

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS NO LINEAL DE UNA VIVIENDA PERUANA TÍPICA DE  
ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 3 NIVELES**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Sebastian Alex Gómez Pedraza

**ASESOR:**

Dennis Jesús Santos Cavalho

Lima, agosto de 2025

### Informe de Similitud


Yo, Dennis Jesús Santos Cavalho, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis/el trabajo de investigación titulado “Análisis no lineal de una vivienda peruana típica de albañilería confinada de 3 niveles”, del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as),

Sebastian Alex, Gómes Pedraza,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 13/07/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 30 de julio de 2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Santos Cavalho, Dennis Jesús	
DNI: 40843921	Firma 
ORCID: 0000-0001-9616-9262	

## Resumen

La vulnerabilidad sísmica de una estructura de albañilería confinada es considerable. Si adicionamos el peligro de las acciones sísmicas que ocurren en la costa peruana, las viviendas de albañilería tienen un riesgo importante de verse afectadas según la capacidad de la estructura de soportar la fuerza que actúa sobre ellas debido al movimiento del suelo. En este trabajo se busca evaluar la degradación de la capacidad estructural de una edificación de albañilería confinada al incluir en el análisis la respuesta de muros de ladrillos pandereta, muros con tuberías sanitarias en su interior y muros de ladrillo tipo IV (según NTP E.070) y calificar su desempeño para sismos moderados y severos. Además, emplear los resultados de la investigación de Díaz et al. (2019).

Se propone entonces, realizar un análisis no lineal a una vivienda de albañilería confinada de 3 niveles. Para ello, se empleará la curva tetralineal propuesta por Díaz et al. (2019) para muros de albañilería confinada. Esta curva se utilizará para analizar la vivienda construida con ladrillo industrial y ladrillo pandereta. Asimismo, se incluirán en el análisis muros con tuberías sanitarias en su interior. La curva correspondiente a los muros con IISS incluida se basa en los resultados de San Bartolomé et al. (2006). Actualmente, está en proceso de oficialización una nueva norma (NTP E070) de albañilería. Para el análisis y diseño elástico de la albañilería se empleará el proyecto de norma actualizada el 2023.

Los resultados muestran que una vivienda que cuenta con muros con IISS en su interior tiene un desempeño sísmico muy similar al de una vivienda que no las usaría. Además, una vivienda construida con ladrillos pandereta sobrepasa el límite de colapso (según el SEAOC) ante un sismo raro, pese a contar con elementos de confinamiento correctamente diseñados y construidos. Asimismo, la vivienda construida con los mismos elementos de confinamiento, pero empleando ladrillos King Kong y en base a la NTP E.070 (2023) la vivienda se encuentra en resguardo de la vida. Estos resultados validan el uso de los resultados de la investigación de Díaz et al. (2019) en el análisis no lineal de viviendas de albañilería confinada. Adicionalmente, muestran una vez más la ínfima competencia sísmica del ladrillo pandereta para la albañilería estructural.

# Índice

Resumen .....	i
Capítulo 1. Introducción .....	1
1.1. Justificación .....	1
1.2. Pregunta de investigación .....	1
1.3. Objetivos .....	2
1.3.1. Objetivo principal .....	2
1.3.2. Objetivos secundarios .....	2
1.4. Hipótesis .....	2
1.5. Metodología .....	2
Capítulo 2. Estado del arte .....	4
2.1. Generalidades de los conceptos teóricos .....	4
2.2. Muros de albañilería .....	7
2.2.1. Concreto .....	10
2.2.2. Acero .....	11
2.2.3. Unidad de albañilería .....	11
2.3. El análisis no lineal .....	12
2.3.1. Ensayos experimentales .....	12
2.3.2. Curva tetralineal para la albañilería confinada .....	16
2.4. El desempeño de una estructura .....	21
2.5. Acerca del diseño actual .....	22
2.6. Modelo matemático .....	24
2.6.1. Muro y columnas .....	24
2.6.2. Elementos finitos .....	25
2.6.3. Columna ancha .....	26
2.7. Software de análisis .....	28
Capítulo 3. Análisis de la edificación propuesta .....	29
3.1. La vivienda multifamiliar .....	29
3.2. Diseño lineal elástico de la vivienda .....	31
3.3. Sobre los parámetros no lineales .....	40
3.4. Análisis comparativo de la curva tetralineal .....	41
3.5. Realización de la curva de capacidad tetralineal .....	42
3.5.1. Ladrillos King Kong (industrial) .....	42
3.5.2. Ladrillos pandereta (tubular) .....	49
3.5.3. Muros con instalaciones sanitarias en su interior .....	57

3.6.	Análisis no lineal de la vivienda .....	61
3.6.1.	Vivienda construida con muros de ladrillo King Kong.....	66
3.6.2.	Vivienda construida con muros de ladrillo pandereta .....	68
3.6.3.	Vivienda construida con muros con tubería en su interior .....	69
3.6.4.	Resumen comparativo .....	71
3.7.	Sobre el desempeño de la estructura.....	75
3.7.1.	Vivienda construida con muros de ladrillo King Kong.....	82
3.7.2.	Vivienda construida con muros de ladrillo pandereta .....	84
3.7.3.	Vivienda construida con muros con tubería en su interior .....	85
Capítulo 4.	Discusión de resultados .....	88
Capítulo 5.	Conclusiones.....	92
Referencias	.....	94



## Lista de figuras

Figura 2.1a: Dentado .....	8
Figura 2.1b: Mechas de acero corrugado.....	8
Figura 2.1c: Viga solera.....	9
Figura 2.2: Método para determinar $f'_m$ y $v'_m$ (NTP E070).....	9
Figura 2.3: Curva esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar (Mander et al., 1988).....	10
Figura 2.4: Modelo constitutivo del acero (Park y Pauley 1975).....	11
Figura 2.5: Características de las unidades de albañilería (NTP E070) .....	12
Figura 2.6: Detalle del muro usado por Coral (Coral, 2017).....	13
Figura 2.7: Modelo trilineal Fuerza-Desplazamiento (Coral, 2018) .....	13
Figura 2.8: Curva de histéresis y estados de daño identificados (Astroza et al., 2004) .	14
Figura 2.9: Curva trilineal muro MQ (Pari y Manchego, 2017) .....	15
Figura 2.10: Modos de falla en muros de albañilería confinada (Sugano et al., 2014)..	16
Figura 2.11: Curva de histéresis experimental y su modelo analítico de un muro de albañilería confinada (Díaz et al., 2019).....	17
Figura 2.12: Curva de capacidad generalizada de un muro de albañilería confinada (Cardenas et al., 2019).....	20
Figura 2.13: Esquema de la “ingeniería basada en el desempeño” (SEAOC Visión 2000, 1995).....	22
Figura 2.14: Muro dañado de albañilería confinada por el terremoto del 2007 en Pisco - Perú (PNUD, 2009) .....	23
Figura 2.15: Muros de albañilería confinada con daños por corte sismo 2001 – Tacna - Perú (Hammer et al., 2001) .....	23
Figura 2.16: Muro de albañilería confinada .....	24
Figura 2.17: Elemento finito tipo barra (Romero et al., 2020).....	26
Figura 2.18: Elemento finito tipo sólido de 8 nudos .....	26
Figura 2.19: Método de columna ancha (Williams et al., 2010) .....	27
Figura 2.20: Modelo de columna ancha con rótulas plásticas (Alcocer et al., 1996).....	27
Figura 2.21: Modelo no lineal de columna ancha (Rodríguez y Luna, 2023).....	28
Figura 3.1a: Planta típica de la edificación.....	30
Figura 3.1b: Vista 3D de la edificación.....	31
Figura 3.2a: Muro MX1 para el análisis lineal.....	34
Figura 3.2b: Columnas de confinamiento del muro MX1, sin restricción de giro en los extremos .....	34
Figura 3.3: Detalle del muro MX1 .....	40
Figura 3.4: Curva esfuerzo-distorsión del muro MX1 .....	45
Figura 3.5: Curva de capacidad del muro MX1 .....	46
Figura 3.6: Curva fuerza-desplazamiento del muro MX1 .....	46
Figura 3.7: Propiedades de rótula del muro MX1 en el primer piso. ....	47
Figura 3.8: Curva esfuerzo-distorsión del muro MX1. ....	53
Figura 3.9: Curva de capacidad del muro MX1 .....	53
Figura 3.10: Curva fuerza-desplazamiento del muro MX1 .....	54
Figura 3.11: Propiedades de rótula del muro MX1 en el primer piso .....	55
Figura 3.12: Muro picado para colocar tubería (San Bartolomé et al., 2006).....	58

Figura 3.13a: Conexión dentada y mechas para colocación de tubería (San Bartolomé et al., 2006).....	58
Figura 3.13b: Conexión dentada y mechas para colocación de tubería (San Bartolomé et al., 2006).....	58
Figura 3.14: Envoltente V-D correspondiente al primer ciclo de cada fase (San Bartolomé et al., 2006).....	59
Figura 3.15a: Curva simplificada del muro M1 .....	60
Figura 3.15b: Curva simplificada del muro M1 .....	60
Figura 3.16: Propiedades de rótula del muro MY7 IISS en el primer piso .....	61
Figura 3.17a: Modelo no lineal de la vivienda .....	62
Figura 3.17b: Modelo no lineal de la vivienda.....	63
Figura 3.18: Propiedades del muro MX1 .....	63
Figura 3.19: Factores de modificación de propiedades del muro MX1 .....	64
Figura 3.20a: Curva de capacidad en la dirección X de la vivienda .....	67
Figura 3.20b: Curva de capacidad en la dirección Y de la vivienda .....	67
Figura 3.21a: Curva de capacidad en la dirección X de la vivienda .....	68
Figura 3.21b: Curva de capacidad en la dirección Y de la vivienda .....	69
Figura 3.22a: Curva de capacidad en la dirección X de la vivienda .....	70
Figura 3.22b: Curva de capacidad en la dirección Y de la vivienda .....	70
Figura 3.23a: Fuerza cortante vs deriva en el techo .....	71
Figura 3.23b: Fuerza cortante vs deriva en el techo .....	72
Figura 3.23c: Rótulas en la dirección X de la vivienda con ladrillos King Kong.....	72
Figura 3.23d: Rótulas en la dirección Y de la vivienda con ladrillos King Kong.....	73
Figura 3.23e: Rótulas en la dirección X de la vivienda con ladrillos King Kong + IISS. ....	73
Figura 3.23f: Rótulas en la dirección Y de la vivienda con ladrillos King Kong + IISS. ....	74
Figura 3.23g: Rótulas en la dirección X de la vivienda con ladrillos Pandereta.....	74
Figura 3.23h: Rótulas en la dirección Y de la vivienda con ladrillos Pandereta.....	75
Figura 3.24: Curva de capacidad y límites de daño (Bonelli et al., 2010) .....	75
Figura 3.25a: Curva de capacidad sectorizada King Kong .....	76
Figura 3.25b: Curva de capacidad sectorizada pandereta.....	76
Figura 3.25c: Curva de capacidad sectorizada King Kong + IISS .....	77
Figura 3.26: Sismos de diseño.....	79
Figura 3.27a: Espectros de capacidad y demanda (Moreno et al., 2007).....	80
Figura 3.27b: Espectro de capacidad, EDAV y periodo efectivo (A. Muñoz, 2002).....	80
Figura 3.28a: Demanda del sismo ocasional sobre la dirección X de la estructura .....	82
Figura 3.28b: Demanda del sismo raro sobre la dirección X de la estructura.....	83
Figura 3.28c: Demanda del sismo muy raro sobre la dirección X de la estructura.....	83
Figura 3.29a: Demanda del sismo ocasional sobre la dirección X de la estructura .....	84
Figura 3.29b: Demanda del sismo raro sobre la dirección X de la estructura.....	85
Figura 3.30a: Demanda del sismo raro sobre la dirección Y de la estructura .....	86
Figura 3.30b: Demanda del sismo muy raro sobre la dirección Y de la estructura.....	86
Figura 3.31a: Demanda del sismo raro sobre la dirección Y de la estructura .....	87
Figura 3.31b: Demanda del sismo muy raro sobre la dirección Y de la estructura.....	87
Figura 4.1a: Ductilidad de la vivienda en la dirección X según tipo de ladrillo utilizado .....	88

Figura 4.2b: Ductilidad de la vivienda en la dirección Y según tipo de ladrillo utilizado ..... 89



## Lista de tablas

Tabla 2.1: Coordenadas de la curva trilineal (Pari y Manchego, 2017) .....	14
Tabla 2.2: Factores ingresados al programa para la rótula de corte. ....	15
Tabla 2.3: Derivas representativas ( $\times 10^{-3}$ ) (Díaz et al., 2019). ....	17
Tabla 2.4: Valores de $\beta$ (Díaz et al., 2019).....	19
Tabla 2.5: Rangos inelásticos para muros de mampostería en Perú (Zavala et al., 2019) .....	20
Tabla 2.6: Clasificación según comité VISION 2000 .....	21
Tabla 3.1: Densidad mínima de muros reforzados .....	32
Tabla 3.2: Densidad de muros reforzados en la dirección X.....	32
Tabla 3.3: Densidad de muros reforzados en la dirección Y.....	33
Tabla 3.4: Esfuerzo axial resistente del muro de albañilería confinada .....	33
Tabla 3.5: Carga de gravedad acumulada ( $P_g$ ) para muros en X e Y.....	35
Tabla 3.6: Esfuerzo axial de los muros de albañilería confinada .....	35
Tabla 3.7: Resistencia a corte y verificación del agrietamiento de los muros para el piso 1 .....	36
Tabla 3.8: Resistencia a corte y verificación del agrietamiento de los muros para el piso 2 .....	36
Tabla 3.9a: Resistencia a corte y verificación del agrietamiento de los muros para el piso 3 .....	37
Tabla 3.9b: Verificación de refuerzo mínimo en elementos de confinamiento.....	37
Tabla 3.10: Diseño del muro MX1 y MX5 .....	38
Tabla 3.11: Diseño del muro MY2 y MY8 .....	39
Tabla 3.12: Datos de entrada para el muro MX1 .....	42
Tabla 3.13: Datos de entrada para la ecuación propuesta por Díaz et al. (2019) .....	43
Tabla 3.14: Esfuerzos de corte para cada estado límite.....	44
Tabla 3.15: Rangos de estados límite (Zavala et al., 2019).....	44
Tabla 3.16: Coordenadas de la curva tetralineal.....	45
Tabla 3.17: Valores normalizados de fuerza cortante y desplazamiento en el sentido positivo para muros de ladrillo King kong .....	48
Tabla 3.18: Datos de entrada para el muro MX1 .....	50
Tabla 3.19: Datos de entrada para la ecuación propuesta por Díaz et al. (2019) .....	50
Tabla 3.20: Esfuerzos de corte para cada estado límite.....	51
Tabla 3.21: Rangos de estados límite (Zavala et al., 2019).....	52
Tabla 3.22: Coordenadas de la curva tetralineal.....	52
Tabla 3.23: Valores normalizados de fuerza cortante y desplazamiento en el sentido positivo para muros de ladrillo pandereta.....	55
Tabla 3.24: Sección real, transformada y sus respectivos factores de conversión empleados en el programa .....	65
Tabla 3.25a: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje X .....	68
Tabla 3.25b: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje Y .....	68
Tabla 3.26a: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje X .....	69
Tabla 3.26b: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje Y .....	69
Tabla 3.27a: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje X .....	71
Tabla 3.27b: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje Y .....	71

Tabla 3.28: Niveles de amenaza y aceleración (SEAOC, 1995).....	77
Tabla 3.29: Comportamiento estructural para edificaciones comunes.....	78
Tabla 3.30: Objetivos de diseño .....	78
Tabla 3.31a: Demandas inelásticas para muros King Kong.....	81
Tabla 3.31b: Demandas inelásticas para muros King Kong con instalaciones sanitarias .....	81
Tabla 3.31c: Demandas inelásticas para muros pandereta .....	81
Tabla 4.1: Ductilidad de la vivienda en cada dirección.....	88
Tabla 4.2: Desempeño de la vivienda según tipo de ladrillo empleado (SO: sismo ocasional, SR: sismo raro, SMR: sismo muy raro, OP: operativo, RV: resguardo de la vida, CC: cerca al colapso).....	90
Tabla 4.3a: Derivas totales de la vivienda construida con ladrillo King Kong.....	90
Tabla 4.3b: Derivas totales de la vivienda construida con muros más instalaciones sanitarias .....	91
Tabla 4.3c: Derivas totales de la vivienda construida con muros de ladrillo pandereta.	91



# Capítulo 1. Introducción

## 1.1. Justificación

La albañilería confinada es un sistema estructural muy empleado en el Perú para edificios familiares. Este sistema es económico, pero tiene mayor vulnerabilidad ante acciones sísmicas que el sistema aporricado y/o de muros de concreto armado. Sin embargo, no se puede ser ajeno al contexto socioeconómico de un gran porcentaje de la población que seguirá optando por una vivienda de mampostería.

Frente al peligro que presentan las acciones sísmicas que ocurren en la costa peruana, las viviendas de albañilería tienen un riesgo importante de verse afectadas según la capacidad de la estructura de soportar la fuerza que actúa sobre ellas debido al movimiento del suelo.

Existen diversos métodos para realizar un análisis sísmico. Uno de ellos es el análisis estático no lineal. Esto consiste en analizar la estructura sometida a cargas gravitatorias constantes y cargas laterales con incremento monótono, representando el efecto de la acción sísmica. Con este análisis, se busca describir el comportamiento de la estructura una vez incurse en el rango inelástico.

Para realizar el análisis no lineal de la albañilería confinada se empleará la curva tetralineal propuesta por Díaz et al. (2019). Esta curva se utilizará para los muros de ladrillo industrial y ladrillo pandereta. La curva correspondiente a los muros con IISS incluida se basa en los resultados de A. San Bartolomé et al. (2006).

Actualmente, está en proceso de oficialización una nueva norma (NTP E070) de albañilería. Para el análisis y diseño de la albañilería se empleará el proyecto de norma actualizada el 2023. Esta propuesta cuenta con variaciones en la densidad mínima de muros, resistencia al agrietamiento diagonal modificando el cálculo del factor de reducción de resistencia por esbeltez, cálculo de la fuerza cortante interna para diseño del muro, etc. Si bien es cierto que no se entrará al detalle de cada cambio, el resultado del análisis será consecuencia de aplicarlos en el diseño.

## 1.2. Pregunta de investigación

¿Qué diferencias se encuentran en la capacidad estructural de un edificio de albañilería confinada construido con ladrillos King Kong y pandereta empleando la curva tetralineal formulada por M. Díaz et al. (2019)?

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo principal**

Evaluar la degradación de la capacidad estructural de un edificio de albañilería confinada por el método pushover utilizando la curva tetralineal desarrollada por M. Diaz et al. (2019).

#### **1.3.2. Objetivos secundarios**

Comparar los resultados del análisis pushover del edificio aplicado al uso de ladrillos King Kong, pandereta y muros con IISS.

Calificar el desempeño ante sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros del edificio construido con ladrillos King Kong, pandereta y muros con IISS.

Emplear el proyecto de norma E070 (2023) en el diseño de la edificación.

#### **1.4. Hipótesis**

La capacidad estructural de un edificio de albañilería confinada construido con ladrillos King Kong es superior a la de un edificio construido con ladrillo pandereta. Asimismo, el desempeño será igual o mejor ante sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros.

#### **1.5. Metodología**

El capítulo 2 trata sobre conceptos teóricos de la albañilería confinada y su recurrente uso en la construcción de viviendas en el Perú. El capítulo también trata sobre una revisión de conceptos de análisis no lineal en edificaciones, el desempeño de los edificios destinados para vivienda y el diseño actual de edificios de albañilería confinada. Asimismo, se describen algunos modelos matemáticos para los muros de albañilería confinada.

El capítulo 3 trata sobre el análisis de un edificio de 3 niveles de albañilería confinada para realizar el análisis lineal elástico, según el proyecto de norma NTP E070 (2023), y el análisis no lineal. Se detalla el diseño lineal correspondiente. Luego, se muestra el desarrollo de la curva de capacidad tetralineal de los muros de albañilería confinada según el tipo de ladrillo. Con esta información se ejecuta el análisis no lineal para cada caso (muros de ladrillo King Kong, pandereta e IISS). Después, se compara la curva de capacidad obtenida en cada caso. Asimismo, se determinan las demandas sísmicas según los sismos de diseño para calificar el desempeño de la estructura.

En el capítulo 4 se discuten los resultados obtenidos tras el análisis. Finalmente, en el capítulo 5 se muestran las conclusiones de este trabajo.



## Capítulo 2. Estado del arte

### 2.1. Generalidades de los conceptos teóricos

Los muros de albañilería confinada son empleados como elementos estructurales en diversos países del mundo. Existen importantes estudios de este elemento que toman en cuenta las fuerzas gravitatorias y laterales. Específicamente, las fuerzas laterales son producto de la acción sísmica como principal factor. Es válido reconocer el orden de magnitud de las fuerzas laterales ocasionadas por intemperismo y las ocasionadas por sismo. En resumen, un diseño estructural completo tiene incorporado un análisis sísmico.

Debido a la constante actualización de las normas de diseño sismorresistente, el diseño también debe actualizarse. En ese sentido, la norma peruana de diseño sismorresistente rige el análisis sísmico de las edificaciones. Las consideraciones corresponden a un análisis elástico estático por el menor tiempo que emplea al diseñador y por la facilidad de los cálculos con relación a otros métodos, afectando al costo del diseño estructural. Adicional a ello, se emplean programas (por ejemplo, Etabs), los cuales incorporan un análisis elástico dinámico (modal espectral).

Para diseñar se determinan los valores nominales de las secciones, como el momento flector, fuerza cortante, fuerza axial, etc. Bajo ciertas condiciones es posible prescindir de realizar un análisis de la torsión, deflexiones, entre otros. Es entonces cuando notamos que estamos ignorando el comportamiento inelástico de los elementos. Se utilizan fórmulas que corresponden a la linealidad de los diagramas de esfuerzo-deformación, pero se comparan las resistencias últimas del análisis estructural con las resistencias nominales que corresponden a la falla (último punto del diagrama esfuerzo-deformación) de la sección. Por lo que no se alcanza a analizar el comportamiento del sistema en el tramo no lineal.

Esta tesis, como se describió anteriormente, pretende realizar el análisis no lineal del sistema (estructura completa), de tal forma que se cuente con resultados claros de la curva de capacidad. Y, para ello, es necesario aplicar métodos no lineales de análisis. Se considera la no linealidad geométrica y la no linealidad del material.

La no linealidad geométrica consiste, en términos generales, considerar el estado deformado de la estructura. Esto conlleva a tener presente que el equilibrio se alcanza en la posición deformada, se debe contar con relaciones exactas entre deformaciones y

desplazamientos, de tal forma que las grandes deformaciones finalmente justifiquen el análisis no lineal.

La no linealidad del material consiste en la teoría de rótulas plásticas de primer orden, el comportamiento no lineal del material y los cambios en la relación fuerza-desplazamiento lo cual es importante en la medida que crece la sollicitación sísmica. La consideración conjunta de la no linealidad geométrica y de material, da como resultado la teoría de rótulas plásticas de segundo orden.

Al emplear el análisis no lineal, podemos apreciar el comportamiento de cada elemento y del sistema en su conjunto en la zona plástica. El comportamiento real de la estructura es no lineal – inelástico porque al desaparecer la carga lateral, la estructura se encontrará con cierta deformación permanente. En la medida que se incremente la fuerza lateral, ocurrirá la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales. Asimismo, es posible ubicar, en la curva de capacidad, la fuerza y desplazamiento que corresponde a la formación de cada una de estas rótulas plásticas.

Poder predecir de forma aproximada los mecanismos de falla en la estructura ayuda a la verificación del diseño estructural. Como consecuencia del análisis no lineal, es viable una verificación adecuada y replantear un diseño para garantizar el mejor patrón de formación de rótulas plásticas. De tal forma que, a cada componente de la estructura, se le dota de una capacidad tal que falle en un valor estimado de fuerza horizontal.

En la actualidad, se tiene incorporado conceptos que hacen referencia al desempeño de una estructura, es decir, el nivel de daño aceptado que una determinada edificación puede aceptar. En ese sentido, es posible calificar el desempeño de una estructura para una determinada sollicitación (fuerza lateral escalada con la aceleración de la gravedad). Este desempeño puede determinarse para el sistema completo como para cada componente.

El desempeño de una estructura es calificado en función del espectro de demanda que se esté empleando y del espectro de capacidad. De esta forma, es posible dar una respuesta al estado de la estructura tras un sismo. El Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), propone cuatro niveles de desempeño:

Totalmente operativo: la edificación no padece daño estructural, los elementos no estructurales tampoco se ven afectados y es seguro la puesta en servicio. No se requieren reparaciones. La estructura no ha incurrido al rango inelástico.

Operacional: la estructura no padece de daños importantes pese a la ligera incursión inelástica. Es viable la puesta en funcionamiento, pero es posible que algunos elementos no estructurales requieran ser reparados. Asimismo, se puede requerir pequeñas reparaciones a la estructura.

Resguardo de la vida: la estructura ya tiene una importante incursión inelástica y requerirá de reparaciones, en algunos casos importantes. Además, su funcionamiento se debe interrumpir mientras se realizan las reparaciones. La rigidez y resistencia se encuentran degradadas.

Cerca al colapso: Este nivel de desempeño indica que la estructura ha quedado completamente inoperativa y muy probable que las reparaciones no sean factibles económicamente. No se puede garantizar la estabilidad de la estructura, pues la rigidez y resistencia se encuentran muy degradadas.

En resumen, el diseño que propone la norma sismorresistente es lineal (elástico estático o elástico dinámico). Se determina la cortante basal de diseño y se encuentra también un factor de escala producto de la comparación con el análisis modal espectral. Por ello, en esta tesis se toman recursos que brinden la información necesaria para realizar el análisis no lineal de la estructura.

Cabe mencionar que un muro de albañilería confinada es un elemento compuesto de dos materiales principalmente, el concreto y la albañilería. Un muro estructural de albañilería confinada consiste en columnas y vigas que confinan a la albañilería, la cual ha sido asentada con mortero. Tanto las columnas y vigas de confinamiento se diseñan para que trabajen en conjunto con la albañilería, de tal forma que se comporte como un muro estructural. Se debe garantizar la continuidad en altura del muro y una apropiada distribución que haga frente a los momentos torsionales en planta.

Debe diferenciarse que las columnas y vigas de confinamiento no son diseñadas para funcionar como un pórtico, sino que realizarán un trabajo en conjunto con la albañilería. Además, son los muros de albañilería los encargados de soportar todas las

solicitaciones (cargas verticales y horizontales). Los muros de albañilería cuentan con importantes hipótesis de diseño consideradas en la norma de albañilería (NTE E.070).

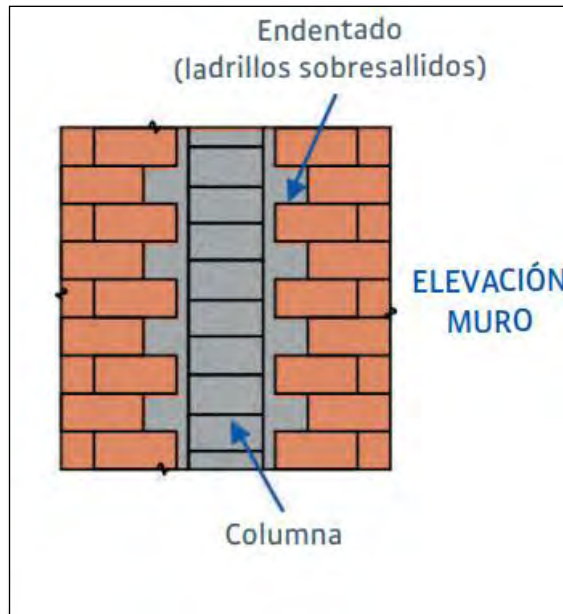
Por otro lado, es importante mencionar que, debido a la interacción entre los elementos de confinamiento y la albañilería y su comportamiento en conjunto, la respuesta de la albañilería confinada ante las solicitaciones sísmicas tiene mayor incertidumbre en comparación con otros sistemas estructurales. Es por ello por lo que la lectura de las respuestas tiende a ser conservadora. Este entendimiento conservador se suele asociar a la estimación de la capacidad de deformación de la estructura.

Lo complejo del estudio de la albañilería hace que la intención de contar con un análisis más preciso esté justificada. El análisis no lineal provee una mejor estimación de la evaluación de la capacidad estructural. Con un espectro de capacidad más preciso, es posible realizar un diseño aún más económico y seguro ya que una observación más detallada de la capacidad de la estructura dota del conocimiento adecuado (de dicha estructura) al diseñador.

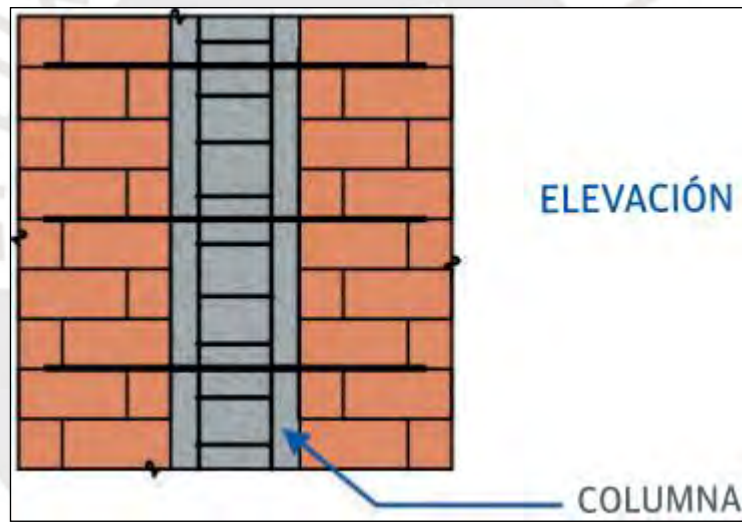
## **2.2. Muros de albañilería**

Haciendo una distinción con respecto a los muros portantes, se definen dos tipos que más se emplean en nuestro medio: albañilería armada y confinada. Para este trabajo, se utilizará únicamente la albañilería confinada. Según la norma E.070, la albañilería confinada debe estar reforzada en todos sus lados por elementos de concreto armado vaciados luego del asentado de la mampostería.

La construcción de muros confinados se rige por lo dispuesto en la norma E.070 en cuanto a materiales y proceso constructivo. Con la cimentación y sobrecimiento listos, se procede a asentar las unidades de albañilería. Luego, con el armado de las columnas de confinamiento listo, se procede con el encofrado y vaciado. Debe asegurarse el dentado de forma que se cuente con una buena unión entre la albañilería y el concreto como se muestra en la figura 2.1a. Sin embargo, el dentado es una costumbre peruana, es posible que la albañilería y la columna queden a ras y se empleen mechas (figura 2.1b), tal y como se acostumbra en Chile (San Bartolomé., 1994).



**Figura 2.1a: Dentado**



**Figura 2.1b: Mechas de acero corrugado**

Las vigas soleras se encargan de brindar confinamiento superior al muro de albañilería. El vaciado de estas vigas se realiza en conjunto con la losa de techo a fin de tener monolitismo en el diafragma.

