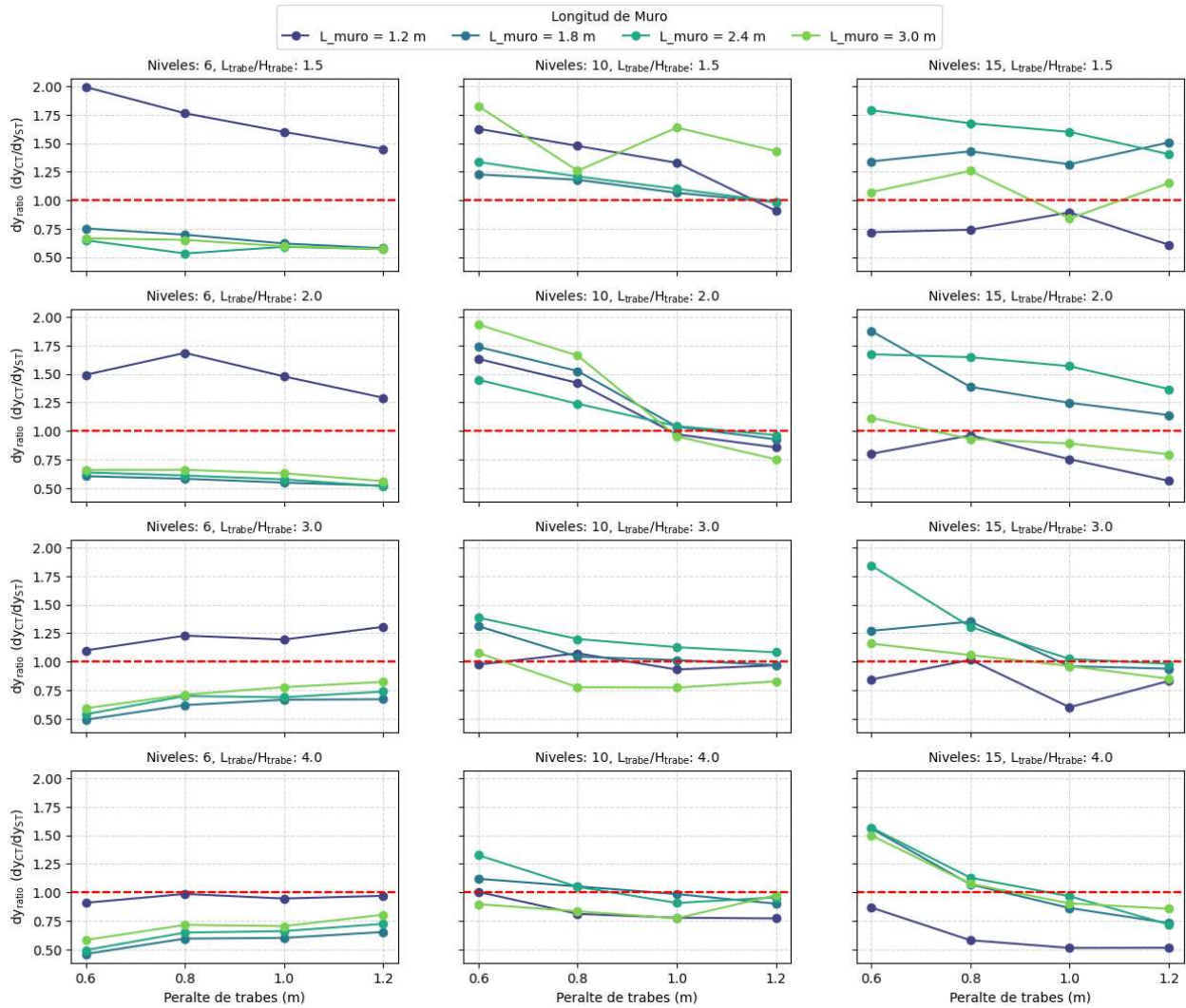


Fig. 46 comparación del desplazamiento de fluencia alcanzado en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a los distintos peraltes de las traves de acoplamiento.

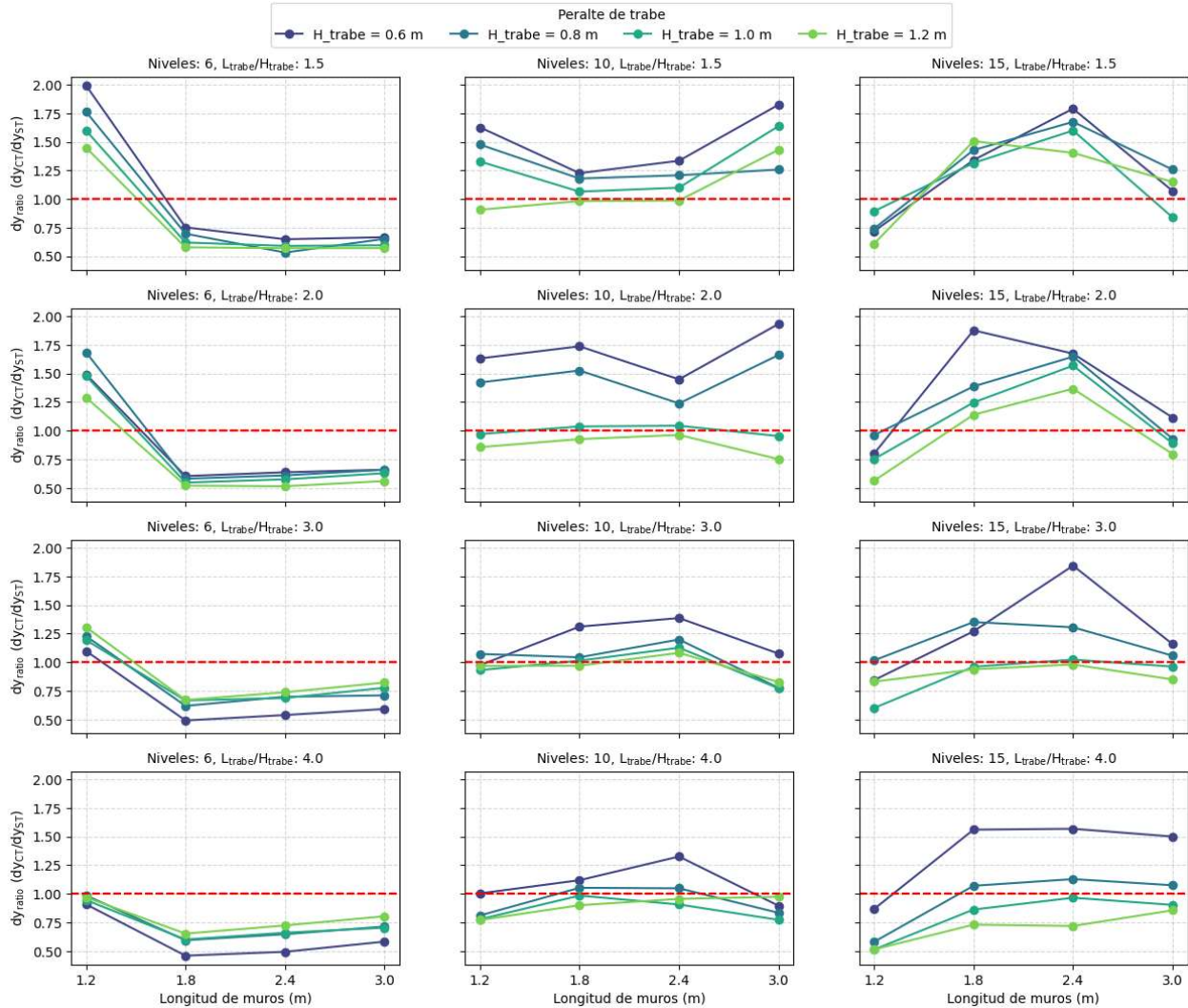


Fig. 47 comparación del desplazamiento de fluencia alcanzado en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a las distintas longitudes de muros acoplados.

### Variación del cortante de fluencia y cortante máximo en sistemas con y sin acoplamiento

En la Fig. 48; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la variación del cortante de fluencia con respecto al peralte de las traves de acoplamiento. En general se observa que el cortante de fluencia aumenta conforme aumenta el peralte de la trabe, especialmente en muros cortos. La variación del aumento es menos notoria en sistemas con relación  $L_{trabe}/H_{trabe} \leq 2$ , el caso contrario, esta variación es más pronunciada conforme aumenta el número de niveles. Esto indica que la inclusión de traves de acoplamiento aumenta el cortante de fluencia, especialmente en muros altos, que tienden

a tener menos rigidez que los muros bajos. Al comparar la variación del cortante de fluencia con respecto a la longitud de los muros (Fig. 49) **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) se muestra que la tendencia decreciente conforme aumenta la longitud de los muros, indicando que el aumento en el cortante provocado por el acoplamiento es menos importante en muros largos ya que estos participan más en la respuesta global del sistema, así mismo, se muestra que la dispersión de los resultados se reduce conforme disminuye la altura del sistema y la relación  $L_{trabe}/H_{trabe}$ , debido a que los muros cortos dependen en mayor medida del acoplamiento para desarrollar su resistencia.

