

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“EVALUACIÓN SÍSMICA DE CASAS DE MAMPOSTERÍA DE TIERRA VULNERABLES A MODOS DE FALLA FUERA DEL PLANO”

Trabajo de titulación,
previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil.

AUTORES:

BRUNO ANDRÉS ROMERO NIVELÓ

CI: 0106630023

PAÚL ESTEBAN ZHINDÓN SARMIENTO

CI: 1718164039

DIRECTOR:

ING. JUAN CARLOS JIMÉNEZ PACHECO, PhD

CI: 0102260965

CUENCA – ECUADOR

ABRIL, 2017

RESUMEN

Una premisa común de la evaluación sísmica de edificios es la ocurrencia de un modo de falla global gobernado por mecanismos de falla en el plano de las paredes. En el caso de las edificaciones tradicionales de adobe o de ladrillo sin confinar, esta afirmación no es realista: los estudios de daño post-sismo revelan que en estas edificaciones el modo de falla global está regido más bien por mecanismos de falla fuera del plano de las paredes. Esto se debe, fundamentalmente, al bajo grado de ligazón entre paredes y entre paredes y piso. Por ello, el presente trabajo se ocupa de las fallas fuera plano en las paredes, asumiendo como objeto de estudio casas típicas del sector urbano y rural de Cuenca.

En primera instancia, a partir de un estudio tipológico de las casas de adobe de Cuenca, se estableció un conjunto de paredes de estudio. Por otra parte, de la revisión del catálogo de fallas propuesto por D'Ayala y Speranza (2003), se determinaron los modos de falla más probables en función de las características geométricas de las paredes.

En cuanto a la evaluación sísmica de las paredes, obedeció a una metodología análoga al Método del Espectro de Capacidad (falla global en el plano), consistente en la obtención de un punto de desempeño a partir del cruce entre la curva de capacidad (representada por un período secante efectivo) y la curva de demanda (espectro de diseño). La obtención de la curva de capacidad se basó en un modelo tri-lineal (Doherty et al., 2002), el cual considera las condiciones de borde, el grado de ligazón y la geometría de las paredes, los cuales son englobados en un factor multiplicador de colapso para representar las fallas fuera del plano. La demanda sísmica se definió atendiendo a las recomendaciones de la NEC-15 (2015a) para distintos niveles de aceleración y verificando una reducción por sobre-amortiguamiento debido a la incursión en el rango inelástico.

Los resultados finales se presentaron en términos de diagramas de flujo, concebidos para determinar el mecanismo de falla dominante en función de diferentes parámetros geométricos y condiciones de borde de las paredes. Este trabajo se inscribe en el marco de un estudio de vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado de Cuenca que lleva adelante la Red Sísmica del Austro (RSA).

Palabras claves: casas de adobe, tipologías, fallas fuera del plano, curva de capacidad, evaluación sísmica.

ABSTRACT

A common premise of the buildings seismic assessment is the occurrence of a global failure mode governed by in-plane failure mechanisms of walls. In the case of the traditional unconfined buildings of adobe or brick, this statement is not realistic, studies of post-seismic damage observation reveal that in these buildings the common failure mode is governed rather by out-of-plane failures mechanisms in walls. Due mainly to low connection degree between walls and between walls and floor. Thus, this work carries out of the out-of-plane failures in walls, assuming as object of study typical dwellings of the urban and rural sector in Cuenca.

In the first instance, from a typological studies of adobe dwellings in Cuenca, a set of walls was established as study. In the second instance, based on the failure catalog revision proposed by D'Ayala y Speranza (2003), defines the most probable failure modes in function of geometric characteristics of walls.

In terms to the seismic assessment of walls followed an analogous methodology (Cattari et al., 2015) to the Capacity Spectrum Method (Global in-plane failure), which consists on obtaining the performance point since the crossing between the capacity curve (represented by an effective secant period) and the demand curve (design spectrum). The obtained capacity curve is based on a tri-linear model (Doherty et al., 2002) which considered boundary conditions, connection degree, geometric parameters and collapse multipliers to represent out-of-plane failures. The seismic demand is obtained according to recommendations of the NEC-15 (2015a) for different levels of acceleration and verifying a reduction by overdamping due to incursion in the inelastic range.

The final results, were presented through flow diagrams based on determinate the dominant failure mechanism in function of different geometric parameters and boundary condition of walls. This project took place within the framework of seismic vulnerability study of built heritage in Cuenca, which is conducted by "Red Sismica del Austro" (RSA).

Keywords: Adobe dwellings, typologies, out-of-plane failures, capacity curve, seismic assessment.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	2
ABSTRACT	3
ÍNDICE GENERAL	4
ÍNDICE DE FIGURAS	6
ÍNDICE DE TABLAS	8
1. INTRODUCCIÓN	16
1.1. Objetivo General	18
1.2. Objetivos Específicos	18
2. CARACTERÍSTICAS TIPOLOGICAS DE LAS VIVIENDAS DE ADOBE	19
2.1. Antecedentes de construcción con adobe	19
2.2. Descripción arquitectónica de las tipologías.....	20
2.3. Geometría de la unidad de adobe	23
2.4. Disposición de los bloques de adobe	23
2.5. Dimensiones y características típicas en paredes de adobe	25
2.6. Propiedades mecánicas del adobe	29
2.7. Modelos de paredes típicas en viviendas de adobe	30
2.7.1. Modelos de paredes para el sector urbano.....	30
2.7.2. Modelos de paredes para el sector rural.....	31
2.8. Fotografías de casas en la zona Urbana de Cuenca.....	33
2.9. Fotografías de casas en la zona Rural de Cuenca	35
3. MECANISMOS DE FALLA FUERA DEL PLANO	36
3.1. Descripción de las fallas.....	36
3.2. Activación y desarrollo de fallas fuera del plano	36
3.2.1. Efectos de diafragma de piso	38
3.3. Clasificación de fallas fuera del plano	40
3.3.1. Volcamiento simple.....	41
3.3.2. Volcamiento compuesto	42
3.3.3. Volcamiento con efecto de arco.....	44
3.4. Tipificación y descripción de los mecanismos de falla.....	45
4. MODELIZACIÓN DE LOS PRINCIPALES MECANISMOS DE FALLA	47
4.1. Descripción de curvas de capacidad	47
4.2. Idealización en paredes de MNR como un sistema de un grado de libertad (1GDL).....	47
4.3. Modelación Bilineal para paredes rígidas	52
4.4. Modelación tri-Lineal para paredes semirrígidas	53
4.5. Factor multiplicador de colapso.....	57



4.5.1.	Modelización simple de la unidad de mampostería.....	57
4.5.2.	Formulación de los mecanismos de falla	58
4.5.3.	Ecuaciones para cada mecanismo	63
5.	DEMANDA Y EVALUACIÓN SÍSMICA.....	66
5.1.	Vulnerabilidad Sísmica.....	66
5.2.	Espectro elástico de respuesta	67
5.2.1.	Parámetros para la obtención del espectro elástico de diseño	67
5.3.	Espectro elástico de desplazamientos	69
5.4.	Espectro modificado de capacidad.....	70
5.5.	Espectro inelástico de desplazamientos.....	71
5.5.1.	Amortiguamiento equivalente	71
5.5.2.	Factor de reducción por amortiguamiento equivalente.....	73
5.6.	Punto de Desempeño	73
5.7.	Estados límites de daño	74
6.	RESULTADOS: APLICACIÓN DEL MODELO TRI-LINEAL Y EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO	75
6.1.	Procedimiento para la obtención del modelo y evaluación sísmica	75
6.2.	Condiciones de borde para la aplicación del modelo.....	75
6.3.	Gráficos de Capacidad del Modelo Tri-lineal Fuerza-Desplazamiento	77
6.3.1	Curvas de capacidad de paredes: zona urbana.....	79
6.3.2	Curvas de capacidad de paredes: zona rural.....	91
6.4	Resultados de la Evaluación	103
6.4.1	Desempeño de la Pared PF-2	103
6.4.2	Desempeño de la Pared PF-4	108
6.5	Resumen de Resultados	113
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	116
7.1.	Conclusiones	116
7.1.1.	Establecimiento del conjunto de paredes de estudio	116
7.1.2.	Acerca del método de evaluación	116
7.1.3.	Acerca de los resultados	117
7.2.	Recomendaciones	119
BIBLIOGRAFÍA.....		120
ANEXOS.....		123
	Anexo 1: Capacidad de paredes en tipologías urbanas	123
	Anexo 2: Capacidad de paredes en tipologías rurales	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Porcentaje de viviendas de adobe a lo largo del tiempo.....	20
Figura 2.2. Vivienda de dos plantas. Cuenca, Sector rural.....	21
Figura 2.3. Vivienda con portal y volumen cerrado. Cuenca, Sector rural	22
Figura 2.4. Vivienda de volumen cerrado. Cuenca, Centro Histórico.....	22
Figura 2.5. Planta, elevación y perspectiva de paredes a tizón.	24
Figura 2.6. Planta, elevación y perspectiva de paredes a hilo.	24
Figura 2.7. Planta, elevación y perspectiva de paredes a doble hilada.	25
Figura 2.8. Representación de los traslajos en la primera y segunda hilada.	25
Figura 2.9. Esquema de muros según la dirección.....	26
Figura 2.10. Histogramas del espesor vs el número de casas.	27
Figura 2.11. Histograma de largos de fachada vs número de casas.	27
Figura 2.12. Histograma de largos de pared lateral vs número de casas.	27
Figura 2.13. Espesor promedio vs. Año de construcción.....	28
Figura 2.14. Altura promedio vs. Año de construcción.	28
Figura 2.15. Dintel en vanos de casa de adobe y perfil de cubierta.....	29
Figura 2.16. Idealización de modelos de paredes de fachada de la zona urbana, Centro Histórico de Cuenca.	31
Figura 2.17. Idealización de modelos de pared de fachada y lateral para viviendas de un piso, sector rural de Cuenca.....	32
Figura 2.18. Idealización de modelos de pared de fachada y lateral para viviendas de dos pisos, sector rural de Cuenca.	32
Figura 3.1. Vista frontal y en planta de las fuerzas en la activación de la falla.	36
Figura 3.2. Vista 3D de falla fuera del plano antes del colapso.	37
Figura 3.3. Activación de fallas fuera del plano.	37
Figura 3.4. Respuesta numérica de un edificio de MNR, para diafragmas flexibles (a) y rígidos (b).....	38
Figura 3.5 Influencia de conexiones piso-pared en fallas fuera del plano.....	39
Figura 3.6 Activación de fallas fuera del plano para diafragmas de piso rígido. ...	40
Figura 3.7. Tipificación de mecanismos de falla fuera del plano.....	41
Figura 3.8. Ejemplos de volcamiento simple, volcamiento total y parcial.....	42
Figura 3.9. Daño después del terremoto en Messina – Italia 1908.....	42
Figura 3.10. Vuelco de la pared de fachada con daño en la pared ortogonal.	43
Figura 3.11. Vuelco de la fachada en caso de conexión efectiva.	43
Figura 3.12. Ejemplos de mecanismos en arco.....	44
Figura 3.13. Volcamiento parcial de pared de MNR por efecto de arco.....	44
Figura 4.1. Configuración de los apoyos de paredes MNR	48
Figura 4.2. Modelo no lineal idealizado de SDOF.	48
Figura 4.3. Fuerzas de inercia y reacciones en las paredes rígidas de MNR	51
Figura 4.4. Cuerpo rígido, relación fuerza-desplazamiento	52



Figura 4.5. Idealización tri-lineal fuerza desplazamiento	54
Figura 4.6. Rigidez secante efectiva (K_{seff}) de paredes semi-rígidas	55
Figura 4.7. Identificación de la grieta vertical y acción de la fuerza	57
Figura 4.8. Dimensiones de la unidad de mampostería.....	58
Figura 4.9. Parámetros geométricos y fuerzas aplicadas para mecanismos de volcamiento simple (A) y complejo (B1 y B2).	59
Figura 4.10. Parámetros geométricos y fuerzas aplicadas para mecanismos de volcamiento complejo (C y D).	60
Figura 4.11. Parámetros geométricos y porciones de pared envueltas en el mecanismos de falla E.	60
Figura 4.12. Parámetros geométricos y fuerzas aplicadas para el efecto de arco vertical.	61
Figura 4.13. Parámetros geométricos y fuerzas aplicadas para mecanismo con efecto de arco horizontal.	61
Figura 5.1. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z.....	66
Figura 5.2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones.	67
Figura 5.3. Espectro Elástico de Respuesta para la ciudad de Cuenca.	68
Figura 5.4. Espectro Elástico de Respuesta para varios niveles de aceleración. .	69
Figura 5.5. Espectro Elástico de Respuesta formato Sa-Sd	70
Figura 5.6. Estados límites de la curva de capacidad.....	72
Figura 5.7. Esquema de espectro reducido para uso con período secante.	74
Figura 5.8. Estados límites de daño.	74
Figura 6.1. Estructuración de cubierta básica para edificaciones de adobe	76
Figura 6.2. Diagrama para fallas dominantes en ligazón alta	114
Figura 6.3. Diagrama para fallas dominantes en ligazón media - baja	115

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Dimensiones del bloque de adobe.....	23
Tabla 2.2. Rango de dimensiones de las paredes.....	26
Tabla 2.3. Propiedades de la unidad de adobe.	29
Tabla 2.4. Dimensiones de paredes de fachada en la zona urbana.	31
Tabla 2.5. Dimensiones de paredes de fachada y lateral en la zona rural.....	32
Tabla 4.1. Relación de desplazamientos derivados de análisis experimentales ...	55
Tabla 5.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	66
Tabla 5.2. Estados límites para las edificaciones de adobe.	72
Tabla 5.3. Factores de reducción por amortiguamiento equivalente.....	73
Tabla 6.1. Pesos unitarios materiales de cubierta.	76
Tabla 6.2. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.	76
Tabla 6.3. Cargas de cubierta en tipos de paredes urbanas	77
Tabla 6.4. Cargas de cubierta en tipos de paredes rurales	77
Tabla 6.5. Matriz de mecanismos evaluados para conjunto de paredes del sector urbano.....	78
Tabla 6.6. Matriz de mecanismos evaluados para conjunto de paredes del sector rural.	78
Tabla 6.7. Fallas dominantes en paredes del sector urbano.	113
Tabla 6.8. Fallas dominantes en paredes del sector rural.	113
Tabla 6.9. Desplazamientos de demanda en tipología de dos pisos.	113
Tabla 6.10. Desplazamientos de demanda en tipología de un piso.....	113



Bruno Andrés Romero Niveló, autor de la tesis "**Evaluación sísmica de casas de mampostería de tierra vulnerables a modos de falla fuera del plano**", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril de 2017

Bruno Andrés Romero Niveló

C.I: 0106630023



Bruno Andrés Romero Niveló, autor de la tesis "**Evaluación sísmica de casas de mampostería de tierra vulnerables a modos de falla fuera del plano**", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Abril del 2017

Bruno Andrés Romero Niveló

C.I: 0106630023



Paúl Esteban Zhindón Sarmiento, autor de la tesis "**Evaluación sísmica de casas de mampostería de tierra vulnerables a modos de falla fuera del plano**", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril de 2017

Paúl Esteban Zhindón Sarmiento

C.I: 1718164039



Paúl Esteban Zhindón Sarmiento, autor de la tesis "**Evaluación sísmica de casas de mampostería de tierra vulnerables a modos de falla fuera del plano**", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Abril del 2017

Paúl Esteban Zhindón Sarmiento

C.I: 1718164039

DEDICATORIA

Todas las páginas de este trabajo realmente no son suficientes para expresar a través de esta dedicatoria las palabras y el sentimiento hacia mis seres queridos, las personas que en mi vida han marcado audacia y valentía; expresar la importancia hacia ellos será verosímil y los versos estarán llenos de literalidad emocional.

Primero agradezco a Dios, por despertarme cada día, por darme la oportunidad de caminar y salir a realizar mis acometidos diarios, por tener a mi familia reunida en una mesa y por bendecirnos en el hogar.

Segundo, lo más importante: mi familia, desde el nicho cuando nací, me han visto desarrollar hasta la actualidad culminando mi carrera; mi padre Fabián Romero y mi madre Monserrath Niveló, cuyos nombres llevo tatuados en mi piel; ellos han sido en mi vida pilar fundamental, me han formado con valores suficientes para ser quien soy, me han inculcado el estudio, la humildad, la pasión y el amor; dedicar unas líneas no sería justo, ojalá que la vida me alcance para dar fe de cuán valiosos para mí son y poder dedicarles la vida entera.

Tercero, mi hermano Christian, inteligencia vista a través de un par de lentes, que no reflejan solo la sabiduría sino su bondad, gentileza que trasmite por medio de su profesión: la medicina, sirviendo a la gente que lo necesita, enfocado en hacer lo correcto; para mí ha sido desde la infancia más que un hermano de sangre, es mi modelo a seguir a través de una visión de profesionalismo integral.