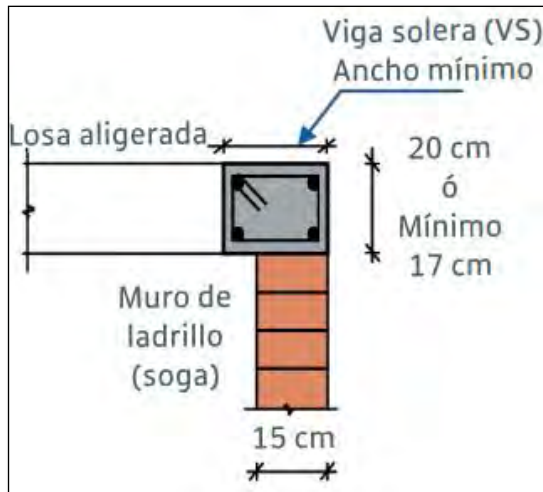


Figura 2.1c: Viga solera

Para determinar la resistencia de la albañilería confinada, el proyecto de norma E.070 de albañilería proporciona una tabla que indica los casos necesarios en los cuales se debe realizar ensayos de laboratorio y los casos en los que es posible extraer estos valores de forma empírica. La figura 2.2 muestra la Tabla 5 del proyecto de norma e indica los métodos para determinar la resistencia a compresión axial ( $f'_m$ ) y a corte ( $v'_m$ ). Como el edificio a analizar es de 3 pisos ubicado en Lima, se va a considerar valores empíricos de  $f'_m$  y  $v'_m$ . Asimismo, se va a tomar en cuenta lo dispuesto por el artículo 22 del mencionado proyecto de norma para considerar un muro portante confinado.

TABLA 5 MÉTODOS PARA DETERMINAR $f'_m$ y $v'_m$									
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	EDIFICIOS DE 1 A 3 PISOS			EDIFICIOS DE 4 A 5 PISOS			EDIFICIOS DE MAS DE 5 PISOS		
	Zona Sísmica			Zona Sísmica			Zona Sísmica		
	3 Y 4	2	1	3 Y 4	2	1	3 Y 4	2	1
$(f'_m)$	A	A	A	B	B	A	B	B	B
$(v'_m)$	A	A	A	B	A	A	B	B	A

- A: Obtenida de manera empírica conociendo la calidad del ladrillo y del mortero.  
 B: Determinadas de los ensayos de compresión axial de pilas y de compresión diagonal de muretes mediante ensayos de laboratorio.

Figura 2.2: Método para determinar  $f'_m$  y  $v'_m$  (NTP E070)

La norma NTP E.070 indica valores del módulo de elasticidad ( $E_m$ ) y módulo de corte ( $G_m$ ). Para unidades de arcilla,  $E_m = 500f'_m$  y, para cualquier tipo de unidad de

albañilería,  $Gm = 0,4Em$ . Cabe precisar que para el diseño se emplearán unidades industriales de arcilla tipo IV.

### 2.2.1. Concreto

Es importante distinguir entre el comportamiento lineal elástico y el no lineal inelástico del concreto a utilizar en los elementos de confinamiento de los muros de albañilería. Como se va a realizar un análisis no lineal, es de interés conocer las características del concreto más allá del comportamiento lineal. Además, Mander (1988) plantea un modelo que considera el confinamiento del concreto. Esto último es importante en tanto se enfatice en el comportamiento no lineal del concreto armado. La siguiente figura (figura 2.3) muestra el modelo de Mander para concreto confinado y no confinado.

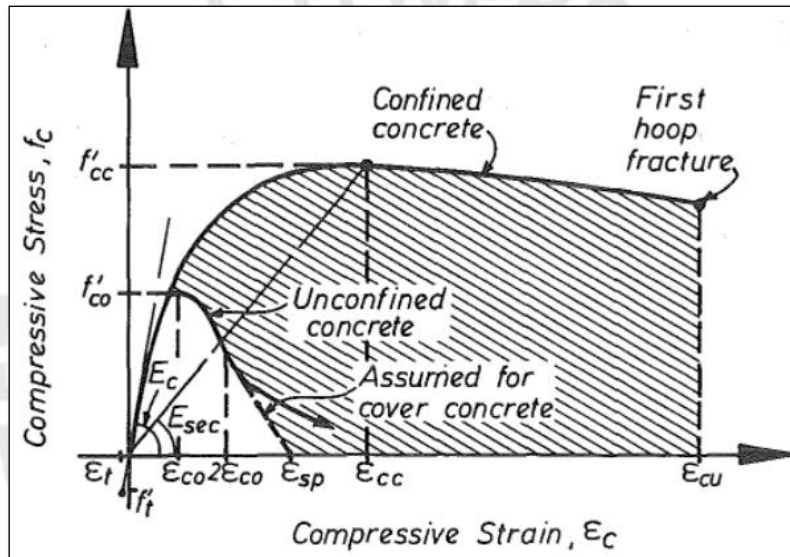


Figura 2.3: Curva esfuerzo-deformación para concreto confinado y sin confinar (Mander et al., 1988)

Donde:

$f'_{cc}$ : resistencia máxima a la compresión del concreto confinado.

$f'_{co}$ : resistencia máxima a la compresión del concreto sin confinar.

$E_c$ : módulo de elasticidad del concreto.

$E_{sec}$ : módulo de elasticidad secante del concreto.

$\epsilon_{cc}$ : deformación unitaria en la resistencia máxima del concreto confinado.

$\epsilon_{co}$ : deformación unitaria en la resistencia máxima del concreto sin confinar.

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

### 2.2.2. Acero

Para el acero, se tiene la curva de Park y Paulay (1975) mostrada en la figura 2.4. Esta curva muestra el comportamiento del acero grado 40 y grado 60 sometido a tensión hasta la rotura.

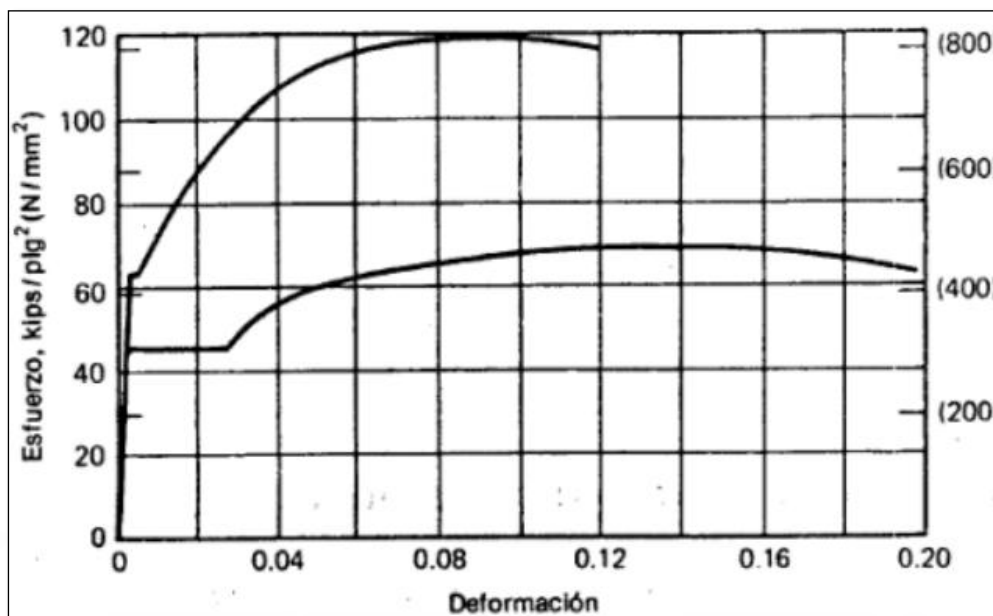


Figura 2.4: Modelo constitutivo del acero (Park y Pauley 1975)

### 2.2.3. Unidad de albañilería

La unidad de albañilería a utilizar para el diseño es el ladrillo tipo IV, sólido, de arcilla y fabricada de manera industrial. La razón de esta elección es el elevado uso comercial de este tipo de ladrillo en la construcción de viviendas de albañilería confinada. La norma de albañilería (NTP E.070) proporciona las características indicadas en la figura 2.5 que muestra la tabla 1 de dicha norma.

TABLA 1 CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES					
CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSIÓN (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN $f'_b$ mínimo en MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6 (180)

Figura 2.5: Características de las unidades de albañilería (NTP E070)

### 2.3. El análisis no lineal

El análisis no lineal, ampliamente usado en la búsqueda de la exactitud del diseño estructural, es un método que requiere de mayor tiempo, esfuerzo, conocimiento y herramientas en comparación con los métodos lineales de diseño como el análisis estático elástico o modal espectral.

Este análisis consiste en la aplicación de un patrón de carga lateral creciente hasta alcanzar el colapso o un desplazamiento límite. Esto permite identificar la capacidad última de la estructura y la formación de rótulas plásticas. Además, ofrece una estimación aproximada de la ductilidad, así como la capacidad de la estructura de disipar energía.

#### 2.3.1. Ensayos experimentales

Para describir el comportamiento completo de una estructura de albañilería, se requiere entonces, el análisis no lineal, y este análisis cuenta con antecedentes diversos. Por ejemplo, Coral (2018) realizó ensayos cíclicos en tres muros de albañilería confinada en escala natural, con la intención de evaluar la influencia del ladrillo King Kong de 18 huecos (45% de vacíos) en el comportamiento no lineal. El detalle del muro que analizó Coral (2018) se muestra en la figura 2.6, además, entre sus resultados está la curva de capacidad simplificada (trilineal) como promedio de los ensayos realizados (figura 2.7).

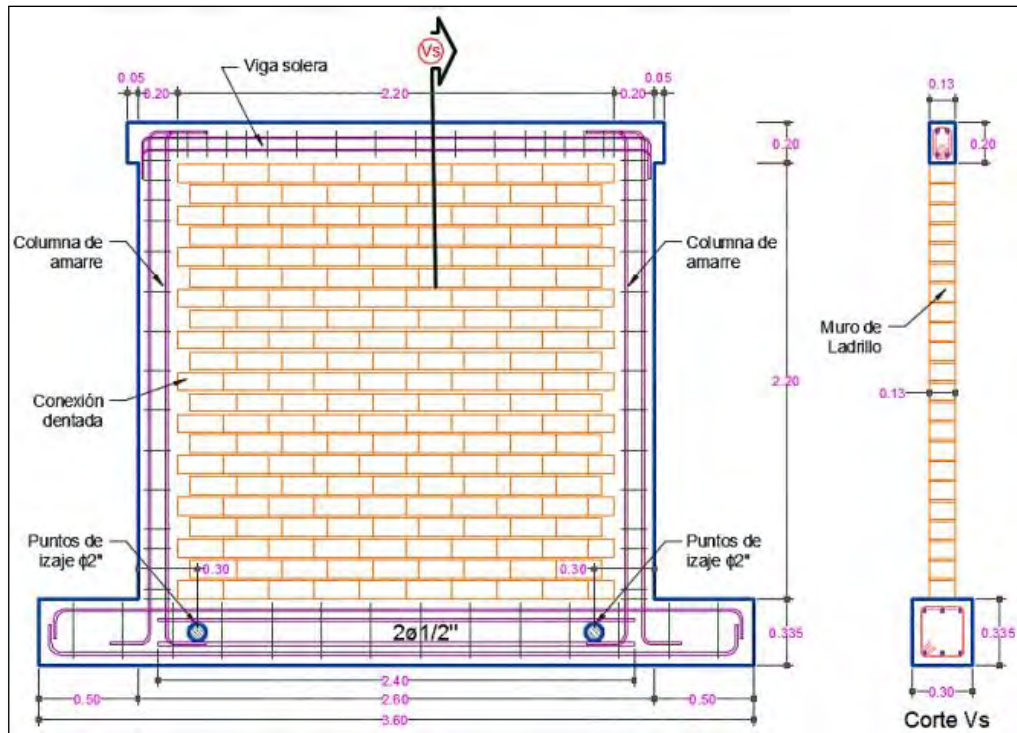


Figura 2.6: Detalle del muro usado por Coral (Coral, 2017)

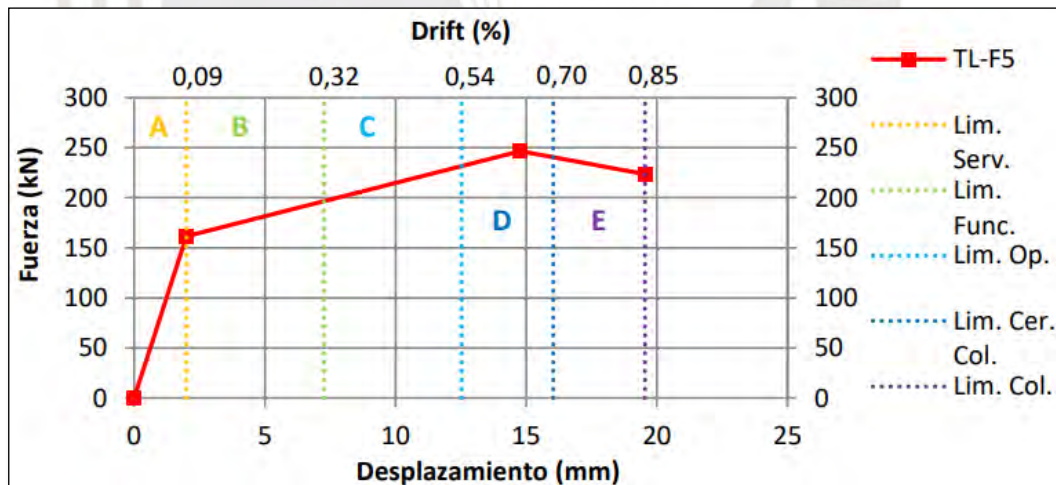


Figura 2.7: Modelo trilineal Fuerza-Desplazamiento (Coral, 2018)

Por otro lado, Astroza Maximiliano y Schmidt Andrés (2004) evaluaron la capacidad de deformación para distintos niveles de desempeño. Dichos niveles son los proporcionados y descritos por Bonelli (1999): último nominal (ELU), resistencia (ELR), daño controlado (ELDC), operacional (ELO) y servicio (ELS). La figura 2.8 muestra la

curva de histéresis del muro de albañilería confinada ensayado con los estados límites ubicados en función a la deriva.

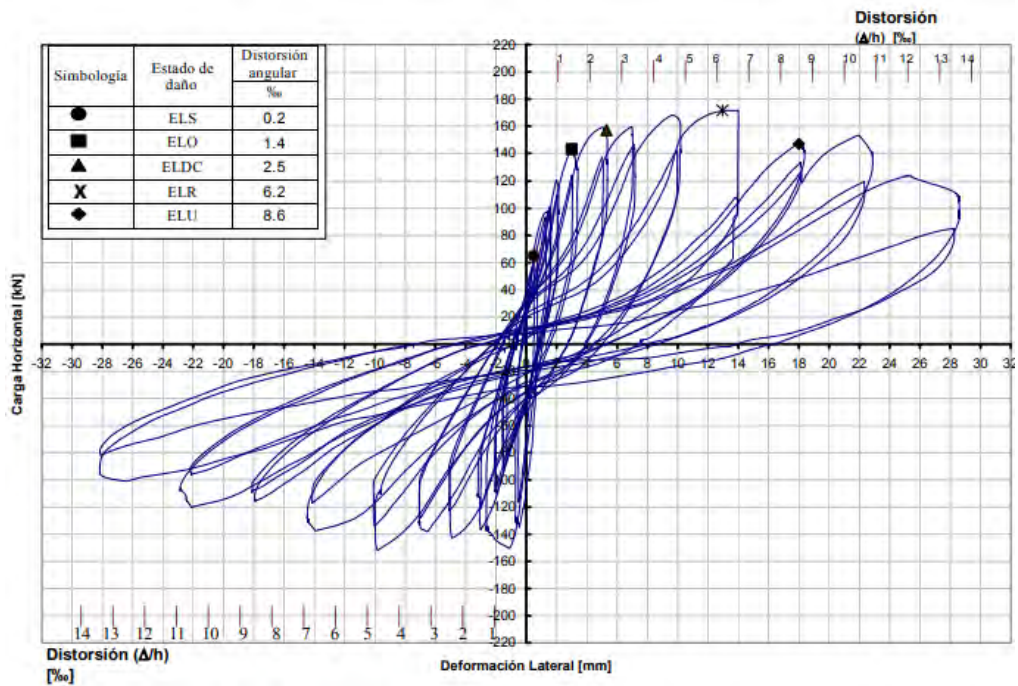


Figura 2.8: Curva de histéresis y estados de daño identificados (Astroza et al., 2004)

Es posible usar valores de resultados experimentales, únicamente basta con calibrarlos en nuestro modelo para poder emplearlos. Los resultados experimentales de la tesis de Pari y Manchego (2017) son muy usados para realizar el análisis no lineal de edificaciones de albañilería confinada. Este modelo trilineal es el mostrado en la figura 2.9. Se ubican 3 coordenadas (tabla 2.1), las cuales forman la curva trilineal del comportamiento de la albañilería a esfuerzos de corte (el tipo de falla esperada). Estos muros fueron ensayados con y sin carga vertical (MQ y M respectivamente).

Tabla 2.1: Coordenadas de la curva trilineal (Pari y Manchego, 2017)

Muros	$V_{cr}$ (kN)	$V_{máx}$ (kN)	$V_u$ (kN)	$D_{cr}$ (%)	$D_{máx}$ (%)	$D_u$ (%)
M	182.1	252.3	201.9	0.12	0.58	0.87
MQ	255.3	338.4	270.7	0.12	0.47	0.65

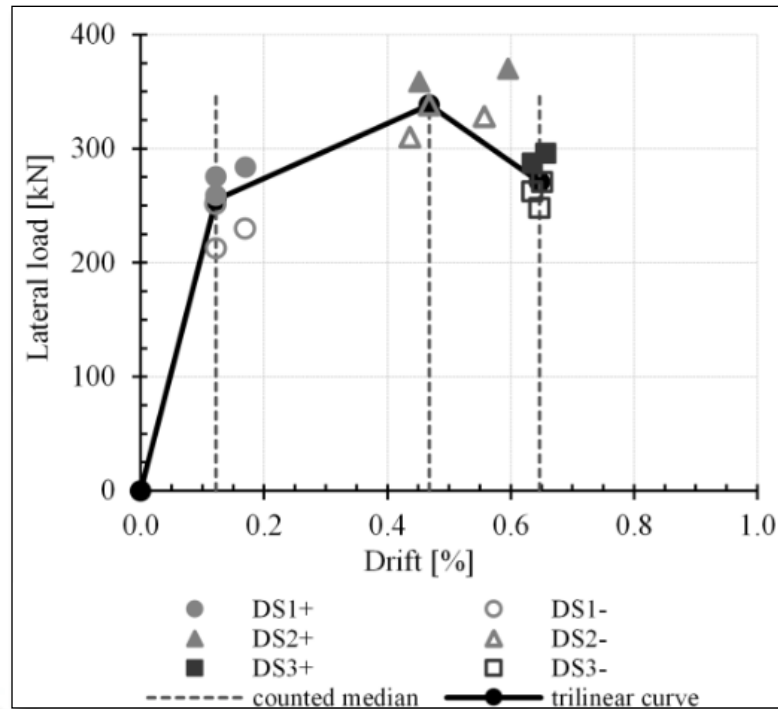


Figura 2.9: Curva trilineal muro MQ (Pari y Manchego, 2017)

Con esta información, es posible calibrar el modelo para obtener resultados similares a los experimentales e introducirlos al programa Etabs mediante rótulas de corte. Los resultados calibrados de fuerza son escalados en función a la fuerza cortante máxima que resistió el muro. Para los desplazamientos, se escalaron en función de las derivas máximas en %. La tabla 2.2 muestra un ejemplo de la forma general de introducir al programa el detalle de rótulas de corte.

Tabla 2.2: Factores ingresados al programa para la rótula de corte.

Point	Force/SF	Disp/SF
D-	-0.8	-6.5
C-	-1	-4.7
B-	-0.75	0
A	0	0
B	0.75	0
C	1	4.7
D	0.8	6.5

### 2.3.2. Curva tetralineal para la albañilería confinada

Como base teórica de esta tesis se encuentra un método propuesto en el 2019 por Díaz et al. Se propone una formulación para determinar el esfuerzo cortante en un muro según el estado de daño. Esta ecuación general se considera una falla por cortante a flexión del muro debido a que es la falla común en los ensayos realizados en los últimos años en el CISMID. El análisis de esta base de datos se puede apreciar en el trabajo de Cárdenas et al. (2014). Asimismo, se realiza un análisis en conjunto empleando los resultados de Zavala et al. (2019) para determinar los rangos de estado de los muros de albañilería confinada en la zona inelástica.

En la figura 2.10 se observa el comportamiento de los muros de albañilería confinada ante acciones sísmicas según Sugano et al. (2014). Se propone la curva tetralineal considerando la falla por flexión en el muro y la falla de corte por flexión. Estas formas en la que el muro puede fallar consisten en un recorrido de 4 tramos en la curva de capacidad del muro. Estos tramos culminan e inician en los puntos de fisuración, fluencia, máxima resistencia y el estado último. La fuerza cortante última no será menor al 80% de la resistencia máxima. De esta manera, se cuenta con el modo de falla de los muros de albañilería.

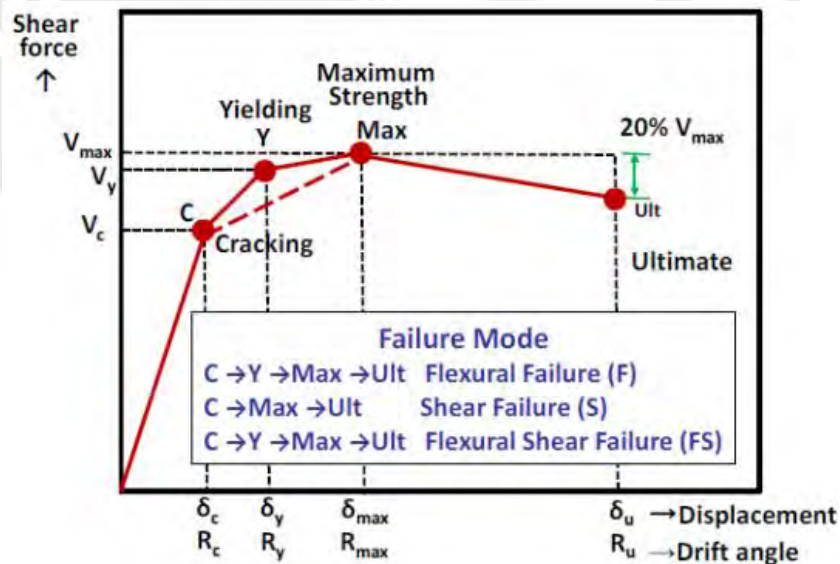


Figura 2.10: Modos de falla en muros de albañilería confinada (Sugano et al., 2014)

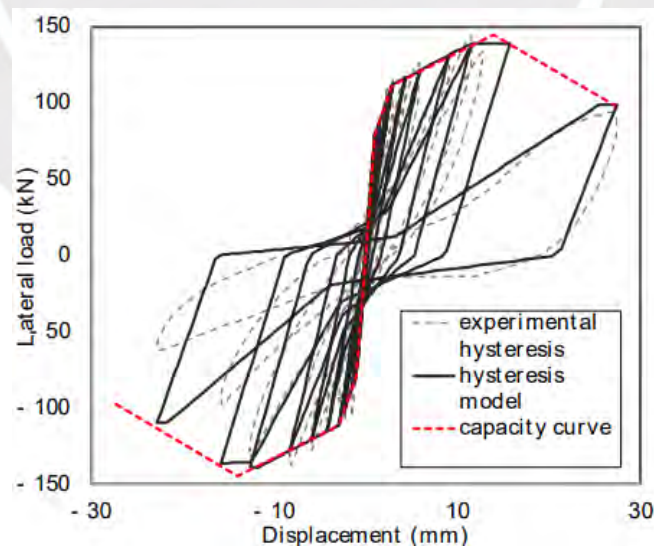
Díaz et al. (2019) agruparon los análisis según el tipo de unidad de albañilería. Se centraron en situaciones comunes de las construcciones de albañilería confinada en el Perú y definen 3 tipos de ladrillos empleados: industrial, artesanal y tubular. El ladrillo

King Kong de 18 huecos pertenece al conjunto de ladrillo industrial y el ladrillo pandereta al conjunto de ladrillo tubular. A los estados límites se asocian derivas representativas según el tipo de unidad de albañilería. Estas derivas (tabla 2.3) forman parte de los resultados de los ensayos experimentales recolectados por Sugano et al. (2014) y Cárdenas et al. (2014).

**Tabla 2.3: Derivas representativas ( $\times 10^{-3}$ ) (Díaz et al., 2019).**

Tipo de ladrillo	Agrietamiento	Fluencia	Máximo	Último
Industrial (King Kong)	0.6	1.9	7.6	11.7
Artesanal	0.4	1.3	3.5	8
Tubular (pandereta)	0.4	0.6	1.9	3.7

Díaz et al. (2019) señala que el modelo tetralineal puede mejorar los modelos de histéresis de los muros de albañilería confinada. Por ejemplo, Saito (2019) cuenta con una adaptación del modelo de histéresis trilineal degradante el cual cuenta con 4 líneas (figura 2.11). Los estudios de Díaz et al. (2019) no detalla el comportamiento del muro en la descarga.



**Figura 2.11: Curva de histéresis experimental y su modelo analítico de un muro de albañilería confinada (Díaz et al., 2019)**

Para determinar la fuerza cortante, primero se calcula el esfuerzo cortante empleando la ecuación propuesta por Díaz et al. (2019). Esta ecuación cuenta con variables detalladas a continuación.

$$\frac{\tau}{F_m} = \beta_0 + \beta_1 \left( \frac{P_t * \sigma_y}{F_m} \right)^{0.7} + \beta_2 \frac{P_{we} * \sigma_{wy}}{F_m} + \beta_3 \frac{\sigma_0}{F_m} \quad (1)$$

Donde:

$\tau$ : esfuerzo cortante del muro.

L: longitud del muro.

l: longitud efectiva del muro (0.9L).

$P_t$ : cuantía de acero longitudinal ( $a_t / (t * l)$ ).

$P_{we}$ : cuantía de acero transversal ( $a_w / (t * \text{separación})$ ), no mayor a 0.012.

t: espesor del muro.

$a_t$ : área de la sección en tracción de la columna.

$a_w$ : área de la sección lateral reforzada de la columna.

$\sigma_y$ : esfuerzo de fluencia en el acero longitudinal de la columna.

$\sigma_{wy}$ : esfuerzo de fluencia del acero transversal de la columna.

$\sigma_0$ : esfuerzo axial.

$F_m$ : esfuerzo axial de la pila de albañilería.

El primer objetivo al emplear la ecuación (1) es determinar el esfuerzo cortante ( $\tau$ ) para cada estado límite (fisuración, fluencia, resistencia máxima y estado último).

La cuantía de acero longitudinal ( $P_t$ ) se obtiene como la relación del área de acero vertical de una columna de confinamiento entre el producto del espesor y la longitud efectiva del muro. En caso las columnas de confinamiento cuenten con distintas áreas de acero, deberá emplearse la columna con menor área de acero.

La cuantía de acero transversal ( $P_{we}$ ) se obtiene como la relación del área del estribo de una columna entre el producto de la separación de estribos en zona de confinamiento y el espesor de la columna.

El esfuerzo de fluencia del acero longitudinal ( $\sigma_y$ ) y transversal ( $\sigma_{wy}$ ) de la columna es en este caso el mismo: NTP 341.031 Grado 420 (4,200 kgf/cm<sup>2</sup>).

Los valores de los coeficientes  $\beta$  son los mostrados en la tabla 2.4. Estos valores se obtienen mediante una regresión multilínea realizado por Díaz et al. (2019).

**Tabla 2.4: Valores de  $\beta$  (Díaz et al., 2019)**

Coeficiente	Agrietamiento	Fluencia	Máximo	Último
$\beta_0$	0.000	0.000	0.000	0.000
$\beta_1$	0.000	0.000	0.054	0.221
$\beta_2$	0.249	0.426	0.432	0.077
$\beta_3$	0.221	0.175	0.290	0.503

Finalmente, con el esfuerzo cortante y el área de corte del muro, se determina la fuerza de corte en cada estado límite. Para formar la curva de capacidad tetralínea de un muro de albañilería confinada (figura 2.12), se debe asociar la fuerza cortante calculada en cada estado límite a una deriva representativa descrita en la tabla 2.2 según el tipo de unidad de albañilería.

Para calcular las coordenadas de los estados límite ( $P_c$ ,  $P_y$ ,  $P_m$  y  $P_u$ ), se utiliza la ecuación (1) para determinar el valor de  $Q$  en la figura 2.12 (se realizará un ejemplo en el acápite 3.5) y para determinar el valor de  $\delta$  en la figura 2.12 se utiliza la información de la tabla 2.3 para las derivas. Asimismo, los valores  $K_0$ ,  $K_1$ ,  $K_2$  y  $K_3$  podrán calcularse conociendo las coordenadas de los estados límite.

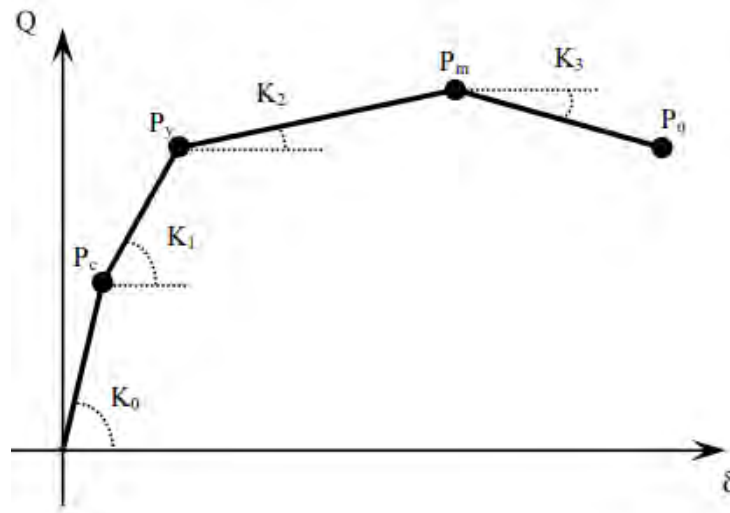


Figura 2.12: Curva de capacidad generalizada de un muro de albañilería confinada (Cardenas et al., 2019)

La ecuación (1) toma en cuenta tanto el acero longitudinal como el transversal, es decir, el acero que trabajará a flexión como a corte. Esto es debido a que la curva tetralineal se rige por estados límite que forman parte de una falla por corte – flexión (figura 2.10) y es la curva de capacidad del muro el resultado del uso de estos parámetros.

Por otro lado, Zavala et al. (2019) muestran rangos de zona inelástica de la albañilería confinada en función al tipo de unidad utilizada (industrial, artesanal y tubular). La tabla 2.5 muestra dichos rangos. Donde C es zona de colapso, CP es prevención del colapso, LS es seguridad de vida e IO es la zona de ocupación inmediata.