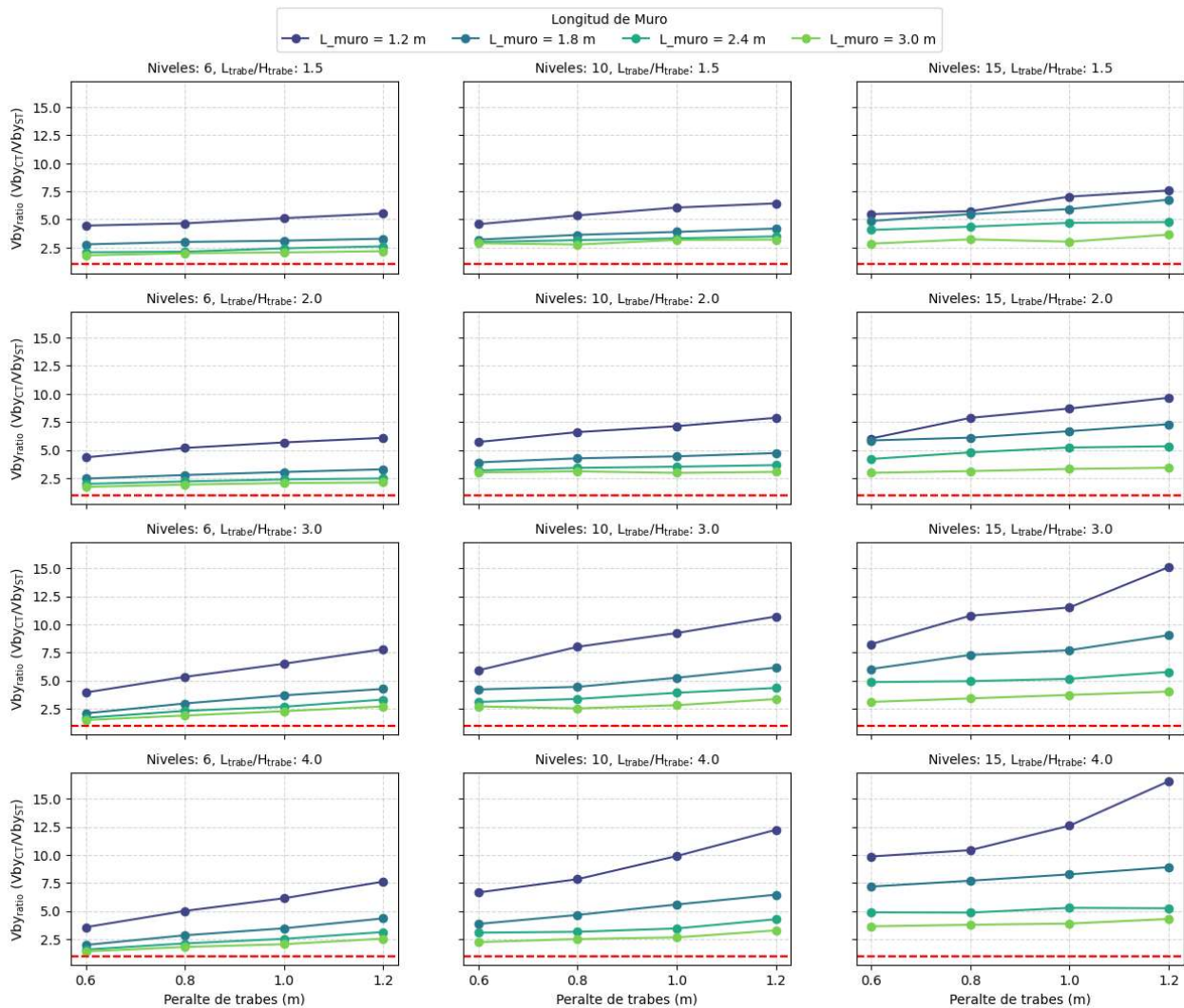


Fig. 48 comparación del cortante de fluencia alcanzado en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a los distintos peraltes de las traves de acoplamiento.

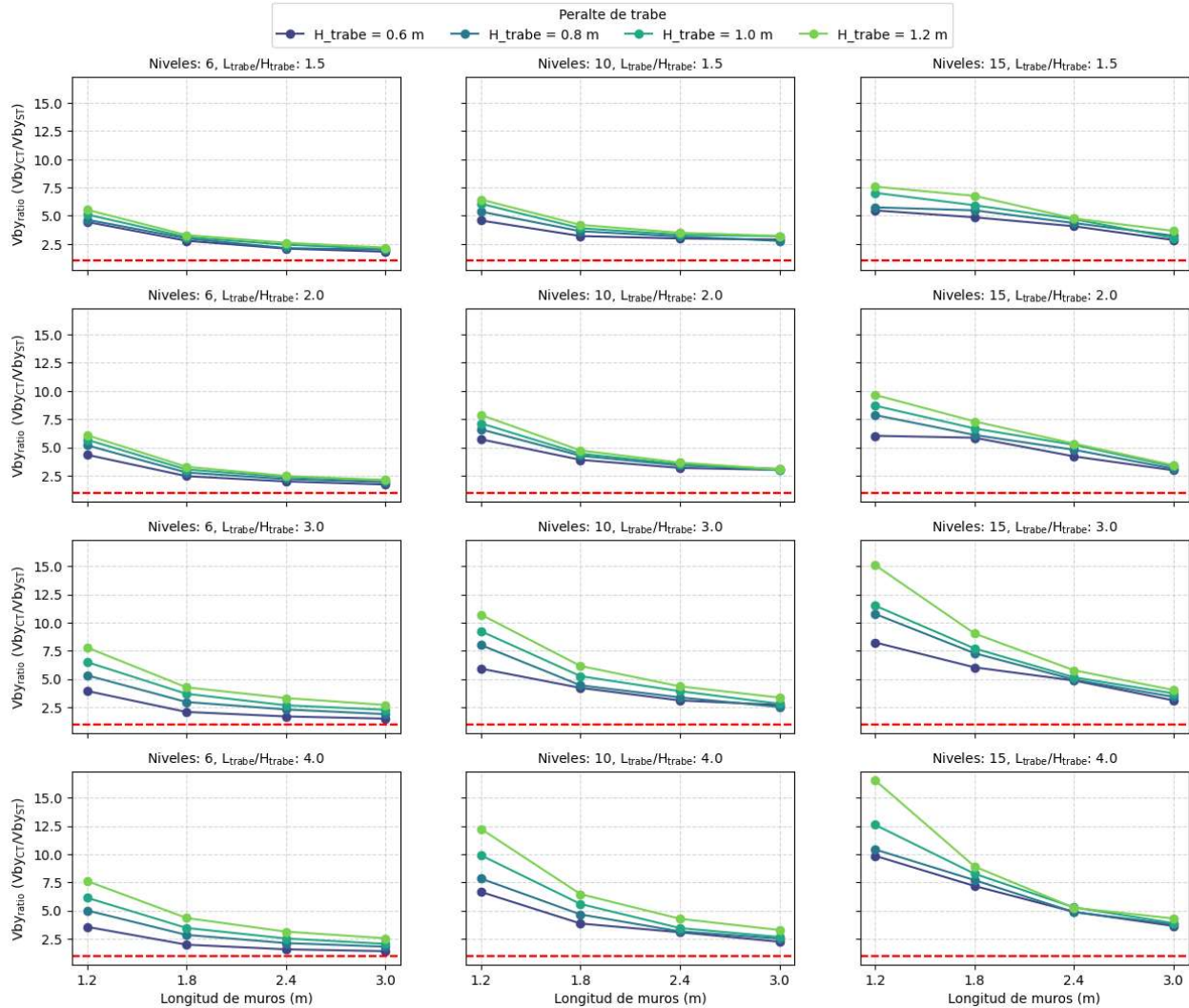


Fig. 49 comparación del cortante de fluencia alcanzado en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a las distintas longitudes de muros acoplados.

Estos efectos se presentan al analizar la relación del cortante máximo con respecto al peralte de las traves y la longitud de los muros (Fig. 50; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Fig. 51; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) por lo que se puede afirmar que el aumento en el cortante máximo depende de manera similar a la rigidez de las traves de acoplamiento, incrementando conforme estas aumentan de dimensiones, tanto peralte como longitud. De la misma manera, con relación a la longitud de los muros, el aumento en el cortante máximo decrece con respecto a la longitud de los muros.