Finalmente, la inspiración de dos pequeños, que en mi vida han sido centro de felicidad, mis sobrinos: Mathias y Tamara, que durante la estancia universitaria supieron asomar con miles de sonrisas, como destellos de luz motivaron mis ganas de ser mejor, de ser para ellos una fuente de confianza y sabiduría; en la vida no pediría más alegría que jugar con ellos, darles cariño y contagiarme con su felicidad; demostrando al igual que ellos un amor sincero, una inocencia de infantes y una entrega sin igual.

Bruno Andrés Romero Niveló



DEDICATORIA

A mi padre, por ser la persona ejemplo de disciplina y dedicación.

A mi familia, por los valores inculcados a lo largo de mi vida, enfocados a alcanzar objetivos y metas.

Paúl Esteban Zhindón Sarmiento



AGRADECIMIENTOS

A nuestras familias por el apoyo brindado en este período universitario y en todas nuestras etapas de formación académica, por ser parte fundamental en nuestras vidas.

A la Universidad de Cuenca por estos años de conocimiento brindado, a nuestros profesores baluartes de la enseñanza y guías dentro de la carrera de ingeniería.

Al Ingeniero Juan Jiménez PhD director de la Red Sísmica del Austro, por la confianza y el apoyo brindado durante el desarrollo de este trabajo.

A los amigos y compañeros por las vivencias brindadas en el camino de alcanzar las metas y objetivos.

Bruno Romero N.

Paúl Zhindón S.

1. INTRODUCCIÓN

Las edificaciones de mampostería son un porcentaje importante del universo unificado tanto en el casco urbano de la ciudad como en la zona rural. El cantón Cuenca es una región de alta peligrosidad sísmica (NEC-15, 2015a). Puesto que las edificaciones de adobe son las más antiguas y el adobe es un material con propiedades mecánicas pobres en términos de sismorresistencia, por lo tanto constituyen las de mayor vulnerabilidad sísmica. Prueba de ello son los escenarios de daño obtenidos (Jiménez, 2002). En el ámbito rural del cantón Cuenca, debe señalarse que las edificaciones de adobe son las más comunes y muchas de ellas constan en inventarios de patrimonio histórico constructivo, como el Departamento de Patrimonio histórico de la Municipalidad. Bajo las condiciones anteriores, y teniendo como objetivo general su preservación, es importante realizar estudios del desempeño sísmico de estas construcciones y proponer medidas de reducción de su vulnerabilidad.

En el contexto de los estudios de desempeño sísmico en estructuras, es crucial identificar los modos de falla que podrían ocurrir con mayor probabilidad ante eventos sísmicos. En el caso de las edificaciones de mampostería, se presentan dos modos globales de falla en paredes: modos/mecanismos de falla en el plano y fuera del plano (Doherty et al., 2002). En el caso de las edificaciones de adobe del cantón Cuenca, debido al pobre grado de ligazón en los encuentros esquineros de las paredes y entre paredes y sistema de piso, parece ser que los modos/mecanismos fuera del plano son más probables (modo de falla dominante).

En la presente investigación se estudia los modos/mecanismos fuera del plano en viviendas de adobe de dos plantas en el sector urbano y en viviendas de una y dos plantas en sector rural. En relación con la zona urbana y rural del cantón Cuenca (ámbito de estudio), dos preguntas de investigación rigen el desarrollo de la presente investigación:

1. ¿Qué modos de falla fuera del plano se pueden presentar con mayor probabilidad en las paredes de adobe típicas en las viviendas?
2. ¿Bajo qué condiciones paramétrico-tipológicas de las paredes domina un modo de falla particular sobre el resto?

Algunos de los estudios relevantes consultados de modos de falla fuera del plano en viviendas de mampostería no reforzada han sido los de D'Ayala y Speranza (2002), Doherty et al. (2002), Restrepo y Magenes (2004). Dichos trabajos son una

referencia básica para elegir los modos de falla fuera del plano particulares a estudiar, debido a que las tipologías de estructuras europeas guardan importante similitud con las de Cuenca. Además, los trabajos de Tarque et al. (2012) hechos en Cuzco-Perú, centrados en edificaciones de adobe sirven para precisar la identificación de los modos de falla fuera del plano esperados en las paredes típicas de adobe, dado que sus características y disposición son similares, por lo que sus investigaciones son de apoyo y comparación para el desarrollo del presente proyecto.

Dado que parte de la investigación tiene que ocuparse del establecimiento de las características tipológicas predominantes de las paredes de adobe, fuentes documentales de interés son Hermida y Mogrovejo (2015), Jiménez (2002). Por otra parte, en relación con aspectos de modelización de paredes con modos de falla fuera del plano, los trabajos de Doherty et al. (2002). A continuación, se muestra la metodología seguida para la elaboración del proyecto:

1. Revisión de fuentes documentales, con el objetivo de establecer las características tipológicas de las paredes de adobe típicas en la zona urbana y rural de Cuenca. Referencia básica, el trabajo de D'Ayala y Speranza (2002).
2. Establecimiento de los modos/mecanismos de falla fuera del plano particulares que predominan en las paredes de adobe, basado en trabajos experimentales.
3. Modelización de las paredes con los modos de falla fuera del plano considerados mediante una idealización de una curva tri-lineal fundamentada en pruebas experimentales y modelos analíticos (Doherty et al., 2002).
4. Implementación de los modelos de análisis en la obtención de la curva de capacidad de la pared y evaluación de puntos de desempeño.
5. Análisis y discusión de los resultados.
6. Conclusiones y recomendaciones por etapas del modelo.

Finalmente, se presentan los resultados de los modelos que capturan los modos/mecanismos falla fuera del plano más probables, estableciendo las condiciones paramétricas-tipológicas por la cuales fallan. De este modo, se obtienen gráficas de fuerza vs desplazamiento que representan el modelo en su variación paramétrica.

1.1. Objetivo General

Evaluar los mecanismos falla fuera del plano en paredes de mampostería frente a un evento sísmico.

1.2. Objetivos Específicos

- Establecer un modelo tipológico de las paredes de fachada y laterales con aberturas (puertas y ventanas) de una y dos plantas según las condiciones, tradiciones y patrones constructivos de la ciudad de Cuenca.
- Identificar los modos/mecanismos de falla fuera del plano que predominen en la zona de estudio.
- Desarrollar la modelación de los mecanismos de falla fuera del plano mediante una idealización de una curva tri-lineal fundamentada en pruebas experimentales y modelos analíticos de macro elementos.
- Realizar un análisis paramétrico de las curvas de capacidad de las paredes para la determinación de los mecanismos de falla fuera del plano gobernantes.
- Evaluar los daños en las paredes mediante el cruce con las curvas de demanda en función de la tipología geométrica.
- Analizar y discutir los resultados.

2. CARACTERÍSTICAS TIPOLÓGICAS DE LAS VIVIENDAS DE ADOBE

2.1. Antecedentes de construcción con adobe

El uso de adobe como material de construcción es una técnica ancestral que proviene desde la época prehispánica. En 1765, la mayoría de las casas fueron construidas de este material, siendo viviendas grandes y cómodas, generalmente de un piso. En el siglo XIX, se empieza a utilizar la madera como material de entrepiso, que fortalece la estructura y permite su elevación a una segunda planta, debido a que la construcción de edificaciones de dos pisos eran pocas, varias edificaciones han perdurado en el tiempo y aún se utiliza como técnica de construcción debido a su adaptación en climas como el de la zona andina (Hermida y Mogrovejo, 2015).

El adobe es un material de construcción común en Ecuador y en muchos países del mundo. La unidad de adobe es hecha de tierra (que contiene arena y altas cantidades de arcilla), agua, y algunas veces presenta excrementos de animales. Estas unidades son hechas en moldes de madera. Estos materiales no están fabricados para resistir acciones sísmicas: los distintos sismos suscitados en nuestro país han destruido miles de casas de adobe.

Las tipologías de las viviendas deben presentar buenos criterios constructivos que eviten daños severos ante sismos moderados, por lo que respetar normas constructivas con este tipo de material y utilizar refuerzos ayuda a la edificación a tener un buen comportamiento mecánico frente a movimientos del suelo.

Una de las principales características de las viviendas de adobe es el confort térmico que brinda este sistema constructivo, así, la tierra recibe la radiación durante el día, almacenándola y transmitiéndola durante la noche a los espacios interiores. Además, el material presenta una plasticidad alta. La rapidez constructiva es un hecho por ser habitable el momento que se construye.

La desventaja de este material es la poca homogeneidad en los muros, la rotura de los bloques por la manipulación y la humedad, que para evitarla se construye cimientos.

En Ecuador, el número total de viviendas de tierra (adobe y tapial) según el censo realizado en el año 2010 representan un 18,26% (INEC, 2010).

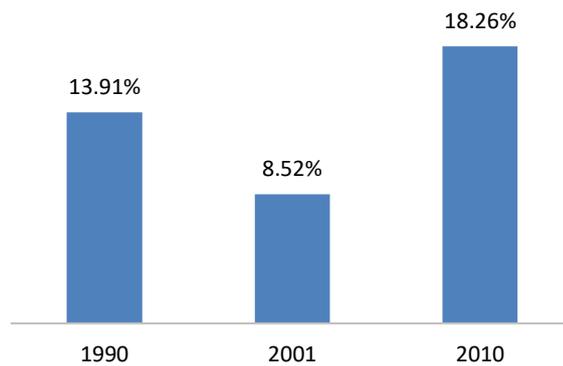


Figura 2.1. Porcentaje de viviendas de adobe a lo largo del tiempo.

El uso del adobe crece en el transcurso de los años 2001 al 2010, evidenciando un incremento de viviendas que usan este material para el año 2010.

De acuerdo a los datos del inventario de registro de la Ilustre Municipalidad de Cuenca, hechos en 2010, del total de edificaciones inventariadas, el 43,2% corresponde a fachadas de adobe y el 18,2% tiene como estructura muros de adobe (Achig et al., 2015).

2.2. Descripción arquitectónica de las tipologías

Las tipologías en las viviendas urbanas y rurales tradicionales forman un conjunto de estructuras en dos y tres dimensiones determinadas por los elementos que configuran la construcción final, que permite relaciones espaciales de uso y materialidad. Las decisiones de diseño presentes pueden ser consistentes, inconsistentes o recurrentes que identifican el patrimonio de quienes la construyen. En las tipologías se encuentran los rasgos de las categorías en función de su naturaleza geométrica, recursos tecnológicos y el uso del material. La selección de las viviendas de estudio pasa un análisis estadístico de fichas de valoración, las cuales se someten a un análisis primario tendente a identificar algunas tipologías.

La clasificación siguiente presenta tres tipologías, de acuerdo a las características de la fachada principal, como propone Hermida y Mogrovejo (2015).

Fachada principal con portal

La estructura se compone de un muro portante, columnas y vigas de madera vistas en las cirugías interiores. La planta es rectangular y siempre se encuentra un

espacio de portal en la planta baja y alta. Se distinguen casos para viviendas de una, dos o más plantas.

La primera tipología corresponde a las viviendas cuya fachada principal es vacía, es decir, que tiene portales de transición entre el exterior y el interior. Destaca con claridad el número de crujías y las relaciones existentes entre los distintos elementos como ventanas y puertas. La mayoría de las viviendas de esta tipología tiene dos niveles. El volumen resultante es liviano y en este se distinguen las capas con las que se construye la forma.



Figura 2.2. Vivienda de dos plantas. Cuenca, Sector rural.

Fuente: Hermida y Mogrovejo (2015)

Fachada principal que combina el portal con los volúmenes cerrados

Se tiene una estructura que combina el muro portante y la madera. En un primer caso la planta es en L y combina el portal con un volumen cerrado tanto en planta baja como en planta alta, formándose su cuerpo cerrado lateral, en la fachada principal, se combinan vacío y lleno de las siguientes maneras:

- Combinación de portal con volumen cerrado, similar en las dos plantas
- Combinación de portal con volúmenes cerrados
- Combinación de portal en una de las plantas y volumen cerrado en la otra
- Combinación de portal con volúmenes cerrados manteniendo la simetría

Esta tipología permite una resolución dinámica en planta. La materialidad se destaca en el volumen lleno por el uso del adobe, a diferencia del vacío o portal.



Figura 2.3. Vivienda con portal y volumen cerrado. Cuenca, Sector rural

. Fuente: Hermida y Mogrovejo (2015)

Fachada principal con volúmenes cerrados

La tercera tipología corresponde a viviendas cuya fachada principal es llena. En esta tipología se observa la sencillez constructiva, por su simetría y por la distribución de los módulos de adobe. El volumen es pesado.



Figura 2.4. Vivienda de volumen cerrado. Cuenca, Centro Histórico

Las viviendas pueden presentar grandes variantes y sistemas estructurales complejos, asimetrías, número de crujías, etc. En este trabajo, orientado a un estudio a escala territorial y a la representación de casos típicos, se ha centrado el estudio en viviendas simétricas en elevación y en planta. El modelo de análisis adoptado corresponde a la tercera tipología de vivienda, esto es, de volumen cerrado. El caso de la existencia de portales requeriría herramientas y modelos más complejos.

2.3. Geometría de la unidad de adobe

Comenzando desde la unidad de mampostería (adobe), se presenta la Tabla 2.1 con una recopilación de fuentes antiguas (Alvarez y Salgado, 1980; Vega et al., 1980), referidas a las medidas del bloque.

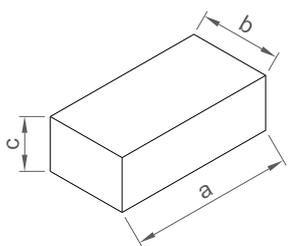
Esquema	Dimensión	Medida (cm)
	Largo: a	18-20
	Ancho: b	20-25-30
	Alto: c	40-45-50-52

Tabla 2.1. Dimensiones del bloque de adobe.

Fuente: Alvarez y Salgado (1980)

En el Ecuador, según S. De Jongh et al. (2009), se pueden encontrar adobes con dimensiones que van entre los rangos de:

- Largo: 25 – 60 *cm*
- Ancho: 14 – 20 *cm*
- Altura: 10 – 17 *cm*

2.4. Disposición de los bloques de adobe

Para la construcción de los muros es importante la tierra que se escoge; actualmente la tecnología facilita este proceso. La disposición de las unidades de adobe consiste en hiladas horizontales, siguiendo el contorno total que tiene la vivienda, de tal modo que la construcción crece pareja, evitando el aplastamiento del muro por su peso propio.

Así, se puede clasificar a las paredes de acuerdo a la forma de colocar el bloque de tierra en tres tipos:

Tipo 1. Muros a tizón

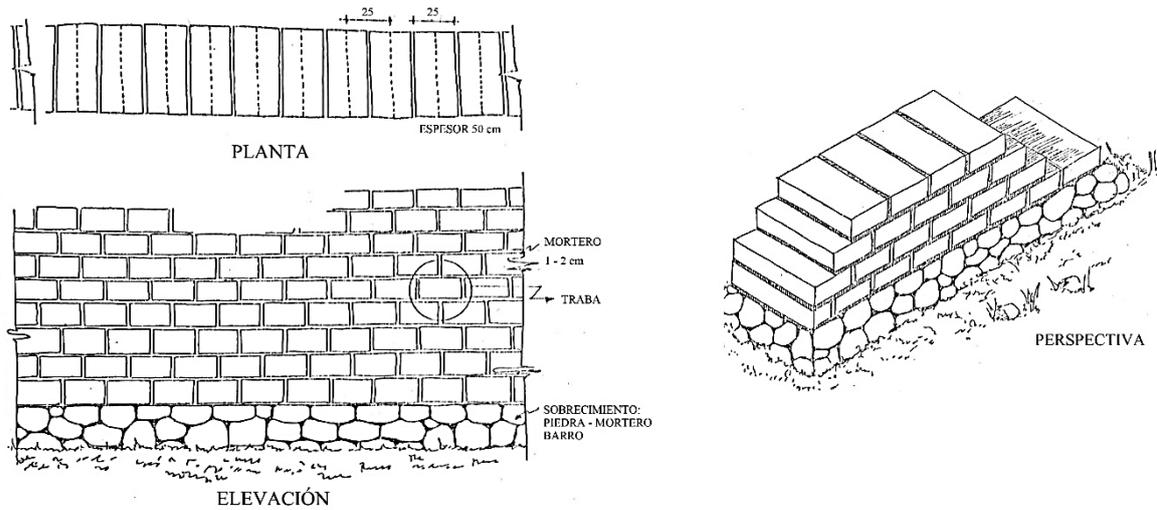


Figura 2.5. Planta, elevación y perspectiva de paredes a tizón.