Tabla 2.5: Rangos inelásticos para muros de mampostería en Perú (Zavala et al., 2019)

State	Industrial	Handmade	Tubular
C	64.0%	59.7%	60.6%
CP	3.0%	7.5%	7.1%
LS	7.0%	9.0%	19.4%
IO	26.0%	23.9%	12.9%
O	0.0%	0.0%	0.0%

## 2.4. El desempeño de una estructura

Los sismos están clasificados, según el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), en frecuentes, ocasionales, raros y muy raros. Estos van de la mano con un periodo de retorno asociado al tipo de movimiento. En la tabla 2.6 se muestra esta clasificación.

Tabla 2.6: Clasificación según comité VISION 2000

Sismo de Diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años de exposición (%)	Período de Retorno (años)
Sismos frecuentes	69	43
Sismos ocasionales	50	72
Sismos raros	10	475
Sismos muy raros	5	970

Actualmente existen muchos estudios respecto al diseño por desempeño. Este diseño consiste en determinar una serie de propiedades y esquemas que sirven como indicadores, a fin de dimensionar y detallar los elementos estructurales. Así, con niveles definidos de movimiento del suelo, los daños en la estructura no pasarán los límites identificados.

El comité VISION 2000, señala que este tipo de análisis brinda no solo un resultado general de la estructura, sino, en función del límite de daño, los elementos estructurales y no estructurales puedan ser reparados si es el caso, dependiendo, también, de la severidad del sismo.

Como indican las descripciones brindadas con anterioridad, el desempeño de una estructura será calificado en función al nivel de daño que se presente en los elementos estructurales y no estructurales y, en la funcionalidad que se tenga después del movimiento.

Entonces, el trabajo de ingeniería que se requiere interviene desde la conceptualización del proyecto hasta el fin de la vida útil. Se inicia con la ubicación, luego, determinación del desempeño deseado, finalmente, el proceso de diseño hasta el diseño final. También, el control del proceso constructivo y el mantenimiento de la estructura en su vida útil. La figura 2.13 muestra el flujo de los conceptos involucrados en lo denominado “ingeniería basada en el desempeño”.

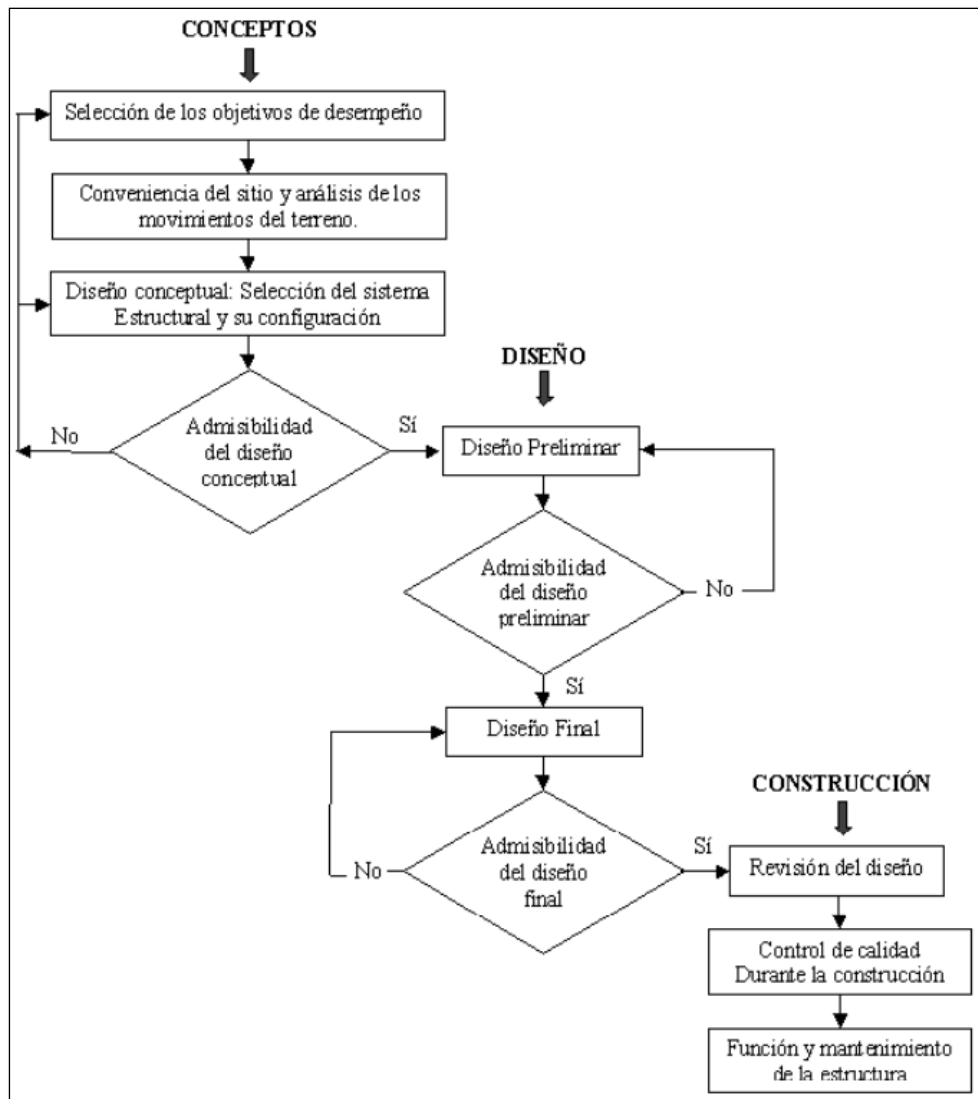


Figura 2.13: Esquema de la “ingeniería basada en el desempeño” (SEAOC Visión 2000, 1995)

## 2.5. Acerca del diseño actual

El diseño actual sismorresistente es el que comprende el caso desfavorable de un sismo severo y se intenta evitar el colapso al emplear ese sismo de diseño. Este es, el también denominado, basado en fuerzas. Este método normalizado, posee desventajas al momento de diseñar, las principales son: desconocimiento de la resistencia máxima y ductilidad estructural. Las consideraciones de este tipo de diseño hacen a un lado el estado de los elementos estructurales y no estructurales durante el desarrollo del sismo. Además, es necesario resaltar la importancia de conocer los efectos en la estructura que producen los sismos con mayor ocurrencia que un sismo severo (moderado), debido a que no se garantiza un comportamiento aceptable ante sismos de este tipo. En las imágenes

siguientes se muestran muros de albañilería confinada con daños tras el terremoto del 2007 en Pisco y 2001 en el sur del Perú. La figura 2.14 muestra un muro de albañilería confinada cuyo elemento de confinamiento vertical se ha separado del muro de ladrillos y en la esquina superior izquierda la unión viga – columna ha colapsado. Por otro lado, se observa en la figura 2.15 que el muro posterior ha fallado por tracción diagonal y se observan que las unidades de albañilería están separadas.



**Figura 2.14: Muro dañado de albañilería confinada por el terremoto del 2007 en Pisco - Perú (PNUD, 2009)**



**Figura 2.15: Muros de albañilería confinada con daños por corte sismo 2001 – Tacna - Perú (Hammer et al., 2001)**

## 2.6. Modelo matemático

Durante varios años se ha propuesto distintos modelos matemáticos para la albañilería confinada. Por ejemplo, para realizar un análisis lineal elástico modelar a la albañilería con muros y columnas de confinamiento sería útil y reduciría el tiempo que se toma en el ingreso de datos de la sección transformada en caso se use el método de columna ancha. Así también, el método de elementos finitos haría posible un modelo integral de la edificación y que sea útil tanto para un análisis lineal como no lineal, al ingresar las leyes constitutivas correspondientes a cada material (albañilería, concreto y acero). Además, el método de columna ancha también se utiliza para el análisis lineal, y se coloca una rótula de corte con propiedades no lineales para el análisis correspondiente.

### 2.6.1. Muro y columnas

Es posible modelar las columnas de confinamiento y el muro de albañilería. Con este modelo se prescinde de ingresar la información que requiere un modelo de columna ancha para determinar la sección transformada, puesto que ya se están planteando las columnas de confinamiento tanto en materialidad como en geometría. Cabe señalar que sí se deberá analizar de forma separada en cada dirección (X e Y) las restricciones de giro y a la deformación axial que ofrecen los muros transversales. Este modelo no será empleado para realizar el análisis no lineal pero sí para el análisis lineal elástico. Esto debido a que la información de la curva tetralineal ya considera a los elementos de confinamiento (al conjunto columnas-albañilería), por lo que se ajusta mejor a emplear el modelo de columna ancha.

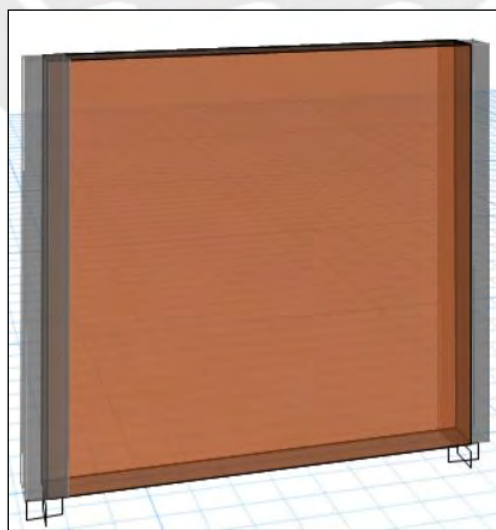


Figura 2.16: Muro de albañilería confinada

### 2.6.2. Elementos finitos

Zienkiewicz y Taylor (2005) describen el método de los elementos finitos (MEF) como una técnica numérica para obtener soluciones muy aproximadas a problemas gobernados por ecuaciones diferenciales, principalmente los que se presentan en la física y la ingeniería. Su principal ventaja es la posibilidad de adaptarse a cualquier geometría, condiciones de frontera o de borde variadas y materiales heterogéneos, como es el caso del conjunto: muro de albañilería y elementos de confinamiento.

El MEF se basa en el concepto de dividir el dominio del problema en un conjunto finito de subregiones (elementos), sobre los cuales se aplican funciones de forma para aproximar la solución. Estas funciones se eligen para cumplir con ciertos requisitos de continuidad y para facilitar el ensamblaje del sistema global de ecuaciones (Romero et al., 2020).

En esencia, el método convierte un problema continuo, normalmente formulado como una ecuación diferencial parcial, en un sistema de ecuaciones algebraicas que puede resolverse con métodos numéricos.

Detrás del uso de elementos finitos, hay muchas consideraciones matemáticas a saber. Por ello, no basta solo con leer resultados que los programas comerciales puedan brindar, sino también entender el proceso matemático que el software realiza con estos elementos. Existen 3 consideraciones importantes que, en primera instancia, debemos entender: a) los elementos finitos deben reflejar el comportamiento que se va a considerar para el análisis, es decir, ser cuidadoso con los grados de libertad que brindan los elementos tipo barra, área, sólidos, etc, b) la interacción entre los elementos finitos debe ser coherente para que brinden resultados aproximados a la realidad, por ello es necesario conectarlos adecuadamente entre sus nudos. c) el elemento del cual se parte debe ser discretizado de forma adecuada, es decir, dividirlo en partes suficientes para que su análisis sea considerado como método de elementos finitos (MEF).

La figura 2.17 muestra los grados de libertad locales ( $u_1, w_1, \theta_1, u_2, w_2, \theta_2$ ) de un elemento tipo barra. La figura 2.18 muestra los grados de libertad de un elemento tipo bloque. En ambos casos los grados de libertad rigen el orden de las matrices esfuerzo-deformación que se obtendrán.

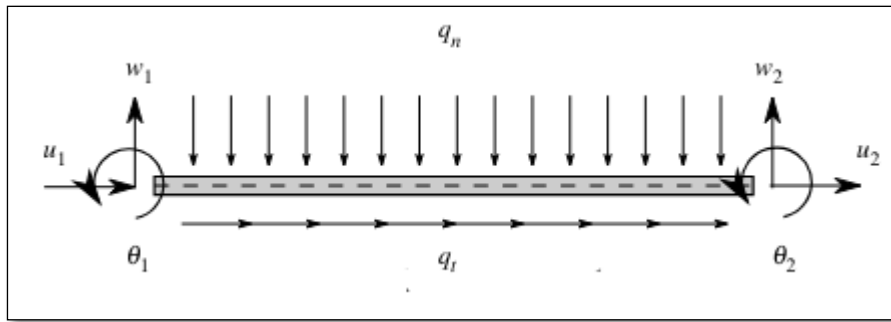


Figura 2.17: Elemento finito tipo barra (Romero et al., 2020)

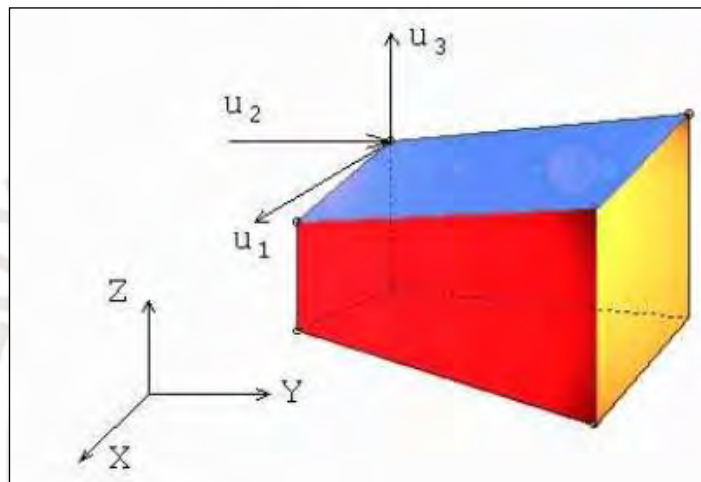


Figura 2.18: Elemento finito tipo sólido de 8 nudos

Si se desea conocer los esfuerzos y deformaciones en un punto que no sea el nudo, se emplean los valores de los nudos correspondientes y se interpola con las funciones de forma establecidas. Asimismo, también interviene la teoría de placas, cuyos conceptos son descritos por Kirchoff y Mindlin Reissner.

### 2.6.3. Columna ancha

Por un lado, se tiene el modelo analítico de columna ancha. Se resume en ubicar una columna en el centroide del muro y dotarla de las características propias de dicho muro (área de la sección transformada, área de corte, momento de inercia, etc). Es importante brindar todas las características mecánicas de la albañilería confinada al modelo. Para un correcto análisis estructural es importante la adecuación de la realidad en el modelo y que este se comporte con la mayor similitud posible. El modelo de columna ancha es muy usado en México para el diseño de edificios de albañilería confinada (Zúñiga, O. & Terán, A., 2008). Consiste en marcos de vigas y columnas, las columnas tienen todas las propiedades del muro de albañilería en cuanto a flexión y corte,

y las vigas que forman parte del muro, son rígidas infinitamente en corte y flexión. Además, para las vigas que unen muros, se tiene en cuenta la contribución de la losa (Zúñiga y Terán, 2008).

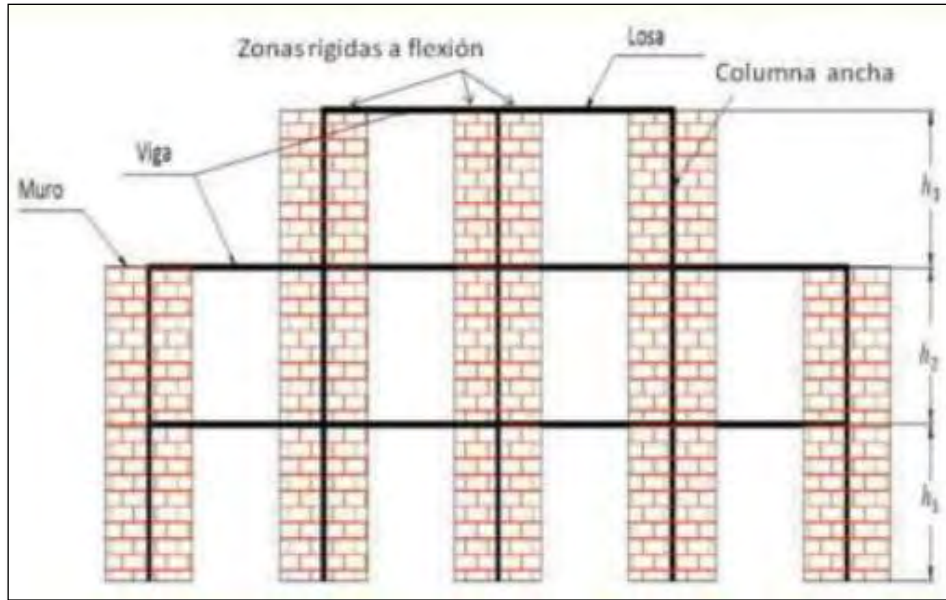


Figura 2.19: Método de columna ancha (Williams et al., 2010)

Para realizar el análisis no lineal, se debe añadir una rótula de corte a la columna ancha con propiedades de la curva de capacidad que se va a emplear para el muro correspondiente. Las figuras 2.20 y 2.21 muestran ejemplos de columna ancha y la rótula de corte añadida.

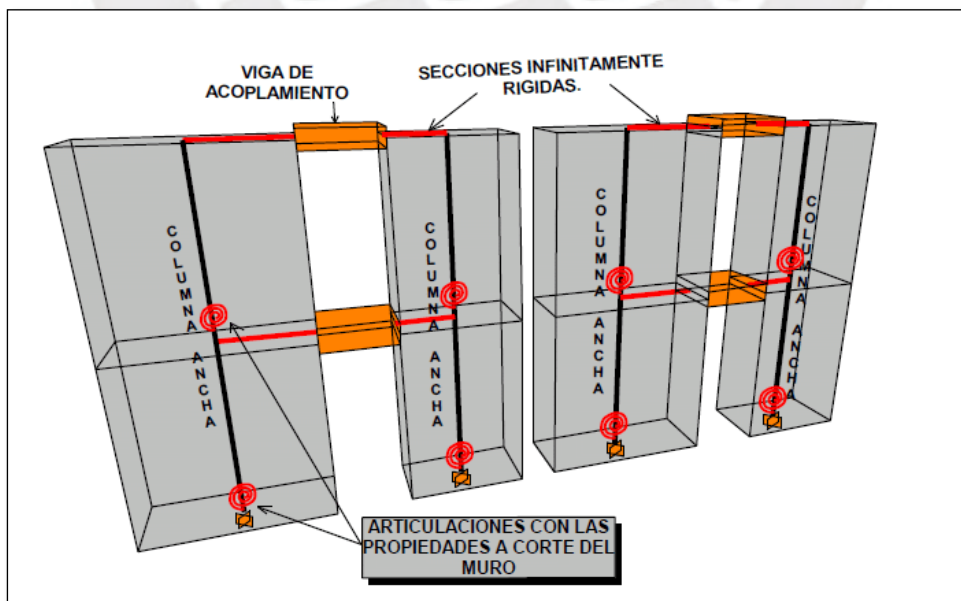
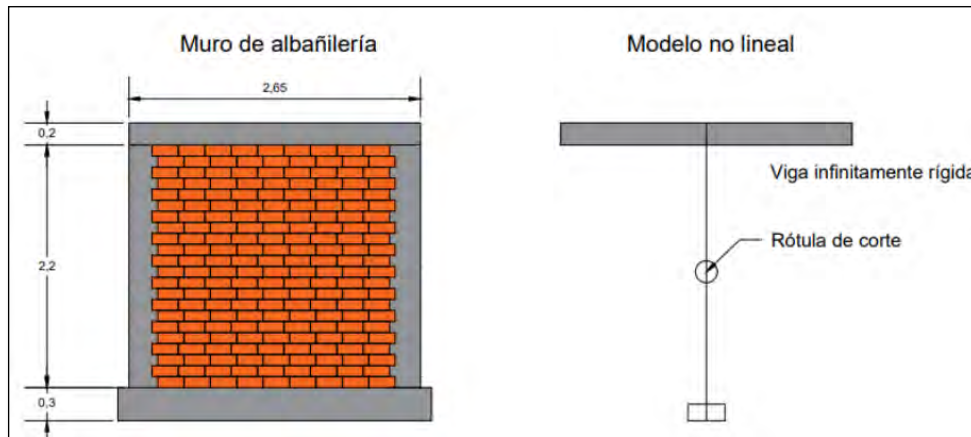


Figura 2.20: Modelo de columna ancha con rótulas plásticas (Alcocer et al., 1996)



**Figura 2.21: Modelo no lineal de columna ancha (Rodríguez y Luna, 2023)**

Es precisamente este método el que se va a emplear en este trabajo y se dotará, a cada muro, de una rótula de corte que describa la curva de capacidad tetralineal calculada según lo señalado en acápites anteriores.

### **2.7. Software de análisis**

Actualmente los softwares de análisis estructural son variados e incluso algunos programas tienen una propuesta de diseño en concreto armado, entre otros materiales. Sin embargo, el ingeniero diseñador no debe fiarse de estas propuestas de diseño, a no ser que esté seguro que el programa está tomando en cuenta todas las condiciones de análisis y diseño (materiales, geometría, cargas, modelación, etc). Los programas más comunes son SAP 2000 y ETABS, este último será el que se empleará en este trabajo.

La forma práctica de introducir el comportamiento no lineal del muro es mediante rótulas de corte incorporadas en el programa. Además, es la falla por corte la que caracteriza a los muros de albañilería confinada (Díaz et al., 2019).

## Capítulo 3. Análisis de la edificación propuesta

### 3.1. La vivienda multifamiliar

La vivienda multifamiliar por tratar consta de 3 niveles y ocupa un área techada de 504m<sup>2</sup>. Los elementos estructurales son, en su totalidad, muros de albañilería confinada. La figura 3.1 muestra la planta típica de la vivienda. Se cuenta con 5 muros en la dirección X y con 11 muros en la dirección Y. La estructura es simétrica con respecto al eje X y la altura de entrepiso es de 2.55m.

Como se mencionó en el primer capítulo, se pretende realizar una comparación entre el comportamiento no lineal de la edificación construida con ladrillo tipo IV y ladrillo tubular. En ese sentido, se realizará un diseño lineal elástico adecuado (empleando ladrillo tipo IV). Luego, un análisis pushover de la edificación considerando que fue construida fiel al diseño, y un análisis considerando que fue construida con ladrillos pandereta (práctica común en el país).

Es pertinente indicar que no se realizaron las verificaciones ante cargas sísmicas perpendiculares al plano de los muros por tener columnas de confinamiento a distancias menores a 5 metros o, en su defecto, estas columnas están separadas una distancia menor a dos veces la altura libre del muro. Asimismo, no se han considerado ventanas ni puertas en los muros. Asimismo, conviene decir que las vigas que se interceptan en los ejes 1-H y 11-H, se modelaron haciendo que la de mayor longitud de volado esté simplemente apoyada sobre la de menor longitud, por tener mayor rigidez.

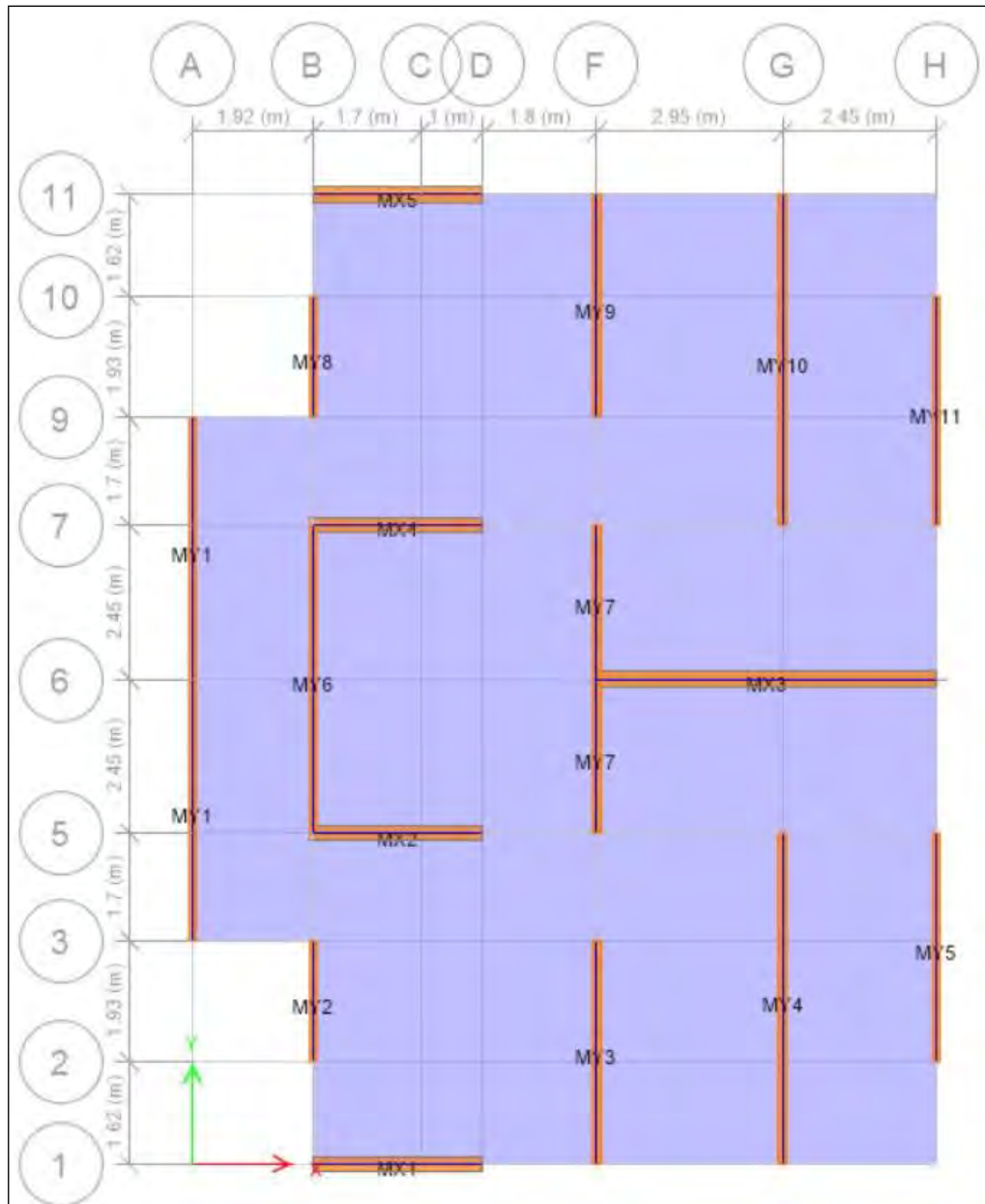
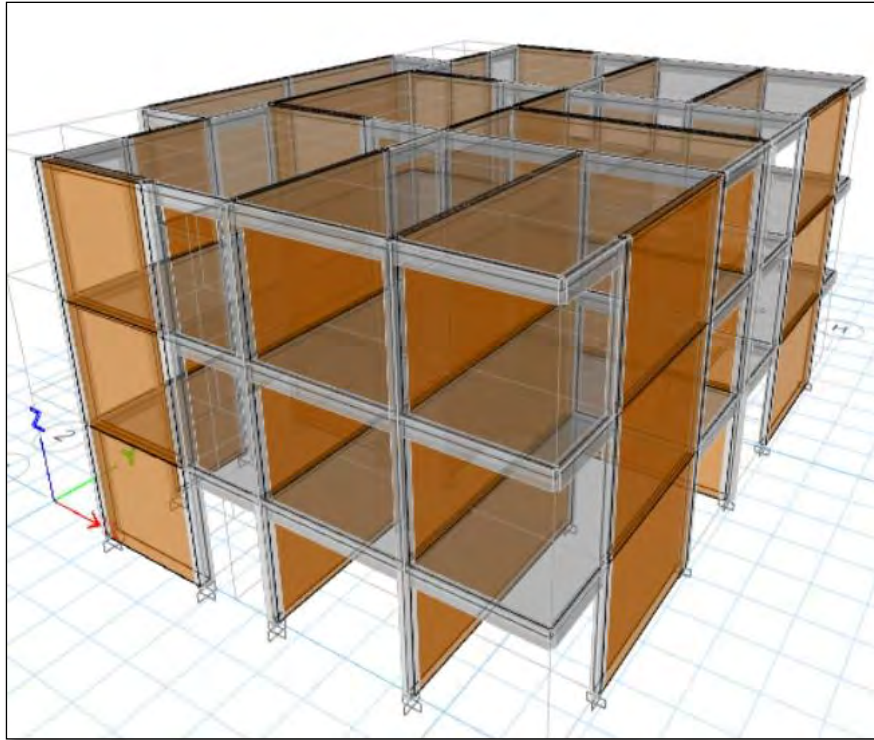


Figura 3.1a: Planta típica de la edificación



25 **Figura 3.1b: Vista 3D de la edificación**

Se modelaron los muros como elementos Shell y las columnas y vigas dinteles como elementos frame. En el modelo, la losa se comporta como un elemento membrana. El objetivo de esto es que transmita las cargas a los muros mediante esfuerzos axiales de dicho elemento membrana, liberándolo de esfuerzos flectores, torsores y cortantes. Asimismo, es posible indicar que se emplea la técnica de áreas de influencia para determinar los esfuerzos axiales en los muros.

### **3.2. Diseño lineal elástico de la vivienda**

A continuación, se va a presentar el procedimiento de diseño del edificio. Dicho procedimiento es el regulado por la norma NTP E070 de albañilería. En específico, se empleó la propuesta actualizada de dicha norma (2023). Además, el análisis estructural se realizó en base a lo indicado por la norma peruana sismorresistente (NTP E030).

La tabla 3.1 muestra la densidad mínima de muros que necesitó esta vivienda para cada dirección de análisis (x, y). Asimismo, se muestran los valores de los factores requeridos para el análisis según la norma peruana de diseño sismorresistente. Las tablas 3.2 y 3.3 muestran la densidad de muros en la dirección X e Y respectivamente. El área de la planta del edificio es de 168.4 m<sup>2</sup>. Entonces, al usar la expresión 25.b.i de la NTP

E070 (2023), se verifica que se satisface la densidad mínima de muros reforzados para ambas direcciones. Se debe notar que los muros en X son de 24 cm de espesor. Asimismo, se define que el tipo de ladrillo a emplear es de arcilla, fabricado industrialmente y de clase IV. Por ello, se toma el valor de  $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$  y  $v'_m = 81 \text{ kg}$ . Finalmente, la tabla 3.4 muestra el esfuerzo axial que se usará para comparar la sollicitación axial de los muros. Según la norma NTP E070,  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  son los límites que tiene el esfuerzo axial máximo ( $\sigma_m$ ) de un muro de albañilería confinada, para calcular estos valores se debe emplear las expresiones 20.i, 20.ii y 20.iii de la NTP E070 (2023). De tal forma que  $\sigma_m \leq \sigma_1$  y  $\sigma_m \leq \sigma_2$ . Para ello, se define “h” como la altura libre del muro y “t” como el espesor efectivo.