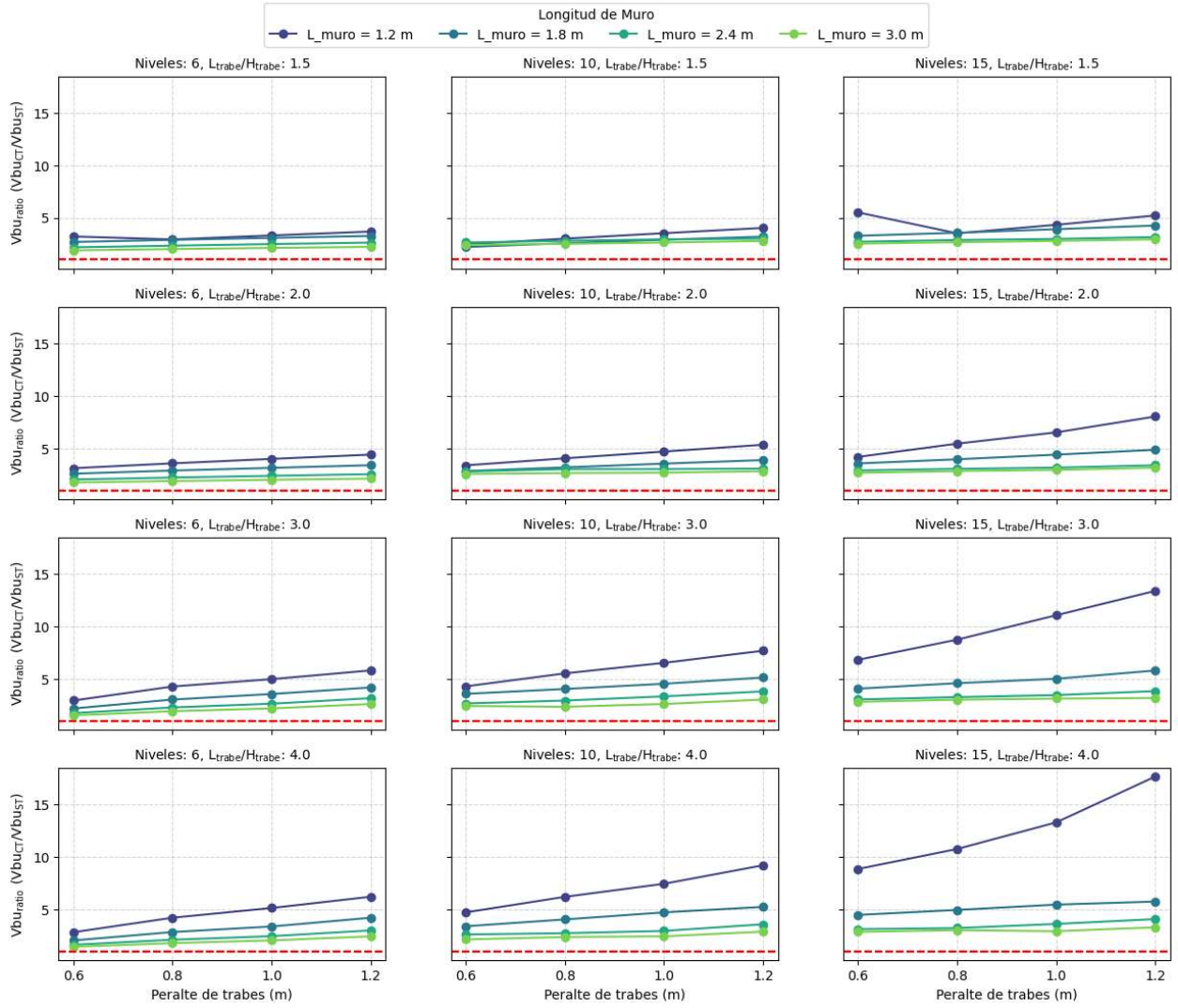


Fig. 50 comparación del cortante máximo alcanzado en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a los distintos peraltes de las traves de acoplamiento.

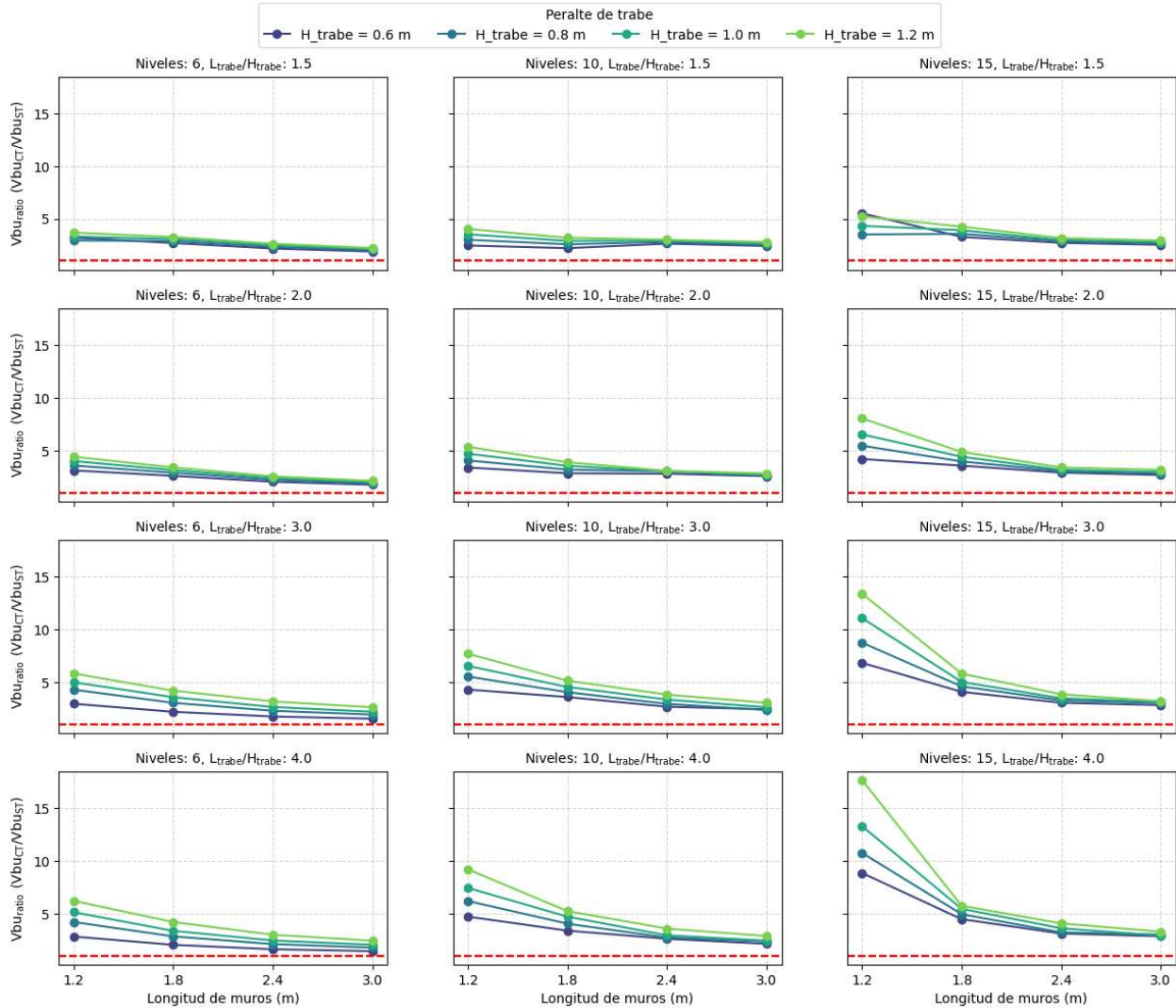


Fig. 51 comparación del cortante máximo alcanzado en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a las distintas longitudes de muros acoplados.

### Variación de la rigidez inicial y la rigidez efectiva en sistemas con y sin acoplamiento

Se comparó la variación de la rigidez inicial y la rigidez efectiva en sistemas con y sin traves de acoplamiento con respecto al peralte de las traves de acoplamiento (Fig. 52; Error! No se encuentra el origen de la referencia. y Fig. 53; Error! No se encuentra el origen de la referencia.) en ambos casos se observa que ambas rigideces aumentaron al considerar el acoplamiento provisto por las traves, adicionalmente se puede apreciar cómo el aumento de la rigidez crece conforme aumenta el número de

niveles y la relación  $L_{trabe}/H_{trabe}$  indicando que el aumento en la rigidez del sistema también aumenta con la separación de los muros, efecto que podría parecer contraintuitivo debido a que la rigidez que desarrollan las traveses disminuye con respecto a su longitud, sin embargo, como el sistema trata de formar un par respecto al eje centroidal del sistema, la separación de los muros aumentará la rigidez global. Este efecto se ve incrementado notablemente para muros cortos de gran altura. En caso contrario, el aumento en la rigidez inicial decrece con el aumento de la longitud de los muros (Fig. 54; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Fig. 55; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Esto indica que el efecto benéfico del acoplamiento se ve reducido con respecto a la rigidez relativa entre la trabe y los muros que se acoplan.