Fuente: Vega et al. (1980)

Tipo 2: Muros al hilo

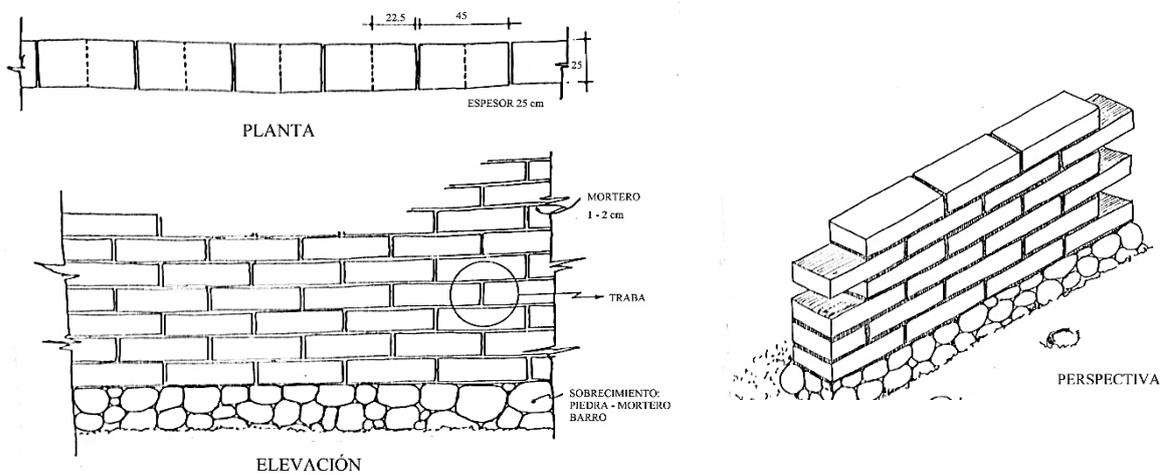


Figura 2.6. Planta, elevación y perspectiva de paredes a hilo.

Fuente: Vega et al. (1980)

Tipo 3: Muros a doble hilo

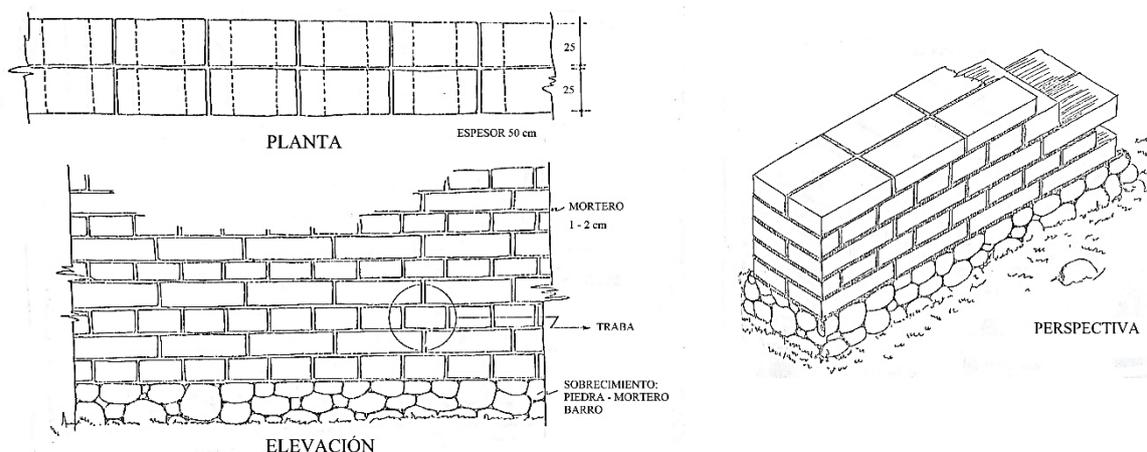


Figura 2.7. Planta, elevación y perspectiva de paredes a doble hilada.

Fuente: Vega et al. (1980)

Todos los adobes del muro quedan trabados con un traslapeo de medio adobe y el mortero que utilizan brinda la ligazón.

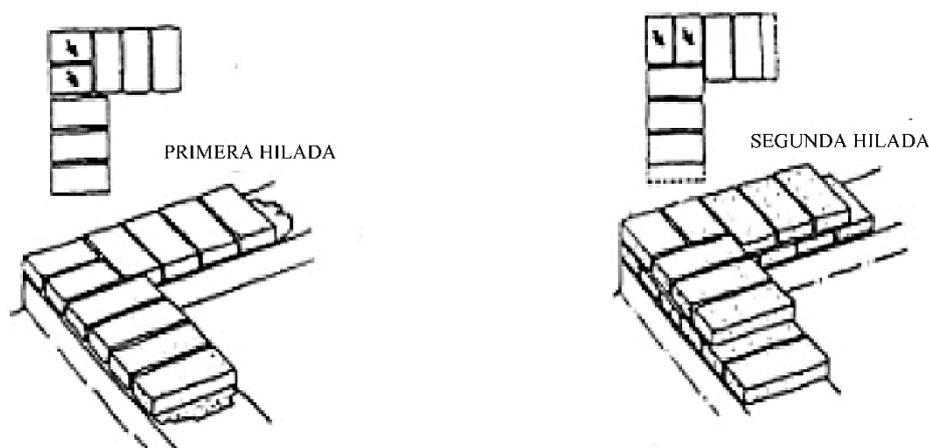


Figura 2.8. Representación de los traslapes en la primera y segunda hilada.

Fuente: Zeas S. y Flores E. (1982)

2.5. Dimensiones y características típicas en paredes de adobe

La tipología de las casas de MNR se enfoca en viviendas de uno y dos pisos. La primera, generalmente con muros perimetrales de adobe y paredes interiores de bahareque, la otra con paredes de bahareque en los pisos altos apoyados en los muros de adobe de la planta baja. Sin embargo, para las tipologías a usar en esta tesis se toma el caso de un solo tipo de material, a saber, adobe.

Las paredes prototipo responden a dos modelos:

Paredes laterales, consideradas sin aberturas en el caso del sector urbano; para la zona rural se tiene una abertura mínima que representa el 7% para viviendas de un piso y el 2% para las de dos.

Paredes frontales (fachada), paredes con aberturas (puertas y ventanas).

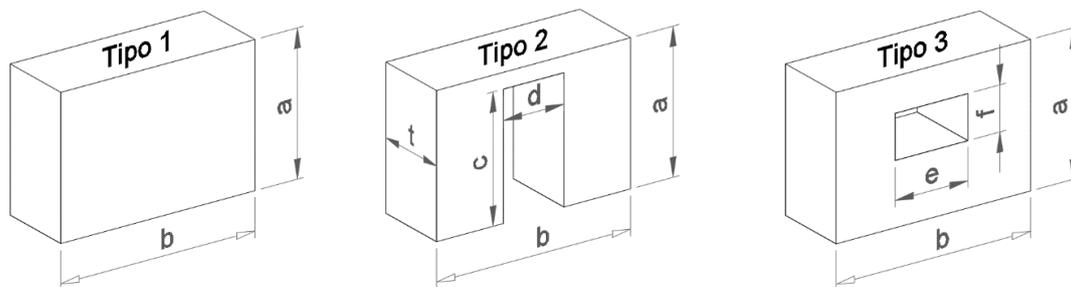


Figura 2.9. Esquema de muros según la dirección.

Adaptado de: Bermeo y Loiaza (2001)

Las dimensiones de las paredes se detallas a continuación:

Dimensión	Tipo 1 (m)	Tipo 2 (m)	Tipo 3 (m)
a	3.00	3.00	3.00
b	3.00 – 5.00	3.00 – 5.00	3.00 – 5.20
c		2.00 – 2.20	
d		0.80 – 1.20	
e			0.70 – 1.20
f			0.70 – 1.00
t	0.40 – 1.00	0.40 – 1.00	0.40 – 1.00

Tabla 2.2. Rango de dimensiones de las paredes.

Fuente: Bermeo y Loiaza (2001)

Para corroborar dichas dimensiones del muro visto como macro-elemento, se tienen dimensiones tomadas del CIDAP, (1977). De la muestra recolectada se obtuvo la siguiente información:

- Espesor del muro
- Largo de la fachada
- Largo de la pared lateral

Se tiene dos categorizaciones en esta sección, una para viviendas en el área urbana que se consideran dos pisos, y una para las viviendas rurales que se

considera solo una planta. Los siguientes histogramas detallan los valores de cada dimensión tomada versus el número de viviendas analizadas.

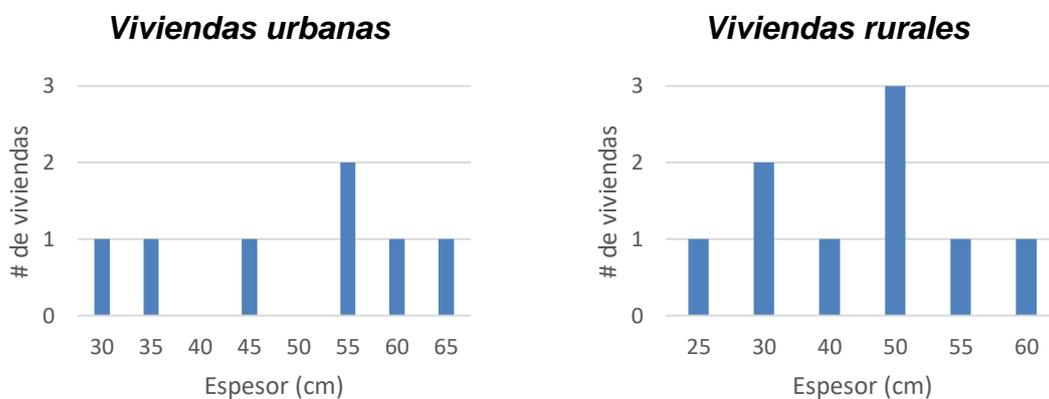


Figura 2.10. Histogramas del espesor vs el número de casas.

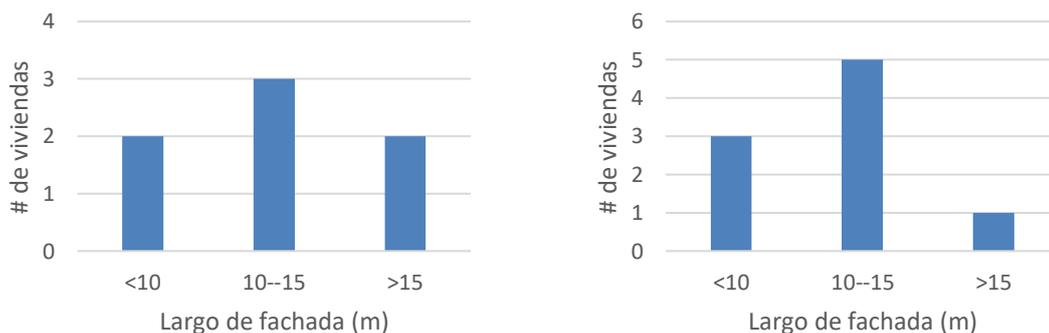


Figura 2.11. Histograma de largos de fachada vs número de casas.

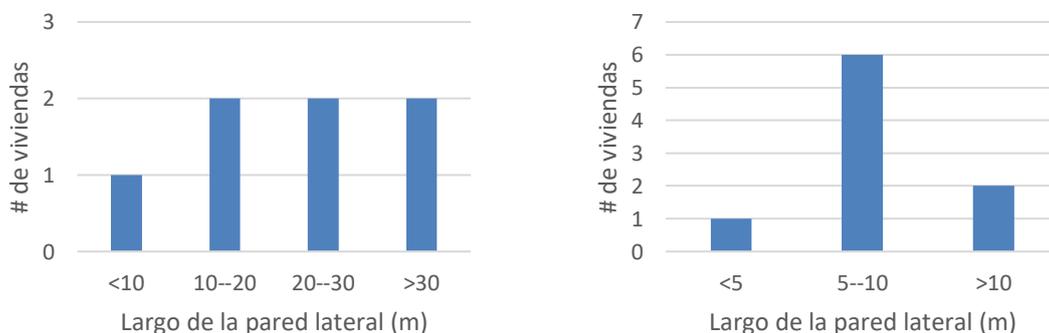


Figura 2.12. Histograma de largos de pared lateral vs número de casas.

Una variación al detalle anterior presentado y que verifica los resultados es una representación del espesor y la altura a lo largo del tiempo (Jiménez, 2002).

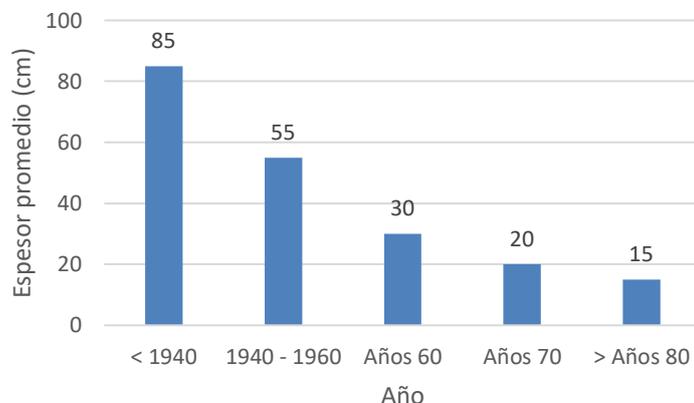


Figura 2.13. Espesor promedio vs. Año de construcción.

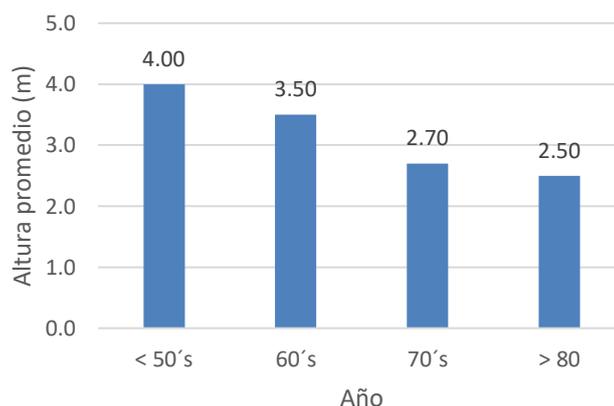


Figura 2.14. Altura promedio vs. Año de construcción.

A partir de los años 70 el material de construcción utilizado es el ladrillo.

Configuración de soporte de la cubierta

La utilización de vigas de madera como amarres servirá como apoyo al sistema de cubierta. Adicionalmente en las aberturas se utilizan dinteles y marcos de madera. Se ha encontrado también edificaciones de adobe carentes de vigas de solera.

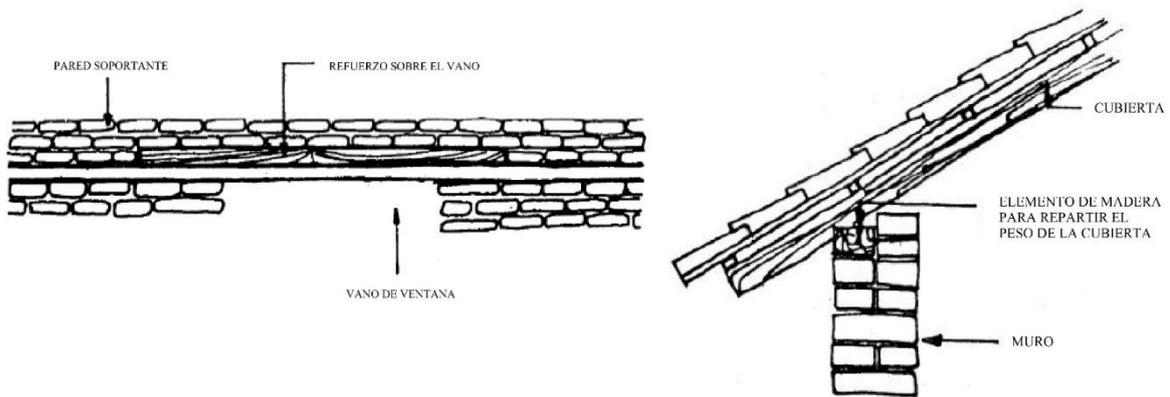


Figura 2.15. Dintel en vanos de casa de adobe y perfil de cubierta.

Fuente: Zeas S. y Flores E. (1982)

2.6. Propiedades mecánicas del adobe

El material de fabricación del adobe es una mezcla de tierra, agua y fibras vegetales (paja), estiércol o pelos de animal. La recomendación para la fabricación es el uso de tierra areno-arcillosa con un poco de limo, con el fin de evitar la partición al secarse por exceso de arcilla, o la carencia de cohesión interna por exceso de arena (Rotondaro R., 2011).

La resistencia a la compresión y a la tracción vienen dadas en MPa , y se detallan a continuación:

Propiedad	Rango		Promedio	Fuente
Resistencia a la compresión	1,30	2,10	1,70	Jiménez, (2002)
	2,00	2,50	2,25	Houben y H. Guillaud, (1989)
Resistencia a la tracción	0,37	0,83	0,60	Brown y Clifon, (1978)

Tabla 2.3. Propiedades de la unidad de adobe.