**Tabla 3.1: Densidad mínima de muros reforzados**

Densidad mínima	
Z	0.45
U	1
S	1
N	3
K	60
Ap (m2)	168.4
Densidad mínima en X e Y	
0.0225	

**Tabla 3.2: Densidad de muros reforzados en la dirección X**

Muro	t (m)	L (m)	t * L
MX1	0.24	2.7	0.6480
MX2	0.24	2.7	0.6480
MX3	0.24	5.4	1.2960
MX4	0.24	2.7	0.6480
MX5	0.24	2.7	0.6480
suma			3.8880
densidad			0.0231

**Tabla 3.3: Densidad de muros reforzados en la dirección Y**

Muro	$t$ (m)	$L$ (m)	$t * L$
MY1	0.13	8.3	1.0790
MY2	0.13	1.93	0.2509
MY3	0.13	3.55	0.4615
MY4	0.13	5.25	0.6825
MY5	0.13	3.63	0.4719
MY6	0.13	4.9	0.6370
MY7	0.13	4.9	0.6370
MY8	0.13	1.93	0.2509
MY9	0.13	3.55	0.4615
MY10	0.13	5.25	0.6825
MY11	0.13	3.63	0.4719
		suma	6.0866
		Densidad	0.0361

**Tabla 3.4: Esfuerzo axial resistente del muro de albañilería confinada**

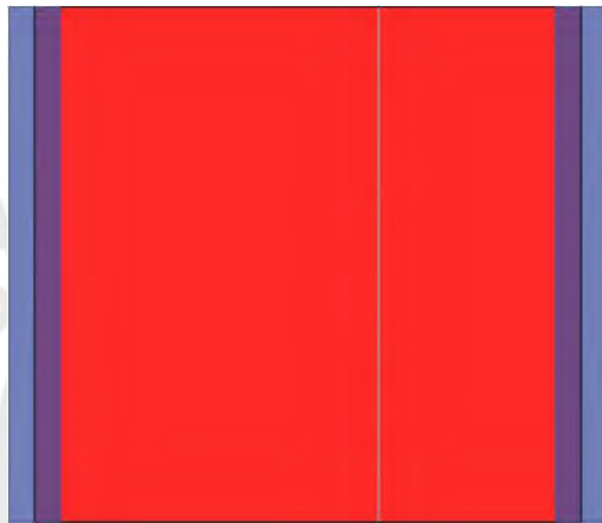
Esfuerzo axial máximo	
$h$ (m)	2.55
$t$ (m)	0.13
$f'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	65
Esfuerzos	
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	8.92
$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	9.75
Menor esfuerzo	
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	8.92

La figura 3.2a muestra al muro MX1 (muro de albañilería y elementos de confinamiento) como ejemplo de modelamiento para el análisis lineal. La ventaja de este modelo es que no es necesario calcular la sección transformada en caso se modele por el método de columna ancha (dicho modelo sí se empleará para el análisis no lineal para poder insertar la rótula plástica).

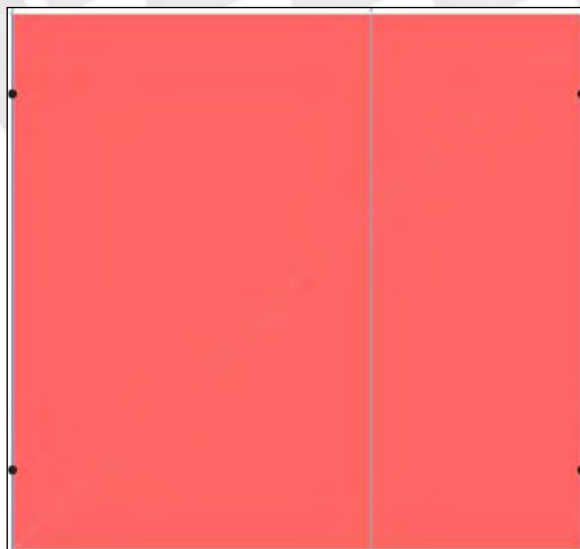
Las columnas de confinamiento no deben tener rigidez a flexión en sus extremos, es decir, no deben tomar momentos (figura 3.2b). Asimismo, se busca identificar el

comportamiento conjunto de los ladrillos y las columnas de confinamiento etiquetándolos conjuntamente como elemento “Pier” en el programa y, de esta forma, obtener las reacciones del muro de albañilería confinada.

La tabla 3.5 muestra los valores exportados del programa Etabs de carga de gravedad acumulada ( $P_g$ ). Estas cargas son producto de considerar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, como corresponde para una vivienda según la norma NTP E030. La tabla 3.6 muestra el esfuerzo axial de cada muro y la respectiva verificación con respecto al esfuerzo máximo permitido por la norma.



20 **Figura 3.2a: Muro MX1 para el análisis lineal**



**Figura 3.2b: Columnas de confinamiento del muro MX1, sin restricción de giro en los extremos**

**Tabla 3.5: Carga de gravedad acumulada (Pg) para muros en X e Y**

Muro	PISO 3			PISO 2			PISO 1		
	Pd	PL	Pg=Pd+0.25PL	Pd	PL	Pg=Pd+0.25PL	Pd	PL	Pg=Pd+0.25PL
MX1	4.08	0.49	4.20	9.01	1.45	9.38	13.93	2.41	14.53
MX2	6.20	0.92	6.43	13.09	2.81	13.80	19.92	4.70	21.09
MX3	12.27	1.87	12.74	25.33	4.88	26.55	37.08	7.56	38.97
MX4	6.20	0.92	6.43	13.09	2.81	13.80	19.92	4.70	21.09
MX5	4.08	0.49	4.20	9.01	1.45	9.38	13.93	2.41	14.53
MY1	8.97	0.80	9.17	18.92	2.39	19.52	28.85	3.97	29.84
MY2	4.54	0.66	4.70	10.57	1.99	11.07	16.63	3.33	17.46
MY3	8.31	1.26	8.63	18.34	3.81	19.30	28.38	6.37	29.97
MY4	12.39	1.84	12.85	28.41	5.51	29.79	44.47	9.19	46.77
MY5	5.96	0.73	6.15	14.42	2.18	14.97	22.83	3.63	23.74
MY6	8.24	1.17	8.53	16.87	3.45	17.73	25.61	5.73	27.04
MY7	9.04	1.20	9.34	22.70	4.29	23.77	37.69	7.70	39.62
MY8	4.54	0.66	4.70	10.57	1.99	11.07	16.63	3.33	17.46
MY9	8.31	1.26	8.63	18.34	3.81	19.30	28.38	6.37	29.97
MY10	12.39	1.84	12.85	28.41	5.51	29.79	44.47	9.19	46.77
MY11	5.96	0.73	6.15	14.42	2.18	14.97	22.83	3.63	23.74

**Tabla 3.6: Esfuerzo axial de los muros de albañilería confinada**

PISO 1			$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Satisface $\sigma_m < \sigma$
Pd	PL	Pg=Pd+0.25PL		
13.93	2.41	14.53	2.24	SÍ
19.92	4.70	21.09	3.26	SÍ
37.08	7.56	38.97	3.01	SÍ
19.92	4.70	21.09	3.26	SÍ
13.93	2.41	14.53	2.24	SÍ
28.85	3.97	29.84	2.77	SÍ
16.63	3.33	17.46	6.96	SÍ
28.38	6.37	29.97	6.49	SÍ
44.47	9.19	46.77	6.85	SÍ
22.83	3.63	23.74	5.03	SÍ
25.61	5.73	27.04	4.25	SÍ
37.69	7.70	39.62	6.22	SÍ
16.63	3.33	17.46	6.96	SÍ
28.38	6.37	29.97	6.49	SÍ
44.47	9.19	46.77	6.85	SÍ
22.83	3.63	23.74	5.03	SÍ

Tras evaluar la regularidad del edificio, se determinó que este no contó con irregularidades. Entonces, se determinó el peso del edificio y la cortante basal estática, la cual es idéntica en ambas direcciones. Peso: 445 ton, cortante basal: 83.6 ton. El diseño, sin embargo, se realizó con un análisis dinámico modal espectral según la norma NTP E030. En dicho caso, la fuerza cortante de diseño fue de 67 ton en X y 69 ton en Y. En

ambos casos para el sismo moderado. Luego, en base a la norma NTP E070 se determinó la fuerza cortante para sismo severo como 2 veces el valor del sismo moderado. La tabla 3.7 muestra el análisis de los muros del primer piso ante sismo moderado. Los valores de  $V_e$  y  $M_e$  corresponden a la fuerza cortante y momento flector que actúa sobre cada muro debido al sismo moderado. Asimismo,  $\alpha$  es el factor de reducción de resistencia a corte por efectos de esbeltez.  $V_m$  se calcula según la expresión (2) del acápite 3.4 y  $\alpha$  según la expresión (3). Las tablas 3.8 y 3.9a corresponden al segundo y tercer piso respectivamente. La tabla 3.9b muestra la verificación de refuerzo mínimo en los elementos de confinamiento según la NTP E070.

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{L}{0.8*H} \leq 1, L: \text{longitud total del muro y } H: \text{altura de entrepiso} \quad (3)$$

**Tabla 3.7: Resistencia a corte y verificación del agrietamiento de los muros para el piso 1**

Muro	L(m)	Pg (ton)	Ve(ton)	Me (ton.m)	$\alpha$	t (m)	Vm(ton)	0.55Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu(ton)	Vm>Vu	Mu (ton.m)
MX1	2.7	20.58	13.50	65.44	1.000	0.24	35.51	19.53	SÍ	2.63	35.51	SÍ	172.12
MX2	2.7	26.17	12.13	49.76	1.000	0.24	36.80	20.24	SÍ	3.00	36.40	SÍ	149.28
MX3	5.4	52.44	26.39	144.41	1.000	0.24	73.62	40.49	SÍ	2.79	73.62	SÍ	402.90
MX4	2.7	26.15	12.14	49.72	1.000	0.24	36.80	20.24	SÍ	3.00	36.41	SÍ	149.16
MX5	2.7	21.48	13.65	65.40	1.000	0.24	35.72	19.65	SÍ	2.62	35.72	SÍ	171.07
MY1	8.3	31.84	18.34	114.75	1.000	0.13	58.58	32.22	SÍ	3.00	55.01	SÍ	344.24
MY2	1.93	18.27	3.03	10.47	0.946	0.13	15.48	8.51	SÍ	3.00	9.09	SÍ	31.42
MY3	3.55	32.42	4.83	24.08	1.000	0.13	29.38	16.16	SÍ	3.00	14.50	SÍ	72.25
MY4	5.25	47.52	8.67	58.03	1.000	0.13	43.35	23.84	SÍ	3.00	26.00	SÍ	174.10
MY5	3.63	26.75	6.50	37.83	1.000	0.13	28.57	15.71	SÍ	3.00	19.50	SÍ	113.49
MY6	4.9	28.48	9.93	29.06	1.000	0.13	36.81	20.24	SÍ	3.00	29.80	SÍ	87.17
MY7	4.9	35.76	7.00	40.16	1.000	0.13	38.48	21.16	SÍ	3.00	20.99	SÍ	120.47
MY8	1.93	19.18	2.94	9.51	0.946	0.13	15.69	8.63	SÍ	3.00	8.83	SÍ	28.53
MY9	3.55	32.42	4.57	24.22	1.000	0.13	29.38	16.16	SÍ	3.00	13.71	SÍ	72.67
MY10	5.25	47.52	8.71	53.18	1.000	0.13	43.35	23.84	SÍ	3.00	26.13	SÍ	159.55
MY11	3.63	26.75	6.76	37.55	1.000	0.13	28.57	15.71	SÍ	3.00	20.28	SÍ	112.64

**Tabla 3.8: Resistencia a corte y verificación del agrietamiento de los muros para el piso 2**

Muro	L(m)	Pg (ton)	Ve(ton)	Me (ton.m)	$\alpha$	t (m)	Vm(ton)	0.55Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu(ton)	Vm>Vu	Mu (ton.m)
MX1	2.7	13.66	9.15	31.41	1.00	0.24	33.92	18.66	SÍ	2.63	24.07	SÍ	82.61
MX2	2.7	17.19	8.60	21.13	1.00	0.24	34.73	19.10	SÍ	3.00	25.80	SÍ	63.40
MX3	5.4	35.13	26.61	88.31	1.00	0.24	69.64	38.30	SÍ	2.79	74.25	NO	246.38
MX4	2.7	17.18	8.61	21.13	1.00	0.24	34.73	19.10	SÍ	3.00	25.83	SÍ	63.40
MX5	2.7	14.12	9.21	31.53	1.00	0.24	34.03	18.71	SÍ	2.62	24.09	SÍ	82.48
MY1	8.3	20.98	16.83	69.18	1.00	0.13	56.08	30.84	SÍ	3.00	50.49	SÍ	207.53
MY2	1.93	12.03	1.25	3.14	0.95	0.13	14.04	7.72	SÍ	3.00	3.75	SÍ	9.42
MY3	3.55	21.21	3.29	11.82	1.00	0.13	26.80	14.74	SÍ	3.00	9.88	SÍ	35.46
MY4	5.25	30.96	7.92	33.08	1.00	0.13	39.54	21.75	SÍ	3.00	23.75	SÍ	99.25
MY5	3.63	17.34	5.27	20.30	1.00	0.13	26.40	14.52	SÍ	3.00	15.80	SÍ	60.90
MY6	4.9	18.13	10.15	20.50	1.00	0.13	34.43	18.94	SÍ	3.00	30.44	SÍ	61.50
MY7	4.9	22.60	5.68	22.58	1.00	0.13	35.46	19.50	SÍ	3.00	17.05	SÍ	67.74
MY8	1.93	12.49	1.25	3.14	0.95	0.13	14.15	7.78	SÍ	3.00	3.75	SÍ	9.42
MY9	3.55	21.21	3.29	11.82	1.00	0.13	26.80	14.74	SÍ	3.00	9.88	SÍ	35.46
MY10	5.25	30.96	7.92	33.08	1.00	0.13	39.54	21.75	SÍ	3.00	23.75	SÍ	99.25
MY11	3.63	17.34	5.27	20.30	1.00	0.13	26.40	14.52	SÍ	3.00	15.80	SÍ	60.90

**Tabla 3.9a: Resistencia a corte y verificación del agrietamiento de los muros para el piso 3**

Muro	L(m)	Pg (ton)	Ve(ton)	Me (ton.m)	$\alpha$	t (m)	Vm(ton)	0.55Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu(ton)	Vm>Vu	Mu (ton.m)
MX1	2.7	6.75	3.55	9.04	1.00	0.24	32.33	17.78	Sí	2.63	9.33	Sí	23.78
MX2	2.7	8.11	3.96	7.51	1.00	0.24	32.64	17.95	Sí	3.00	11.87	Sí	22.54
MX3	5.4	16.14	19.66	40.67	1.00	0.24	65.27	35.90	Sí	2.79	54.85	Sí	113.48
MX4	2.7	8.10	3.95	7.50	1.00	0.24	32.64	17.95	Sí	3.00	11.86	Sí	22.50
MX5	2.7	6.75	3.54	9.03	1.00	0.24	32.33	17.78	Sí	2.62	9.27	Sí	23.63
MY1	8.3	10.12	10.49	26.75	1.00	0.13	53.58	29.47	Sí	3.00	31.47	Sí	80.24
MY2	1.93	5.79	0.27	0.69	0.95	0.13	12.61	6.93	Sí	3.00	0.81	Sí	2.06
MY3	3.55	9.99	1.47	3.75	1.00	0.13	24.22	13.32	Sí	3.00	4.41	Sí	11.24
MY4	5.25	14.39	5.16	13.17	1.00	0.13	35.73	19.65	Sí	3.00	15.49	Sí	39.50
MY5	3.63	7.94	2.80	7.15	1.00	0.13	24.24	13.33	Sí	3.00	8.41	Sí	21.44
MY6	4.9	8.02	7.50	11.46	1.00	0.13	32.10	17.66	Sí	3.00	22.50	Sí	34.38
MY7	4.9	11.13	3.15	8.12	1.00	0.13	32.82	18.05	Sí	3.00	9.45	Sí	24.37
MY8	1.93	5.79	0.27	0.69	0.95	0.13	12.61	6.93	Sí	3.00	0.81	Sí	2.06
MY9	3.55	9.99	1.47	3.75	1.00	0.13	24.22	13.32	Sí	3.00	4.41	Sí	11.24
MY10	5.25	14.39	5.16	13.17	1.00	0.13	35.73	19.65	Sí	3.00	15.49	Sí	39.50
MY11	3.63	7.94	2.80	7.15	1.00	0.13	24.24	13.33	Sí	3.00	8.41	Sí	21.44

**Tabla 3.9b: Verificación de refuerzo mínimo en elementos de confinamiento**

	$3V_E(X)$	$3V_E(Y)$	$V_m(X)$	$V_m(Y)$
Piso 3	205.04	211.49	195.26	312.17
Piso 2	332.77	341.18	208.15	339.09
Piso 1	405.25	415.33	218.45	367.62

Finalmente, se realizó el diseño de los muros del primer piso ante el sismo severo puesto que se admite que para esta exigencia de fuerza cortante las unidades de albañilería fallaron. A continuación (tabla 3.10), se muestra el diseño de los muros MX del primer piso ante sismo severo ( $V_u$ ). Se resalta que el concreto de diseño tiene un valor de  $f'_c$  igual a 175 kg/cm<sup>2</sup> y el acero un valor de  $f_y$  igual a 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el caso del muro MX1 se tienen las siguientes condiciones:

Espesor (t) = 24 cm.

Estribos de 3/8",  $A_v = 1.42$  cm<sup>2</sup>.

Área de la sección de viga solera,  $A_{sc} = 360$  cm<sup>2</sup>.

La tabla 3.11 muestra el diseño para un muro MY, para dicho caso, se cuentan con las siguientes consideraciones:

Espesor (t) = 13 cm.

Estribos de 3/8",  $A_v = 1.42$  cm<sup>2</sup>.

Área de la sección de viga solera,  $A_{sc} = 195$  cm<sup>2</sup>.

**Tabla 3.10: Diseño del muro MX1 y MX5**

Muro	MX1=MX5	
	C1	C2
<b>Columna</b>		
Ubicación	Extrema	Extrema
Vu1 (ton)	35.51	
1) Pg (ton)	20.58	
2) Vu1 (ton)	35.51	
3) Mu (ton.m)	172.12	
4) L (m)	2.70	
5) Lm (m)	2.70	
6) Nc	2	
7) M (ton.m)	126.84	
8) F (ton)	46.98	
9) Pc (ton)	10.29	
10) Pt (ton)	0	0
11) T (ton)	36.69	36.69
12) C (ton)	57.27	57.27
13) Vc (ton)	17.76	17.76
14) As (cm2)	15.25	15.25
15) As a usar (cm2)	17.04	17.04
	6(3/4")	6(3/4")
16) $\delta$	0.8	0.8
17) An (cm2)	103.14	103.14
18) Acf (cm2)	596.81	596.81
19) Usar (cm2)	24X25	24X25
20) Ac (cm2)	600	600
21) An (cm2)	420	420
22) As mín (cm2)	2.5	2.5
23) s1 (cm)	13.25	13.25
24) s2 (cm)	14.2	14.2
25) s3 (cm)	6.25	6.25
26) s4 (cm)	10	10
27) zona c (cm)	45	45
28) s (cm)	6.25	6.25
<b>Solera</b>	Vm1 (ton)	35.51
29) Ts (ton)	17.76	
30) As (cm2)	4.70	
$\Phi$	0.9	
Acs (cm2)	360	
As min(cm2)	1.5	
31) Usar (cm2)	5.16	
	4(1/2)	

**Tabla 3.11: Diseño del muro MY2 y MY8**

Muro	MY2=MY8	
	C9	C10
Ubicación	Extrema	Extrema
Vu1 (ton)	9	
1) Pg (ton)	18.27	
2) Vu1 (ton)	9	
3) Mu (ton.m)	31.42	
4) L (m)	1.93	
5) Lm (m)	1.93	
6) Nc	2	
7) M (ton.m)	19.95	
8) F (ton)	10.33	
9) Pc (ton)	9.14	
10) Pt (ton)	0.00	0
11) T (ton)	1.20	1.20
12) C (ton)	19.47	19.47
13) Vc (ton)	4.50	4.50
14) As (cm2)	1.60	1.60
15) As a usar (cm2)	2.84	2.84
	4(3/8)	4(3/8)
16) $\delta$	0.8	0.8
17) An (cm2)	136.33	136.33
18) Acf (cm2)	151.26	151.26
19) Usar (cm2)	13X25	13X25
20) Ac (cm2)	325	325
21) An (cm2)	189	189
22) As mín (cm2)	1.35	1.35
23) s1 (cm)	17.54	17.54
24) s2 (cm)	31.56	31.56
25) s3 (cm)	6.25	6.25
26) s4 (cm)	10	10
27) zona c (cm)	45	45
28) s (cm)	6.25	6.25
<b>Solera</b>	Vm1 (ton)	15.48
29) Ts (ton)	7.74	
30) As (cm2)	2.05	
$\Phi$	0.9	
Acs (cm2)	195	
As min(cm2)	0.81	
31) Usar (cm2)	2.84	
	4(3/8)	

La figura 3.3 muestra el plano del muro MX1 con el acero según diseño de los elementos de confinamiento.



Figura 3.3: Detalle del muro MX1

### 3.3. Sobre los parámetros no lineales

Para realizar el pushover a la estructura fue necesario definir las rótulas plásticas de corte a los elementos. Para ello, se emplearon ecuaciones propuestas por Diaz et al. (2019) y resultados experimentales en el caso de los muros con instalaciones sanitarias incluidas. Las rótulas de corte impuestas tienen el objetivo de demostrar el caso de falla de los elementos estructurales (muros de albañilería confinada). Asimismo, los datos representativos como los rescatados de los ensayos experimentales (IISS) deben ser cuidadosamente introducidos al programa.

Cabe precisar la importancia del material que se está empleando. La propuesta de Díaz et al. (2019) proviene de una base de datos que se caracteriza por describir muros de albañilería confinada de Lima y Callao. Esto último es probablemente el factor más importante ya que, como es obvio, las unidades empleadas en cada país varían desde la materia prima: la arcilla. A esto se le puede añadir la elaboración industrial del ladrillo

cocido. Asimismo, el mortero usado para unir las unidades de albañilería también puede presentar cambios constitutivos dependiendo el país, es decir, las proporciones de mezcla utilizadas, espesor de las juntas, etc. Incluso la conexión entre la columna de confinamiento y el muro de mampostería presenta cambios en función de los parámetros y costumbres constructivas.

En resumen, el calibrar una curva de capacidad producto de un ensayo de laboratorio como el de Pari y Manchego (2017) puede producir mejores resultados que utilizar valores predeterminados que emplea un programa de uso comercial. Además, al ser estos resultados de laboratorio una propuesta en base a la experiencia física, lo hace suficientemente aceptable en cuanto las características del muro sean productos del medio social, geográfico, cultural y tradicional en el que nos encontramos. Sin embargo, tiene limitaciones considerables debido a parámetros importantes de geometría, calidad de los materiales, cuantías de acero, etc. Es por ello por lo que la fórmula propuesta por Díaz et al. (2019) puede ser considerablemente más acertada, principalmente cuando se conoce el diseño completo del muro. Como se mencionó con anterioridad, la curva de capacidad es dependiente de los atributos impuestos según el diseño estructural del muro.

### 3.4. Análisis comparativo de la curva tetralineal

La curva de capacidad tetralineal que define el comportamiento del muro considera variables distintas a las proporcionadas por la norma técnica de albañilería (NTP E070) para definir la resistencia al corte de la albañilería. Las ecuaciones Eq. (1) y Eq. (2) son las que están en el alcance de esta comparación.

$$\frac{\tau}{F_m} = \beta_0 + \beta_1 \left( \frac{P_t * \sigma_y}{F_m} \right)^{0.7} + \beta_2 \frac{P_{we} * \sigma_{wy}}{F_m} + \beta_3 \frac{\sigma_0}{F_m} \quad (1)$$

$$V_m = 0.50 * v'_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g \quad (2)$$

La ecuación 1 perteneciente a la curva tetralineal considera la cuantía de acero longitudinal y transversal del muro de albañilería confinada. Mientras tanto, la norma E070 no considera la cuantía de acero para determinar la resistencia al corte del muro de albañilería. Además, la ecuación (1) al igual que la ecuación (2) incorpora el esfuerzo axial que toma el muro para determinar la resistencia del muro.

Por otro lado, la ecuación (1) no considera la esbeltez del muro para determinar la resistencia a corte. Lo contrario sucede con la ecuación 2 que sí la considera mediante el factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez ( $\alpha$ ). Además, la ecuación (1) no considera la resistencia característica a corte de la albañilería ( $v'_m$ ). Lo que sí ocurre en la ecuación (2).

La ecuación (2) al pertenecer a un diseño lineal elástico considera una curva bilineal de comportamiento que se extiende hasta una deriva de 5‰ el cual es el límite de reparación de la albañilería según ensayos experimentales. Por consiguiente, un indicador de que el diseño estructural es adecuado es que la resistencia al agrietamiento diagonal ( $V_m$ ) sea alcanzada antes que el muro llegue a una distorsión de 1/200 (5‰). Posteriormente se resaltaré que la curva tetralineal alcanza su máxima resistencia en una deriva mayor al 5‰ para el caso de los ladrillos King Kong.

### 3.5. Realización de la curva de capacidad tetralineal

#### 3.5.1. Ladrillos King Kong (industrial)

Se detallarán los pasos a seguir para formar la curva de capacidad tetralineal empleando ladrillo King Kong, el cual es catalogado como industrial en las formulaciones de Díaz et al. (2019). La tabla 3.12 muestra los datos de entrada para el muro MX1.

20 **Tabla 3.12: Datos de entrada para el muro MX1**

MX1 - PISO 1	
Pg (ton)	20.58
Espesor del muro (cm)	24
Altura del muro (m)	2.55
Longitud Libre del muro (m)	2.2
Peralte Columna (cm)	25
Espesor de Columna (cm)	24
Longitud Total del Muro (cm)	270
Longitud efectiva del Muro (cm)	243
Área de acero longitudinal (cm <sup>2</sup> )	17.04
Cuantía longitudinal de muro por columna a tracción	0.00292
Área de acero transversal (cm <sup>2</sup> )	0.71
Ramas	2
Espaciamiento de Estribos (cm)	6.25
Cuantía transversal de una columna	0.00947

**Tabla 3.13: Datos de entrada para la ecuación propuesta por Díaz et al. (2019)**

Tipo de Ladrillo	Industrial	Descripción
$f_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	65	Resistencia a la compresión del muro
$\rho_t$	0.00292	Cuantía longitudinal del muro
$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	Resistencia a la fluencia del acero long
$\rho_{we}$	0.00947	Cuantía transversal del muro
$f_{wy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	Resistencia a la fluencia del acero transv
$\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3.176	Esfuerzo axial actuante

Entonces, se procede a emplear la fórmula (1) (acápito 3.4). La tabla 3.14 tiene los datos, para cada estado límite, del esfuerzo cortante, deriva, fuerza de corte y desplazamiento. A continuación, se detalla los pasos para calcular  $\tau$  en el estado límite máximo.

Según la tabla 2.4:

$$\beta_0 = 0.000$$

$$\beta_1 = 0.054$$

$$\beta_2 = 0.432$$

$$\beta_3 = 0.290$$

Fluencia del acero:

$$\sigma_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{wy} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia a la compresión de la albañilería:

$$F_m = 65 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_0 = 3.176 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces,

$$P_t = \frac{a_t}{t * l} = \frac{17.04}{24 * 243} = 0.00292$$

$$P_{we} = \frac{a_w}{t * sep} = \frac{0.71 * 2}{24 * 6.25} = 0.00947$$

Reemplazando en la expresión (1):

$$\frac{\tau}{65} = 0 + 0.054 \left( \frac{0.00292 * 4200}{65} \right)^{0.7} + 0.432 \frac{0.0947 * 4200}{65} + 0.290 \frac{3.176}{65}$$

$$\tau_{m\acute{a}ximo} = 19.19 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_m = 19.19 * 270 * 24 = 124\,351\, kg$$

Tabla 3.14: Esfuerzos de corte para cada estado límite

Estado Limite	$\tau$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Drift	$V_m$ (kgf)	$V_m$ (kN)	Desplazamiento (cm)
Origin	0.000	0	0.00	0.00	0.000
Cracking	10.602	0.0006	68,701.74	687.02	0.153
Yielding	17.494	0.0019	113,358.18	1,133.58	0.485
Maximum	19.190	0.0076	124,351.41	1,243.51	1.938
Ultimate	15.352	0.0117	99,481.13	994.81	2.984

Paralelamente, se emplea la tabla 3.15 para localizar los estados límites en la curva de capacidad. La ubicación de estos estados límites es producto de la investigación de Zavala et al. (2019) la cual proporciona los rangos de dichos estados límite en la zona inelástica que tendrán los muros de albañilería confinada construidos con ladrillos industriales (King kong).

Tabla 3.15: Rangos de estados límite (Zavala et al., 2019)

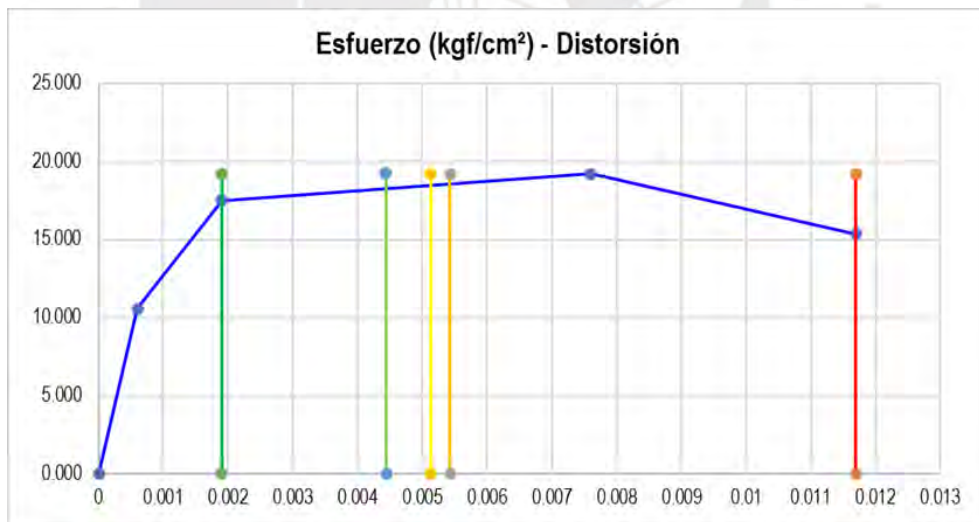
State	Industrial
<b>C</b>	64.0%
<b>CP</b>	3.0%
<b>LS</b>	7.0%
<b>IO</b>	26.0%
<b>O</b>	0.0%

Ahora, con los datos de la tabla 3.14, se obtienen los puntos de la curva tetralineal (tabla 3.16). La figura 3.4 muestra la curva esfuerzo distorsión del muro, mientras que la

figura 3.5 muestra la curva de capacidad del muro MX1 obtenida con la expresión (1). Asimismo, la figura 3.6 describe el comportamiento en ambos sentidos del muro MX1 ante acciones laterales paralelas a su plano.