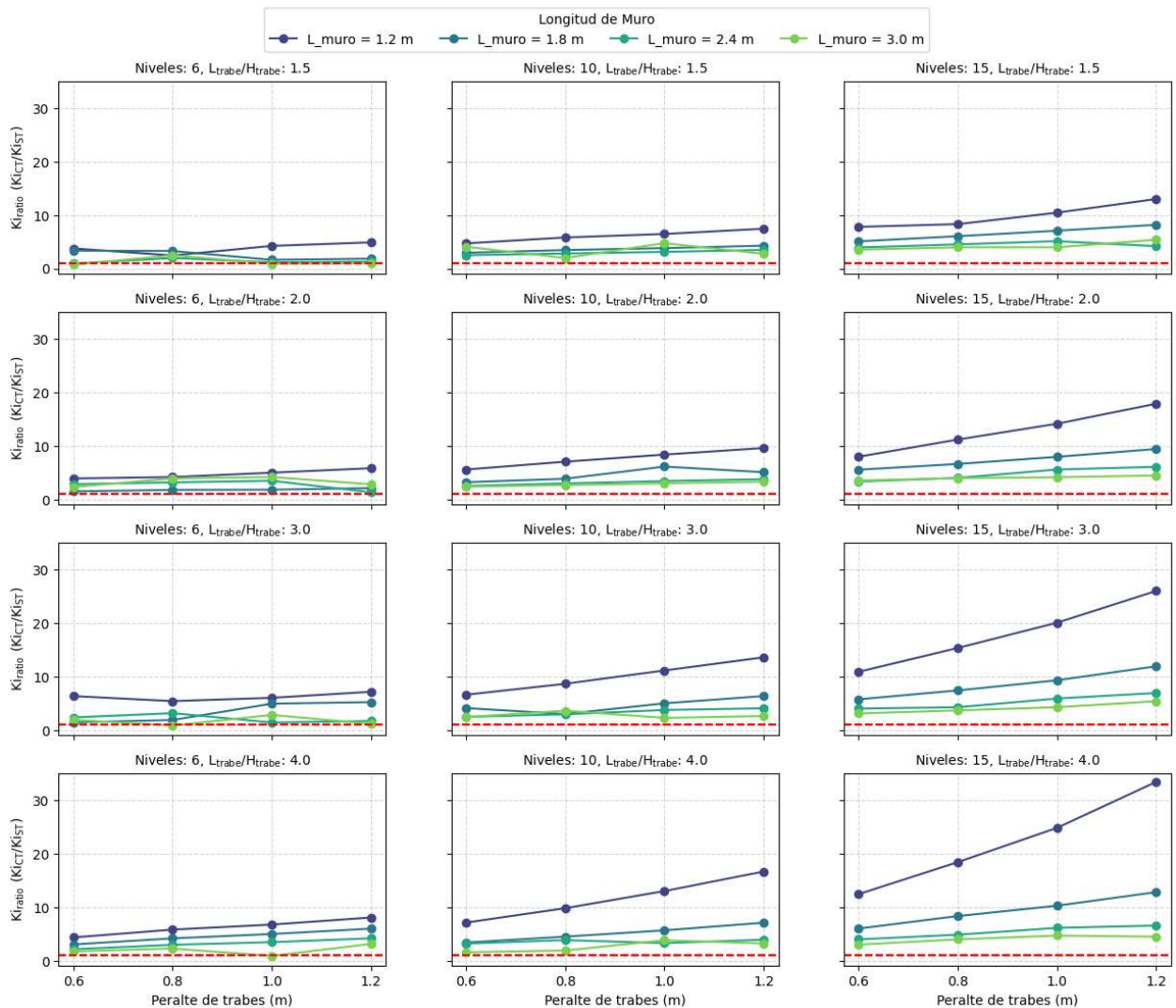


Fig. 52 comparación de la rigidez inicial en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a los distintos peraltes de las traves de acoplamiento.

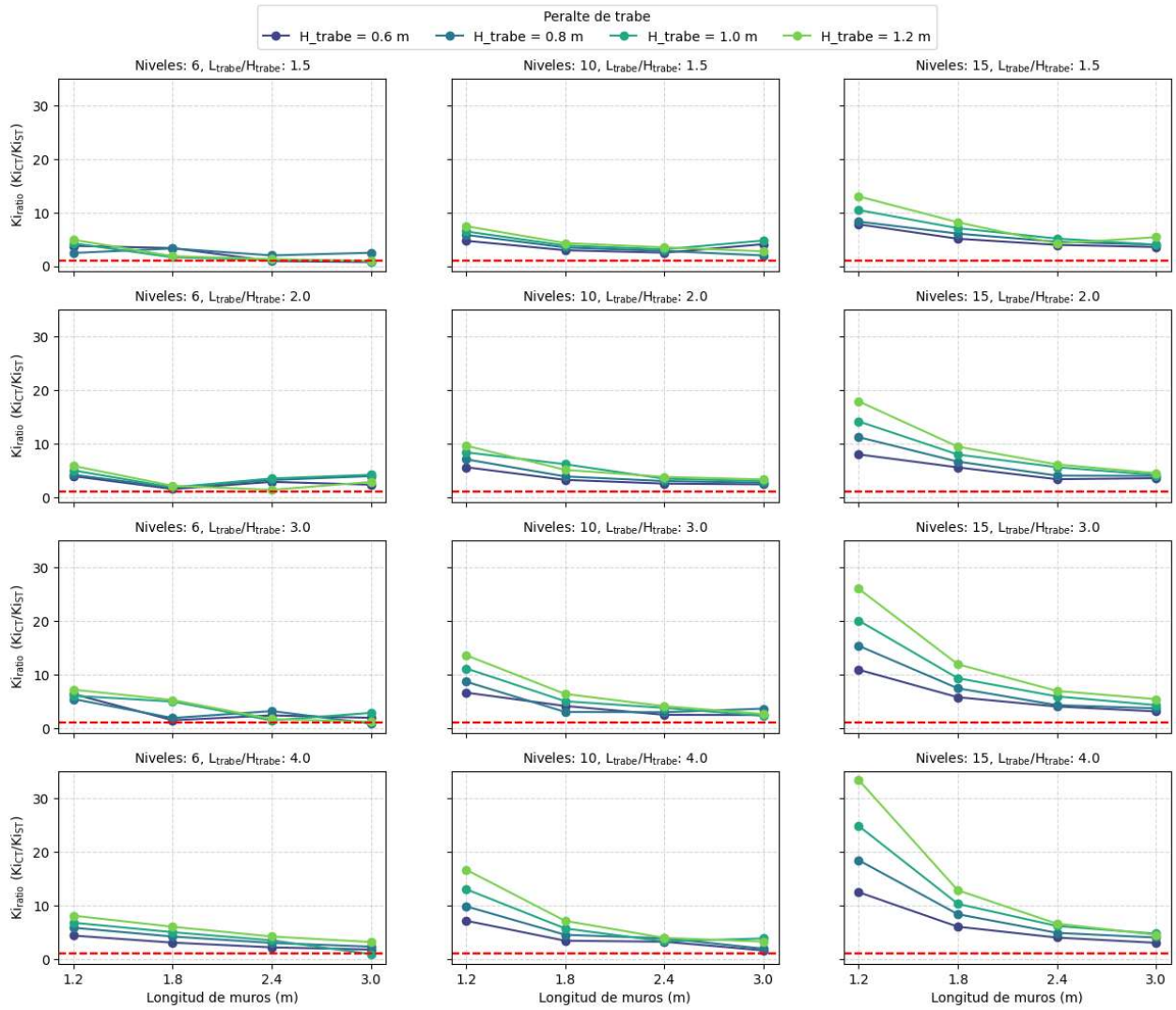


Fig. 53 comparación de la rigidez inicial en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a las distintas longitudes de muros acoplados.