En Cuenca se han realizado pruebas para medir la compresión obteniendo resultados desde $1,30 MPa$ (Campos F., 2009) hasta de $1,50 MPa$ y $1,79 MPa$ (S. De Jongh et al., 2009)

La densidad del adobe según NEC-15, (2015b) es de $16 kN/m^3$, la cual es empleada para el caso de estudio en la modelación de paredes.

2.7. Modelos de paredes típicas en viviendas de adobe

Mediante la información recopilada, bases de datos y gráficos de probabilidad se ha planteado modelos de paredes para la zona urbana y rural. Es importante destacar que las condiciones tipológicas en la geometría de las viviendas son distintas para cada zona, por lo que se construyen modelos que reflejen la distribución de estas edificaciones, adaptando las dimensiones y características más típicas en un modelo de pared.

Los modelos serán implementados para el análisis de capacidad máxima frente a modos de falla fuera del plano y desempeño a eventos sísmicos de baja escala.

2.7.1. Modelos de paredes para el sector urbano

En el casco urbano, considerando como zona de estudio el Centro Histórico de la ciudad de Cuenca, se construye un modelo de pared de dos pisos. Estas edificaciones tienen carácter ocupacional de vivienda y de pequeños comercios. La relación de aspecto o relación de dimensiones globales generalmente tiende a ser rectangular, es decir, la dimensión de las paredes de fachada frente a las paredes de laterales es menor, arrojando relaciones de aspecto menores que uno. Por lo tanto, en el modelo se ha implementado relaciones de 0.8 a 0.6 entre longitudes de paredes ortogonales.

$$\frac{\text{Pared fachada}}{\text{Pared lateral}} < 1 \quad 2.1$$

Para el estudio de fallas fuera del plano en la zona urbana, se consideran únicamente las paredes de fachada debido a que en el Centro Histórico las edificaciones se encuentran adosadas o adyacentes en sus paredes laterales, lo cual impide el desarrollo de los mecanismos de falla en las paredes laterales.

Además, el modelo de pared involucra patrones de abertura con puertas y ventanas, las mismas que tienen dimensiones fijas para cada tipo de pared. La variación de la distribución de las aberturas depende principalmente de la longitud de la pared de fachada.

Los espesores de los tipos de pared se establecieron de acuerdo a los histogramas de variación de espesor con relación al año de construcción, a la forma de distribución o aparejo de las unidades de adobe y al tipo de bloques de adobe que se establecieron. A continuación se muestran los tres tipos de paredes a modelar para la zona urbana:

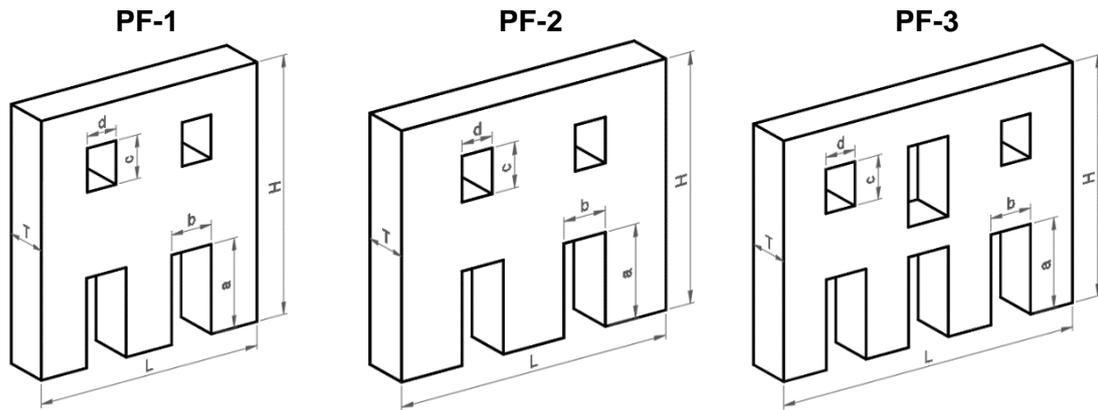


Figura 2.16. Idealización de modelos de paredes de fachada de la zona urbana, Centro Histórico de Cuenca.

ID	Tipo de Pared	Número de pisos	L [m]	H [m]	T [cm]	Puerta		Ventana	
						a [m]	b [m]	c [m]	d [m]
PF-1	Fachada	2	6.00	6.50	30	2.25	1.10	1.10	0.80
PF-2			7.00	6.00	50				
PF-3			8.00	6.00	50				

Tabla 2.4. Dimensiones de paredes de fachada en la zona urbana.

2.7.2. Modelos de paredes para el sector rural

En la zona rural, a partir de la información de la base de datos del CIDAP (1977), en el levantamiento de dimensiones y distribución de paredes se consideran parroquias como: Baños, San Joaquín, Sayausí, Checa, Paccha, Llaoco, entre otras. Las longitudes de paredes para esta zona se aproximan a una relación cuadrada, es decir su relación de aspecto se acerca a uno. En la construcción del modelo de pared se han considerado relaciones que van desde 1.0 a 1.2, esto es, la pared de fachada no varía en longitud de modo importante con respecto de la pared lateral.

$$\frac{\text{Pared fachada}}{\text{Pared lateral}} \approx 1 \quad 2.2$$

Existe diferencia en cuanto a la situación de adosamiento de las casas para el sector rural; generalmente éstas se encuentran libres en todo su perímetro, con lo cual las paredes laterales también están sujetas a fallas fuera del plano. Por esta razón, se ha implementado modelos de pared para la fachada y para las paredes laterales. En estos sectores son típicas las viviendas de uno y dos pisos.

De igual forma que en el caso urbano, se utiliza un patrón de aberturas de puertas y ventanas típico para el sector rural.

Con las características expuestas se presentan los modelos de pared para el sector rural:

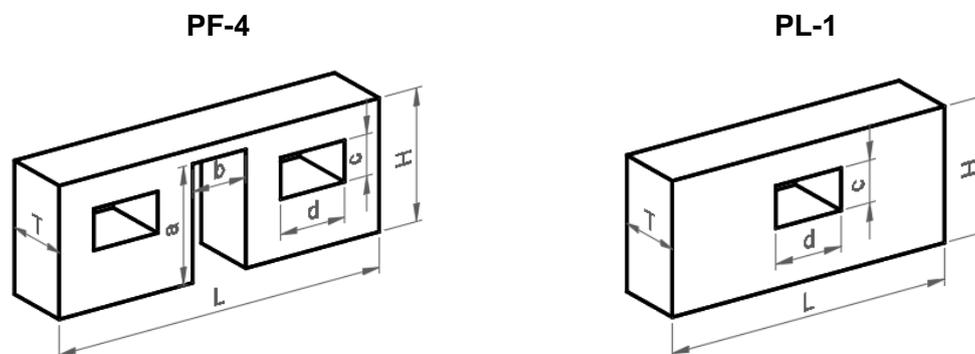


Figura 2.17. Idealización de modelos de pared de fachada y lateral para viviendas de un piso, sector rural de Cuenca.

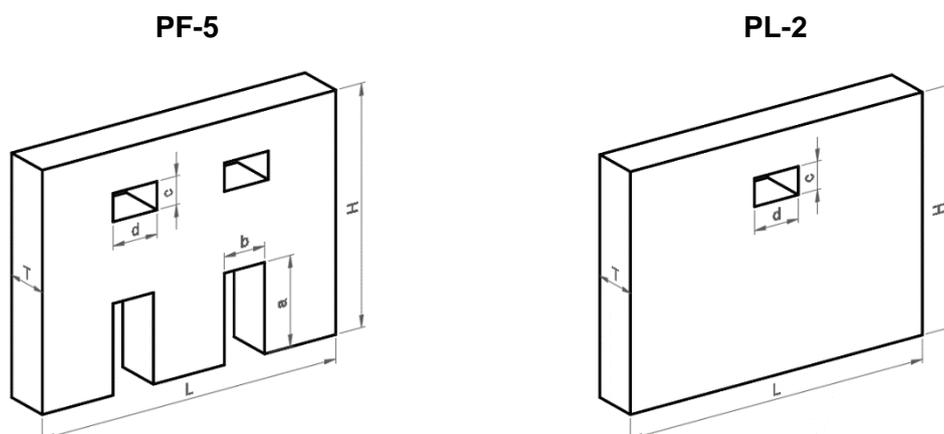


Figura 2.18. Idealización de modelos de pared de fachada y lateral para viviendas de dos pisos, sector rural de Cuenca.

ID	Tipo de Pared	Número de pisos	L [m]	H [m]	T [cm]	Puerta		Ventana	
						a	b	c	d
						[m]	[m]	[m]	[m]
PF-4	Fachada	1	6.00	2.25	30	2.00	1.00	0.70	1.20
PL-1	Lateral		5.00	2.25	30				
PF-5	Fachada	2	8.00	6.00	50				
PL-2	Lateral		8.00	6.00	50				

Tabla 2.5. Dimensiones de paredes de fachada y lateral en la zona rural.

2.8. Fotografías de casas en la zona Urbana de Cuenca



Vista frontal de dos viviendas consecutivas de dos pisos de adobe, ubicadas en la Calle Larga entre Presidente Borrero y Hermano Miguel.



Vista frontal y lateral de una vivienda de adobe de dos pisos, ubicada en la Calle Larga entre Hermano Miguel y Mariano Cueva.



Vista frontal y lateral de una vivienda de adobe de dos pisos, ubicada en la calle Mariano Cueva entre Calle Larga y Honorato Vásquez.



Vista frontal y lateral de dos viviendas de adobe de dos pisos, ubicadas en la Calle Larga entre Miguel Ángel Estrella y Jesús Arriaga.



Vivienda de dos plantas de adobe, la primera ubicada en Honorato Vásquez y Vargas Machuca y la segunda en La Calle de la Cruz y Presidente Córdova.

2.9. Fotografías de casas en la zona Rural de Cuenca



Vivienda rural de un piso aislada, sector Paccha.



Viviendas rurales de dos pisos, sector Sayausí.



Detalle constructivo de las viviendas de adobe, sector Llacao.

3. MECANISMOS DE FALLA FUERA DEL PLANO

3.1. Descripción de las fallas

Una de las principales fuentes de vulnerabilidad para edificaciones son las asociadas a fallas locales, principalmente debida a respuestas fuera del plano. Se ha evidenciado que este tipo de fallas están relacionadas con la seguridad de las personas, debido a que ocurren de una manera espontánea (Doherty et al., 2002).

Las fallas por volcamiento son propensas cuando no existe conexión alguna entre paredes y se evidencian agrietamientos propios de la pared (fallas en el plano), por lo que, facilitaría la activación de las fallas hasta con niveles bajos de intensidad sísmica. Al mejorar las conexiones entre encuentros esquineros se controlaría este tipo de falla; sin embargo si el escenario presenta un mayor nivel intensidad sísmica; se encontrarán fallas en el plano, las cuales actuarán como líneas o puntos pivote facilitando la activación de las fallas fuera del plano, dando lugar a colapsos totales o parciales.

3.2. Activación y desarrollo de fallas fuera del plano

Los mecanismos de falla fuera del plano se originan a partir de fuerzas sísmicas que actúan de forma perpendicular a la pared, de tal forma que se produce el volcamiento. Si las fuerzas son paralelas a la pared se desarrollan fallas en el plano, las cuales no se estudian en el presente trabajo. La Figura 3.1 representa la activación de la falla del fuera plano.

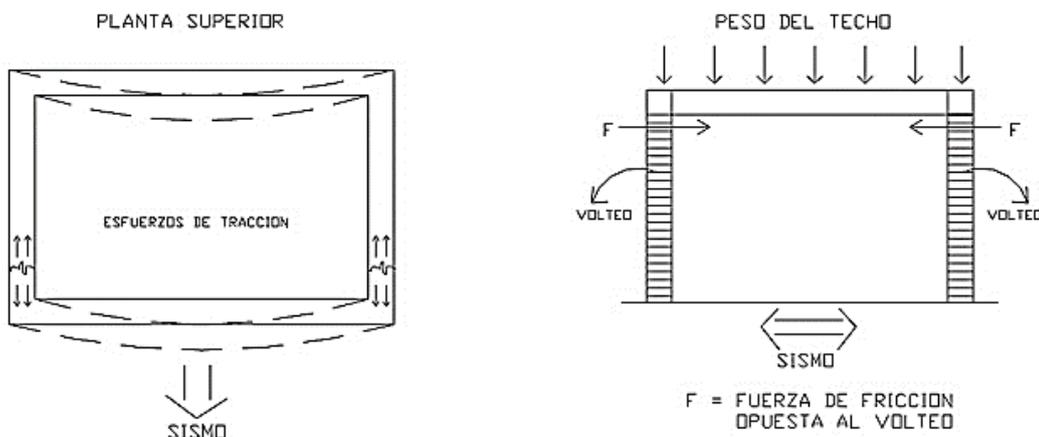


Figura 3.1. Vista frontal y en planta de las fuerzas en la activación de la falla.

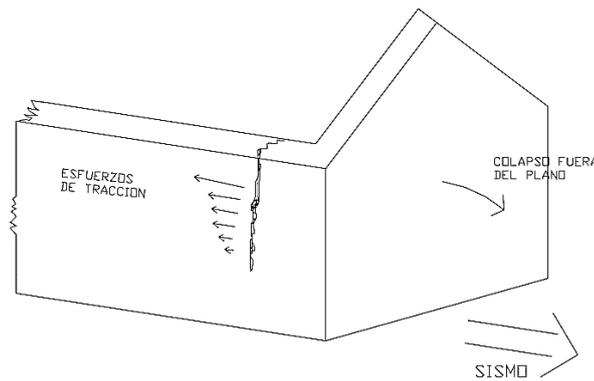


Figura 3.2. Vista en perspectiva de falla fuera del plano antes del colapso.

La principal característica para generar el volcamiento depende de la ligazón o conexiones entre elementos de la estructura de MNR; algunos de estos elementos son:

- Paredes o muros.
- Tabiques internos de carga.
- Pisos y estructuras de techo.

La ligazón entre los encuentros esquineros es un factor primordial en el desarrollo de estas fallas. Además, las cargas de servicio o sobrecarga que soportan las paredes tienen suma importancia dentro del desarrollo y capacidad de los diferentes mecanismos de falla fuera del plano; estos factores son explicados más adelante en el capítulo 4. La Figura 3.3 muestra ejemplos de fallas fuera del plano.

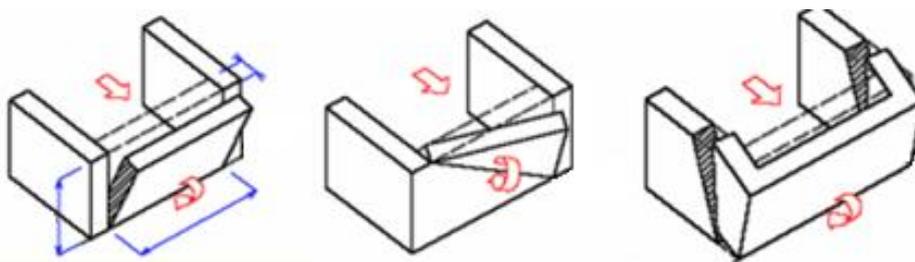


Figura 3.3. Activación de fallas fuera del plano.

Fuente: Borri y Cangì (2004)

De esta forma, algunos factores que afectan la estabilidad de las paredes de adobe sometidas a fuerzas fuera de su plano son:

- El grosor de la pared y su esbeltez

- La conexión entre la pared y el techo o el sistema de piso.
- Si la pared es portante o no.
- La longitud libre de la pared o distancia entre la intersección de las paredes transversales.
- La condición de la base de la pared.

El mecanismo cinemático de un panel simple puede ser clasificado con relación a la calidad de la mampostería, las condiciones de borde de las paredes o restricciones las cuales involucran el vuelco, flexión vertical y horizontal y una mezcla de estos mecanismos.

3.2.1. Efectos de diafragma de piso

Las estructuras con sistemas de piso flexible se comportan de manera diferente a las estructuras con diafragmas rígidos. Directrices internacionales modernas sobre la rehabilitación sísmica de edificios (FEMA 440 2005, NZSEE 2006) y la literatura internacional destacan el papel crítico de los diafragmas flexibles en la respuesta sísmica de los edificios de mampostería.

Con el fin de evaluar la efectividad de diafragmas de madera, se han realizado estudios numéricos (Gattesco et al., 2007) basados en el aumento de la rigidez de los diafragmas de piso sobre la respuesta sísmica de edificaciones de MNR.