**Tabla 3.16: Coordenadas de la curva tetralineal**

Desplazamiento (cm)	Fuerza (kgf)
-2.984	-99,481.13
-1.938	-124,351.41
-0.485	-113,358.18
-0.153	-68,701.74
0.000	0.00
0.153	68,701.74
0.485	113,358.18
1.938	124,351.41
2.984	99,481.13



**Figura 3.4: Curva esfuerzo-distorsión del muro MX1**

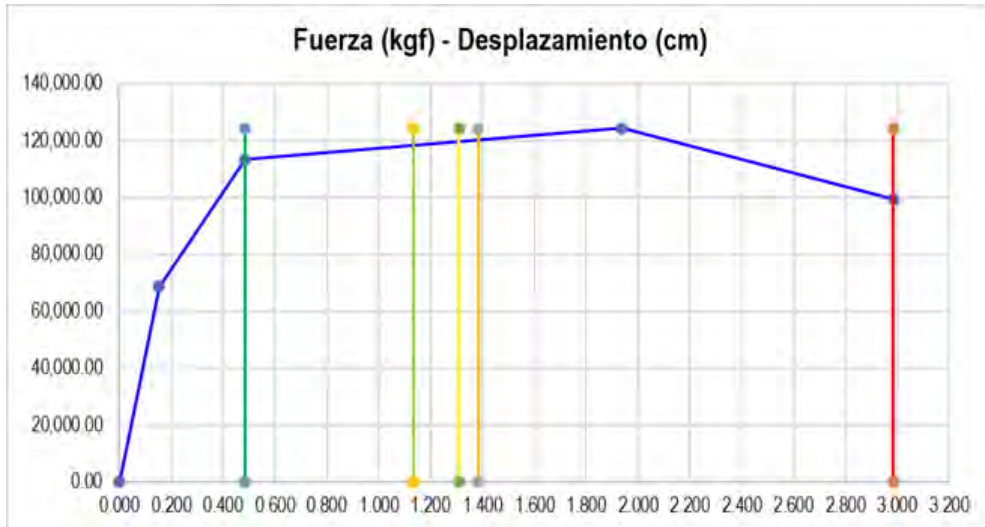


Figura 3.5: Curva de capacidad del muro MX1

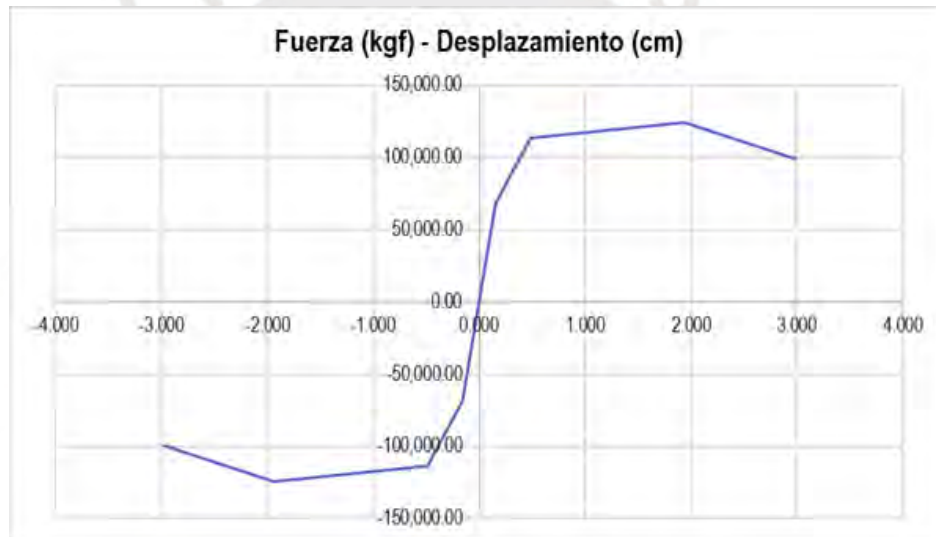


Figura 3.6: Curva fuerza-desplazamiento del muro MX1

A continuación, se mostrará la información ingresada al software para la rótula plástica de corte de los muros. La figura 3.7 muestra los datos correspondientes a la rótula plástica del muro MX1 del primer piso.

Para los valores de fuerza de corte se realiza una normalización respecto al valor máximo. El programa brinda la opción de proporcionar el valor Force SF (124,351.41 kgf para el muro MX1 del piso 1). Para los valores de desplazamiento se ingresan las derivas de la tabla 3.14 y en el valor de Disp SF se coloca la altura de entrepiso del muro (2.55m).

La tabla 3.17 muestra los valores y coeficientes ingresados al programa para todos los muros King Kong.

Para los criterios de aceptación se emplean los rangos de la tabla 3.15 y se ubican las derivas en el gráfico, en la figura 3.7 se muestra la aplicación para el muro MX1 del primer piso.

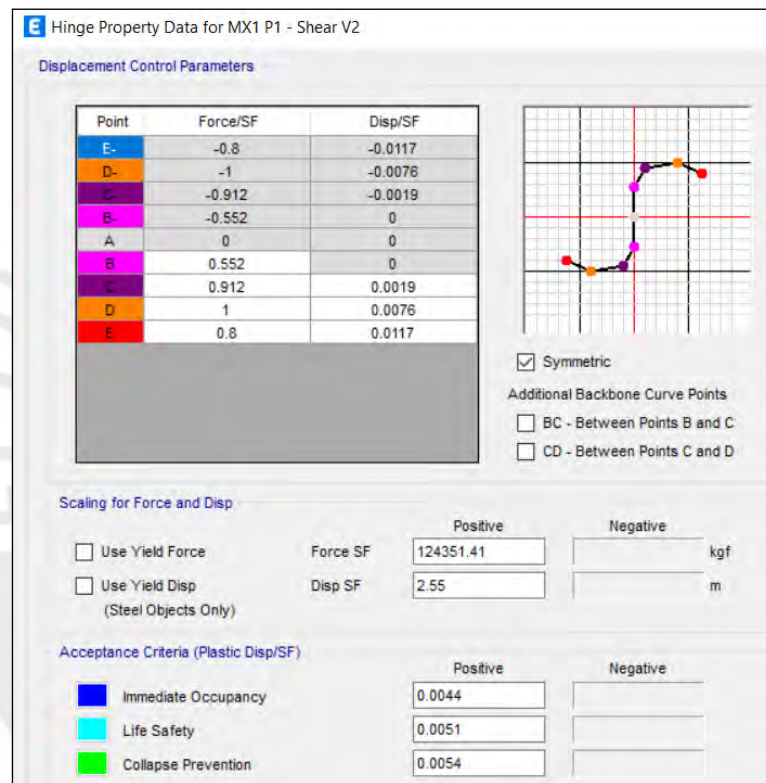


Figura 3.7: Propiedades de rótula del muro MX1 en el primer piso.

**Tabla 3.17: Valores normalizados de fuerza cortante y desplazamiento en el sentido positivo para muros de ladrillo King kong**

MX1=MX5			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
68,701.74	0.00153	0.552	0
113,358.18	0.00485	0.912	0.0019
124,351.41	0.01938	1.000	0.0076
99,481.13	0.02984	0.800	0.0117

MX2=MX4			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
69,937.13	0.00153	0.562	0
114,336.43	0.00485	0.919	0.0019
124,431.37	0.01938	1.000	0.0076
99,545.10	0.02984	0.800	0.0117

MX3			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
91,781.18	0.00153	0.563	0
146,372.86	0.00485	0.898	0.0019
163,053.11	0.01938	1.000	0.0076
130,442.49	0.02984	0.800	0.0117

MY1			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
71,223.41	0.00153	0.563	0
118,618.81	0.00485	0.937	0.0019
126,592.16	0.01938	1.000	0.0076
101,273.73	0.02984	0.800	0.0117

MY2=MY8			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
35,524.62	0.00153	0.578	0
57,066.48	0.00485	0.929	0.0019
61,445.91	0.01938	1.000	0.0076
49,156.73	0.02984	0.800	0.0117

MY3=MY9			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
65,081.22	0.00153	0.583	0
104,759.40	0.00485	0.938	0.0019
111,707.78	0.01938	1.000	0.0076
89,366.23	0.02984	0.800	0.0117

MY4=MY10			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
96,152.94	0.00153	0.581	0
154,851.48	0.00485	0.936	0.0019
165,496.60	0.01938	1.000	0.0076
132,397.28	0.02984	0.800	0.0117

MY5=MY11			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
65,133.31	0.00153	0.574	0
106,000.07	0.00485	0.935	0.0019
113,390.88	0.01938	1.000	0.0076
90,712.70	0.02984	0.800	0.0117

MY6			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
86,235.03	0.00153	0.575	0
141,750.45	0.00485	0.945	0.0019
150,004.53	0.01938	1.000	0.0076
120,003.62	0.02984	0.800	0.0117

MY7			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
43,921.96	0.00153	0.570	0
71,512.22	0.00485	0.929	0.0019
77,011.05	0.01938	1.000	0.0076
61,608.84	0.02984	0.800	0.0117

### 3.5.2. Ladrillos pandereta (tubular)

Se detallarán los pasos a seguir para formar la curva de capacidad tetralineal empleando ladrillo pandereta, el cual es catalogado como tubular en las formulaciones de Díaz et al. (2019). La tabla 3.18 muestra los datos de entrada para el muro MX1. Asimismo, se usaron los resultados de los ensayos realizados por C. Díaz (2022) a pilas

de ladrillos pandereta. De estos ensayos se brinda un valor de  $f'_m = 28.55 \text{ kg/cm}^2$  para muros de ladrillo pandereta (y un valor de  $v'_m = 7.75 \text{ kg/cm}^2$ ).

**Tabla 3.18: Datos de entrada para el muro MX1**

MX1 - PISO 1	
Pg (ton)	20.58
Espesor del muro (cm)	24
Altura del muro (m)	2.55
Longitud Libre del muro (m)	2.2
Peralte Columna (cm)	25
Espesor de Columna (cm)	24
Longitud Total del Muro (cm)	270
Longitud efectiva del Muro (cm)	243
Área de acero longitudinal (cm <sup>2</sup> )	17.04
Cuantía longitudinal de muro por columna a tracción	0.00292
Área de acero transversal (cm <sup>2</sup> )	0.71
Ramas	2
Espaciamiento de Estribos (cm)	6.25
Cuantía transversal de una columna	0.00947

**Tabla 3.19: Datos de entrada para la ecuación propuesta por Díaz et al. (2019)**

Tipo de Ladrillo	Tubular	Descripción
$f'_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	28.55	Resistencia a la compresión del muro
$\rho_t$	0.00292	Cuantía longitudinal del muro
$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	Resistencia a la fluencia del acero long
$\rho_{we}$	0.00947	Cuantía transversal del muro
$f_{vy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	Resistencia a la fluencia del acero transv
$\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3.176	Esfuerzo axial actuante

Entonces, se procede a emplear la fórmula (1) (acápito 3.4). La tabla 3.20 tiene los datos, para cada estado límite, del esfuerzo cortante, deriva, fuerza de corte y desplazamiento. A continuación, se detalla los pasos para calcular  $\tau$  en el estado límite máximo.

Según la tabla 2.4:

$$\beta_0 = 0.000$$

$$\beta_1 = 0.054$$

$$\beta_2 = 0.432$$

$$\beta_3 = 0.290$$

Fluencia del acero:

$$\sigma_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{wy} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia a la compresión de la albañilería:

$$F_m = 28.55 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_0 = 3.176 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces,

$$P_t = \frac{a_t}{t * l} = \frac{17.04}{24 * 243} = 0.00292$$

$$P_{we} = \frac{a_w}{t * sep} = \frac{0.71 * 2}{24 * 6.25} = 0.00947$$

Reemplazando en la expresión (1):

$$\frac{\tau}{28.55} = 0 + 0.054 \left( \frac{0.00292 * 4200}{28.55} \right)^{0.7} + 0.432 \frac{0.0947 * 4200}{28.55} + 0.290 \frac{3.176}{28.55}$$

$$\tau_{m\acute{a}ximo} = 18.95 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_m = 18.95 * 270 * 24 = 122\,796 \text{ kg}$$

**Tabla 3.20: Esfuerzos de corte para cada estado límite**

Estado Límite	$\tau$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Drift	Vm (kgf)	Vm (kN)	Desplazamiento (cm)
Origin	0.000	0	0.00	0.00	0.000
Cracking	10.602	0.0004	68,701.74	687.02	0.102
Yielding	17.494	0.0006	113,358.18	1,133.58	0.153
Maximum	18.951	0.0019	122,802.75	1,228.03	0.485
Ultimate	15.161	0.0037	98,242.20	982.42	0.944

Paralelamente, se emplea la tabla 3.21 para localizar los estados límites en la curva de capacidad. La ubicación de estos estados límites es producto de la investigación de Zavala et al. (2019) la cual proporciona los rangos de dichos estados límite en la zona inelástica que tendrán los muros de albañilería confinada construidos con ladrillos tubulares (pandereta).

**Tabla 3.21: Rangos de estados límite (Zavala et al., 2019)**

State	Tubular
C	60.6%
CP	7.1%
LS	19.4%
IO	12.9%
O	0.0%

Ahora, con los datos de la tabla 3.20, se obtienen los puntos de la curva tetralineal (tabla 3.22). La figura 3.8 muestra la curva esfuerzo distorsión del muro, mientras que la figura 3.9 muestra la curva de capacidad del muro MX1 obtenida con la fórmula propuesta por Díaz et al. (2019). Asimismo, la figura 3.10 describe el comportamiento en ambos sentidos del muro MX1 ante acciones laterales paralelas a su plano.

**Tabla 3.22: Coordenadas de la curva tetralineal**

Desplazamiento (cm)	Fuerza (kgf)
-0.944	-98,242.20
-0.485	-122,802.75
-0.153	-113,358.18
-0.102	-68,701.74
0.000	0.00
0.102	68,701.74
0.153	113,358.18
0.485	122,802.75
0.944	98,242.20

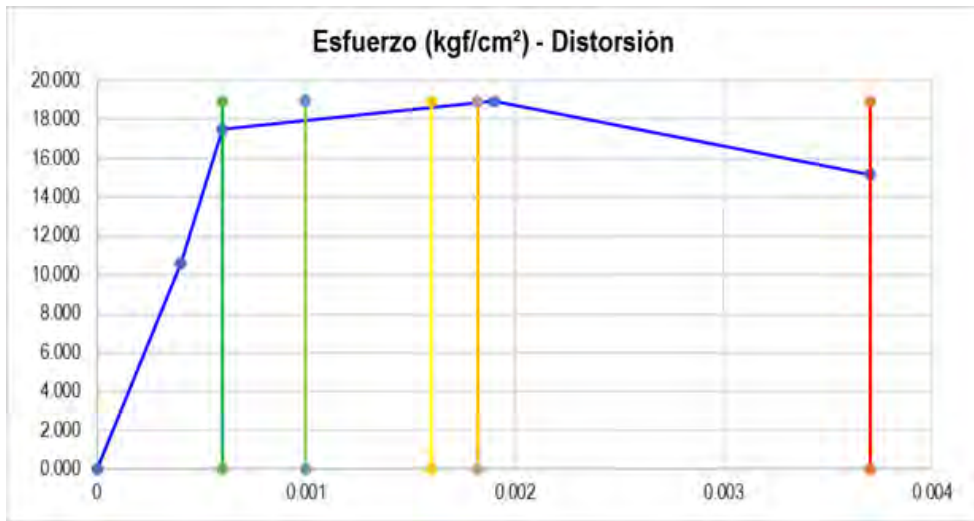


Figura 3.8: Curva esfuerzo-distorsión del muro MX1.

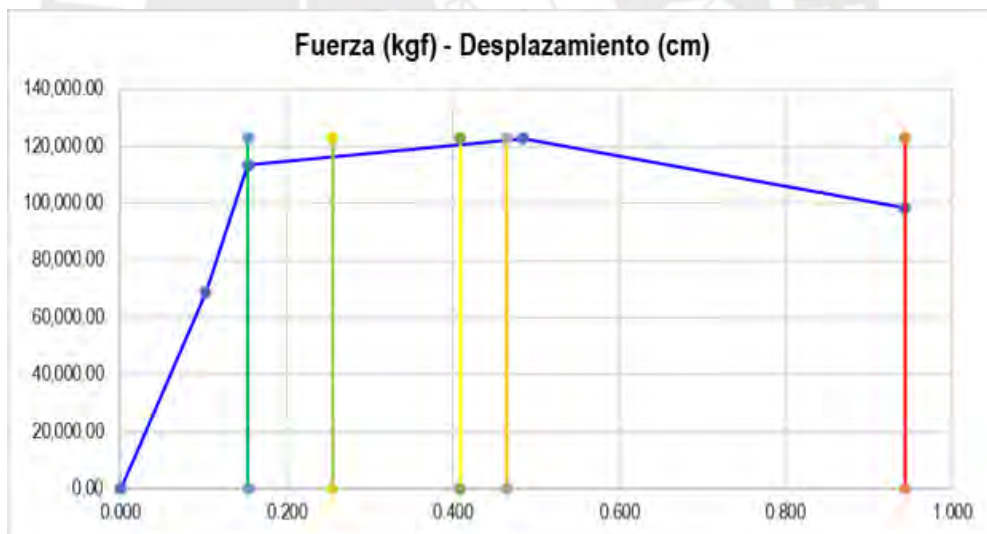
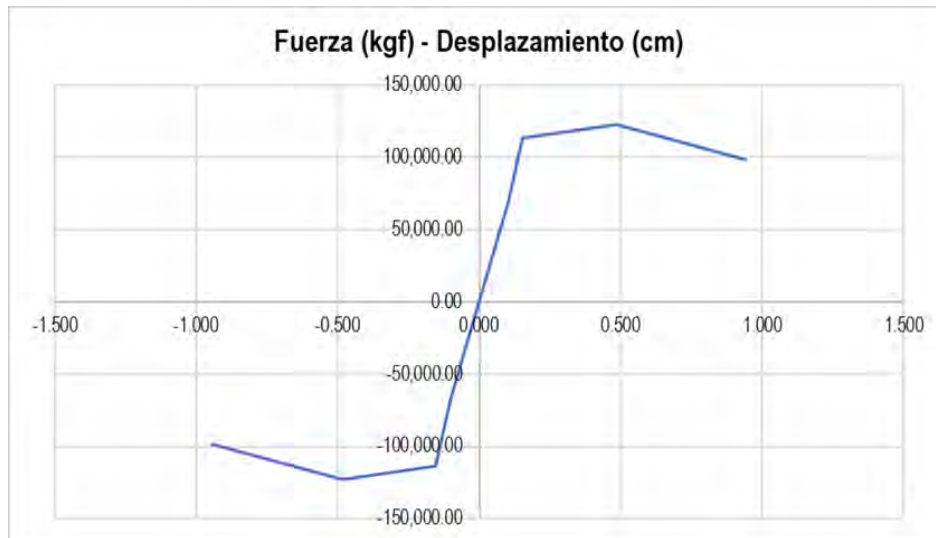


Figura 3.9: Curva de capacidad del muro MX1



**Figura 3.10: Curva fuerza-desplazamiento del muro MX1**

A continuación, se mostrará la información ingresada al software para la rótula plástica de corte de los muros. La figura 3.11 muestra los datos correspondientes a la rótula plástica del muro MX1 del primer piso.

Para los valores de fuerza de corte se realiza una normalización respecto al valor máximo. El programa brinda la opción de proporcionar el valor Force SF (122,802.75 kgf para el muro MX1 del piso 1). Para los valores de desplazamiento se ingresan las derivas de la tabla 3.20 y en el valor de Disp SF se coloca la altura de entrepiso del muro (2.55m). La tabla 3.23 muestra los valores y coeficientes ingresados al programa para todos los muros pandereta.

Para los criterios de aceptación se emplean los rangos de la tabla 3.21 y se ubican las derivas en el gráfico, en la figura 3.11 se muestra la aplicación para el muro MX1 del primer piso.

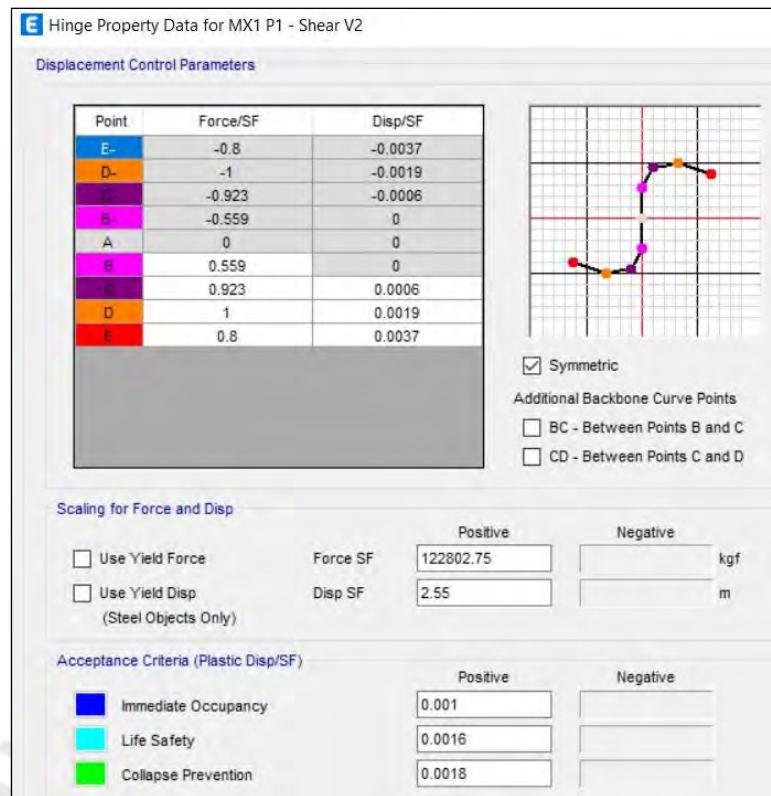


Figura 3.11: Propiedades de rótula del muro MX1 en el primer piso

Tabla 3.23: Valores normalizados de fuerza cortante y desplazamiento en el sentido positivo para muros de ladrillo pandereta

MX1=MX5			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp /SF
68,701.74	0.00102	0.559	0
113,358.18	0.00153	0.923	0.0006
122,802.75	0.00485	1.000	0.0019
98,242.20	0.00944	0.800	0.0037

MX2=MX4			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp/SF
69,937.13	0.00102	0.568	0
114,336.43	0.00153	0.928	0.0006
123,219.78	0.00485	1.000	0.0019
98,575.82	0.00944	0.800	0.0037

MX3			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
91,781.18	0.00102	0.570	0
146,372.86	0.00153	0.908	0.0006
161,146.47	0.00485	1.000	0.0019
128,917.18	0.00944	0.800	0.0037

MY1			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
71,223.41	0.00102	0.567	0
118,618.81	0.00153	0.944	0.0006
125,605.50	0.00485	1.000	0.0019
100,484.40	0.00944	0.800	0.0037

MY2=MY8			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
35,524.62	0.00102	0.581	0
57,066.48	0.00153	0.934	0.0006
61,113.54	0.00485	1.000	0.0019
48,890.83	0.00944	0.800	0.0037

MY3=MY9			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
65,081.22	0.00102	0.585	0
104,759.40	0.00153	0.941	0.0006
111,308.73	0.00485	1.000	0.0019
89,046.98	0.00944	0.800	0.0037

MY4=MY10			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
96,152.94	0.00102	0.583	0
154,851.48	0.00153	0.940	0.0006
164,814.97	0.00485	1.000	0.0019
131,851.98	0.00944	0.800	0.0037

MY5=MY11			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
65,133.31	0.00102	0.578	0
106,000.07	0.00153	0.940	0.0006
112,759.32	0.00485	1.000	0.0019
90,207.46	0.00944	0.800	0.0037

MY6			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
86,235.03	0.00102	0.577	0
141,750.45	0.00153	0.949	0.0006
149,336.87	0.00485	1.000	0.0019
119,469.50	0.00944	0.800	0.0037

MY7			
Fuerza (kgf)	Disp. (m)	Force/SF	Disp./SF
43,921.96	0.00102	0.574	0
71,512.22	0.00153	0.935	0.0006
76,468.74	0.00485	1.000	0.0019
61,174.99	0.00944	0.800	0.0037

### 3.5.3. Muros con instalaciones sanitarias en su interior

En los ensayos realizados por San Bartolomé et al. (2006) se determinaron alcances importantes para los muros de albañilería confinada que tienen tubería de desagüe en su interior. Se hace una comparación entre dos métodos para hacer la instalación de la tubería. El primer método (que se usará en este trabajo) es el realizado en la mayoría de los casos en nuestro país. Consiste en picar el muro una vez construido para colocar la tubería y resanar con mortero (figura 3.12). El segundo método consiste en usar una falsa columna para colocar la tubería. Para ello se debe hacer una conexión dentada dejando mechas que atraviesen la falsa columna (figura 3.13).



Figura 3.12: Muro picado para colocar tubería (San Bartolomé et al., 2006)



Figura 3.13a: Conexión dentada y mechas para colocación de tubería (San Bartolomé et a, 2006)



Figura 3.13b: Conexión dentada y mechas para colocación de tubería (San Bartolomé et al., 2006)

Se ensayaron 2 muros (M1 y M2) de iguales dimensiones, pero con distinto método constructivo. El resultado del ensayo es el mostrado en la figura 3.14. En esta figura se observa que el muro M1 (picado y resane) tiene mucha menor resistencia lateral respecto del muro M2 (falsa columna). Asimismo, el muro M1 tiene una menor rigidez lateral.

La figura 3.15 muestra la curva empleada en el análisis de la edificación para el caso del muro de albañilería confinada con tubería en su interior. Para este caso se usó el muro MY7 debido a la similitud geométrica que tiene con los muros ensayados. Para poder usar esta información no fue necesario calibrar de forma exhaustiva, bastó con homogenizar el desplazamiento mediante las derivas y normalizar la fuerza cortante al valor de la resistencia al corte ( $V_m$ ) del muro ensayado. Esto fue posible porque la longitud del muro M1 es 2.4m y la del muro MY7 es 2.45m, incluso cuentan con similar peralte de columna.

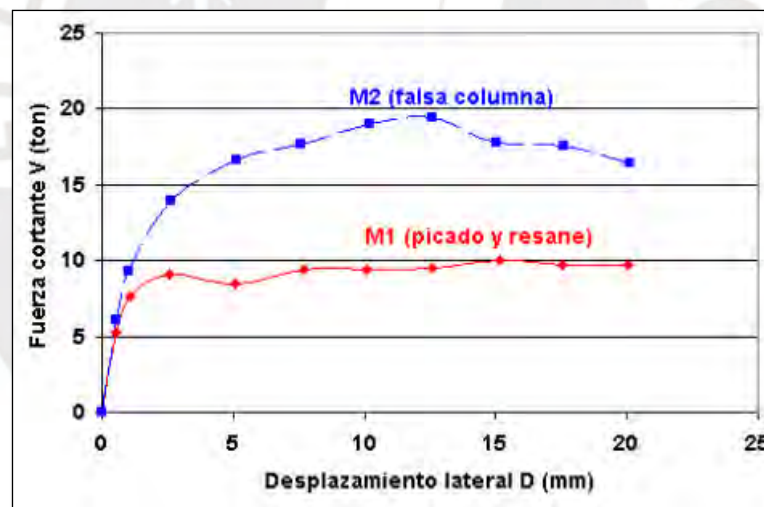
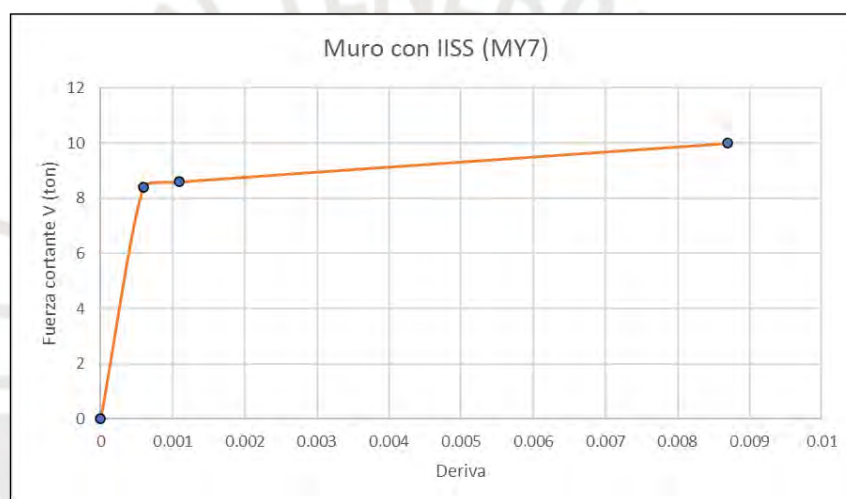


Figura 3.14: Envolvente V-D correspondiente al primer ciclo de cada fase (San Bartolomé et al., 2006)



**Figura 3.15a: Curva simplificada del muro M1**



**Figura 3.15b: Curva simplificada del muro M1**

En San Bartolomé et al. (2006) se concluye que picar y resanar el muro como método constructivo para colocar una tubería reduce drásticamente la resistencia de dicho muro (figura 3.14). Así mismo, se concluye que la ecuación para determinar la resistencia al corte del muro ( $V_m$ ) puede ser empleada para el muro M1 (picado y resane) pero considerando que este muro se ha dividido en 2 a través de la tubería. Este valor teórico de  $V_m$  es 15% menor al experimental. Entonces, se calculó el valor de  $V_m$  para el muro MY7 suponiendo que el proceso constructivo de este fue de picado y resane para la colocación de la tubería. El valor de  $V_m$  del muro MY7 es 11.31 ton para el primer piso, 9.80 ton para el segundo piso y 8.48 ton para el tercer piso. Luego, se reajustó el valor de la resistencia al agrietamiento diagonal suponiendo que esta es el 85% del experimental. Finalmente, se usará un  $V_m$  de 13.31 ton para el primer piso, 11.53 ton para el segundo

piso y 9.98 ton para el tercer piso. En la figura 3.16 se observan los datos ingresados al programa.