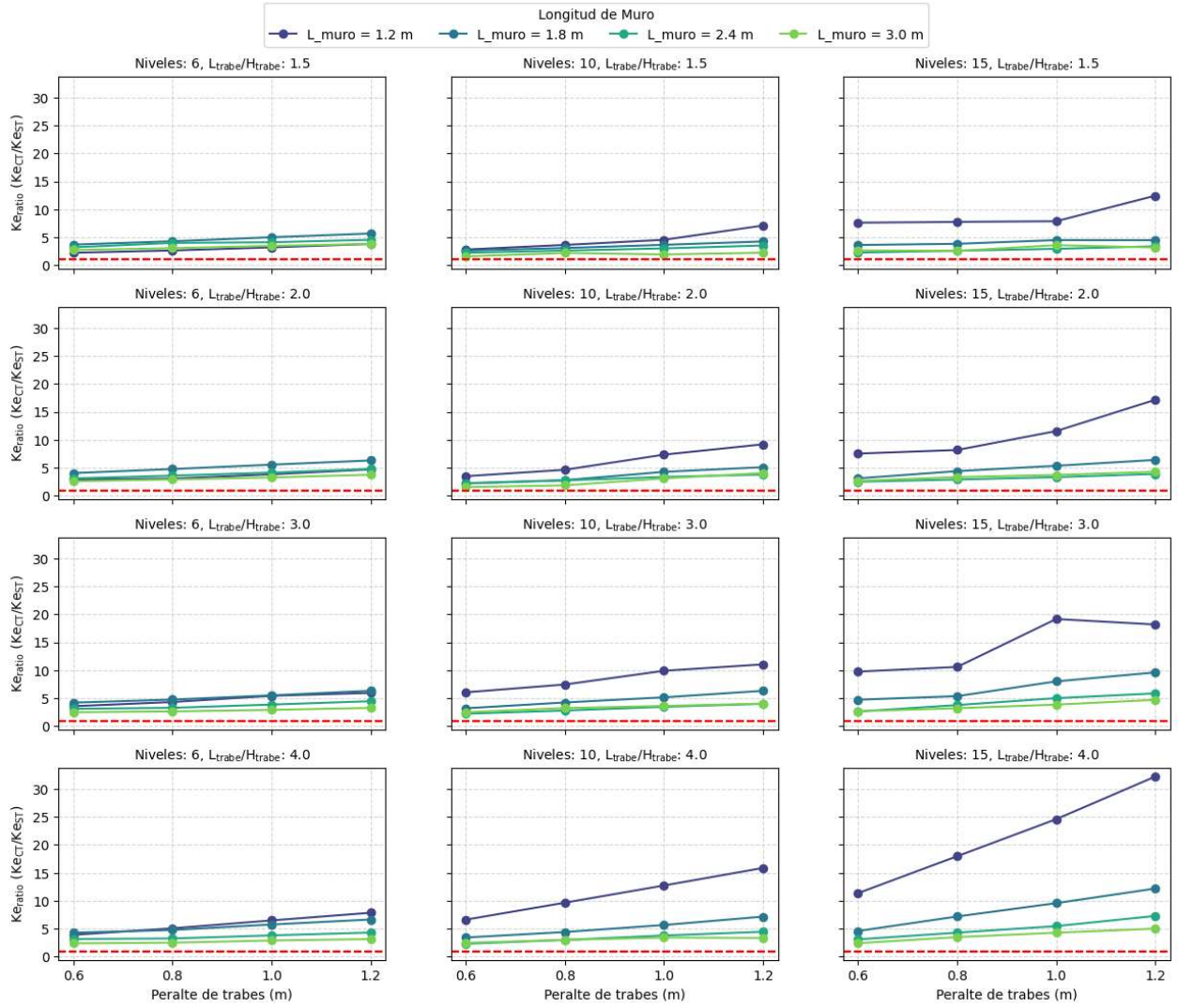


Fig. 54 comparación de la rigidez efectiva en sistemas con y sin traves de acoplamiento respecto a los distintos peraltes de las traves de acoplamiento.

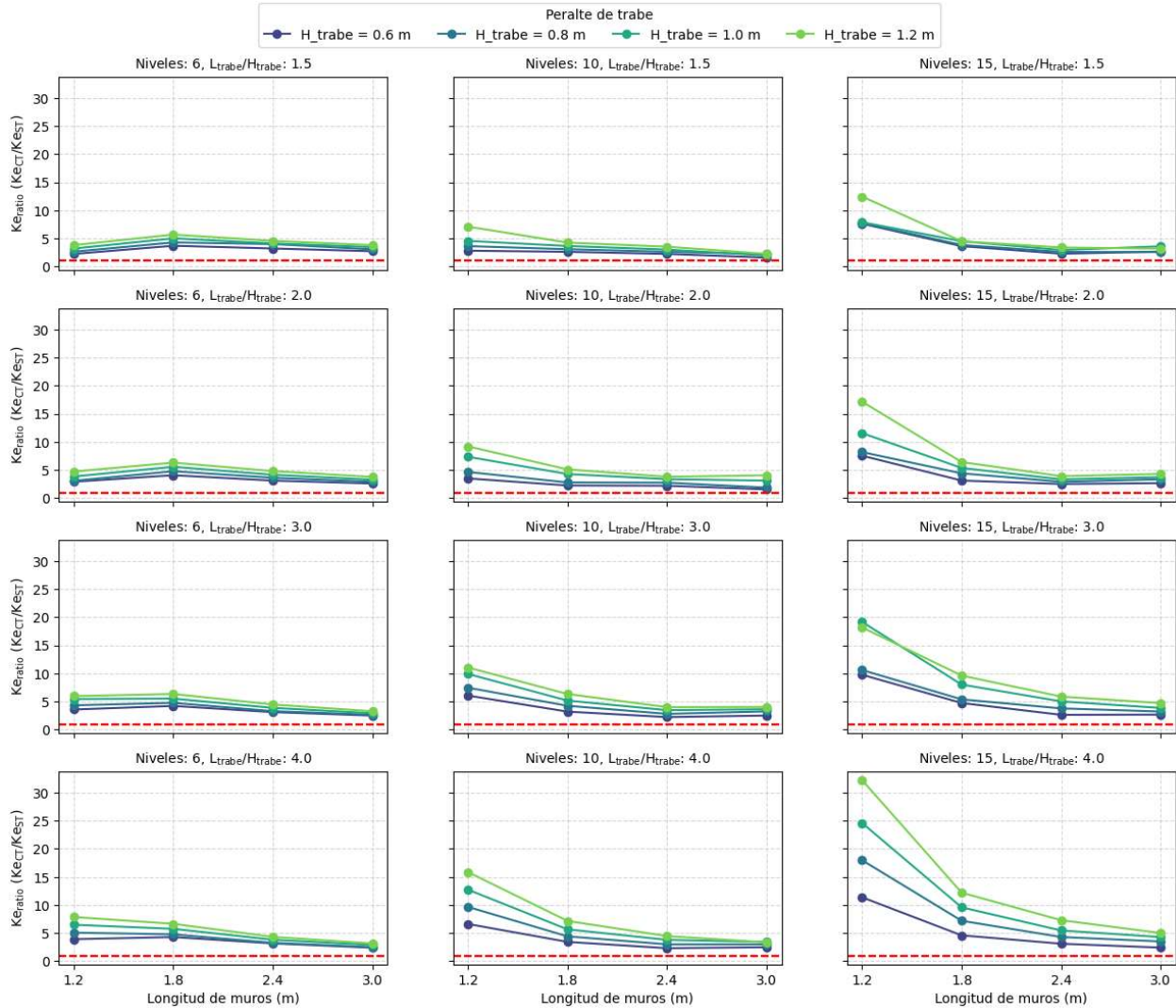


Fig. 55 comparación de la rigidez efectiva en sistemas con y sin trabes de acoplamiento respecto a las distintas longitudes de muros acoplados.

### Ductilidad (Q) y grado de acoplamiento (DC)

Se calculó el coeficiente de correlación entre la ductilidad del sistema y las relaciones geométricas propuestas en el análisis del grado de acoplamiento. Estos resultados se muestran en forma de Tabla 9, mientras que las Fig. 56 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Fig. 57 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestran la ductilidad en función de cada relación geométrica. Se observa que las relaciones geométricas no presentan una correlación fuerte (<70%) con respecto a la ductilidad alcanzada, lo que sugiere que la ductilidad global del sistema depende mayormente de otros factores, como las propiedades mecánicas de los materiales, el

detallado y disposición del acero de refuerzo, más que de las dimensiones geométricas de los muros.