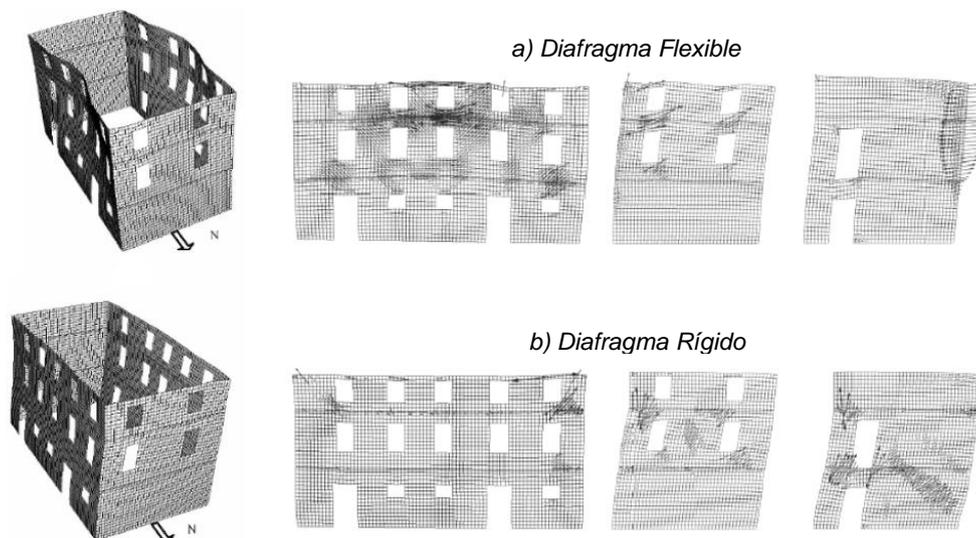


Figura 3.4. Respuesta numérica de un edificio de MNR, para diafragmas flexibles (a) y rígidos (b)

Fuente: Gattesco et al. (2007)

Los resultados de los estudios realizados, demuestran que en edificaciones con sistema de piso flexible son más vulnerables a fallas fuera del plano. Para un sistema de piso rígido se encontrarán fallas en el plano. El aumento de la rigidez del diafragma con el siguiente criterio: mejorar la unión entre las paredes laterales y la pared que falla fuera del plano.

La literatura y los lineamientos internacionales reconocen que una rigidez adecuada en el plano y mejores estados de conexión pared-piso lo que permite mejorar la respuesta tridimensional de todo el sistema y obtener una mejor distribución y transferencia de fuerzas a las paredes laterales (Brignola, 2009).

La Figura 3.5, demuestra la influencia de las conexiones piso-pared y de la rigidez del diafragma en el comportamiento sísmico de un edificio MNR clasificado en: a) conexiones de pared a pared y pared a piso deficientes; b) buenas conexiones y pisos flexibles; c) buenas conexiones y diafragma rígido.

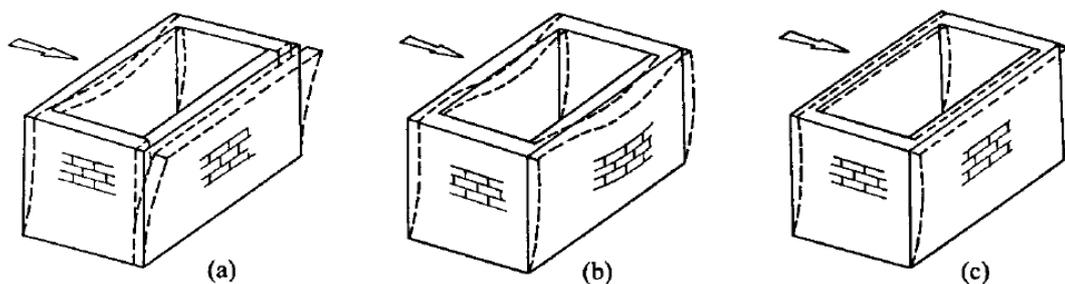


Figura 3.5 Influencia de conexiones piso-pared en fallas fuera del plano.

Fuente: Macchi y Magenes (2002)

La rigidez del diafragma y en particular la calidad de las conexiones de pared a pared afectan considerablemente la respuesta fuera del plano. La principal característica de los diafragmas es impedir la aparición de mecanismos locales peligrosos, tales como el volcamiento de porciones de pared o mecanismos de flexión horizontal y vertical.

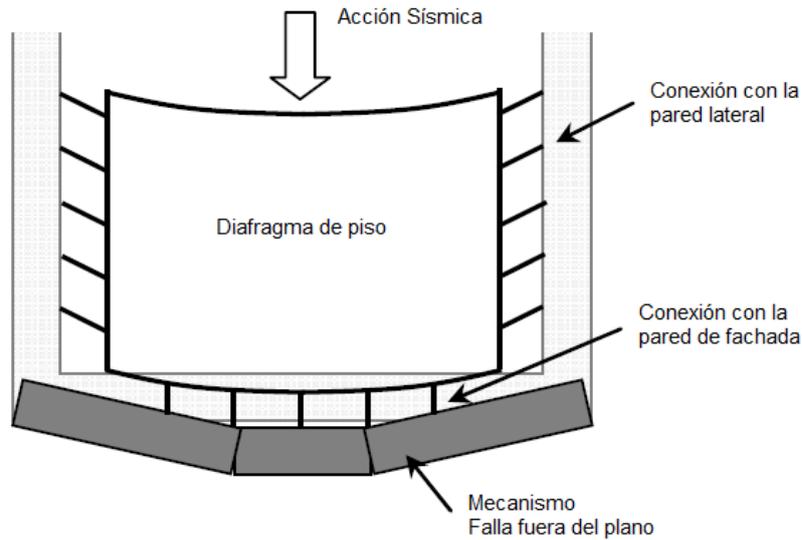


Figura 3.6 Activación de fallas fuera del plano para diafragmas de piso rígido.

Adaptado de: Brignola (2009).

Cuando existe suficiente conexión de pared al diafragma de piso, es posible considerar la presencia de una fuerza que surge de la rigidez del piso. La Figura 3.9 muestra un esquema de la acción del diafragma al mecanismo. Después de la activación del mecanismo, el movimiento fuera de plano de los bloques de pared es restringido por la presencia del diafragma (Brignola, 2009). La característica restrictiva en los pisos rígidos, desarrolla fallas fuera del plano con efecto de arco.

3.3. Clasificación de fallas fuera del plano

En general, en nuestro país las edificaciones de adobe no cuentan con refuerzo, por lo que el único medio de sujeción al volcamiento ejercido por los elementos sobre una pared está gobernado por la fricción de las superficies de contacto. Esto genera ciertos tipos de mecanismos fuera del plano, los indicados en la Figura 3.7.

Sin embargo, se ha mejorado la capacidad estructural de estas edificaciones con la introducción de vigas de borde útiles para el soporte del entrepiso; es por eso que normalmente se evita el simple volcamiento y se desarrollan mecanismos basados en un efecto de arco.

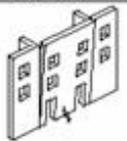
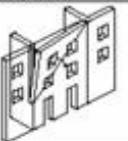
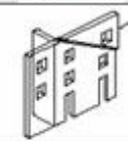
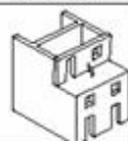
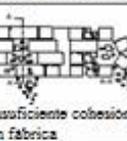
A	B1	B2	C	D	E	F
VOLCAMIENTO VERTICAL	VOLCAMIENTO DE 1 ALA LATERAL	VOLCAMIENTO DE 2 ALAS LATERALES	FALLA EN LA ESQUINA	VOLCAMIENTO PARCIAL	VOLCAMIENTO VERTICAL EN TIRA	ARCO VERTICAL
						
		FALLAS PARCIALES FUTURAS		FALLAS ASOCIADAS		
G	H	I	L			
ARCO HORIZONTAL	FALLA EN EL PLANO	ADICIÓN VERTICAL	VOLCAMIENTO TRIANGULAR	COLAPSO DE PISO TECHO	FALLA EN LA MAMPOSTERÍA	
					 Insuficiente cohesión en fábrica	

Figura 3.7. Tipificación de mecanismos de falla fuera del plano

Fuente: D'Ayala y Speranza (2002)

La observación de los patrones de fisuras registradas después de eventos sísmicos, junto con la literatura disponible sobre el reconocimiento de fallas fuera del plano en edificaciones de mampostería (D'Ayala, 1999), se interpreta que los diferentes tipos de mecanismos de falla comúnmente se desarrollan en la pared de fachada de la edificación (pared que da a la calle), y siendo así con mayor recurrencia en paredes agrietadas antes de la activación de la falla fuera del plano.

Los mecanismos de falla en general tienden a separarse por porciones. El daño puede involucrar diferentes formas geométricas de acuerdo a su acción y a las propiedades de la mampostería, dando lugar a posibles tipos de fallas.

3.3.1. Volcamiento simple

Uno de los mecanismos principales es el *vuelco simple*, este se desarrolla en las paredes externas y es considerado como uno de los más frecuentes mecanismos de falla. El mecanismo implica una rotación rígida de la pared o de la porción de la pared alrededor del eje (línea de agrietamiento en el plano o base de la pared). Las acciones fuera del plano debido a sismos inician el mecanismo.

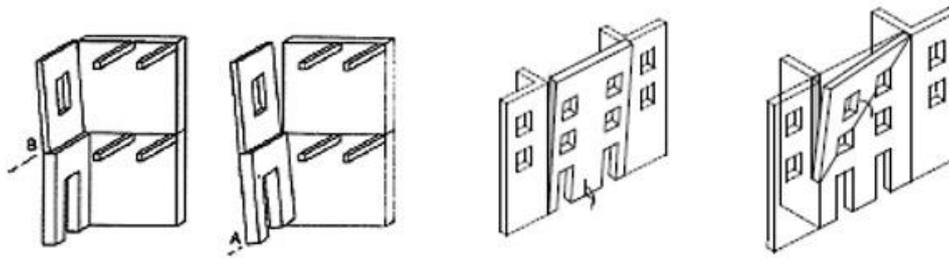


Figura 3.8. Ejemplos de volcamiento simple, volcamiento total y parcial.

Fuente: Giuffrè (1993)



Figura 3.9. Daño después del terremoto en Messina – Italia 1908.

La pared libre en la parte superior, sin restricciones y sin conexiones en las paredes laterales es uno de los casos más proclives para la activación del volcamiento.

El volcamiento simple es un mecanismo fácil de reconocer por patrones de rotura vertical entre las paredes ortogonales y la presencia de roturas horizontales. En algunos casos las vigas de piso colapsan.

Los mecanismos A, D y E son considerados como volcamientos simples.

3.3.2. Volcamiento compuesto

En la mayoría de casos, los mecanismos son expuestos a grandes daños, en estos casos, el vuelco de la pared actúa en las paredes ortogonales y en las esquinas, las cuales pueden dañarse por acciones en el plano. El mecanismo involucra la unión de las restricciones en la parte superior del panel siendo el sitio efectivo de conexiones con la pared ortogonal (POLIMI, 2010).

La geometría del área de pared dañada puede cambiar por las características del piso. Los pisos tradicionales pueden inducir el vuelco de la fachada y la rotura diagonal de la pared.

Los factores que desarrollan este mecanismo son:

- La calidad de la mampostería.
- La geometría de las aberturas.
- La localización de discontinuidades en las paredes ortogonales.

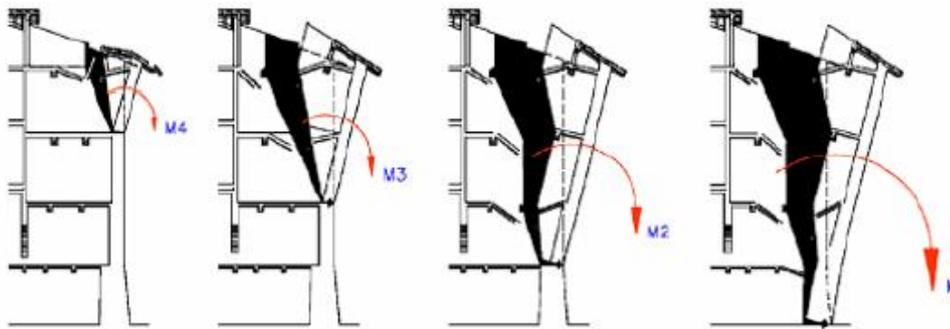


Figura 3.10. Vuelco de la pared de fachada con daño en la pared ortogonal.

Fuente: Borri y Grazini (2004)

El vuelco de la fachada en caso de una conexión efectiva genera fallas en el plano, las cuales forman una diagonal. El ángulo de falla en el plano depende de la calidad y estado de la mampostería. Los valores angulares propuestos por Borri y Grazini (2004) definen para 3 escalas de calidad:

- a. Calidad buena (ángulo 30° y 45°)
- b. Calidad media (15° y 30°)
- c. Calidad baja (0° y 15°)

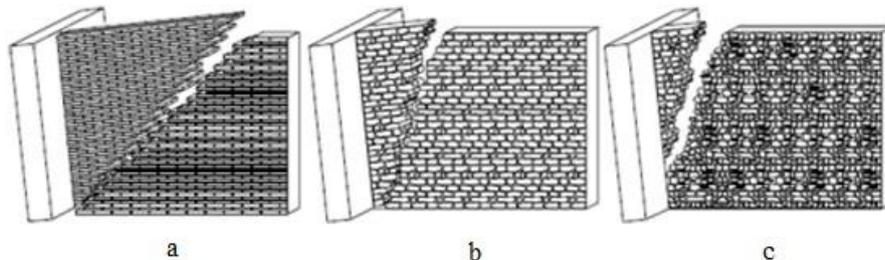


Figura 3.11. Vuelco de la fachada en caso de conexión efectiva.

Fuente: Borri y Grazini, (2004)

Los mecanismos B1, B2 y C son considerados como volcamientos compuestos.

3.3.3. Volcamiento con efecto de arco

Este volcamiento presenta restricciones en las paredes de fachada y las paredes laterales, sin embargo sin o con poca conexión en la parte superior pueden ser afectadas por la flexión del diafragma de piso o efecto de las cargas portantes a la pared. Los pisos y el techo de la pared pueden estar restringidos a lado de las conexiones de la pared.

El desarrollo general involucra un mecanismo de arco con el cual la pared fracasa por las acciones fuera del plano (Figura 3.12). Las condiciones de borde son caracterizadas por la aparición de tres ejes, uno en el medio y los otros dos cerca de las conexiones laterales de la pared (POLIMI, 2010).

En el caso de que existan paredes con propiedades y estados buenos y conexiones efectivas entre los elementos, el colapso no ocurre pero el interior de la pared puede ser comprimido.

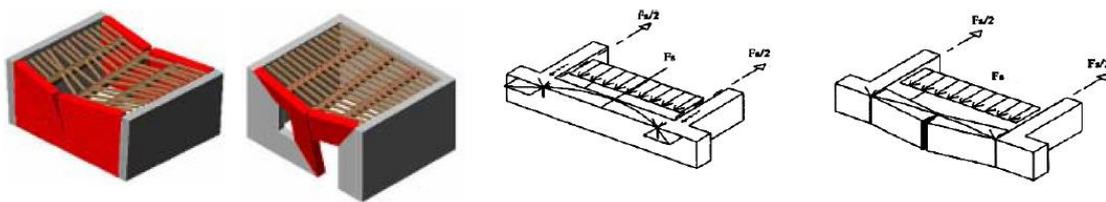


Figura 3.12. Ejemplos de mecanismos en arco

Fuente: Borri y Cangi (2004).

El impacto de la viga del techo puede desarrollar en mecanismo de efecto de arco, así como la posición de la ventana como se muestra en la Figura 3.13.



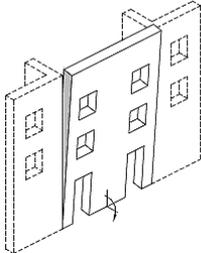
Figura 3.13. Volcamiento parcial de pared de MNR por efecto de arco.

Los mecanismos F y G son considerados como fallas por efecto de arco.

3.4. Tipificación y descripción de los mecanismos de falla

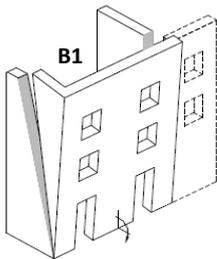
A continuación se describe cada uno de los mecanismos de la tipificación realizada por D'Ayala y Speranza (2002).

Tipo A: Volcamiento vertical

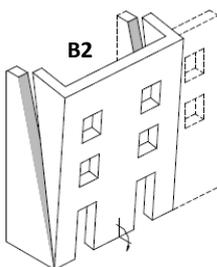


Supone que no existe conexión en los bordes de la pared, o ésta es insuficiente para generar restricción. Este mecanismo es el común esperado, debido a que las conexiones entre las paredes (lateral y fachada) generalmente no son las mejores.

Tipo B1 y B2: Volcamientos con uno y dos agrietamientos



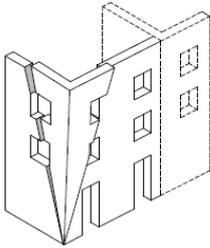
Se producen en lugar del mecanismo Tipo A, cuando el nivel de conexión es suficiente para generar agrietamiento, más allá de la falla de la pared de fachada, en una o ambas paredes ortogonales implicadas en el volcamiento. Este tipo de volcamiento puede ser producido por la suficiente conexión entre las paredes laterales y de fachada.