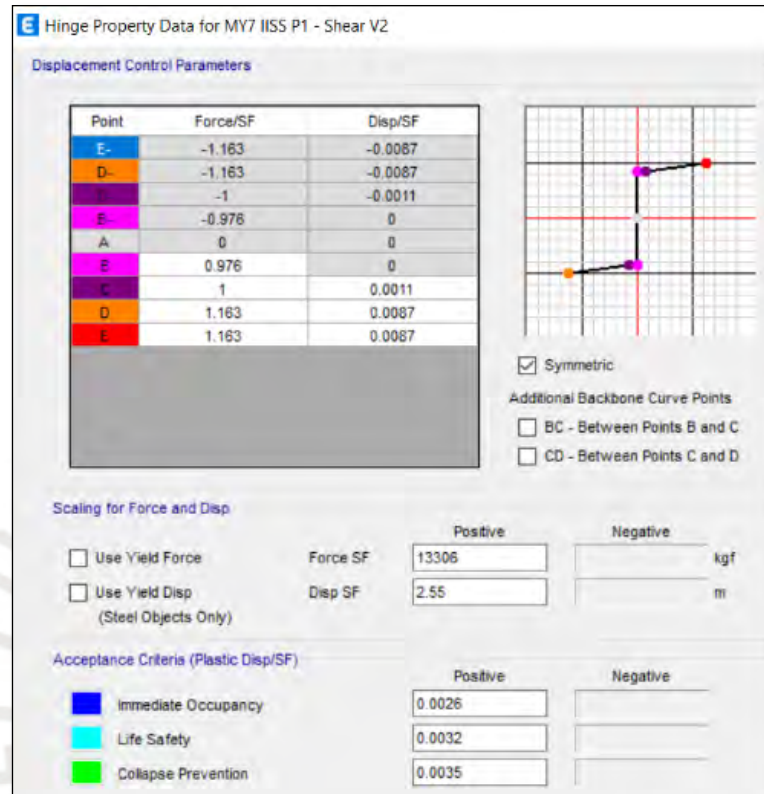


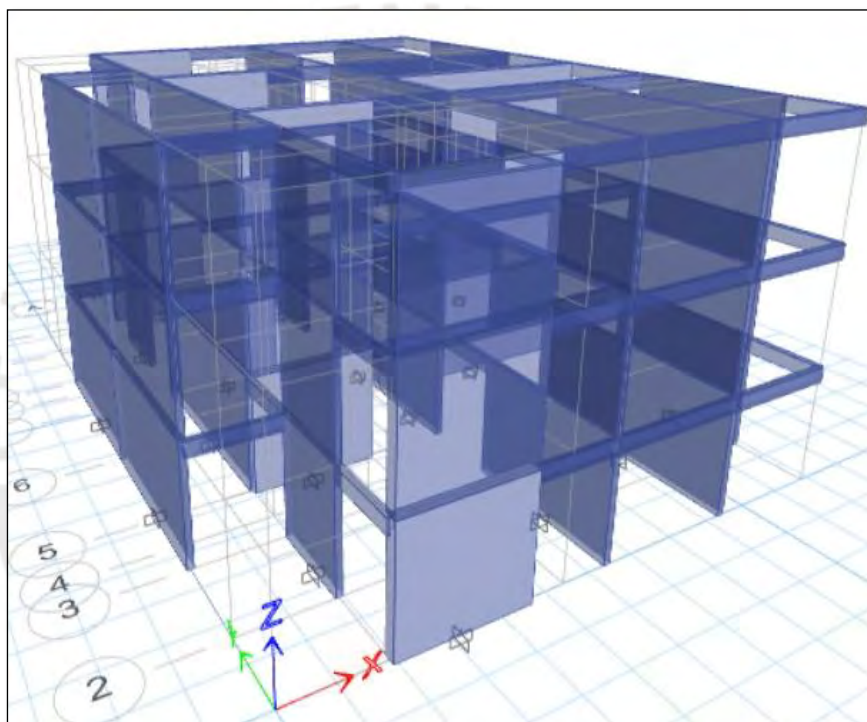
Figura 3.16: Propiedades de rótula del muro MY7 IISS en el primer piso

### 3.6. Análisis no lineal de la vivienda

En este acápite se presentará los resultados de la aplicación del pushover a la vivienda considerando muros de ladrillos King Kong, pandereta e instalaciones sanitarias. Así también, un resumen comparativo de estas situaciones comunes en las viviendas de albañilería confinada en el Perú.

Para realizar el análisis pushover, se definió un punto de control de desplazamiento en el techo del tercer nivel. Se indicó en el programa que el empuje lateral se realice hasta un desplazamiento de 8 cm, el cual corresponde a una deriva del edificio de 10%. El análisis se detuvo al tener una pérdida drástica de rigidez y resistencia debido a la falla de los muros de albañilería confinada.

En la figura 3.17 se observa la vivienda modelada con elementos frame, pero modificando sus propiedades de tal forma que se considere la sección transformada de las columnas de concreto. Estas propiedades modificadas son el momento de inercia respecto al eje perpendicular al muro, el área axial y el área de corte. Así también, se redujeron a valores prescindibles el área de corte en la dirección perpendicular al muro, la constante torsional y el momento de inercia en el eje longitudinal (figuras 3.18 y 3.19). La tabla 3.24 muestra las propiedades reales y de la sección transformada de todos los muros, así como el factor que se empleó en el programa para transformar dichas secciones.



**Figura 3.17a: Modelo no lineal de la vivienda**

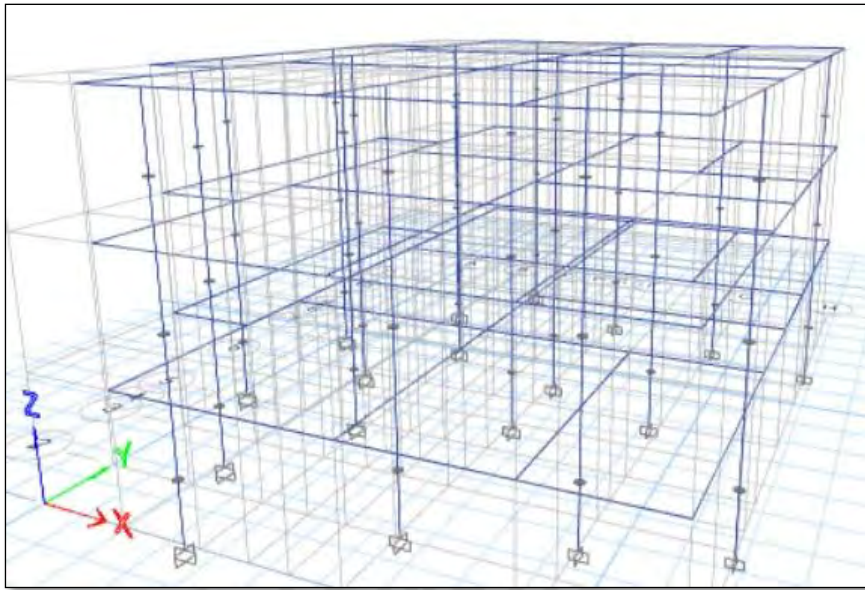


Figura 3.17b: Modelo no lineal de la vivienda

**E** Frame Section Properties

Property Name

Section Name: MX1

Base Material: Alba 65kg/cm<sup>2</sup>

Properties

Item	Value
Area, m <sup>2</sup>	0.648
AS2, m <sup>2</sup>	0.54
AS3, m <sup>2</sup>	0.54
I33, m <sup>4</sup>	0.39366
I22, m <sup>4</sup>	0.00311

Figura 3.18: Propiedades del muro MX1

General Data

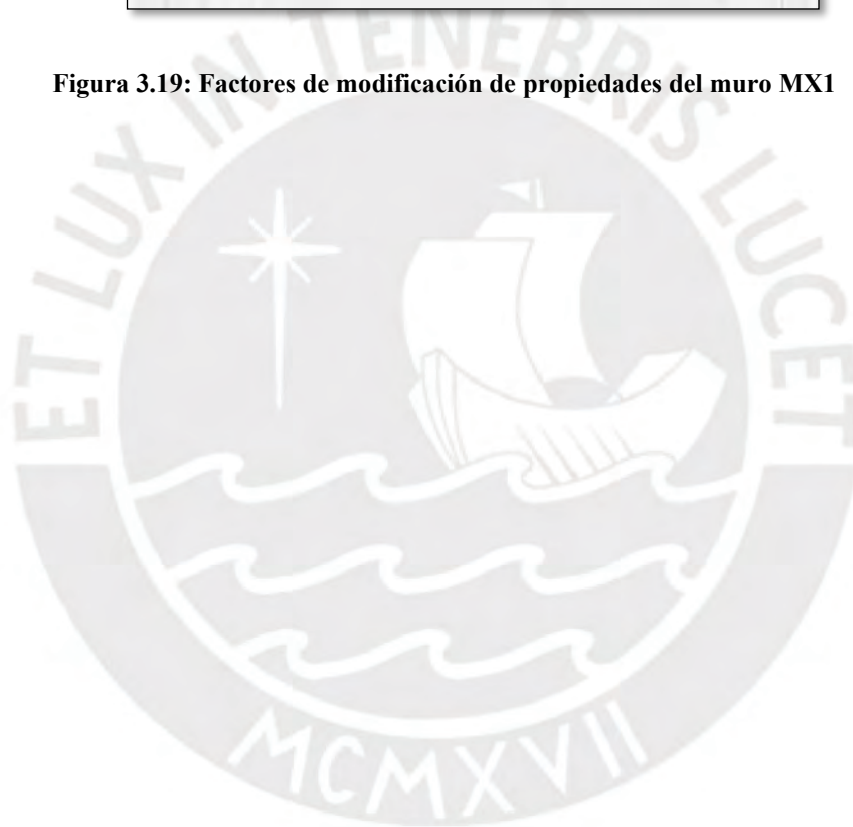
Property Name: MX1

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1.934
Shear Area in 2 direction	1.2
Shear Area in 3 direction	0.0001
Torsional Constant	0.0001
Moment of Inertia about 2 axis	0.0001
Moment of Inertia about 3 axis	3.315
Mass	1
Weight	1

Figura 3.19: Factores de modificación de propiedades del muro MX1



**Tabla 3.24: Sección real, transformada y sus respectivos factores de conversión empleados en el programa**

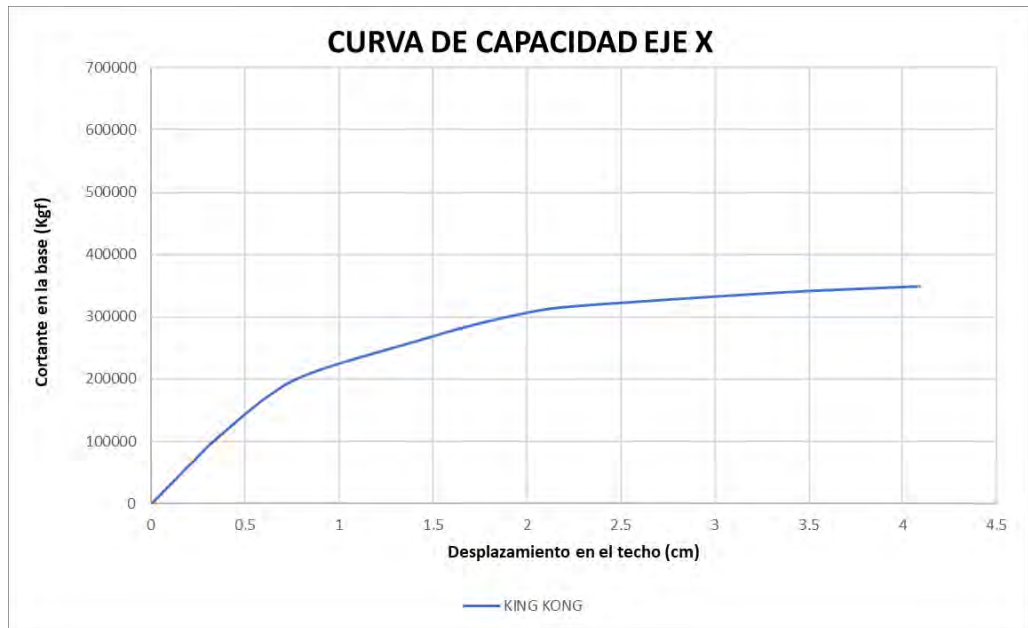
<b>MX1=MX5</b>	<b>Sec. Real</b>	<b>Sec. Transf.</b>	<b>Factor</b>
A (m <sup>2</sup> )	0.6480	1.253	1.934
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5400	0.648	1.200
I (m <sup>4</sup> )	0.3937	1.305	3.315
<b>MX2=MX4</b>	<b>Sec. Real</b>	<b>Sec. Transf.</b>	<b>Factor</b>
A (m <sup>2</sup> )	0.6480	1.253	1.934
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5400	0.6480	1.200
I (m <sup>4</sup> )	0.3937	1.305	3.315
<b>MX3</b>	<b>Sec. Real</b>	<b>Sec. Transf.</b>	<b>Factor</b>
A (m <sup>2</sup> )	1.2960	2.504	1.932
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	1.0800	1.2960	1.200
I (m <sup>4</sup> )	3.1490	10.403	3.304
<b>MY1</b>	<b>Sec. Real</b>	<b>Sec. Transf.</b>	<b>Factor</b>
A (m <sup>2</sup> )	0.5395	0.874	1.620
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.4496	0.5395	1.200
I (m <sup>4</sup> )	0.7743	2.05	2.648
<b>MY2=MY8</b>	<b>Sec. Real</b>	<b>Sec. Transf.</b>	<b>Factor</b>
A (m <sup>2</sup> )	0.2509	0.586	2.336
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.2091	0.2509	1.200
I (m <sup>4</sup> )	0.0779	0.316	4.056
<b>MY3=MY9</b>	<b>Sec. Real</b>	<b>Sec. Transf.</b>	<b>Factor</b>
A (m <sup>2</sup> )	0.4615	0.796	1.725
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.3846	0.4615	1.200
I (m <sup>4</sup> )	0.4847	1.398	2.884
<b>MY4=MY10</b>	<b>Sec. Real</b>	<b>Sec. Transf.</b>	<b>Factor</b>
A (m <sup>2</sup> )	0.6825	1.152	1.688
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5687	0.6825	1.200
I (m <sup>4</sup> )	1.5676	4.388	2.799

MY5=MY11	Sec. Real	Sec. Transf.	Factor
A (m <sup>2</sup> )	0.4719	0.807	1.710
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.3932	0.4719	1.200
I (m <sup>4</sup> )	0.5182	1.477	2.850
MY6	Sec. Real	Sec. Transf.	Factor
A (m <sup>2</sup> )	0.6370	1.173	1.841
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5308	0.6370	1.200
I (m <sup>4</sup> )	1.2745	3.995	3.135
MY7	Sec. Real	Sec. Transf.	Factor
A (m <sup>2</sup> )	0.3185	0.654	2.053
A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	0.2654	0.3185	1.200
I (m <sup>4</sup> )	0.1593	0.566	3.553

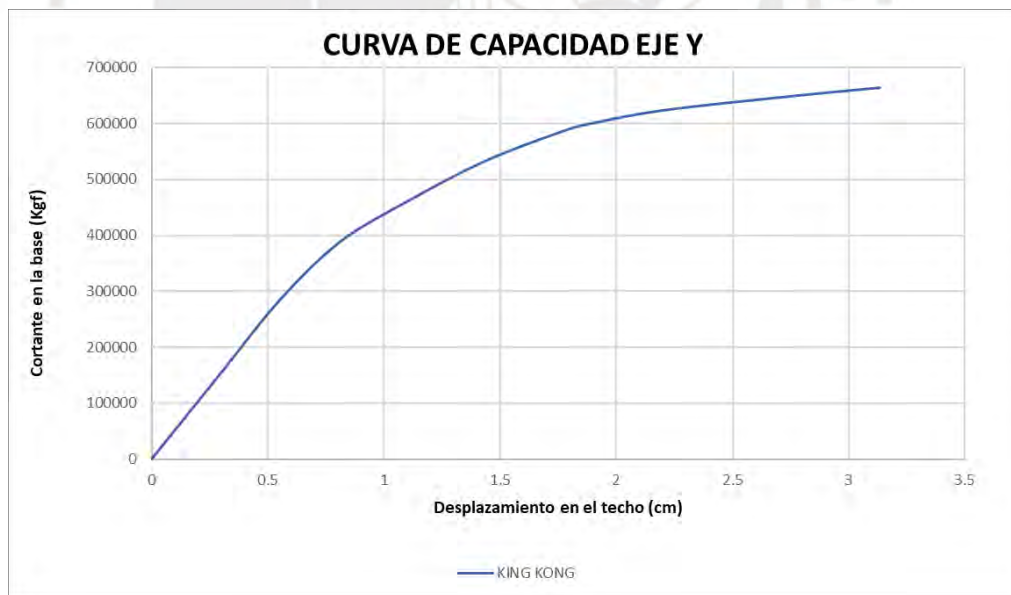
### 3.6.1. Vivienda construida con muros de ladrillo King Kong

En la figura 3.20 se observa la curva de capacidad de la edificación construida con muros de ladrillo King Kong empleando la curva tetralineal descrita en Díaz et al. (2019).

Como se observa en la figura 2.1, todos los muros cuentan con la fallan de corte por flexión. Al alcanzar un desplazamiento de 0.8 cm y una resistencia lateral de 250 toneladas, se observa la pérdida de rigidez que marca el inicio de la zona inelástica. Asimismo, la resistencia al corte en la base sigue aumentando. Luego, para un desplazamiento de 2.2 cm se observa otra reducción de la pendiente (pérdida de rigidez), la cual se mantiene hasta un desplazamiento de 4.09 cm con una resistencia en la base del edificio de 348.89 toneladas.



**Figura 3.20a: Curva de capacidad en la dirección X de la vivienda**



**Figura 3.20b: Curva de capacidad en la dirección Y de la vivienda**

Para idealizar esta curva de capacidad se empleó la curva bilineal. Esta curva requiere de 2 puntos importantes, de fluencia efectiva y de colapso. Para determinar estos puntos se utilizó el método de áreas, el cual simplemente sugiere igualar las áreas que

estén sobre y debajo de la curva de capacidad inicial y la idealizada. La tabla 3.25 muestra las coordenadas de la curva bilineal.

**Tabla 3.25a: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje X**

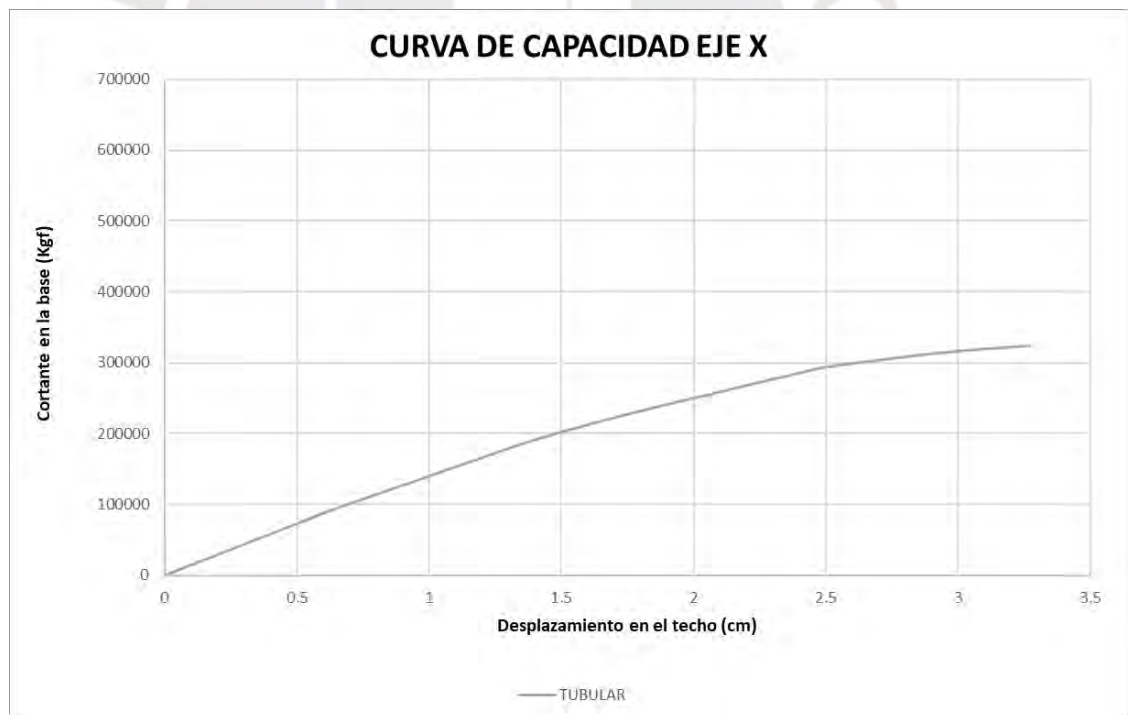
King Kong X-X	Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante (ton)
Fluencia efectiva	0.8	250
Colapso	4.09	348.89

**Tabla 3.25b: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje Y**

King Kong Y-Y	Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante (ton)
Fluencia efectiva	0.9	480
Colapso	3.13	663.37

### 3.6.2. Vivienda construida con muros de ladrillo pandereta

La figura 3.21 muestra la curva de capacidad de la edificación construida con ladrillos pandereta.



**Figura 3.21a: Curva de capacidad en la dirección X de la vivienda**



**Figura 3.21b: Curva de capacidad en la dirección Y de la vivienda**

La tabla 3.26 muestra los puntos de la curva bilineal para la edificación de ladrillos pandereta.

**Tabla 3.26a: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje X**

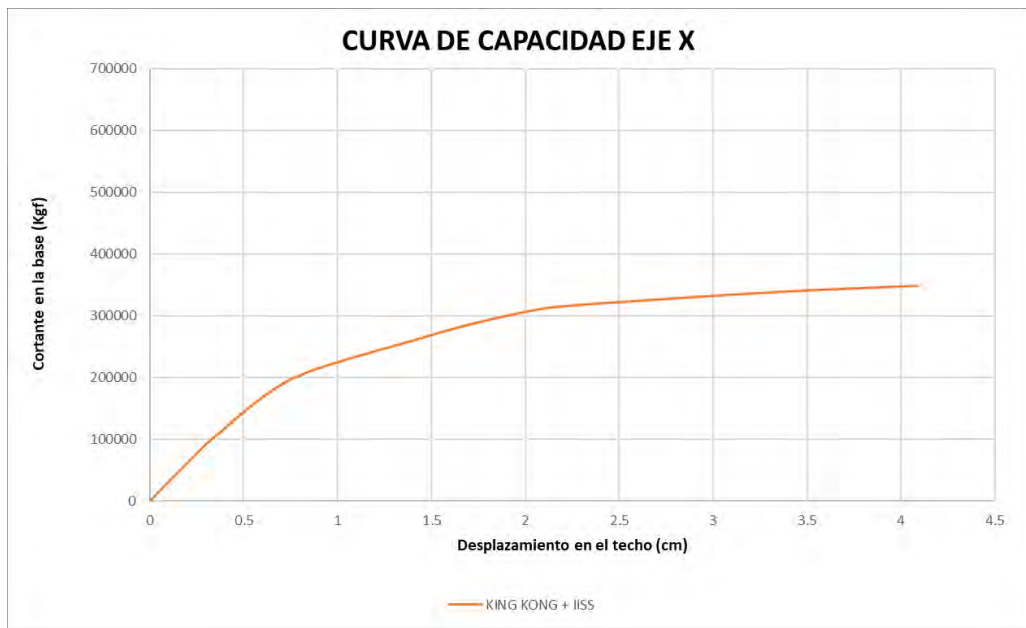
Pandereta X-X	Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante (ton)
Fluencia efectiva	1.2	187.5
Colapso	3.25	323.72

**Tabla 3.26b: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje Y**

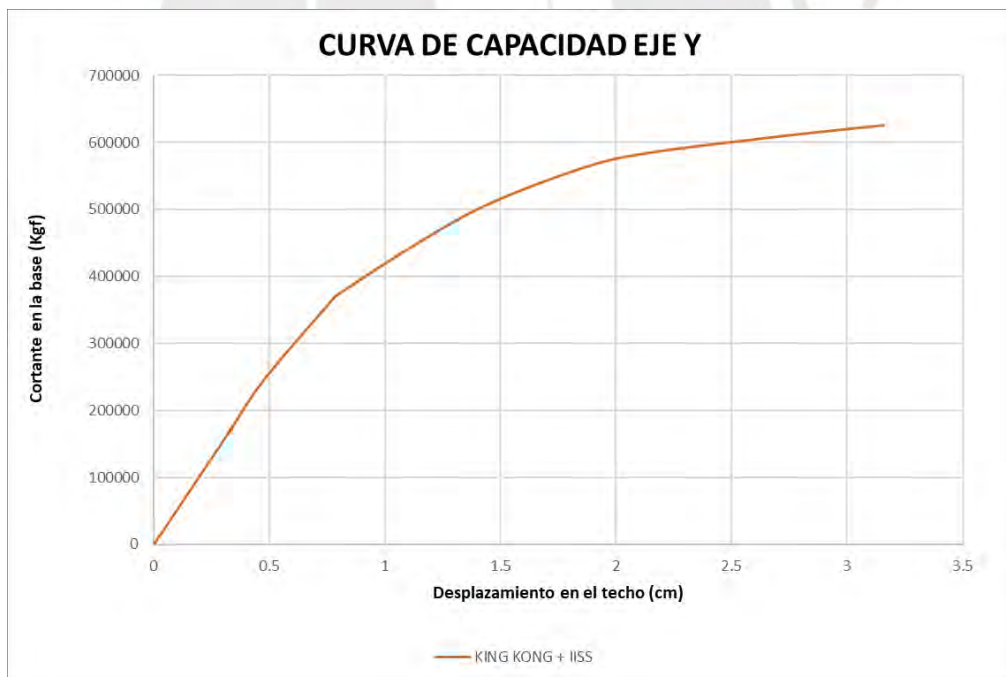
Pandereta Y-Y	Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante (ton)
Fluencia efectiva	1.3	351.15
Colapso	2.89	608.09

### 3.6.3. Vivienda construida con muros con tubería en su interior

La figura 3.22 muestra la curva de capacidad de la vivienda construida con muros King Kong, pero aplicando un picado y resane para instalar tubería en el muro MY7. De antemano se puede decir que la curva de capacidad en X no difiere con respecto al acápite 3.6.1 puesto que el cambio fue realizado únicamente en un muro de la dirección Y.



**Figura 3.22a: Curva de capacidad en la dirección X de la vivienda**



**Figura 3.22b: Curva de capacidad en la dirección Y de la vivienda**

La tabla 3.27 muestra los puntos de la curva bilineal para la edificación de muros con tubería en su interior.

**Tabla 3.27a: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje X**

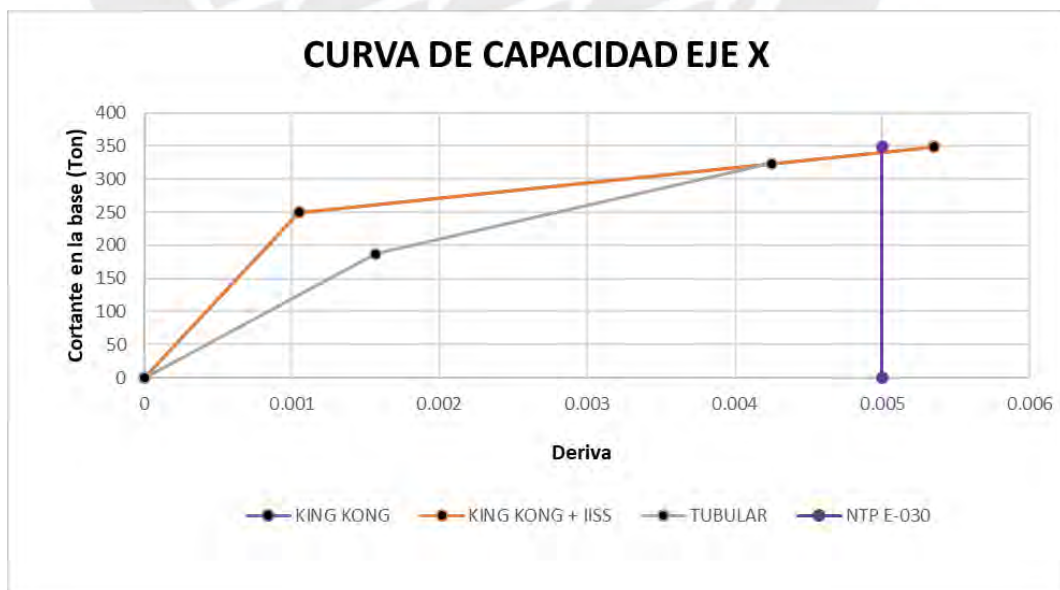
King Kong (IISS) X-X	Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante (ton)
Fluencia efectiva	0.8	250
Colapso	4.09	348.89

**Tabla 3.27b: Puntos de la curva de capacidad bilineal eje Y**

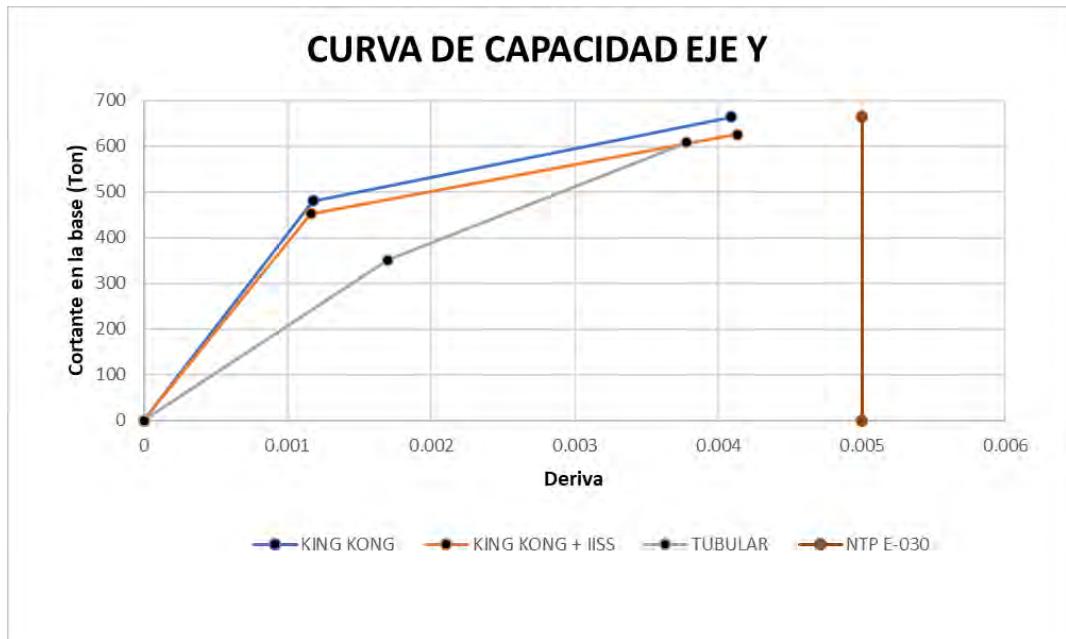
King Kong (IISS) Y-Y	Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante (ton)
Fluencia efectiva	0.89	452.09
Colapso	3.16	626

### 3.6.4. Resumen comparativo

La figura 3.23 muestra una comparación de la curva de capacidad simplificada para cada caso. Como se mencionó anteriormente, la curva de capacidad en la dirección X para el edificio de muros con ladrillo King Kong y el de muros con tubería es la misma puesto que la tubería se supuso para muros en la dirección Y. Se puede deducir y/o confirmar que el comportamiento del muro tiene incidencia únicamente en la dirección paralela a su eje longitudinal. Asimismo, se resalta que la vivienda no supera la distorsión máxima permitida por la NTP E.030.

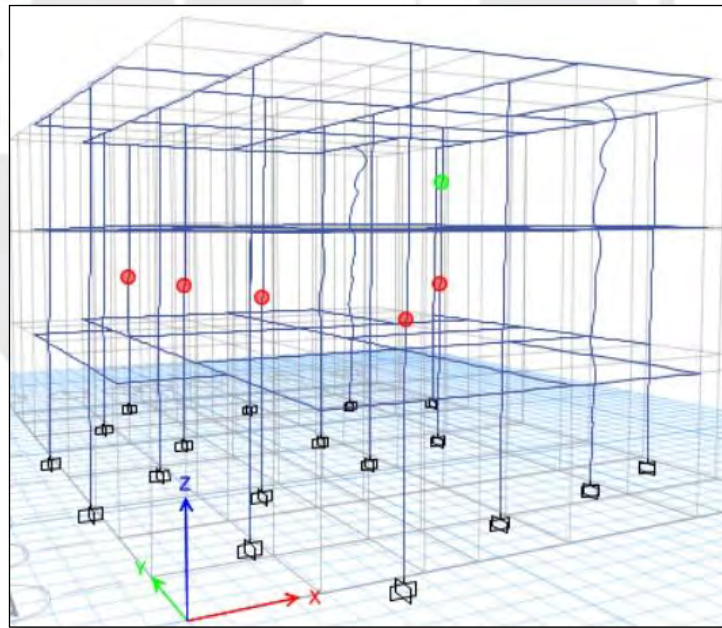


**Figura 3.23a: Fuerza cortante vs deriva en el techo**



**Figura 3.23b: Fuerza cortante vs deriva en el techo**

Por otro lado, se presentará el estado de las rótulas al finalizar el pushover en cada tipo de edificio para cada dirección.