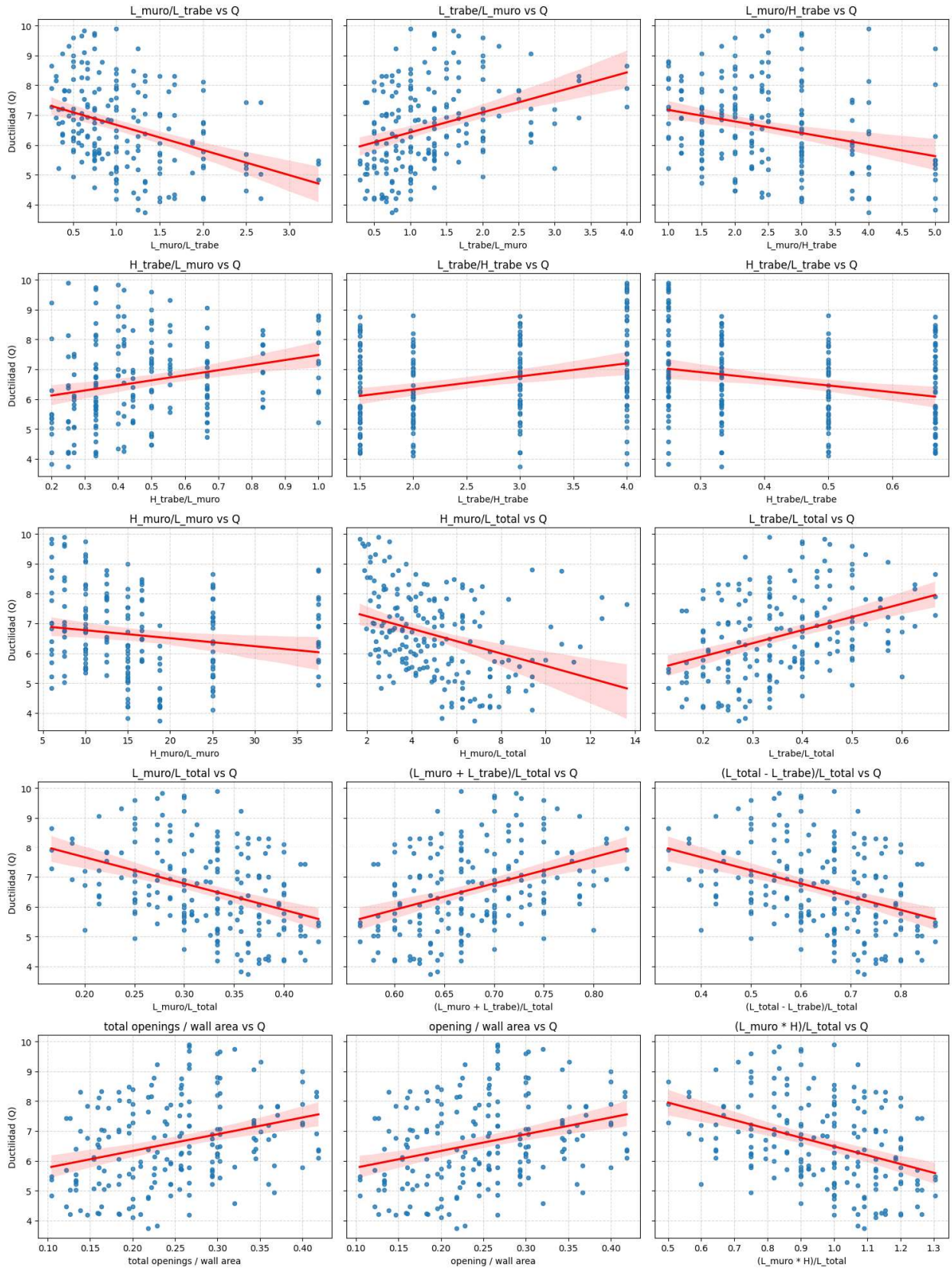


Fig. 56 Correlación entre la ductilidad y cada relación geométrica propuesta (1 de 2)

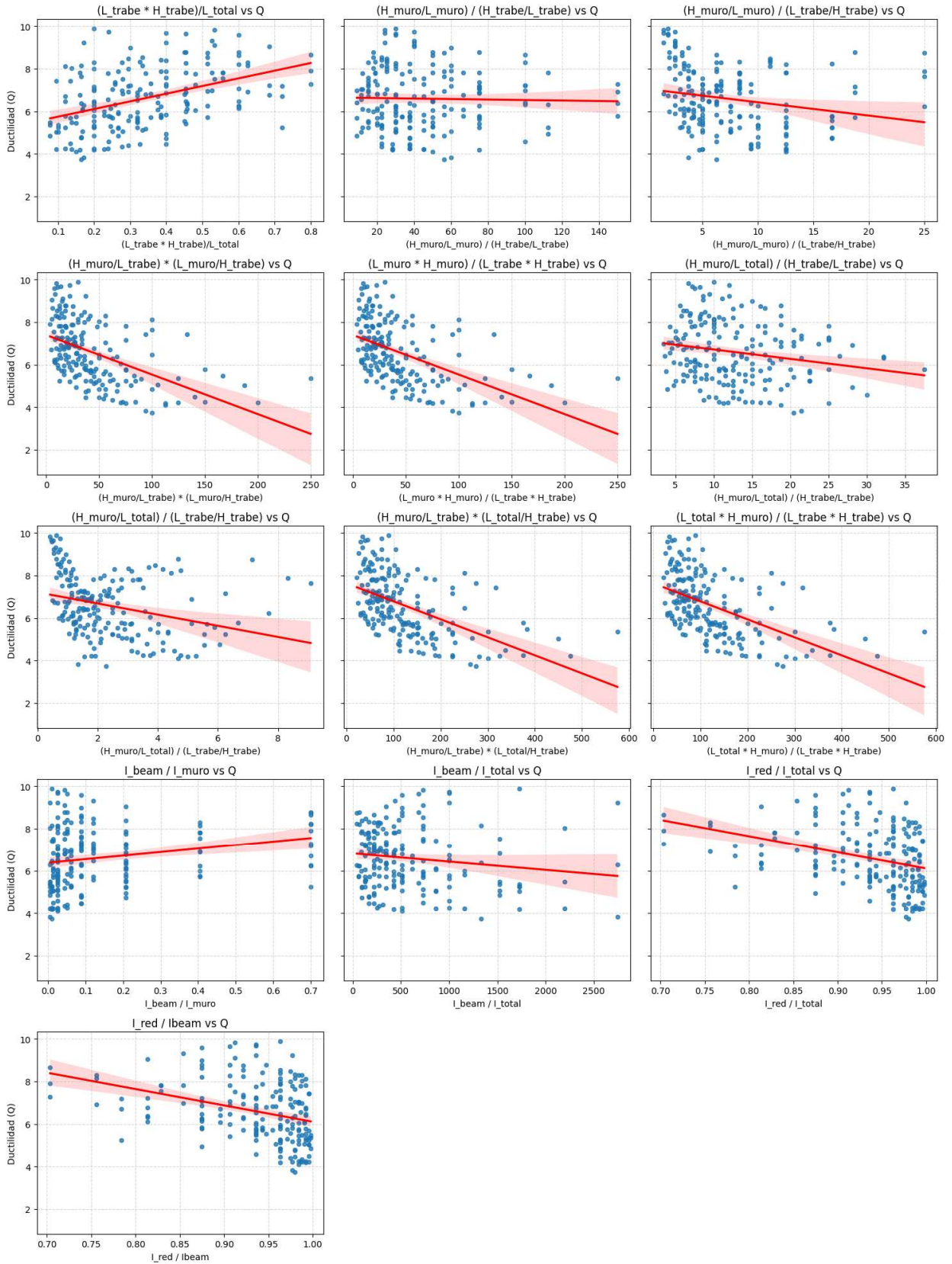


Fig. 57 Correlación entre la ductilidad y cada relación geométrica propuesta (2 de 2)

Si bien las relaciones geométricas influyen en la distribución y magnitud de las fuerzas internas y deformaciones durante los análisis estáticos, el control del comportamiento global de la estructura recaerá en el diseño y detallado del refuerzo. Durante los análisis no lineales se incorporan modelos de comportamiento inelástico, así como las propiedades constitutivas del concreto y del acero, permitiendo evaluar la incursión al rango inelástico de los elementos estructurales. Por lo tanto, la labor del ingeniero estructurista debe centrarse en estos factores para controlar el comportamiento global de la estructura.

Tabla 9 Coeficiente de correlación entre las relaciones geométricas propuestas y la ductilidad alcanzada.

Índice	Correlación con la ductilidad Q
$(Altura\_total/L\_trabe) * (L\_total/H\_trabe)$	52.90%
$(L\_total * Altura\_total) / (L\_trabe * H\_trabe)$	52.90%
$(Altura\_total/L\_trabe) * (L\_muro/H\_trabe)$	49.93%
$(L\_muro * Altura\_total) / (L\_trabe * H\_trabe)$	49.93%
$(L\_trabe * H\_trabe) / L\_total$	42.23%
$(L\_muro * H) / L\_total$	38.35%
$(L\_muro + L\_trabe) / L\_total$	38.35%
$L\_muro/L\_total$	38.35%
$L\_trabe/L\_total$	38.35%
$(L\_total - L\_trabe) / L\_total$	38.35%
$L\_muro / L\_trabe$	37.28%
$L\_trabe / L\_muro$	35.21%
$Altura\_total/L\_total$	34.66%
$I\_red / I\_total$	33.65%
$I\_red / I\_beam$	33.65%
área total de apertura / área total de muro	30.73%
área de apertura / área de muro	30.73%
$(Altura\_total/L\_total) / (L\_trabe/H\_trabe)$	29.87%
$L\_trabe / H\_trabe$	29.26%
$L\_muro/H\_trabe$	28.57%
$H\_trabe/L\_muro$	25.25%
$H\_trabe / L\_trabe$	25.02%
$I\_beam / I\_muro$	21.00%
$(Altura\_total/L\_muro) / (L\_trabe/H\_trabe)$	20.97%
$(Altura\_total/L\_total) / (H\_trabe/L\_trabe)$	19.85%
$Altura\_total/L\_muro$	16.10%
$I\_beam / I\_total$	14.59%
$(Altura\_total/L\_muro) / (H\_trabe/L\_trabe)$	2.33%

Por otro lado, se compararon los coeficientes de correlación obtenidas anteriormente entre las relaciones geométricas y el grado de acoplamiento con los coeficientes de correlación entre la ductilidad y las relaciones geométricas, como se muestra en la Tabla 10. Se puede observar que los coeficientes de correlación respecto al grado de acoplamiento y los coeficientes de correlación respecto a la ductilidad arrojan valores distintos dependiendo de las relaciones geométricas, mostrando en algunos casos, tendencias contrarias. En consecuencia, el grado de acoplamiento no es un indicador directo de la capacidad de la estructura para desarrollar distintos niveles de ductilidad.