Estos mecanismos se desarrollan por la aparición de una grieta diagonal a lo largo de las paredes laterales y un tipo de bisagra horizontal en la fachada. La diferencia entre estos mecanismos es el número de paredes laterales agrietadas involucradas en la activación de la falla, para B1 una pared agrietada y para B2 dos paredes agrietadas.

El ángulo de la fisura en ambos mecanismos B1 y B2 se optimiza por medio de la formulación de fallas en el plano.

Tipo C: Falla en la esquina

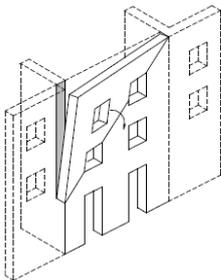


El mecanismo caracterizado por el vuelco de una esquina alrededor de una bisagra horizontal colocada en cualquier nivel de la edificación y ortogonal al plano bisectriz de la esquina; sólo ocurre cuando al menos una esquina del edificio esté libre, sin estructuras adyacentes, por lo tanto, se da en edificaciones aisladas o situados al final de un bloque.

Aquí se supone que los ángulos de fisura, que afectan a la fachada y la pared ortogonal, resultan del procedimiento para fallas fuera del plano.

Por lo tanto, si las ventanas están alineadas verticalmente y la anchura del pilar lateral es mayor que el ancho de la ventana y si la conexión de borde está activa, la grieta vertical puede ocurrir dentro de la misma fachada. Se puede dar uno o ambos lados de la pared de fachada.

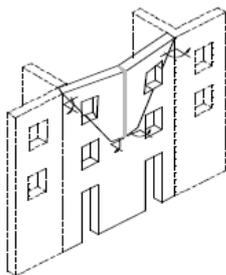
Tipo D: Volcamiento parcial



En el caso de las conexiones con una sola pared lateral, también es posible que se de este mecanismo, para el cual sólo una parte de la pared de la fachada está sometida al volcamiento y las paredes laterales no están implicadas directamente en el mecanismo. Esto puede ocurrir en el caso de dispositivos de refuerzo que no se encuentren distribuidos uniformemente en la fachada.

Para el cálculo de este mecanismo se supone que la inclinación de la fisura se define por la diagonal a través del número de pisos, el espesor es constante y altura promedio de la porción involucrada; la fricción torsional a lo largo de la diagonal no se considera.

Tipo G: Arco horizontal



Ocurre cuando la fachada es más amplia y las paredes internas tienen que ejercer poca o muy poca acción restrictiva, en este caso el desarrollo de la pared está sujeto a acciones laterales que pueden ser asimiladas como arco horizontal. La falla se caracteriza por una porción central trapezoidal, la cual bajo los efectos de acciones laterales, tienden a desplazarse fuera del plano de la fachada.

4. MODELIZACIÓN DE LOS PRINCIPALES MECANISMOS DE FALLA

4.1. Descripción de curvas de capacidad

El empleo de curvas de capacidad basadas en desplazamiento ha ganado espacio en el diseño y evaluación de estructuras dúctiles (Calvi y Kingsley, 1995; Priestley, 1997). Sin embargo las paredes de MNR demuestran ciertas limitantes en ductilidad frente a un movimiento sísmico (Michel Bruneau, 1994).

Existen algunos modelos analíticos de curvas de capacidad en paredes de mampostería, basados en pruebas experimentales y ensayos en laboratorio; las cuales simulan el comportamiento de mecanismos de falla fuera del plano. En la investigación se desarrolla en un modelo analítico tri-lineal fuerza-desplazamiento, donde se obtiene la fuerza horizontal máxima que soporta la pared obedeciendo a su geometría, condiciones de carga, características del material y distribución paredes en planta.

A continuación se describe el procedimiento idealizado por Doherty et al. (2002), para la simulación de capacidad de la pared frente a fallas fuera del plano.

4.2. Idealización en paredes de MNR como un sistema de un grado de libertad (1GDL)

Una pared agrietada de MNR con grandes desplazamientos horizontales puede ser modelada como bloques rígidos separados por secciones transversales completamente agrietadas. Esta suposición es realista siempre que haya poca o ninguna pre-compresión vertical para deformar los bloques. La clase de paredes de MNR que satisfacen tales condiciones incluye paredes en voladizo (paredes en parapeto) y paredes simplemente apoyadas que se extienden verticalmente entre soportes a niveles de techo y de piso como se muestra en la Figura 4.1.

La idealización para sistemas de 1GDL en paredes de MNR puede ser modelado usando perfiles de desplazamiento de una pared basculante; similar a la idealización de 1GDL para un edificio de múltiples pisos basado en el desplazamiento modal fundamental (Doherty et al., 2002).

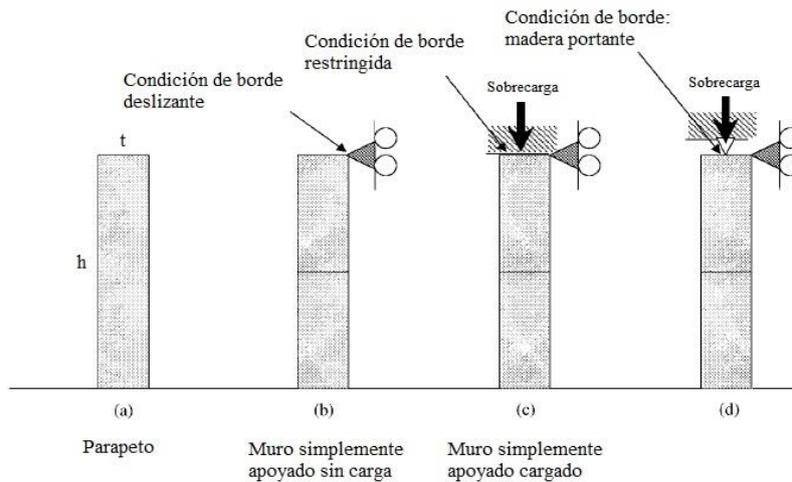


Figura 4.1. Configuración de los apoyos de paredes MNR

Fuente: Doherty et al. (2002)

A partir de los principios del análisis modal estándar, la ecuación de movimiento que gobierna el balanceo de la pared MNR es similar a la ecuación movimiento que gobierna el comportamiento de respuesta del modelo de 1GDL de masa agrupada mostrado en la Figura 4.2.

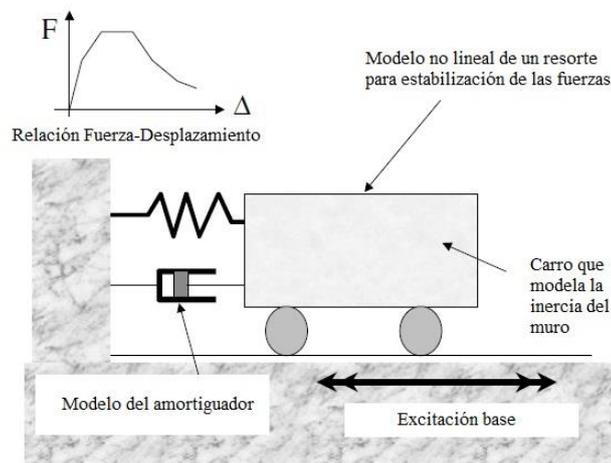


Figura 4.2. Modelo no lineal idealizado de SDOF.

Fuente: Doherty et al. (2002)

Por lo tanto, la masa del sistema modela la fuerza total de inercia desarrollada en la pared, mientras que la del resorte modela la capacidad de la pared para volver a su posición vertical durante el balanceo bajo la acción de su peso propio. Siempre

que la fuerza de inercia se desarrolle para una masa puntual y la fuerza restauradora desarrollada en el resorte esté en la proporción correcta, el desplazamiento de la masa puntual en un SGDL y el sistema de pared siempre será proporcional. En consecuencia, la respuesta de estos dos sistemas puede estar relacionada por un factor constante en cualquier punto en el tiempo, durante toda la respuesta de oscilación en el análisis tiempo-historia.

Se puede mostrar que la proporción correcta se logra si la masa concentrada se iguala a la masa modal efectiva de la pared (calculada de acuerdo con el perfil de desplazamiento durante el balanceo) y la fuerza de restauración se equipara a la fuerza cortante en la base (o reacción horizontal total) de la pared.

El desplazamiento calculado, la velocidad y la aceleración de la masa concentrada se definen como el desplazamiento efectivo, la velocidad y la aceleración, respectivamente.

La ecuación 4.1 de movimiento del sistema de masa concentrada para 1GDL se define como:

$$M_e a_e(t) + C v_e(t) + F(\Delta_e(t)) = -M_e a_g(t) \quad 4.1$$

Donde:

M_e : Masa modal efectiva

$a_e(t)$: Aceleración efectiva

C : Coeficiente de amortiguamiento viscoso

$v_e(t)$: Velocidad efectiva

$a_g(t)$: Aceleración del suelo

$F(\Delta_e(t))$: Fuerza no lineal del resorte en función del desplazamiento efectivo

$\Delta_e(t)$: Desplazamiento efectivo

La masa modal efectiva (M_e) se calcula dividiendo en un número finito de elementos con masa (m_i) y desplazamiento (δ_i) y se aplica la ecuación 4.2 definida como:

$$M_e = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \delta_i)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2} \quad 4.2$$

Donde:

i : Número de pisos de la edificación

δ_i : Desplazamiento del piso

m_i : Masa del piso

Para una pared con masa uniformemente distribuida, la masa efectiva dadas las condiciones de apoyo paredes en parapeto y paredes simplemente apoyadas en su parte superior e inferior han sido calculadas para los para los tres cuartos de la masa total, mediante técnicas de integración estándar. Entonces:

$$M_e = \frac{3}{4} M \quad 4.3$$

Donde:

M : Masa total de la pared

El desplazamiento efectivo también es derivado de los procedimientos del análisis modal estándar, se tiene la ecuación 4.4:

$$\Delta_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i} \quad 4.4$$

La ecuación 4.4 demuestra:

$$\Delta_e = \frac{2}{3} \Delta_t \quad (\text{Para paredes en parapeto})$$

$$\Delta_e = \frac{2}{3} \Delta_m \quad (\text{Para paredes simplemente apoyadas})$$

Donde:

Δ_t : Desplazamiento en la parte superior de la pared

Δ_m : Desplazamiento en la mitad de la pared

Las ecuaciones de masa efectiva (M_e) y desplazamiento efectivo (Δ_e) están basadas en la asunción de un perfil de desplazamiento relativo de forma triangular. Esto se puede justificar para una pared oscilante, donde los desplazamientos debidos a oscilaciones exceden con mucho los desplazamientos de soporte impuestos. La exactitud de este supuesto se ha verificado con ensayos de mesa vibratoria y análisis tiempo-historia (Doherty et al., 2000).

Por lo tanto, la fuerza de inercia resultante se aplica a dos tercios de la altura de una pared de parapeto, y un tercio de la mitad superior de la pared simplemente soportada medida desde su punto medio Figura 4.3 (a) y (b).

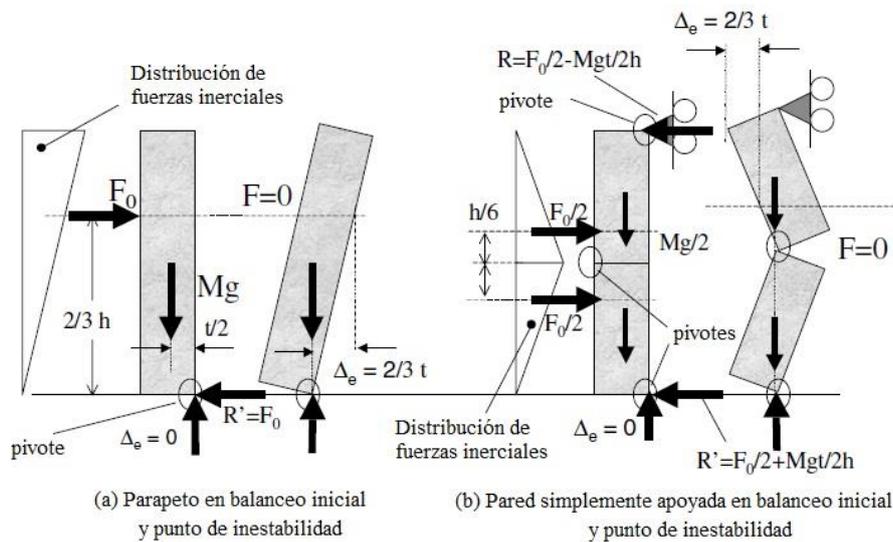


Figura 4.3. Fuerzas de inercia y reacciones en las paredes rígidas de MNR

Fuente: Doherty et al. (2002).

En la investigación de Restrepo y Magenes (2004) sugiere que debido a la poca ductilidad de las paredes de adobe y la alta degradación del material se debe tener un espesor nominal efectivo para la idealización de la curva de capacidad tri-lineal. El espesor efectivo la pared de adobe es menor que para una pared de MNR, por lo que el desplazamiento último (Δ_e) es reducido por un factor de 0.8 debido a que se encuentra en función del espesor de la pared.

$$LS_u = \Delta_u = 0.8 \Delta_e \quad 4.5$$

Donde:

LS_u : Estado límite último para paredes de adobe en fallas fuera del plano

La representación analítica de las curvas de capacidad tiene dos estados de modelación: primero como pared rígida y la segunda como pared semi-rígida. Como se presenta a continuación.

4.3. Modelación Bilineal para paredes rígidas

El sistema equivalente de 1GDL de una pared de MNR agrietada que tiene grandes desplazamientos horizontales puede ser modelado como bloques rígidos, separados por secciones transversales completamente agrietadas. Este supuesto conduce a una curva bilineal para representar la relación fuerza-desplazamiento de una pared de MNR. Como se muestra en la Figura 4.4.

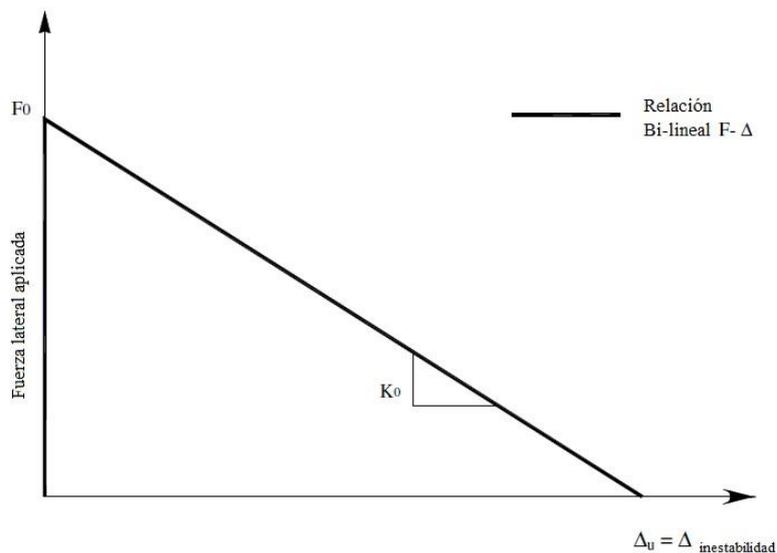


Figura 4.4. Cuerpo rígido, relación fuerza-desplazamiento

Fuente: Griffith et al. (2003)

Fuerza Lateral Máxima

En el caso de bloque rígido, la fuerza idealizada (F_0) para una pared MNR se define como una fuerza inicial de balanceo, con la cual la pared alcanza su desplazamiento de último (Δ_u), es decir el punto de inestabilidad estática en la pared.

$$F_0 = \lambda W \quad 4.6$$

$$W = M_e g \quad 4.7$$

Donde:

λ : Factor multiplicador de colapso

W : Peso total de la pared

g : Gravedad

El factor multiplicador de colapso, comienza con la caracterización de los mecanismos de falla mostrados en el capítulo 3; la base teórica y obtención de ecuaciones se describe en las secciones siguientes.

Rigidez

La rigidez (K_0) para esta forma de modelación es única, es decir presenta una sola pendiente en la curva bilineal siendo el estado de colapso, como se muestra en la Figura 4.4. Corresponde a la idealización de bloque rígido. Esta rigidez se obtiene de la relación entre la fuerza y el desplazamiento.

$$K_0 = \frac{F_0}{\Delta_u} \quad 4.8$$

4.4. Modelización tri-Lineal para paredes semirrígidas

La relación de fuerza-desplazamiento bilineal descrita en la sección anterior se basa en el supuesto de que las paredes de MNR se comportan esencialmente como cuerpos rígidos que se mueven alrededor de puntos de pivote situados en el agrietamiento. Existen ensayos experimentales de empuje estático que en los bloques individuales de la pared de MNR pueden existir deformaciones significativas cuando se someten a una alta pre-compresión (Doherty et al., 2002).