**Figura 3.23c: Rótulas en la dirección X de la vivienda con ladrillos King Kong.**

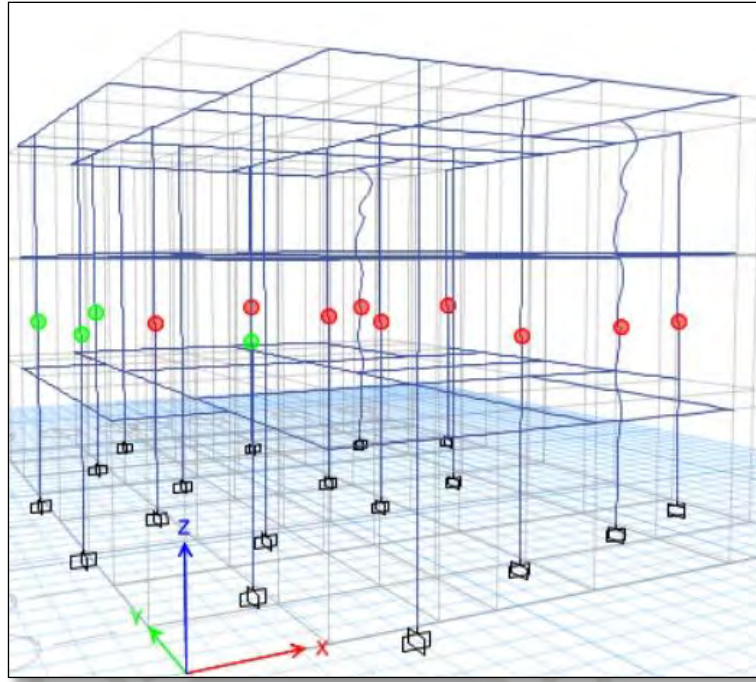


Figura 3.23d: Rótulas en la dirección Y de la vivienda con ladrillos King Kong.

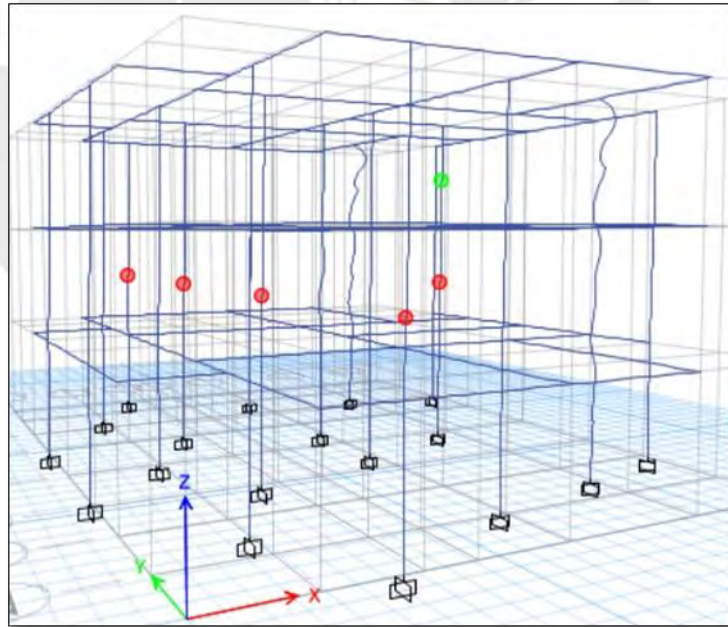


Figura 3.23e: Rótulas en la dirección X de la vivienda con ladrillos King Kong + IISS.

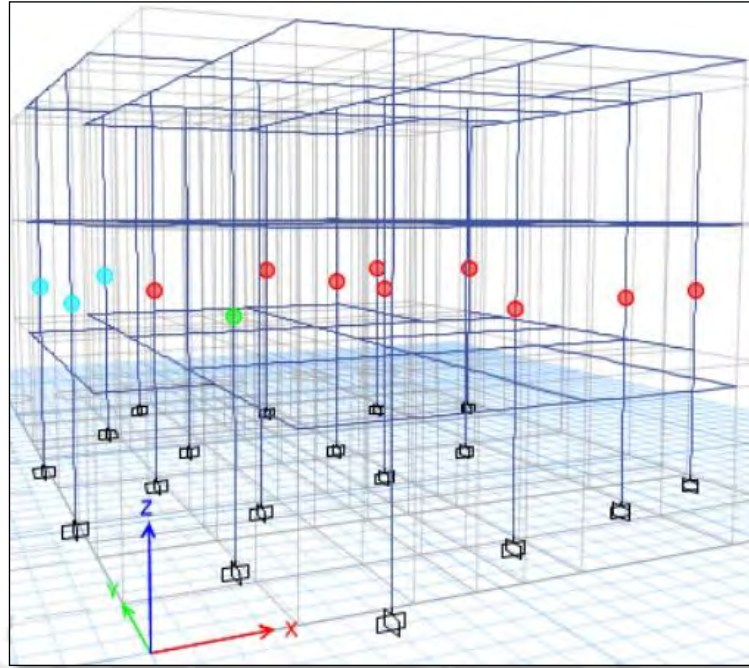


Figura 3.23f: Rótulas en la dirección Y de la vivienda con ladrillos King Kong + IISS.

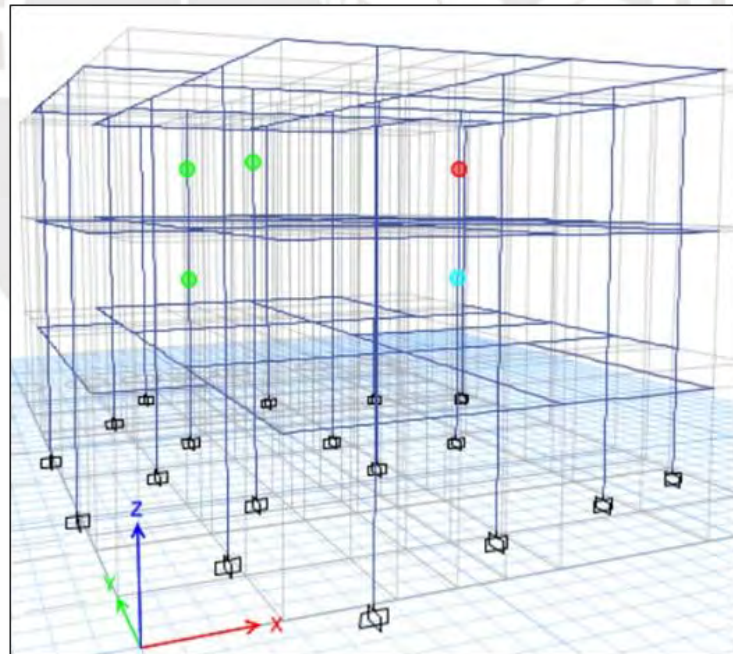


Figura 3.23g: Rótulas en la dirección X de la vivienda con ladrillos Pandereta.

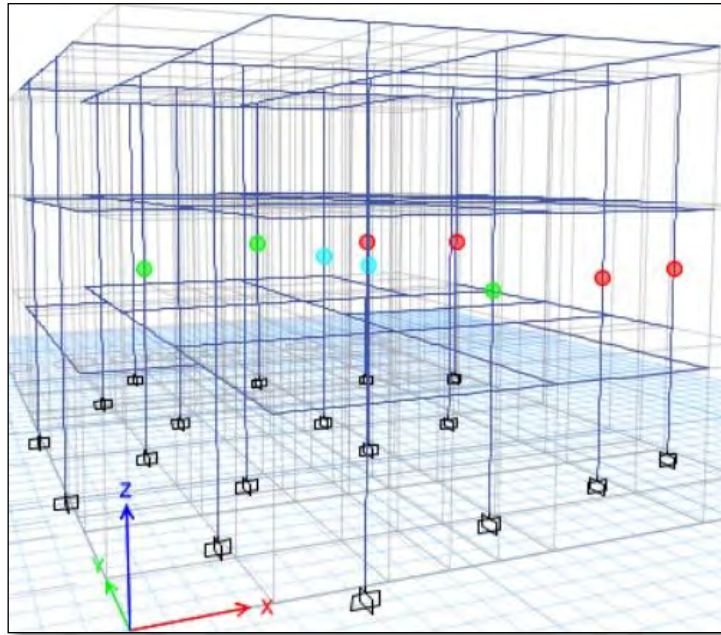


Figura 3.23h: Rótulas en la dirección Y de la vivienda con ladrillos Pandereta.

### 3.7. Sobre el desempeño de la estructura

En esta sección se determinará el desempeño de la edificación en su calidad de vivienda. Se realizó una sectorización a las curvas de capacidad según lo indicado por el SEAOC (figura 3.24). A manera de ejemplo, en la figura 3.25, se muestra la sectorización para el caso de la dirección Y en los tres escenarios.

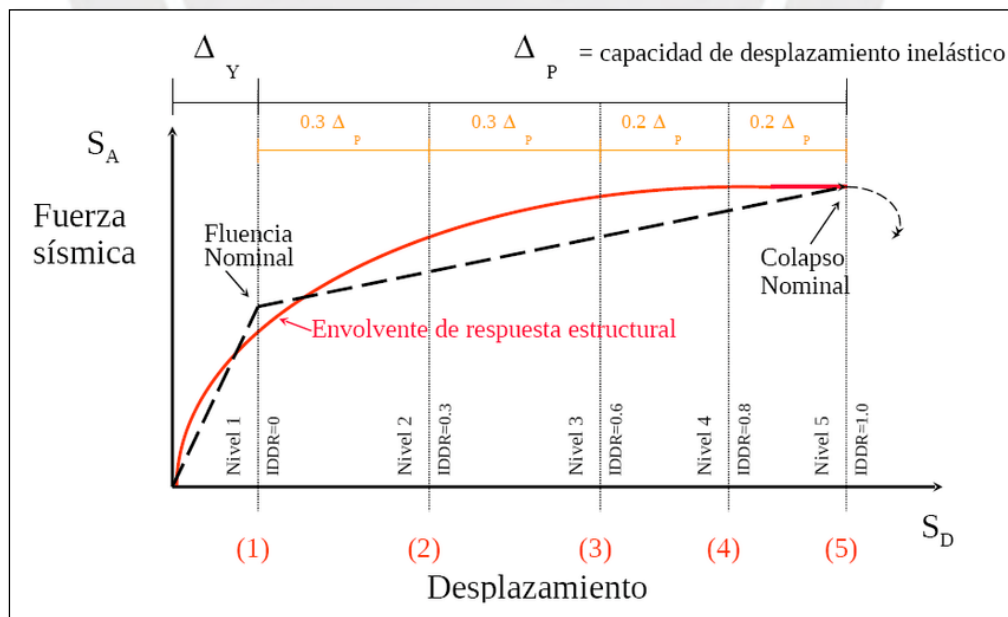


Figura 3.24: Curva de capacidad y límites de daño (Bonelli et al., 2010)

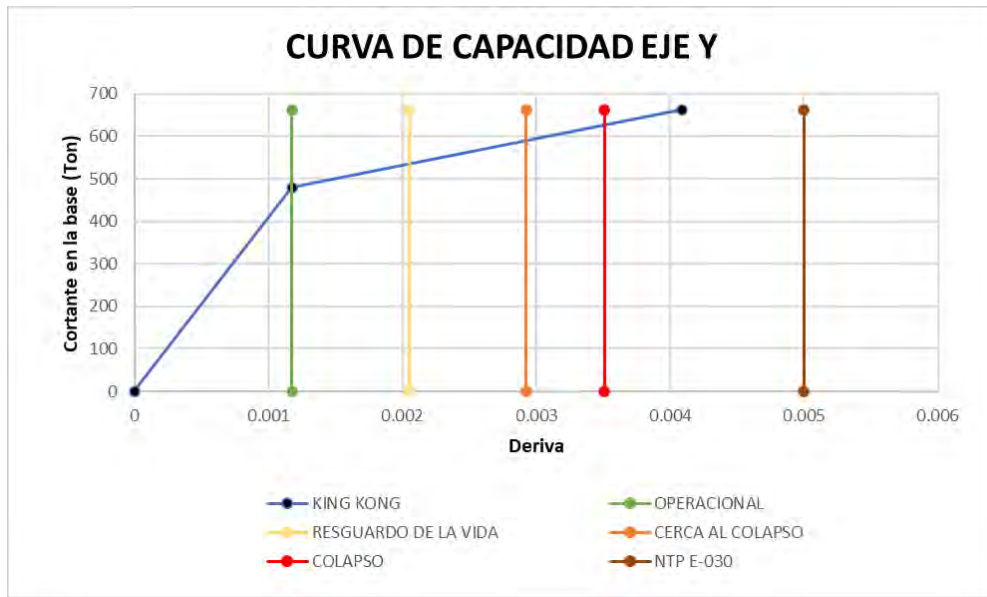


Figura 3.25a: Curva de capacidad sectorizada King Kong

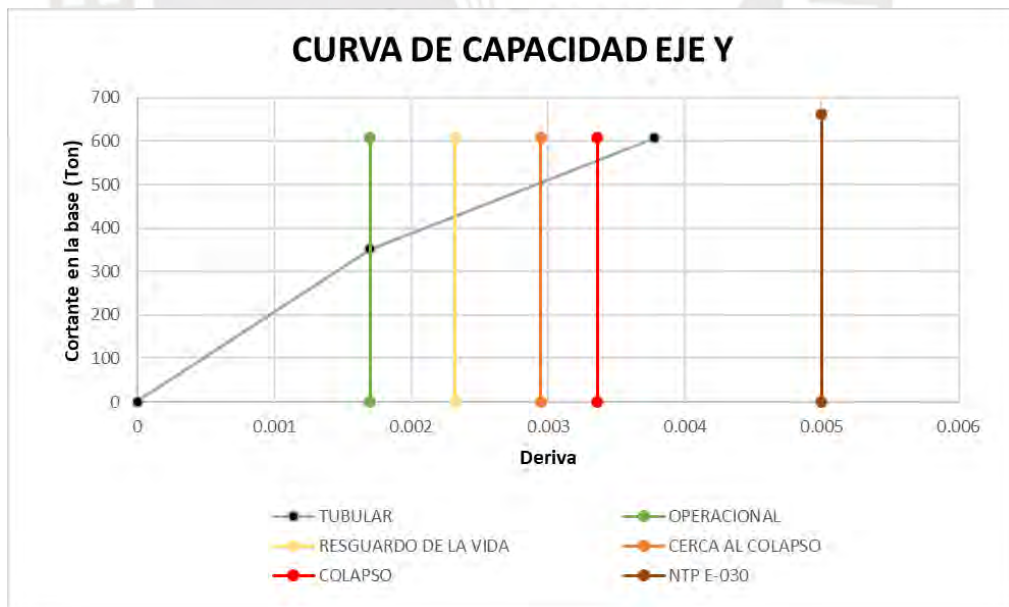
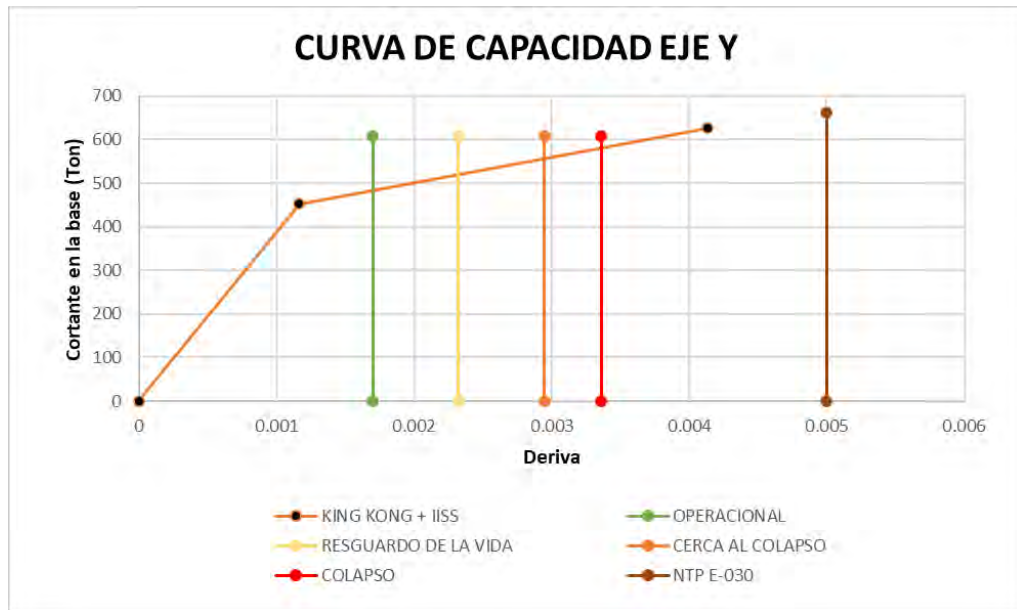


Figura 3.25b: Curva de capacidad sectorizada pandereta



**Figura 3.25c: Curva de capacidad sectorizada King Kong + IISS**

Por otro lado, se debe definir los espectros de aceleración que se usarán. Luego, con los espectros de demanda es posible determinar el desplazamiento que tendrá la edificación para cada sismo de demanda. Asimismo, el SEAOC presenta los siguientes sismos de diseño que se considera para la costa del pacífico de Sudamérica.

**Tabla 3.28: Niveles de amenaza y aceleración (SEAOC, 1995)**

Sismos de diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años (%)	Periodo de retorno (años)	Aceleración pico en roca (SEAOC) (g)
Sismos frecuentes	69	43	0.20
Sismos ocasionales	50	72	0.25
Sismos raros	10	475	0.40
Sismos muyraros	5	970	0.50

Las viviendas son consideradas edificaciones comunes. Para este tipo de edificaciones, Muñoz (2023) señala en sus presentaciones el comportamiento estructural deseado (tabla 3.29). La tabla 3.30 muestra un resumen de los niveles de desempeño según el tipo de edificación y sismo de diseño.

**Tabla 3.29: Comportamiento estructural para edificaciones comunes**

Sismos de diseño	Comportamiento estructural
Sismos frecuentes	Perfectamente elástico
Sismos ocasionales	Prácticamente elástico
Sismos raros	Importantes incursiones inelásticas con pérdida de resistencia y rigidez
Sismos muy raros	Severas incursiones inelásticas. Pérdida casi total de rigidez y resistencia.

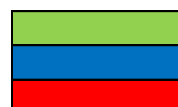
**Tabla 3.30: Objetivos de diseño**

		Nivel de desempeño			
		Completamente operacional	Operacional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Sismo de diseño	Sismos frecuentes				
	Sismos ocasionales				
	Sismos raros				
	Sismos muy raros				

Edificación común

Edificación esencial

Edificación de seguridad crítica



Se realizó el espectro de aceleración para cada sismo de diseño. Se tomaron en cuenta los valores permitidos del factor de amplificación sísmica (C) de la norma peruana de diseño sismorresistente (NTP E030) para periodos menores a  $0.2T_p$ . La figura 3.26 muestra estos espectros de aceleraciones.



Figura 3.26: Sismos de diseño

Para calificar el desempeño de la vivienda, se debe determinar el desplazamiento que provocará el sismo de diseño. Esta ubicación es conocida como punto de desempeño. A continuación, se empleará el método propuesto por el FEMA 440 en su capítulo 6, el cual usa técnicas espectrales para determinar el punto de desempeño.

Se empieza por convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad. Asimismo, se debe convertir el espectro de aceleraciones ( $S_a$  vs  $T$ ) a un espectro de demanda ( $S_a$  vs  $S_d$ ). Se debe reducir el espectro elástico de demanda debido al aumento del amortiguamiento equivalente de la estructura mientras incrementa el desplazamiento. Esto es debido a que la estructura disipa energía mediante el agrietamiento de los elementos estructurales. La figura 3.27a muestra de forma gráfica estos espectros.

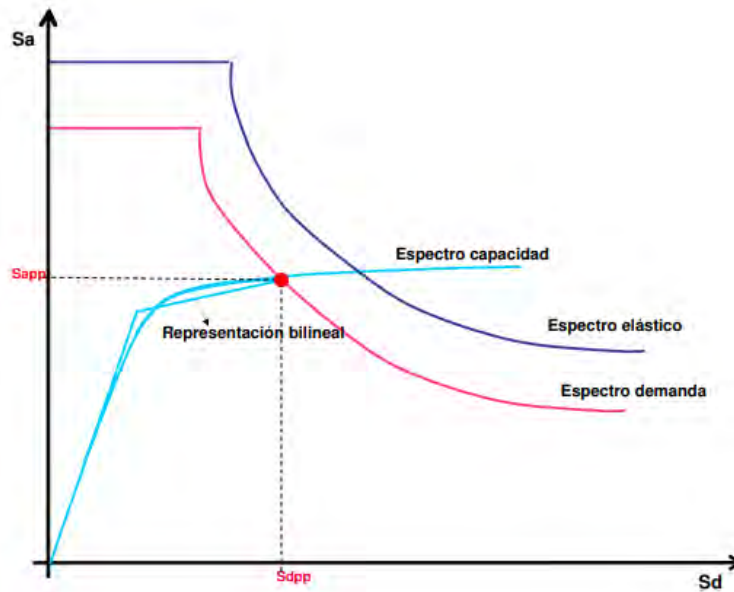


Figura 3.27a: Espectros de capacidad y demanda (Moreno et al., 2007)

Luego, se procede a definir el espectro de demanda de amortiguamiento variable (EDAV). Para ubicar un punto de este espectro se debe localizar un punto del espectro de capacidad y consecuentemente se conocerá el amortiguamiento equivalente y periodo. Con este dato es posible reducir el espectro de demanda, para después ubicar la intersección con la recta del periodo efectivo. Esta intersección es un punto de la curva EDAV. La intersección de la curva EDAV con el espectro de capacidad es el punto de demanda inelástico correspondiente al sismo de diseño con el que se esté trabajando (figura 3.27b).

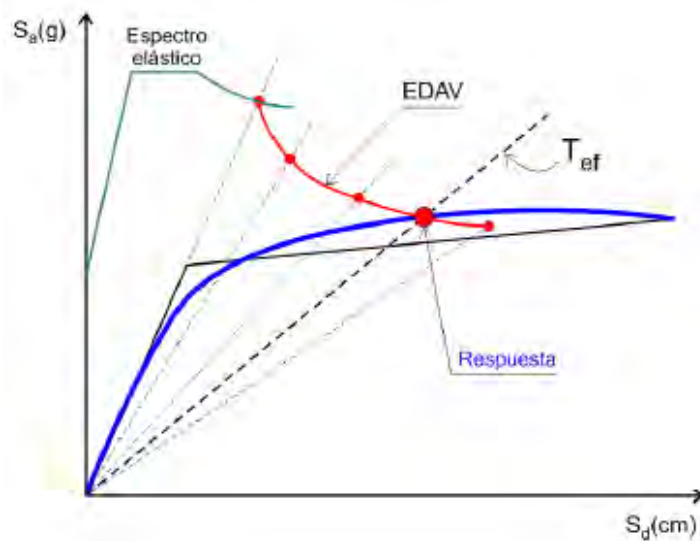


Figura 3.27b: Espectro de capacidad, EDAV y periodo efectivo (A. Muñoz, 2002)

La tabla 3.31 muestra las demandas inelásticas de cada sismo de diseño en la edificación según el tipo de ladrillo.

**Tabla 3.31a: Demandas inelásticas para muros King Kong**

King Kong			
Dirección	Sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante (Ton)
X	SF	0.683	182.36
	SO	0.835	206.90
	SR	1.961	303.47
	SMR	2.691	326.24
Y	SR	0.762	368.36
	SMR	0.955	424.00

**Tabla 3.31b: Demandas inelásticas para muros King Kong con instalaciones sanitarias**

King Kong (IISS)			
Dirección	Sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante (Ton)
X	SF	0.683	182.36
	SO	0.835	206.90
	SR	1.961	303.47
	SMR	2.691	326.24
Y	SR	0.774	365.75
	SMR	0.985	415.31

**Tabla 3.31c: Demandas inelásticas para muros pandereta**

Pandereta			
Dirección	Sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante (Ton)
X	SF	1.447	196.28
	SO	1.731	225.35
	SR	2.980	315.40
	SMR	-	-
Y	SF	1.581	374.91
	SO	2.023	464.98

### 3.7.1. Vivienda construida con muros de ladrillo King Kong

La figura 3.28 muestra el caso de la curva de capacidad del eje X (dirección más crítica). El sismo ocasional (figura 3.28a), el cual tiene una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años, demanda a la estructura un desplazamiento de 0.835 cm en la dirección X. Este desplazamiento se ubica en el rango operacional, de tal forma que se cumple el objetivo de diseño para una vivienda (edificación común). Por otro lado, el sismo raro (figura 3.28b), el cual tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, demanda a la estructura un desplazamiento de 1.961 cm en la dirección X. Este desplazamiento se ubica en el rango de resguardo de la vida, cumpliéndose el objetivo de diseño. El sismo muy raro (figura 3.28c), demanda a la estructura un desplazamiento de 2.691 cm en la dirección X. El desempeño ante el sismo muy raro supera al objetivo de diseño, el cual acepta que la estructura esté cerca al colapso.

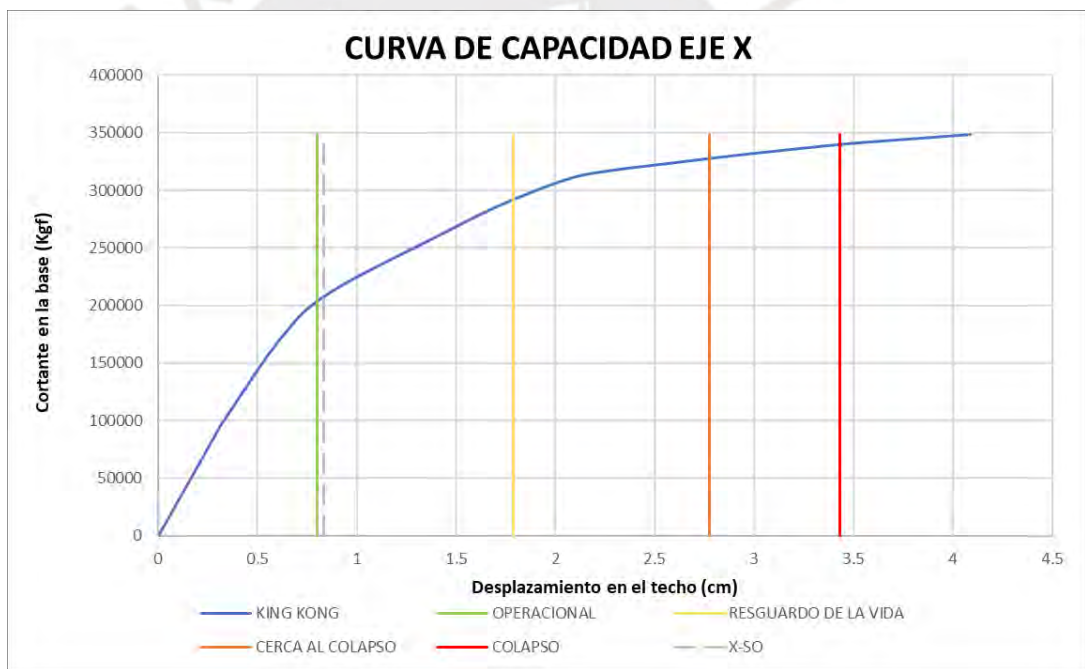


Figura 3.28a: Demanda del sismo ocasional sobre la dirección X de la estructura

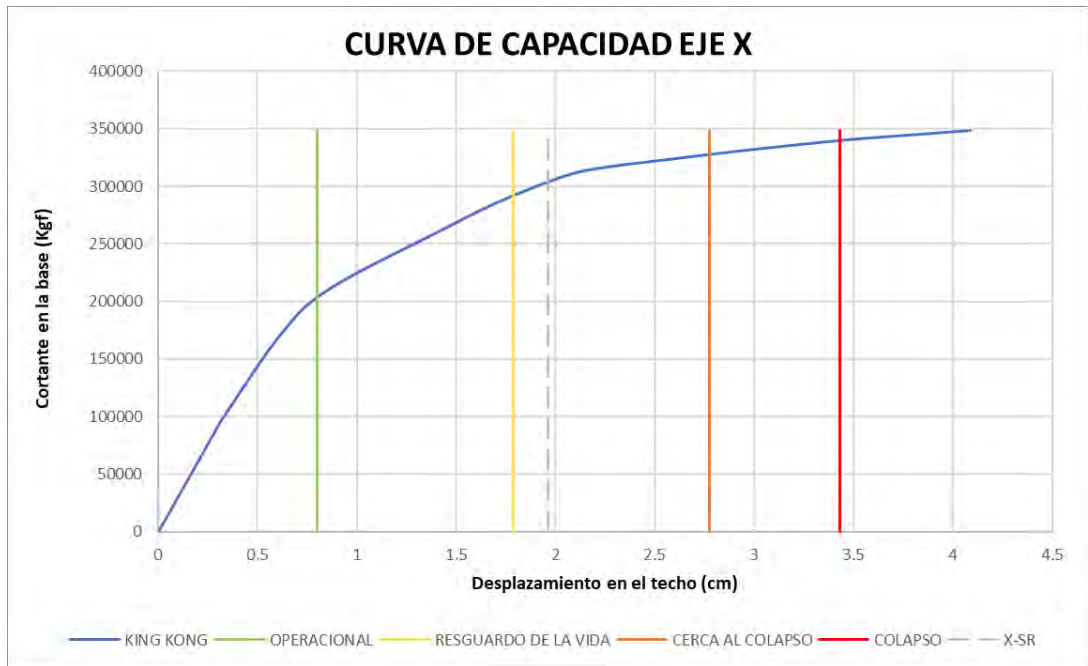


Figura 3.28b: Demanda del sismo raro sobre la dirección X de la estructura

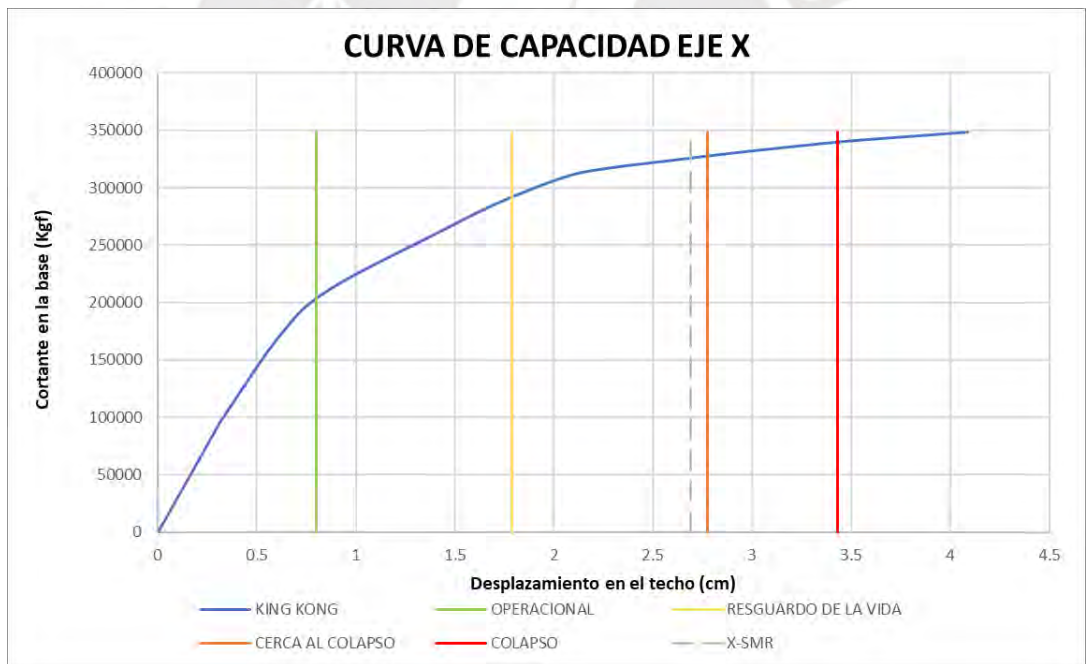


Figura 3.28c: Demanda del sismo muy raro sobre la dirección X de la estructura

### 3.7.2. Vivienda construida con muros de ladrillo pandereta

La figura 3.26 muestra el caso de la curva de capacidad del eje X (dirección más crítica). El sismo ocasional (figura 3.29a), el cual tiene una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años, demanda a la estructura un desplazamiento de 1.731 cm en la dirección X. Este desplazamiento se ubica en el rango de resguardo de vida, de tal forma que se no se cumple el objetivo de diseño para una vivienda (edificación común). Por otro lado, el sismo raro (figura 3.29b), el cual tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, demanda a la estructura un desplazamiento de 2.980 cm en la dirección X. Este desplazamiento supera el límite de cerca al colapso, de tal forma que no se alcanza el objetivo de diseño ya que para un sismo raro la vivienda debe estar en el rango de resguardo de la vida.