*Tabla 10 Comparación entre los coeficientes de correlación calculados para el grado de acoplamiento y la ductilidad, respecto a las distintas relaciones geométricas propuestas.*

índice	Correlación con el Grado de acoplamiento			Correlación con la ductilidad Q
	H = 18 m	H = 30 m	H = 45 m	
$Altura\_total/L\_muro$	77.75%	79.63%	81.61%	16.10%
$Altura\_total/L\_total$	67.22%	64.32%	60.82%	34.66%
$(Altura\_total/L\_muro) / (L\_trabe/H\_trabe)$	76.82%	72.72%	67.85%	20.97%
$L\_muro/H\_trabe$	82.44%	86.39%	90.30%	28.57%
$l\_beam / l\_total$	87.53%	88.75%	88.95%	14.59%
$H\_trabe/L\_muro$	80.97%	83.97%	87.20%	25.25%
$(Altura\_total/L\_muro) / (H\_trabe/L\_trabe)$	26.89%	33.43%	40.90%	2.33%
$(Altura\_total/L\_total) / (H\_trabe/L\_trabe)$	10.62%	16.49%	23.41%	19.85%
$(Altura\_total/L\_total) / (L\_trabe/H\_trabe)$	56.09%	52.86%	45.51%	29.87%
$l\_beam / l\_muro$	66.96%	68.92%	71.29%	21.00%
$(L\_trabe * H\_trabe) / L\_total$	41.11%	47.58%	54.86%	42.23%
$L\_trabe / L\_muro$	38.78%	45.57%	53.23%	35.21%
$l\_red / l\_total$	39.24%	45.66%	52.85%	33.65%
$l\_red / l\_beam$	39.24%	45.66%	52.85%	33.65%
$(L\_muro + L\_trabe) / L\_total$	36.21%	43.86%	52.61%	38.35%
$L\_muro/L\_total$	36.21%	43.86%	52.61%	38.35%
$(L\_total - L\_trabe) / L\_total$	36.21%	43.86%	52.61%	38.35%
$L\_trabe/L\_total$	36.21%	43.86%	52.61%	38.35%
$(L\_muro * H) / L\_total$	36.21%	43.86%	52.61%	38.35%
$L\_muro / L\_trabe$	28.04%	35.80%	44.90%	37.28%
$área\ de\ apertura / área\ de\ muro$	28.14%	35.66%	44.34%	30.73%
$área\ total\ de\ apertura / área\ total\ de\ muro$	28.14%	35.66%	44.34%	30.73%
$L\_trabe / H\_trabe$	43.88%	36.29%	27.00%	29.26%
$H\_trabe / L\_trabe$	41.96%	34.17%	24.77%	25.02%
$(Altura\_total/L\_trabe) * (L\_total/H\_trabe)$	33.40%	40.20%	48.00%	52.90%
$(L\_total * Altura\_total) / (L\_trabe * H\_trabe)$	33.40%	40.20%	48.00%	52.90%

Índice	Correlación con el Grado de acoplamiento			Correlación con la ductilidad Q
	H = 18 m	H = 30 m	H = 45 m	
$(Altura\_total/L\_trabe) * (L\_muro/H\_trabe)$	31.81%	38.86%	46.99%	49.93%
$(L\_muro * Altura\_total) / (L\_trabe * H\_trabe)$	31.81%	38.86%	46.99%	49.93%

En la Fig. 58 se compara el grado de acoplamiento (DC) contra la ductilidad (Q) calculada para los sistemas con traveses de acoplamiento. La dispersión de los puntos indica que no existe una tendencia clara que vincule directamente el grado de acoplamiento con la ductilidad. Este resultado concuerda con los análisis previos, donde se evidenció que existen otros factores como las propiedades mecánicas de los materiales, el detallado y disposición del acero de refuerzo, modifican la ductilidad de manera más significativa que el grado de acoplamiento, ya que estos factores gobiernan la capacidad de deformación y disipación de energía en el rango inelástico. A lo largo del análisis se observó que sistemas con traveses de acoplamiento pueden generar distintos grados de ductilidad dependiendo de su rigidez y dimensiones relativas a los muros, sin embargo, esta variabilidad no es suficiente para predecir la ductilidad global de la estructura. Aunque el grado de acoplamiento influye en la distribución de fuerzas internas, este por sí solo no puede predecir la ductilidad del sistema.

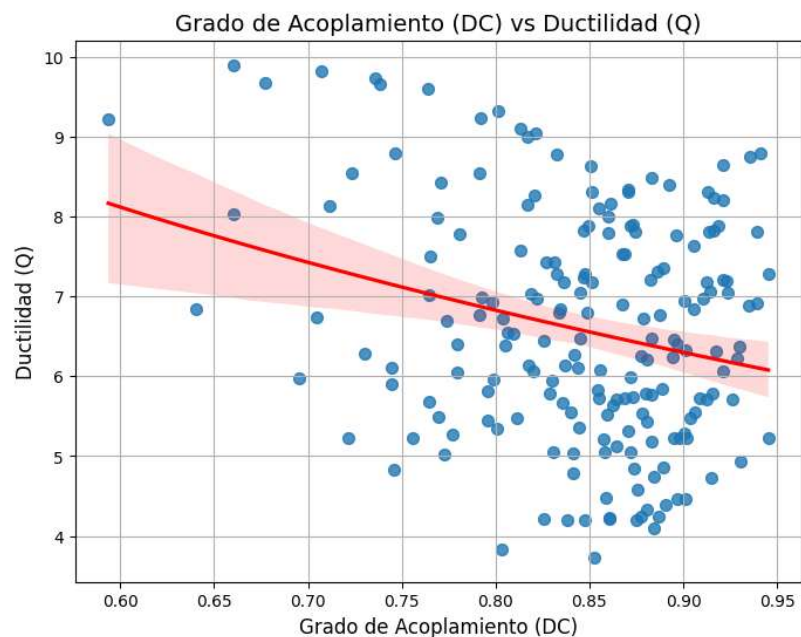


Fig. 58 Variación del grado de acoplamiento con respecto a la ductilidad.

## CONCLUSIONES

En el presente estudio se analizaron las disposiciones normativas para el diseño de sistemas basados en muros acoplados de concreto, y los elementos que los componen, establecidas en las NTC-Concreto-2020 y NTC-Concreto 2023 con el fin de verificar que los requisitos mínimos indicados conduzcan a implementar sistemas con comportamientos inelásticos aceptables de acuerdo con las filosofías de diseño reflejadas en dichos documentos y en la práctica profesional actual. Se realizaron los análisis y diseños de 192 modelos de muros con distintos rangos de dimensiones geométricas, a los que posteriormente, se les realizó un análisis estático no lineal para realizar la verificación normativa.

Con base en los análisis y resultados obtenidos en el presente trabajo, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- De los distintos métodos encontrados en la bibliografía para el cálculo del grado de acoplamiento (DC), el método propuesto por (Paulay & Priestley, 1992), el cual toma en cuenta las reacciones en la base de los muros, sigue siendo lo suficientemente sencillo para utilizar, especialmente en la actualidad, donde los recursos computacionales para realizar un análisis preliminar de un muro de concreto son mínimos.
- De las relaciones geométricas propuestas para relacionar el grado de acoplamiento del sistema (DC) las siguientes tres presentaron una fuerte correlación con este factor y un aspecto práctico:  $H_{trabe}/L_{muro}$ ,  $L_{muro}/H_{trabe}$  e  $I_{trabe}/I_{muro}$ . Estas tres relaciones consideran la rigidez relativa entre las traveses de acoplamiento y los muros que unen, por lo que pueden ser utilizadas como un criterio indicativo del grado de acoplamiento como se indica a continuación
  - **Si  $I_{beam} / I_{muro} \leq 0.2$  → sistema débilmente acoplado**
  - **Si  $I_{beam} / I_{muro} > 0.2$  → sistema fuertemente acoplado**

Cuando los muros acoplados cuentan con el mismo espesor que las traveses, estas expresiones se pueden escribir de la siguiente manera:

- **Si  $H_{trabe} \leq 0.585 L_{muro}$  → sistema débilmente acoplado**

- ***Si  $H_{trabe} \leq 0.585 L_{muro}$  → sistema fuertemente acoplado***
- El grado de acoplamiento no está directamente correlacionado con la ductilidad que puede desarrollar el sistema de muros acoplados, si bien el grado de acoplamiento permite comprender cómo se distribuirán las fuerzas internas en los muros y las trabes, la ductilidad del sistema se ve afectada prioritariamente por el detallado y disposición del acero de refuerzo, así como, de las propiedades mecánicas de los materiales.
- El cumplimiento de requisitos mínimos establecidos en la norma NTC-Concreto, en sus versiones 2020 y 2023, garantizan que el ingeniero estructurista diseñe sistemas basados en muros acoplados de concreto con la capacidad de ductilidad mínima de  $Q = 2$ .
- Al estudiar la variación del grado de acoplamiento (DC) en muros conectados por uniones simples en lugar de trabes de acoplamiento, es decir sin elementos que explícitamente generen el acoplamiento entre ambos muros, se pudo identificar que, a pesar de no tener estos elementos, el acoplamiento se generará, por lo que se puede esperar que los elementos que conecten muros de concreto reciban mayores demandas de flexión y corte, aunque no se hayan concebido para soportar tales demandas. Este efecto se identificó en muros colineales, por lo que este efecto deberá estudiarse en muros paralelos conectados a través de diafragmas u otros elementos que puedan generar este acoplamiento.