Es importante destacar que la resistencia inicial al balanceo se reduce significativamente desde el nivel original asociado con una pared rígida a una "meseta de fuerza" como se muestra en la Figura 4.5, la relación fuerza-desplazamiento observada durante los ensayos experimentales se desvía significativamente de la relación bilineal y asume un perfil curvilíneo. Esto se debe en gran parte a la no linealidad de las deformaciones que se producen en la junta de los bloques. Sin embargo, hay relativamente poca desviación del modelo bilineal original a grandes desplazamientos. El ensayo experimental muestra la curva de capacidad real obtenida en laboratorio.

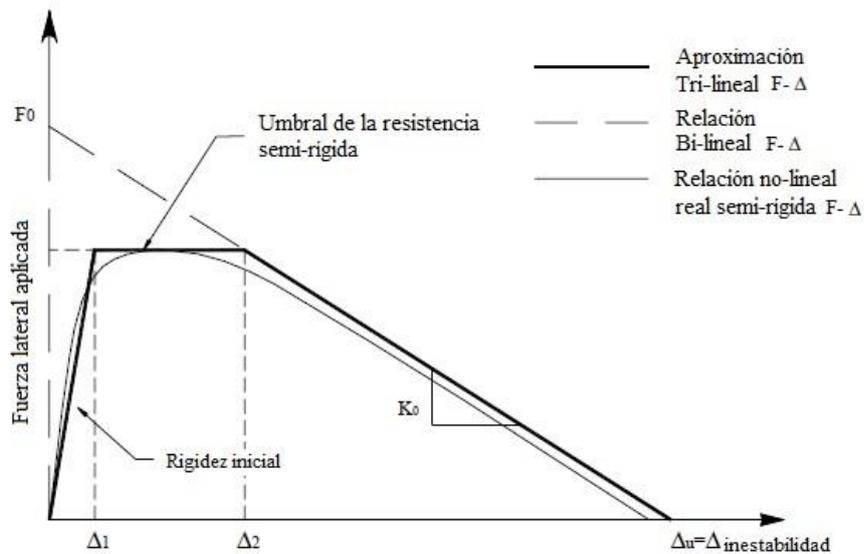


Figura 4.5. Idealización tri-lineal fuerza desplazamiento

Fuente: Griffith et al. (2003).

Esta gráfica curvilínea puede ser idealizada como un modelo tri-lineal definida por tres parámetros de desplazamiento: Δ_1 , Δ_2 y Δ_u y el parámetro de fuerza F_0 . Para obtener el modelo trilineal, primero se construye el modelo bilineal de acuerdo con F_0 y K_0 .

Límites de desplazamiento

- La amplitud fuerza en la meseta es controlada por la relación Δ_2/Δ_u .
- Para desplazamientos en el rango superior a Δ_2 coinciden los modelos trilineal y bilineal.
- Para desplazamientos entre Δ_1 y Δ_2 , la fuerza es constante.
- La pendiente inicial del modelo tri-lineal se rige por la amplitud de la fuerza en la meseta y el valor de Δ_1 .

Las relaciones Δ_1/Δ_u y Δ_2/Δ_u están ligadas con las propiedades del material y el estado de degradación en las juntas de los bloques en los puntos de pivot. Los datos registrados durante muchas pruebas cuasiestáticas y dinámicas de 14 paredes simplemente soportadas sugieren valores nominales para las relaciones de Δ_1/Δ_u y Δ_2/Δ_u para paredes en condición "buena", "moderadamente degradada" y "gravemente degradada" como se muestra en la Tabla 4.1.

La interpretación de las condiciones "moderadamente degradada" y "gravemente degradada" es sumamente subjetiva.

Estado de degradación	Δ_1/Δ_u	Δ_2/Δ_u
Nuevo	6%	28%
Moderado	13%	40%
Severo	20%	50%

Tabla 4.1. Relación de desplazamientos derivados de análisis experimentales

Adaptado de: Doherty et al. (2002)

A partir de los ensayos experimentales, la anchura efectiva en la junta de la pared agrietada para las paredes clasificadas como gravemente degradadas es del 90% de la anchura original. Las paredes moderadamente degradadas tienen espesores efectivos en las juntas que son esencialmente iguales a sus anchuras originales. Sin embargo, las caras verticales expuestas en las juntas se redondean debido a algún balanceo ocurrido en el sitio. Los detalles completos de estas pruebas se dan en la referencia (Doherty y Thomas Kevin, 2000). El modelo tri-lineal $F - \Delta$ demostró ser efectiva para las paredes en cualquier estado de degradación.

Fuerza Lateral Máxima

La fuerza lateral de resistencia de la pared esta idealizada con los parámetros de relación de desplazamiento y el modelo para paredes rígidas; por lo tanto mediante relaciones geométricas se obtiene la expresión de fuerza lateral de resistencia máxima (F) de la pared de MNR:

$$F = F_0 \left(1 - \frac{\Delta_2}{\Delta_u} \right) \quad 4.9$$

En la Figura 4.6 muestra la idealización de la curva tri-lineal con desplazamientos para paredes semi-rígidas.

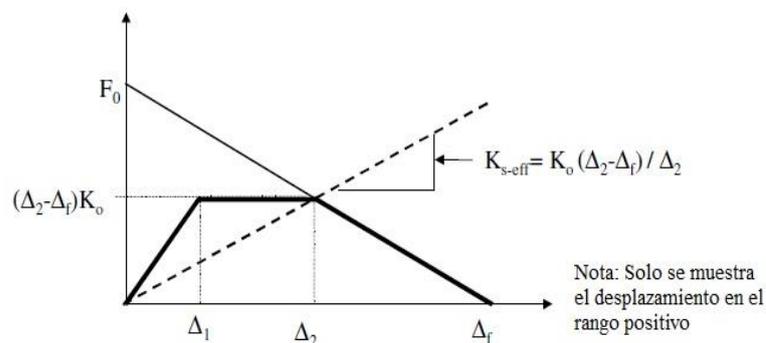


Figura 4.6. Rigidez secante efectiva (K_{seff}) de paredes semi-rígidas

Fuente: Doherty et al. (2002)

Rigidez Secante Efectiva

El método tradicional de selección de una rigidez secante para representación de estructura sustitutiva de un sistema de varios grados de libertad no es sencillo para sistemas no dúctiles tales como la MNR. Un método comúnmente utilizado es adoptar la rigidez secante a partir del sistema de la curva no lineal fuerza-desplazamiento correspondiente al punto de desplazamiento máximo (permisible). Con esta descripción, la rigidez secante efectiva (K_{s-eff}), para paredes semi-rígidas puede expresarse matemáticamente en términos analíticos como:

$$K_{s-eff} = K_0 \left(1 - \frac{1}{\Delta_2/\Delta_1} \right) \quad 4.10$$

Donde:

K_0 : Rigidez para una pared rígida

Se pueden desarrollar otras expresiones mediante proporciones para las ecuaciones de fuerza de resistencia máxima horizontal (F) y rigidez secante efectiva (K_{s-eff}) a partir de los parámetros iniciales Δ_1, Δ_2 y Δ_u y el parámetro de fuerza inicial (F_0) para una pared rígida.

Períodos de Vibración

El período de vibración es requerido para estimar la demanda de desplazamiento. Acorde con la investigación de (Griffith et al., 2003) la rigidez secante (K_{s-eff}), el desplazamiento Δ_2 para el cual la fuerza de resistencia máxima (F) empieza a decrecer; siendo el punto de ($\Delta_2; F$) desempeño máximo de la pared para obtener la rigidez de la curva de capacidad.

El período de vibración para el estado límite último (T_{LSu}), definida para el desplazamiento último (Δ_u) puede ser obtenido de:

$$T = 2\pi \left(\frac{M}{K} \right)^{0.5} = 2\pi \left(\frac{W}{g K_{s-eff}} \right)^{0.5} \quad 4.11$$

Remplazando la rigidez K_{s-eff} ecuación 4.10 y $W = F \cdot g$ donde la fuerza idealizada (F) se encuentra en la ecuación 4.9. Obteniendo la siguiente expresión:

$$T_{LSu} = T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_u \cdot \Delta_2}{\lambda g (\Delta_u - \Delta_2)}} \quad 4.12$$

Esta ecuación genera valores largos de períodos de vibración, debido a que las fallas fuera del plano muestran estos comportamientos. Por lo que es necesario un período largo para alcanzar estas fallas.

4.5. Factor multiplicador de colapso

La acción horizontal estática se define como proporción de masa del cuerpo, por medio del factor multiplicador de colapso (λ), el cual corresponde a la relación entre la aceleración lateral (a) y la aceleración gravitacional (g). Esto se refiere directamente a la masa del cuerpo en lugar de su peso (D'Ayala y Speranza, 2003).

$$\lambda = \frac{a}{g} \quad 4.13$$

4.5.1. Modelización simple de la unidad de mampostería

Las construcciones de MNR, en este estudio referidas al adobe no presentan uniones fuertes en los bordes, siendo baja la fuerza de tensión por lo que las fuerzas verticales desarrollan acciones en esa dirección, el contacto entre las unidades está entonces caracterizado por la fricción, la cual define un coeficiente de fricción μ y posiblemente algo de cohesión c . La presencia de la fricción activa la resistencia relativa de resbalamiento entre las unidades de la mampostería.

La Figura 4.7 presenta una pared idealizada de mampostería con una altura total (H) y número de cursos (n) sujetos a una fuerza horizontal (F) distribuida a lo largo de la altura.

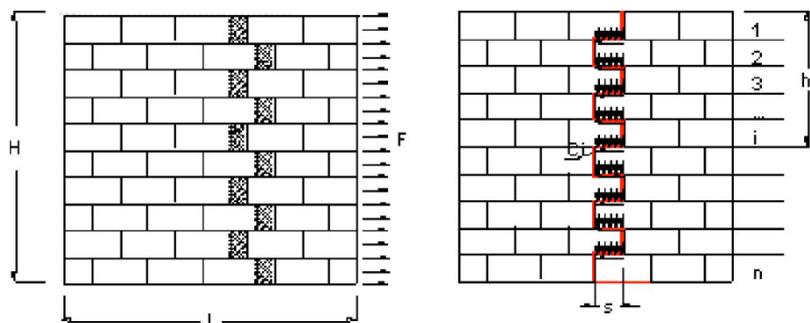


Figura 4.7. Identificación de la grieta vertical y acción de la fuerza

Fuente: D'Ayala y Speranza (2003)

El máximo desplazamiento que puede desarrollarse por una unidad de mampostería con dimensiones l, h, b (Figura 4.8) y masa $m = l \cdot s \cdot b \cdot \gamma$, con i cursos, es:

$$C_i = (h_i \cdot s \cdot b \cdot \gamma) g \cdot \mu \quad 4.14$$

Donde: $h_i = i \cdot h$ es la altura de la pared sobre la posición de una unidad al nivel i .

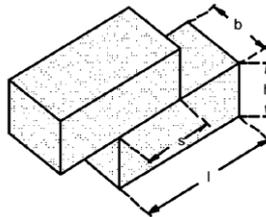


Figura 4.8. Dimensiones de la unidad de mampostería

Consideraciones del desarrollo del factor (D'Ayala y Speranza, 2003):

- Para todos los mecanismos se supone que hay suficientes unidades de mampostería colocadas ortogonalmente al plano de la pared de la fachada para asegurar la integridad dentro del espesor.
- El mecanismo de falla fuera del plano se desarrolla para cualquier número de pisos, por lo tanto su formulación no asume una posición fija del punto pivote, es decir, el agrietamiento que actúa como bisagra de la pared volcada no ocurre siempre a la misma altura de la pared. Sin embargo para cada mecanismo se realiza una optimización mediante una disminución del factor de carga asociado.
- La carga muerta y la fuerza equivalente horizontal se aplican en el centro de gravedad del panel y se expresan en función de la constante de gravedad y de la aceleración horizontal, respectivamente.
- Las paredes de mampostería son simuladas con un sistema de cuerpos rígidos, articulados por bisagras, cuya geometría está definida por el mecanismo de falla.

4.5.2. Formulación de los mecanismos de falla

La aproximación ligación-inferior es adoptada para calcular el factor de colapso (λ) para cada mecanismo, el cual tiene el formato general:

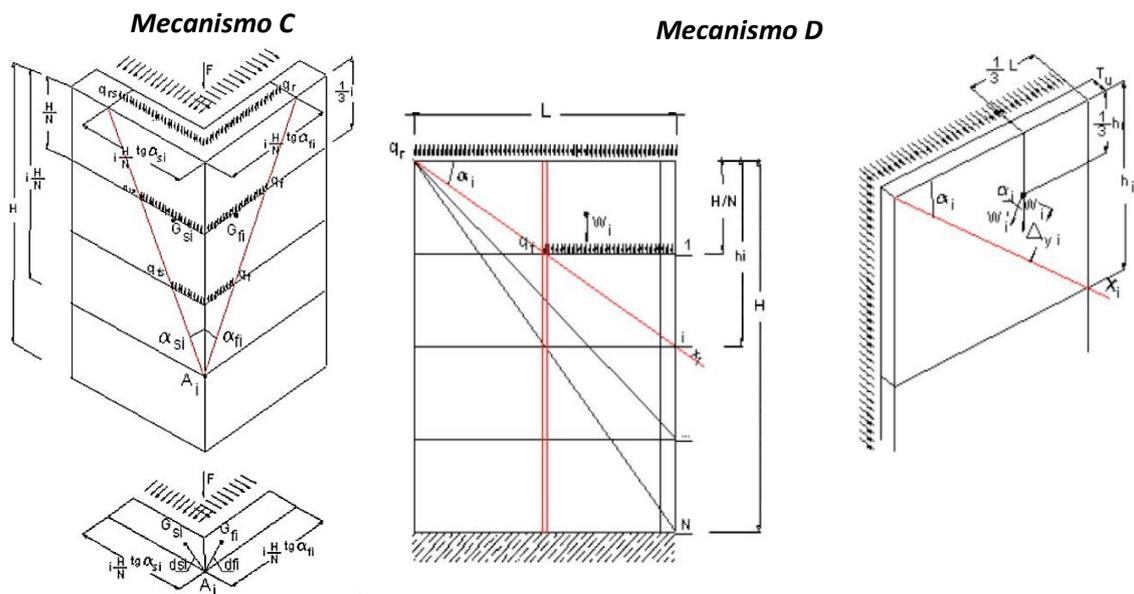


Figura 4.10. Parámetros geométricos y fuerzas aplicadas para mecanismos de volcamiento complejo (C y D).

Fuente: D'Ayala y Speranza (2003).

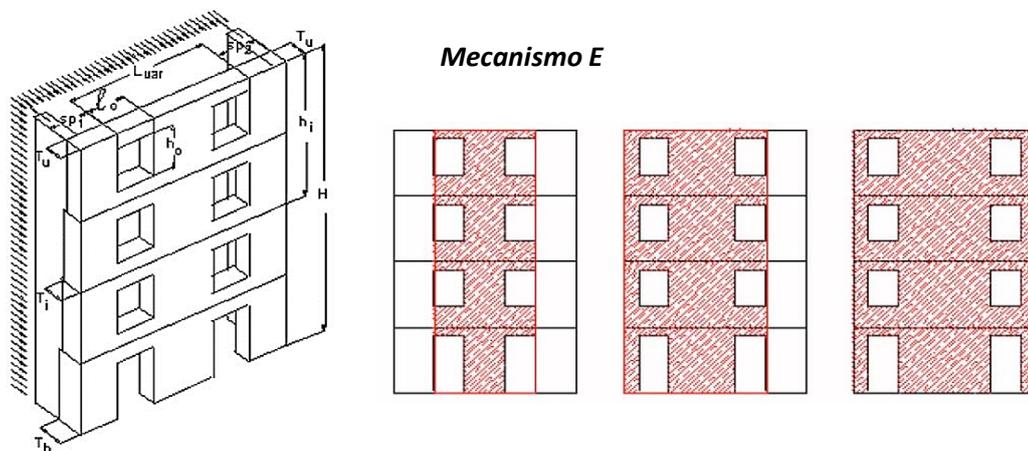


Figura 4.11. Parámetros geométricos y porciones de pared envueltas en el mecanismos de falla E.

Fuente: D'Ayala y Speranza (2003).