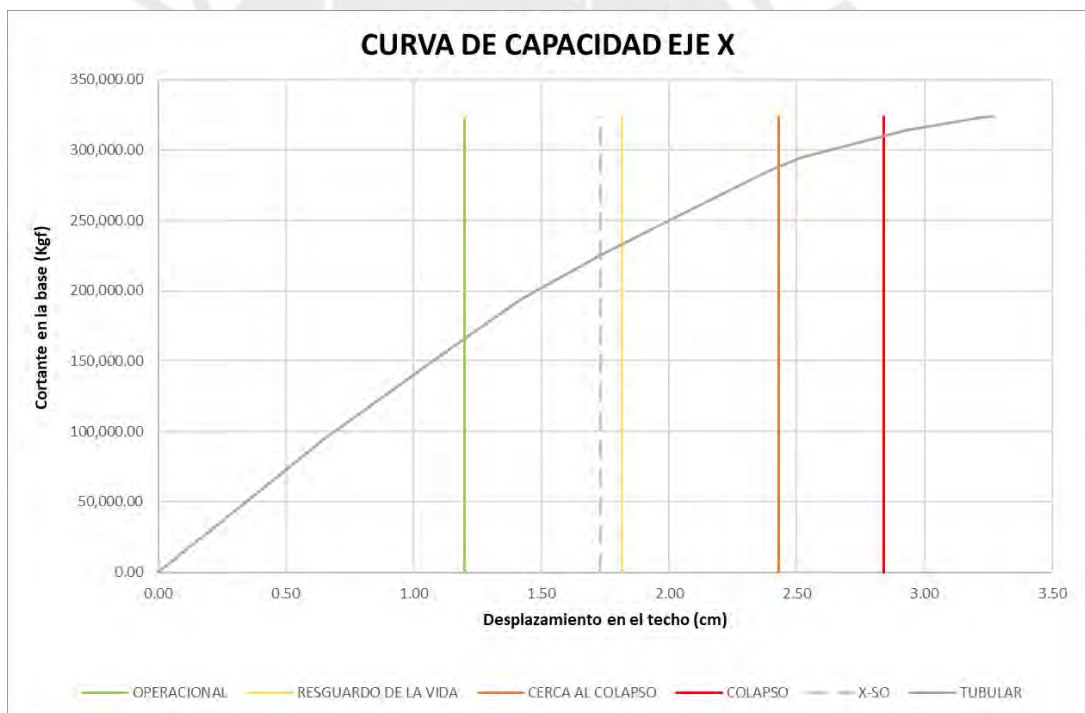
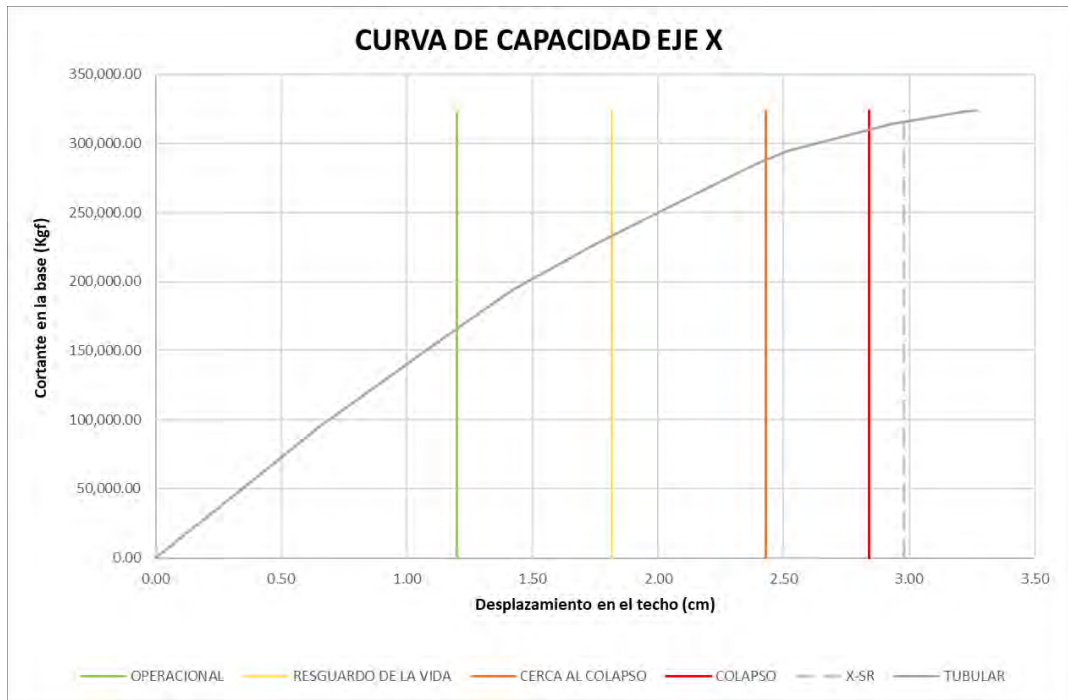


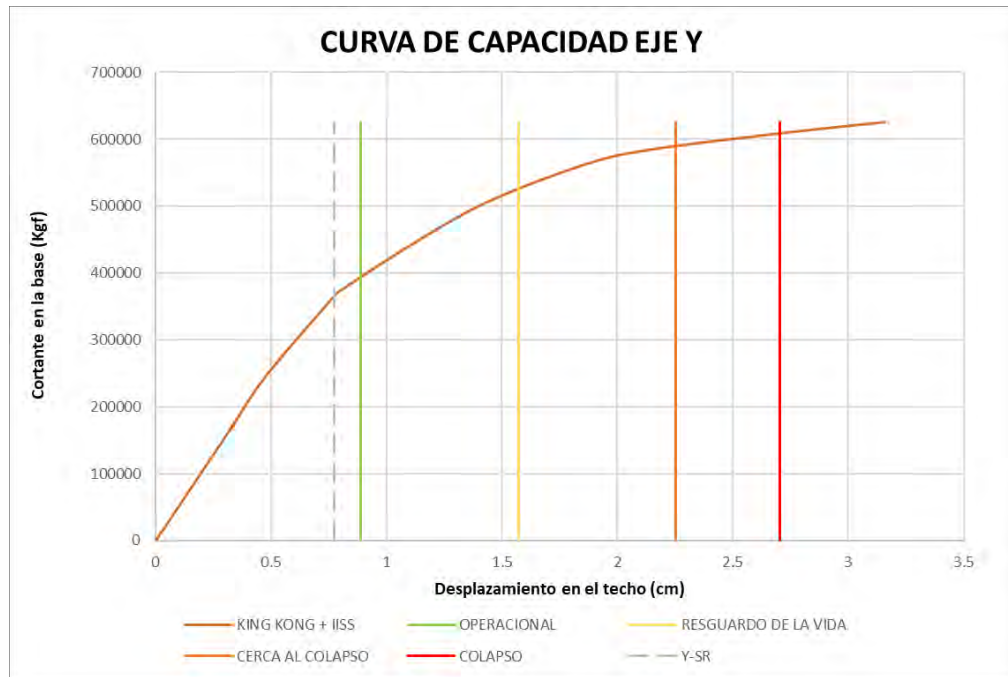
Figura 3.29a: Demanda del sismo ocasional sobre la dirección X de la estructura



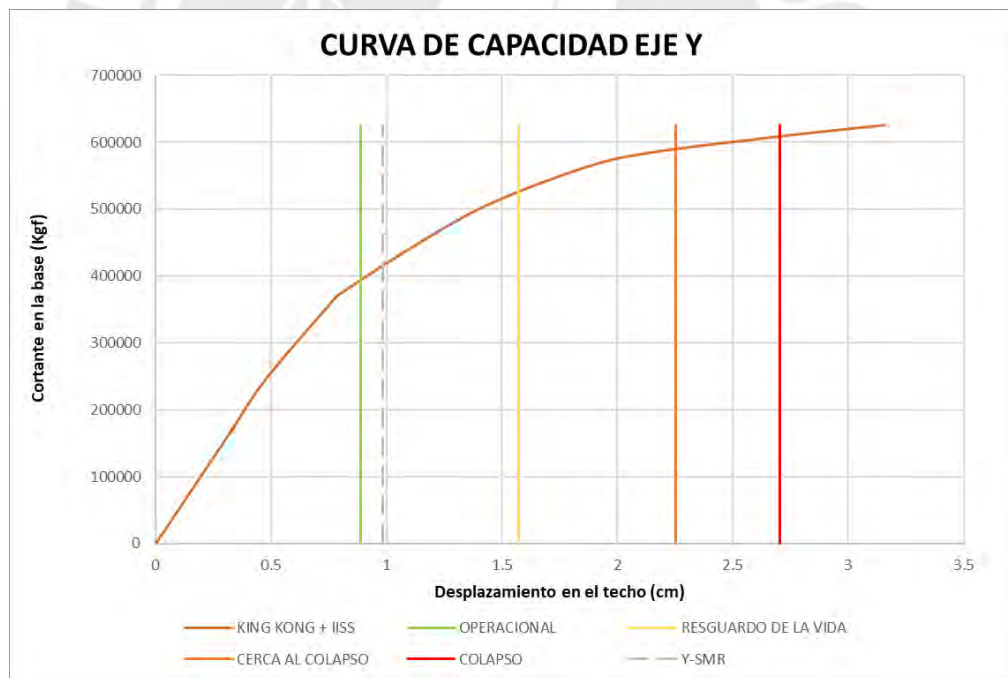
**Figura 3.29b: Demanda del sismo raro sobre la dirección X de la estructura**

### 3.7.3. Vivienda construida con muros con tubería en su interior

Los muros que tienen tuberías en su interior son todos los MY7, por ello, se mostrará la curva de capacidad de la estructura en la dirección Y (figura 3.30). El sismo raro (figura 3.30a) demanda a la estructura un desplazamiento de 0.774 cm en la dirección Y. Este desplazamiento se ubica en la zona completamente operacional y es debido a la elevada densidad de muros en esa dirección. Para el sismo muy raro (figura 3.30b) la estructura tiene una leve incursión inelástica y se encuentra en el rango operacional.



**Figura 3.30a: Demanda del sismo raro sobre la dirección Y de la estructura**



**Figura 3.30b: Demanda del sismo muy raro sobre la dirección Y de la estructura**

A modo de iniciar la comparación que dará fin a este trabajo, se muestran las curvas de capacidad de la estructura en la dirección Y de ladrillos King Kong (figura

3.31). Tanto para muros con tuberías como para muros sin ellas, se tiene igual desempeño de la estructura.

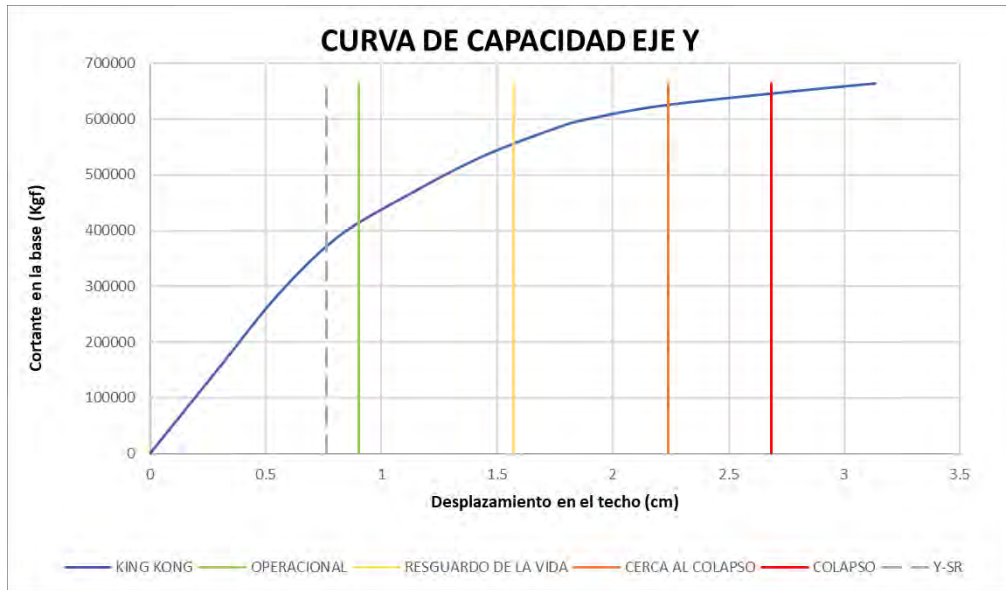


Figura 3.31a: Demanda del sismo raro sobre la dirección Y de la estructura

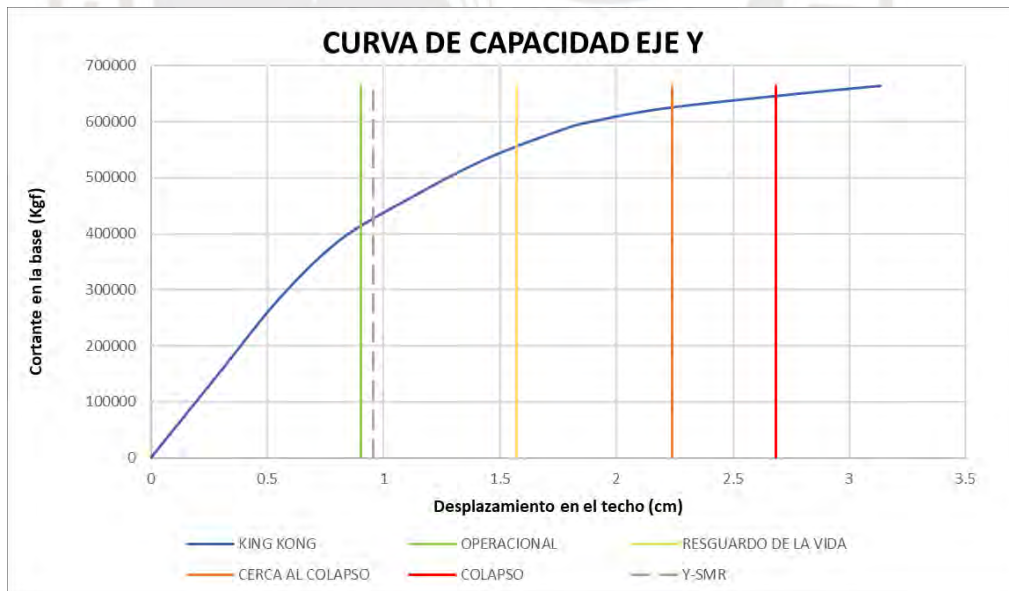


Figura 3.31b: Demanda del sismo muy raro sobre la dirección Y de la estructura

## Capítulo 4. Discusión de resultados

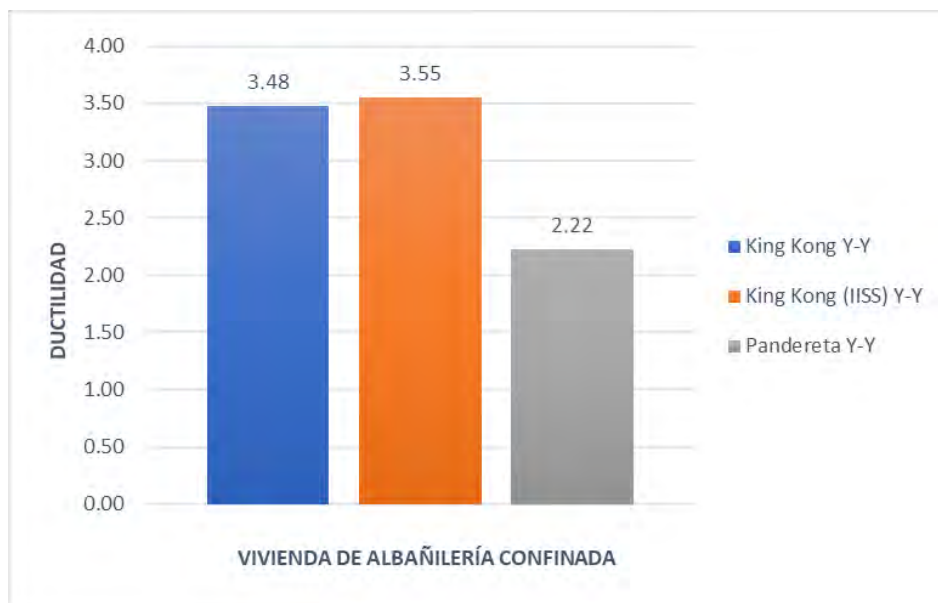
Las viviendas construidas con ladrillos King Kong cuentan con mayor ductilidad, es decir, mayor capacidad de deformación inelástica. La tabla 4.1 muestra las ductilidades respecto al punto de fluencia para cada dirección y tipo de vivienda.

Tabla 4.1: Ductilidad de la vivienda en cada dirección

	Ductilidad
King Kong Y-Y	3.48
King Kong X-X	5.11
King Kong (IISS) Y-Y	3.55
King Kong (IISS) X-X	5.11
Pandereta Y-Y	2.22
Pandereta X-X	2.71



Figura 4.1a: Ductilidad de la vivienda en la dirección X según tipo de ladrillo utilizado



**Figura 4.2b: Ductilidad de la vivienda en la dirección Y según tipo de ladrillo utilizado**

La dirección X, la cual es la más desfavorable y en consecuencia la que guía el análisis, tiene aproximadamente una ductilidad 40% mayor que la dirección Y. Asimismo, se tiene una mayor ductilidad en el ladrillo King Kong que en el pandereta haciendo que pueda disipar una mayor cantidad de energía histerética antes del colapso. Por otro lado, como se puede observar en la figura 3.23, las resistencias del punto de fluencia y colapso difieren siendo que la vivienda de ladrillos King Kong inicia su fluencia para una mayor demanda de resistencia (250 ton) que para la vivienda de ladrillos pandereta (187.5 ton). Así, tanto para el rango elástico como inelástico, la vivienda de ladrillos King Kong se desplaza mucho menos que la vivienda de ladrillos pandereta para una misma demanda de resistencia. La resistencia máxima es ligeramente menor para la vivienda con ladrillos pandereta. Esta similitud de resistencia a nivel global se debe a la similitud a nivel local de los muros King Kong y pandereta respecto a la resistencia máxima. Esta similitud se aprecia comparando las figuras 3.5 y 3.9, curva tetralineal de capacidad del muro de ladrillo King Kong y tubular (pandereta) respectivamente.

En la figura 3.4 se observa que la distorsión límite para la cual el muro es reparable (5‰) se encuentra antes de alcanzar la resistencia máxima. Esto es importante para garantizar que se aproveche toda la capacidad del muro antes de llegar a límites irreparables. Según la ecuación propuesta por Díaz et al. (2019), esto sucederá en todos los casos para los cuales se use ladrillo industrial (denominado King Kong en este trabajo)

tal y como se puede apreciar en la tabla 2.3. Sin embargo, esto no sucederá para muros de ladrillos pandereta, tal y como se observa en las figuras 3.8 y 3.9, curvas esfuerzo-distorsión y fuerza-desplazamiento respectivamente.

En la tabla 4.2 se observa el desempeño de cada tipo de vivienda. En el caso de la vivienda de ladrillos pandereta no se presenta un desempeño ante sismo muy raro porque esta no tiene capacidad de soportar la exigencia inelástica de este sismo.

**Tabla 4.2: Desempeño de la vivienda según tipo de ladrillo empleado (SO: sismo ocasional, SR: sismo raro, SMR: sismo muy raro, OP: operativo, RV: resguardo de la vida, CC: cerca al colapso)**

	SO	SR	SMR
King Kong	OP	RV	RV
King Kong (IISS)	OP	RV	RV
Pandereta	RV	COLAPSO	-

Por otro lado, en la tabla 4.3 se muestran las derivas que tiene la estructura al someterse a los sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros. Se evidencia que la vivienda construida con ladrillos pandereta tiene mayores derivas que la vivienda construida con ladrillos King Kong (100% más en el sismo ocasional y 50% más en el sismo raro). Además, una vivienda construida con instalaciones sanitarias en algunos muros no presenta diferencia incidente de derivas en comparación con una vivienda idealizada que no tiene instalaciones sanitarias en sus muros. Sin embargo, cabe decir que tiende a ser ligeramente mayor las derivas de la vivienda con IISS (2% más).

**Tabla 4.3a: Derivas totales de la vivienda construida con ladrillo King Kong**

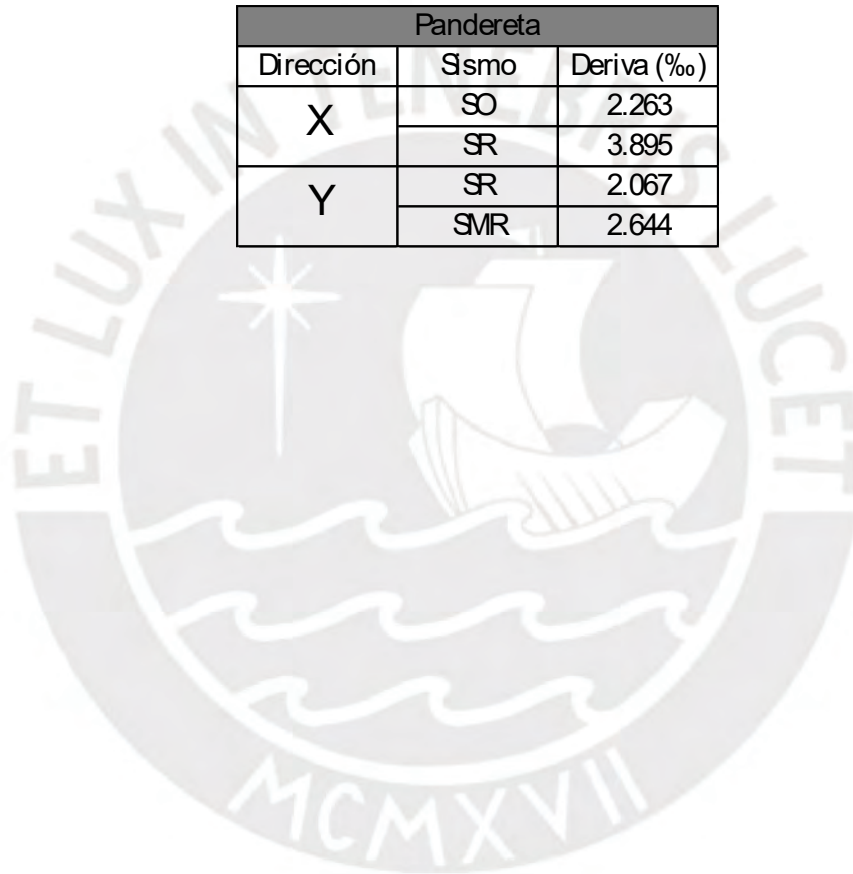
King Kong		
Dirección	Sismo	Deriva (‰)
X	SO	1.092
	SR	2.563
	SMR	3.518
Y	SR	0.996
	SMR	1.248

**Tabla 4.3b: Derivas totales de la vivienda construida con muros más instalaciones sanitarias**

King Kong (IISS)		
Dirección	Ssmo	Deriva (‰)
X	SO	1.092
	SR	2.563
	SMR	3.518
Y	SR	1.012
	SMR	1.288

**Tabla 4.3c: Derivas totales de la vivienda construida con muros de ladrillo pandereta**

Pandereta		
Dirección	Ssmo	Deriva (‰)
X	SO	2.263
	SR	3.895
Y	SR	2.067
	SMR	2.644



## Capítulo 5. Conclusiones

Los muros de ladrillo King Kong y pandereta tienen similar resistencia máxima. Esto es debido a que en la ecuación propuesta por Díaz et al. (2019) el término más incidente para determinar la resistencia de un muro de albañilería es la cuantía de acero longitudinal y transversal. No está de más recordar que en este trabajo, se usó para todos los casos, el mismo diseño de los elementos de confinamiento variando únicamente el tipo de ladrillo del muro. Sin embargo, según el trabajo de Díaz et al. (2019) un muro de ladrillo pandereta alcanza una resistencia mayor que la de un muro de ladrillo King Kong para una misma distorsión.

El desempeño de la vivienda utilizando muros con tuberías es completamente igual (para cualquier sismo de diseño) respecto a una vivienda ideal que no las usaría (Tabla 4.2). Incluso, la diferencia en la resistencia no es significativa (Figura 3.23b).

El desempeño de una vivienda de ladrillos pandereta ante el sismo raro (sismo de diseño según la norma peruana sismorresistente E030) es rotundamente inadecuado (Tabla 4.2). Según la recomendación del SEAOC, una vivienda debe permanecer en el nivel de resguardo de la vida para un sismo raro. Sin embargo, la vivienda construida con ladrillos pandereta se encuentra más allá del límite de colapso pese a que los elementos de confinamiento sí fueron correctamente diseñados. Únicamente el cambio de la unidad de albañilería genera este mal desempeño. Por ejemplo, se debe tener en cuenta la diferencia del valor del módulo de elasticidad de una pila de ladrillo King Kong y otra de pandereta.

Una edificación de 3 niveles diseñada con el proyecto de norma E070 (2023), utilizada en esta tesis, y construida fiel al diseño, tiene un buen desempeño ante sismos severos (Tabla 4.2). Específicamente, ante un sismo muy raro, esta vivienda aún se encontraría en el rango de resguardo de la vida.

Pese a emplear la densidad mínima de muros en una dirección (X) como lo muestran las Tablas 3.1 y 3.2, la estructura diseñada con ladrillo King Kong según el proyecto de norma E070 (2023) tiene un buen desempeño ante sismos severos (Tabla 4.2).

Al utilizar las ecuaciones propuestas por Díaz et al. (2019) en un análisis pushover se obtienen resultados esperados de desempeño tanto para muros de ladrillo King Kong como para muros de ladrillo pandereta. De esta forma, es importante resaltar que este

trabajo servirá como antecedente de análisis no lineal de una vivienda de albañilería confinada empleando los resultados de la investigación de Díaz et al. (2019).

La curva tetralineal tiene formato de fuerza vs desplazamiento. Por lo que el modelo a utilizar para el análisis no lineal deberá ser tal que se pueda incluir una rótula de corte para el comportamiento no lineal del muro. Para este trabajo se usó el modelo de columna ancha. Asimismo, para decidir usar la curva tetralineal, debe tomarse en cuenta que el ingreso de la información no lineal será según las condiciones de cada muro para cada piso (geometría y acero en elementos de confinamiento). Esto hace que el uso de este método requiera una mayor inversión de tiempo.



## Referencias

- Alcocer, S A, J Ruiz, J Pineda y J A Zepeda (1996), “*Retrofitting of confined masonry walls with wirewelded mesh*”, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Paper No. 1471.
- Astroza, I. y Schmidt, A. (2004). “*Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*”. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 59-75.
- Bonelli, P (1999), “*Formato propuesta para la norma NCh433 y comentarios*”, Borrador de Trabajo.
- Cárdenas, L., et al. (2014) Implementation of Database of Masonry Walls Test – Review of Existing Test Data in Peru. *Journal of Disaster Research*. Vol.9 N°6.
- Coral, M. (2018). *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada contruidos con ladrillos King Kong de fabricación industrial*. [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/13133>
- Díaz, M., et al. (2019) Damage limit states for confined masonry walls based on experimental test. *Journal TECNIA*. Vol.29 N°2
- Mander, J., Priestley, M., Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. Vol.114 (8) 1804-1826
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificación E.070*. SENCICO, Lima.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030*. SENCICO, Lima.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento – SENCICO. (2020). Propuesta de Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería.
- Moreno, R., et al. (2007). *Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios*. Monografía CIMNE XX-XX 2007.
- Muñoz, A. (2002). *Ingeniería sismorresistente*. Fondo Editorial PUCP.
- Ottazzi, G. (2003). *Apuntes del curso: Concreto Armado I*. Fondo Editorial PUCP.
- Park, R., Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION.
- Rodríguez, L., Luna, E. (2023). *Análisis estático no lineal de un módulo escolar con muros de albañilería confinada con interacción suelo-estructura*. [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/26018>
- Romero, A., Galvin, P., Solís, M. (2020). *Apuntes para el análisis de estructuras*. Universidad de Sevilla.

Saito, T. (2019). “*Structural Earthquake Response Analysis (STERA)*”. Toyohoshi University of Technology.

San Bartolomé, A., Quiun, D., Silva, W. (2018). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería*. (2ª ed.) Fondo editorial PUCP. <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/170319>

SEAOC (1995). A Framework for Performance Based Design. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California.

SMIE. (2019). *Edificaciones de mampostería*. Limusa.

Sugano, S., et al. (2014). Strength and Deformation of Confined Brick Masonry Walls Subjected to Lateral Forces – Review of Existing Test Data in Japan and Peru. Vol.9 N°6.

Tena, A., (2018). *Algunos aspectos a considerar en el modelado de estructuras para el análisis y diseño por sismo*. Revista de Ingeniería Sísmica.

Zavala, C., et al. (2019) Damage limit states for confined masonry walls based on experimental test. Journal TECNIA. Vol.29 N°2.

Zúñiga, O., Terán, A. (2008). *Evaluación basada en desplazamiento de edificaciones de mampostería confinada*. Revista de Ingeniería Sísmica. 25-48, México.

Zienkiewicz, O., Taylor, R. (2005) *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals (6th ed.)*. A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION.