## RECOMENDACIONES

Para garantizar un comportamiento adecuado es necesario tomar en cuenta las dimensiones de los muros y las trabes de acoplamiento que se conectan, procurando que la relación entre la longitud de los muros y el peralte de las trabes se encuentre entre 2 y 3. Así mismo, se recomienda que las trabes de acoplamiento tengan una relación  $L/H \leq 2$  y que la disposición del acero sea diagonal y no convencional, para evitar el efecto “*pinching*” en el comportamiento de las trabes ante cargas cíclicas.

Este estudio se realizó considerando las siguientes limitaciones:

- Los muros acoplados considerados en este estudio son planos sin elementos de borde con mayor espesor respecto al muro, es decir, no se consideró el efecto de la presencia de muros perpendiculares conectados a los bordes de los muros ni columnas que puedan mejorar el comportamiento a flexión del muro. De la misma manera, no se consideró el efecto que pueda presentar la interacción entre muros paralelos conectados por trabes o diafragmas.
- Los muros colineales considerados en cada sistema cuentan con la misma longitud por lo que en este estudio no se revisó el efecto de conectar muros de distintas longitudes y el efecto que esto pueda tener en el comportamiento de los muros cortos o muros – columna.
- Las rótulas plásticas se modelaron considerando las curvas degradadas del Apéndice A de las NTC-Concreto-2020 y 2023, además la implementación de los materiales considerados dentro de OpenSeesPy cuentan con reglas de carga, descarga y recarga, especialmente útiles en modelos de fibras, como los utilizados para los muros, sin embargo, los análisis estáticos no lineales se realizaron con cargas monotónicas crecientes de tal manera que el efecto de la degradación por ciclos de cargas reversibles no se consideró en la respuesta global de la estructura.

Tomando en cuenta estas limitaciones, se recomienda que el efecto de cada una de ellas se estudie particularmente para cada caso de estudio, así mismo, estas limitaciones presentan áreas de oportunidad para extender el alcance y la aplicabilidad de las conclusiones realizadas en este estudio.

## BIBLIOGRAFÍA

- Alcocer, S. (1995). *Comportamiento y Diseño de estructuras de concreto Reforzado*. México, D.F.: CENAPRED.
- Archundia Aranda, H. I., González Cuevas, O. M., & Arellano Méndez, E. (Diciembre 2020). *Vigas de acoplamiento entre muros de cortante*. Universidad Autónoma Metropolitana, Departamento de materiales. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- ASCE 41-17. (2017). ASCE/SEI 41-17 Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *ASCE Standard*. Virginia, USA: American Society of Civil Engineers. doi:<https://doi.org/10.1061/9780784414859>.
- Bazán, E., & Meli, R. (2000). *Diseño Sísmico de Edificios*. Ciudad de México: Limusa.
- Bojórquez, E., Terán, A., Bojórquez, J., & Ruiz, S. (2009). Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sísmico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad. *Revista de Ingeniería Sísmica*(80), 31-62.
- Braverman, J. I., Miller, C. A., Ellingwood, B. R., Naus, D. J., Hofmayer, C. H., Bezler, P., & Chang, T. Y. (2001). Structural performance of degraded reinforced concrete members. Obtenido de <https://repository.lib.ncsu.edu/bitstream/handle/1840.20/30668/H1178.pdf?sequence=1>
- Bungale, S., T. (2010). *Reinforced concrete design of tall buildings*. Boca Raton, Florida: Taylor and Francis Group, LLC.
- Carpio, C., González, O., & Arellano, E. (2023). Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 24(1), 1-15. doi:<https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2023.24.1.008>
- Computers & Structures, Inc. (November de 2017). Analysis Reference Manual.
- Computers And Structures, Inc. (2023). ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems). California.
- El-zoughiby, M., Amasha, R., & Ghaleb, A. (2024). An unifying strut-and-tie model for conventionally reinforced link beams. *Engineering Structures*, 299(117109).
- Harries, K. (2001). Ductility and deformability of coupling beams in reinforced concrete coupled beams. *Earthquake Spectra*, Vol. 17(No. 3), 775-799.
- Haselton, C., Liel, A., Taylor Lange, S., & Deierlein, G. (2008). *Beam - Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings*. PEER Report 2007/03.
- Henández, M. (1991). Análisis dinámico no lineal de marcos dúctiles (de acuerdo al R.C.D.F.). *Tesis de maestría*. Instituto de Ingeniería UNAM.

- Ibarra, L., Medina, R., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34, 1489-1511. doi:10.1002/eqe.495
- Lim, E., & Hwang, S.-J. (2015). An Investigation on the Seismic Behavior of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams. *ACI Structural Journal*, 217-226.
- López, O., & Del Re Ruíz, G. (2008). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporricadas de concreto armado. *Boletín Técnico IMME*, 46(3).
- Luaces, F. (1995). Sobrerresistencia en estructuras o base de marcos de concreto reforzado. *Tesis de Maestría*. Instituto de Ingeniería, UNAM. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000229000>
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (august de 1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural engineering*, 114(8), 1804-1826. ASCE.
- Mazzoni, S., Scott, M., & Fenves, G. (2006). *OpenSees Command Language Manual*. (B. University of California, Editor) Obtenido de <http://opensees.berkeley.edu/manuals/usermanual>.
- McKenna, F., Scott, M., & Fenves, G. (2010). Nonlinear finite - element analysis software architecture using object composition. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 95-107.
- Meli Piralla, R. (2008). *Diseño Estructural* (2da Ed. ed.). México, D.F.: Editorial LIMUSA. Recuperado el 26 de Junio de 2023
- Mendoza, C. J., Aire, C., López, J., & Hernández, F. (2013). Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42, 52 y 56. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., & Lubke, C. D. (2008). Seismic Design Technical Brief No.1 Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers. (*NIST GCR 8-917-1*), Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering,. Gaithersburg, MD, US: National Institute of Standards and Technology.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto* (Duodécima ed.). (L. E. Yamín L., Trad.) Bogotá, Colombia: Editorial McGRAW-HILL INTERAMERICANA. Recuperado el 26 de Junio de 2023
- NTC-DCEC-2017. (Diciembre de 2017). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Vigésima época(No.220bis)*. Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC-DCECCC-2020. (05 de mayo de 2021). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto con Comentarios. *Gaceta Oficial de la federación*. Gobierno de la Ciudad de México.

- NTC-DSCC-2020. (9 de junio de 2020). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo con Comentarios. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Vigésima Primera Época(361)*, 6-105. Gobierno de la Ciudad de México.
- Ordaz Schroeder, M., Cruz Atienza, V. M., & Krishna, S. S. (28 de Septiembre de 2017). *¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?* Obtenido de Ciencia UNAM:  
<https://ciencia.unam.mx/leer/652/-que-ocurrio-el-19-de-septiembre-de-2017-en-mexico-.pdf>
- Park, R., & Paulay, T. (1979). *Estructuras de concreto Reforzado*. México, D.F.: Editorial LIMUSA.  
 Recuperado el 26 de junio de 2023
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. WILEY.  
 Recuperado el 27 de junio de 2023
- Rodríguez, M., & Montoya, C. (1990). Analisis de la resistencia y ductilidad en marcos de concreto reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica(39)*, 29-52. doi:10.18867/RIS.39.299
- Sánchez, A., & Terán, A. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de aplicación. *Revista de Ingeniería Sísmica(78)*, 47-71.
- SGIRPC. (26 de Diciembre de 2019). *Atlas de Riesgos*. Obtenido de  
<https://www.atlas.cdmx.gob.mx/principal/inicio>
- shahrouzi, M., & Ebadijalal, M. (2022). A Deductive design method to simplify ASCE 41-17 nonlinear static procedure preserving adjusted collapse margin ratio of steel moment frames. *Research Square*. doi:10.21203/rs.3.rs-1956141/v1
- Tena Colunga, A., Rivera Hernández, G., & Vergara Sánchez, J. (2011). Estimación de la rigidez lateral elástica de muros con aberturas. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.*, 135-162.
- Tena, A., & Correa, H. (2008). Evaluación de los criterios de diseño por sismo del RCDF para Marcos Dúctiles de concreto reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica(78)*, 73-101.
- UNAM, Instituto de Geofísica. (Octubre de 2017). Infografía 19s. 1985, 2017. Comparativa. *Geonoticias(206)*. Recuperado el 04 de Mayo de 2024, de  
<https://www.geofisica.unam.mx/assets/geonoticias206.pdf>
- University of California. (2006). OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Berkley, California.
- USGS. (s.f.). *M7.1 - 1 km S of Matzaco, Mexico*. Obtenido de Earthquake Hazards Program:  
<https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us2000ar20/executive>

Van Rossum, G., & Drake Jr, F. (1995). *Python reference manual*. Centrum voor Wiskunde en Informatica  
Amsterdam.