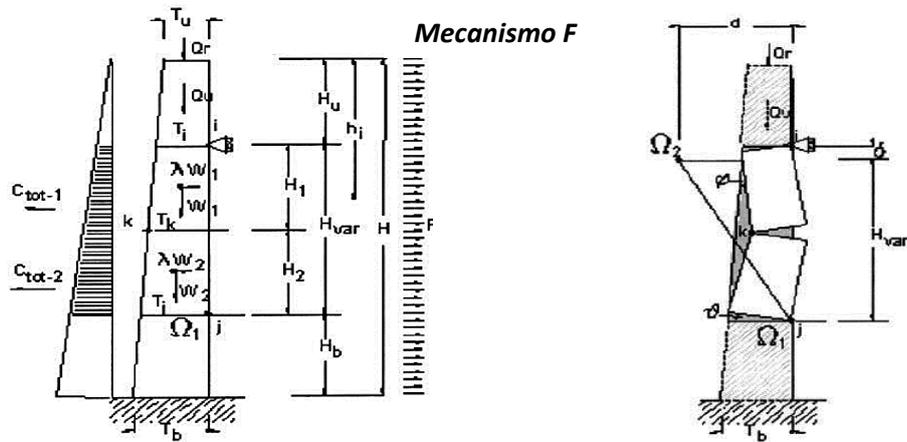


Figura 4.12. Parámetros geométricos y fuerzas aplicadas para el efecto de arco vertical.

Fuente: D'Ayala y Speranza (2003).

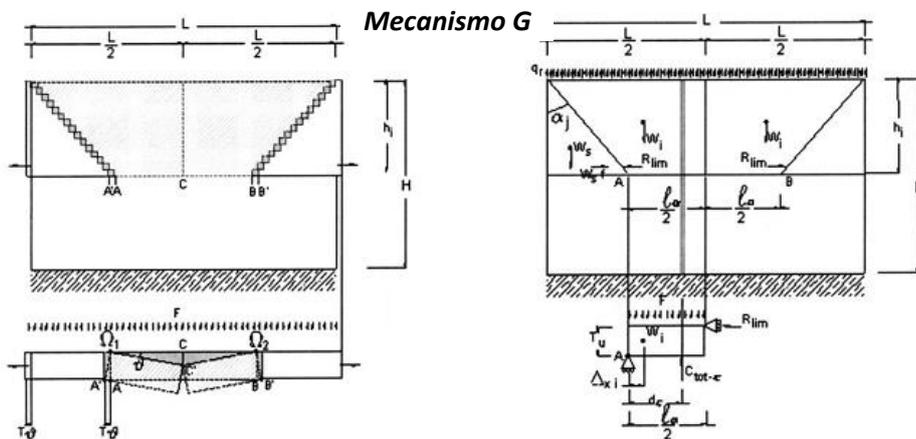


Figura 4.13. Parámetros geométricos y fuerzas aplicadas para mecanismo con efecto de arco horizontal.

Fuente: D'Ayala y Speranza (2003).

Cada mecanismo de falla tiene una ecuación para el cálculo del factor multiplicador de colapso. Los parámetros propios de cada mecanismo se describen bajo cada ecuación y los parámetros generales para todos los tipos de mecanismo se describen a continuación.

Parámetros generales

a. Dimensiones y propiedades de la unidad de mampostería

r : Número de unidades de mampostería en una altura h_s

l : Longitud

b : Espesor

s : Longitud de sobre posición entre unidades de mampostería

$$s = \frac{l}{2} \quad 4.16$$

μ : Coeficiente de fricción, para las unidades de adobe es 0.6

b. Propiedades de la edificación

j : Número de pisos involucrados y nivel al cual el eje de agrietamiento está posicionado.

Pared de fachada

L : Longitud

h_s : Altura de piso asumida como constante para cada nivel.

H : Altura total de la edificación

$$H = j \cdot h_s \quad 4.17$$

T_i : Espesor de la pared en el i piso.

ΔT : Variación de espesores entre pisos.

r : Número de unidades de mampostería dentro de la altura total (H).

$$r = \frac{j \cdot h_s}{b} \quad 4.18$$

Pared Lateral (ortogonal a la fachada)

L_s : Longitud

T_s : Espesor

c. Condiciones de borde

k : El factor de carga es la relación entre la sobrecarga que se transmite a la pared (pesos del entrepiso y cubierta) y el peso propio de la pared de la fachada. Es decir representa un porcentaje del peso de la pared.

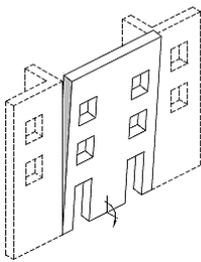
$$k = \frac{W_{\text{piso}} + W_{\text{cubierta}}}{W} \quad 4.19$$

β : Número de paredes (laterales) interiores ortogonales a la fachada, las cuales tienen una conexión o ligación efectiva con la fachada. Esta conexión efectiva debe provocar una fuerza de restricción consecuencia de la fricción entre unidades de mampostería.

Para el desarrollo de las ecuaciones de cada mecanismo se muestra la idealización representada en diagramas donde interviene: fuerzas, posición de la falla, ángulo de partidura de la pared, distribuciones de masas, factores de carga y condiciones de borde (restricción por fricción).

4.5.3. Ecuaciones para cada mecanismo

Tipo A: Volcamiento vertical

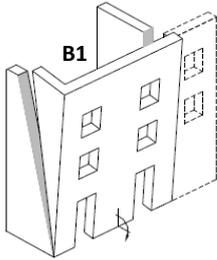


$\beta = 0$ No existe conexión entre la fachada y las paredes laterales.

$\mu = 0$ Coeficiente de fricción.

$$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L + \beta \frac{h_s}{3} j^2 \mu s b \sum_{l=1}^r \frac{l}{r} + kL \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j - i)) \right]}{h_s \left[\sum_{i=1}^j L T_i \left(j - i + \frac{1}{2} \right) + kL(j + \sum_{i=1}^j (j - i)) \right]} \quad 4.20$$

Tipo B1 y B2: Volcamientos con uno y dos agrietamientos



Angulo de agrietamiento (α_j) en la pared ortogonal por el estado de la pared:

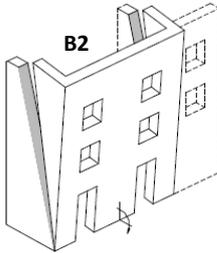
- Buena calidad (ángulo de 30° y 45°)
- Calidad promedio (15° y 30°)
- Calidad baja (0° y 15°)

$\mu = 0.6$ Coeficiente de fricción.

Para B1:

$\beta = 1$ Existe una sola conexión efectiva entre la fachada y la pared lateral.

$\varepsilon = 1$ Número de agrietamientos diagonales en la pared ortogonal que pueden proveer una acción restrictiva al volcamiento.



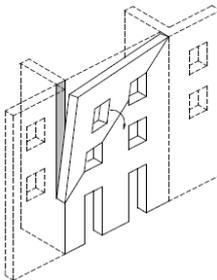
Para B2:

$\beta = 2$ Existen dos conexiones efectivas entre la fachada y las paredes laterales.

$\varepsilon = 2$ Número de agrietamientos diagonales en la pared ortogonal que pueden proveer una acción restrictiva al volcamiento.

$$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s}{2} j^2 \tan \alpha_j T_s \left(\frac{h_s}{3} \tan \alpha_j + T_i \right) + kL \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j - i)) \right]}{h_s \left[\sum_{i=1}^j L T_i \left(j - i + \frac{1}{2} \right) + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s^2}{3} j^3 \tan \alpha_j + kL (j + \sum_{i=1}^j (j - i)) \right]} \quad 4.21$$

Tipo D: Volcamiento parcial



$\beta = 1$ Existe una sola conexión entre la fachada y la pared lateral.

$\mu = 0$ Coeficiente de fricción.

T_{mj} : Espesor promedio de la pared sobre la altura de la porción del volcamiento.

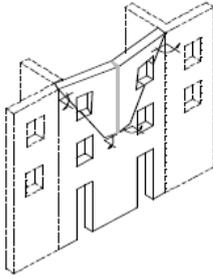
h_v : Altura de la porción de la pared sujeta al mecanismo.

$\alpha_j = \tan^{-1}(h_v/L)$ Angulo de agrietamiento (α_j) en la pared de fachada.

$L\beta = 0.8 \cdot T$ Espesor de la fachada entre paredes partidas.

$$\lambda_{(0),j} = \frac{\frac{T_{mj}}{2} \left[\frac{T_{mj}}{2} L j + kL + k h_s \tan \alpha_j \sum_{i=1}^j (j - i) \right] + (1 + \sum_{\beta} \left(\frac{L\beta}{L} \right)^2) \frac{h_s}{3} j^2 \mu s b \sum_{i=1}^r \frac{l}{T} + \mu j k h_s \left[\frac{L}{2} + \frac{2}{3} h_s \tan \alpha_j \sum_{i=1}^j (j - i) \right]}{j \left[j \frac{L T_{mj}}{3} + kL \frac{h_s}{2} + \frac{2}{3} k h_s^2 \tan \alpha_j \sum_{i=1}^j (j - i) \right]} \quad 4.22$$

Tipo G: Arco horizontal



$\beta = 0$ No existe conexión entre la fachada y las paredes laterales.

$\mu = 0$ Coeficiente de fricción.

T_u : Espesor de la pared del último piso.

h_s : Altura de piso

$\alpha_j = \tan^{-1}(L/4/h_s)$ Angulo de agrietamiento (α_j) en la pared de fachada.

$$l_\alpha = L - h_s \cdot 2 \tan(\alpha_j) \quad \text{Debe cumplir:} \quad 2l_\alpha(l_\alpha + L) > L^2$$

Dimensiones y número de unidades de mampostería en las paredes laterales

$s_\beta = s$ Longitud de sobre posición entre unidades de mampostería.

$b_\beta = b$ Espesor.

$r_\beta = r$ Número de unidades de mampostería en el alto total de la pared.

Nota: Para el desarrollo del modelo se asume que las unidades de mampostería tienen las mismas condiciones en las paredes laterales y de fachada.

$$\lambda_{\alpha, h_i} = \frac{\mu \left[\left(l_\alpha \frac{T_u + T_i}{4} + \frac{kL}{2i} \right) \frac{l_\alpha}{2} + \frac{(T_u + T_i)^2 (L - l_\alpha)}{4} + sb(T_u + T_i) \sum_{l=1}^r \frac{l}{r} + s_\beta b_\beta l_\alpha \sum_{l_\beta=1}^{r_\beta} \frac{l_\beta}{r_\beta} \right]}{\left[\frac{(l_\alpha + L)(T_u + T_i)}{8} + \frac{kL}{2i} \right] \frac{5l_\alpha^2 + 5Ll_\alpha - L^2}{3(l_\alpha + L)}} \quad 4.23$$

Las ecuaciones están desarrolladas de forma adimensional, siendo aplicables para cualquier sistema de unidad.

5. DEMANDA Y EVALUACIÓN SÍSMICA

5.1. Vulnerabilidad Sísmica

En orden de determinar el desplazamiento de la demanda debido a la acción sísmica, se construye el espectro elástico de respuesta según (NEC-15, 2015a), con las consideraciones y parámetros de la provincia del Azuay (zona de estudio).

La zonificación sísmica del mapa ecuatoriano proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, es decir para un período de retorno de 475 años. A continuación se muestra la peligrosidad sísmica para las zonas del Ecuador.

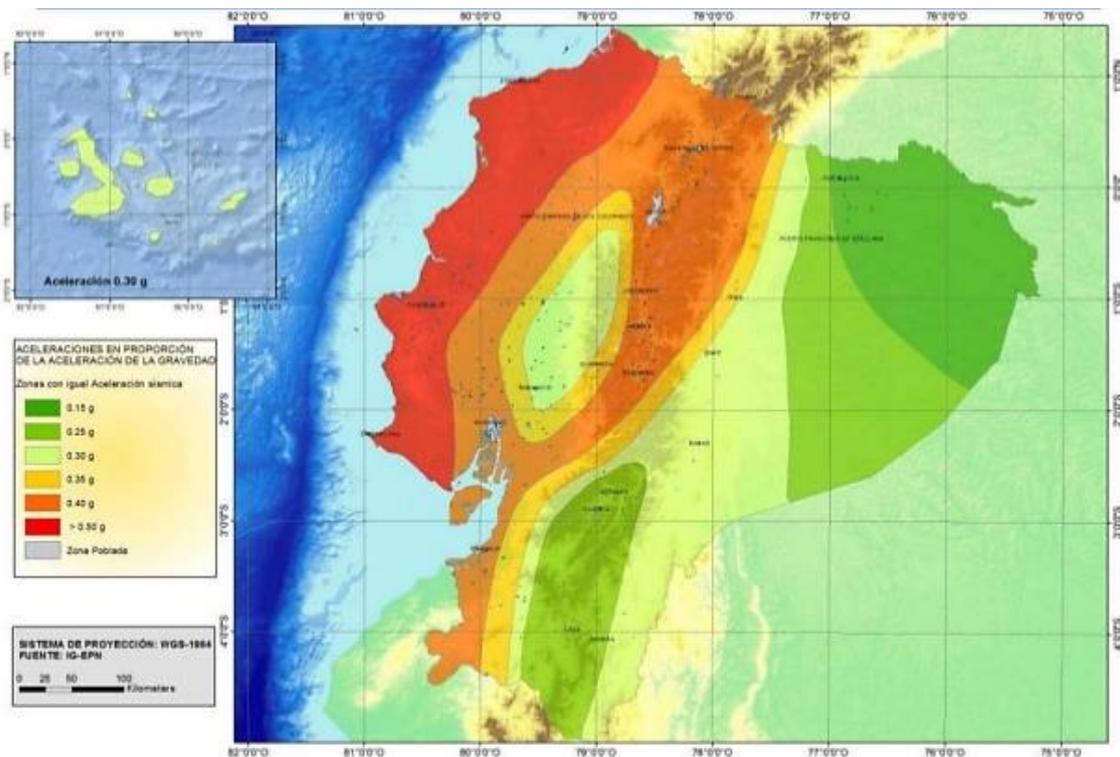


Figura 5.1. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z.

Fuente: NEC-15 (2015a)

La provincia del Azuay tiene una aceleración 0.25 g, lo cual el código (NEC-15, 2015a) cataloga como peligrosidad sísmica **alta** como indica la tabla 5.1.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 5.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

5.2. Espectro elástico de respuesta

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 5.2, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s

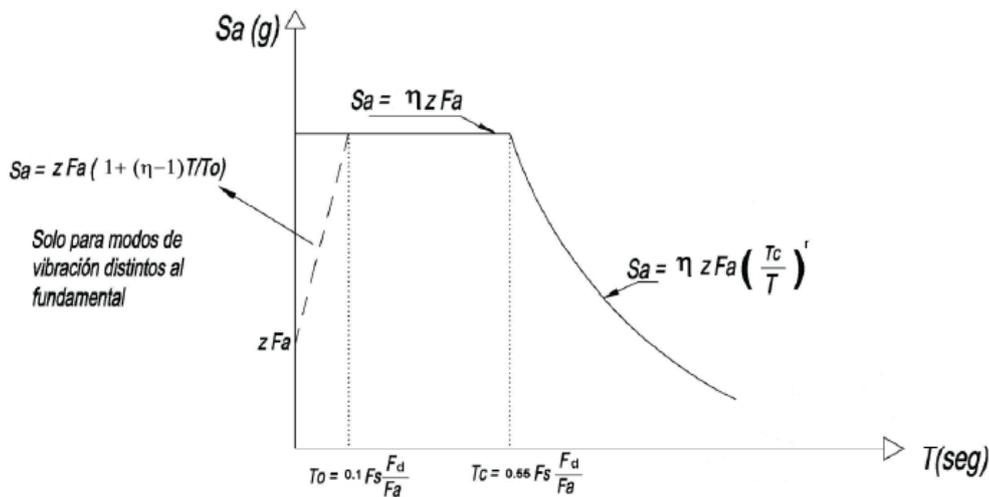


Figura 5.2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Fuente: NEC-15 (2015a)

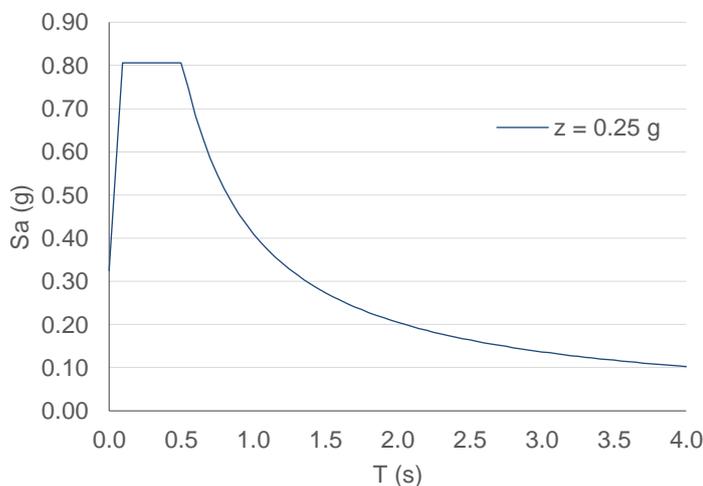
5.2.1. Parámetros para la obtención del espectro elástico de diseño

Los parámetros para la construcción del espectro se rigen a la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015. La formulación y contenido de la normativa se deberá observar en los capítulos NEC-SE-DS Peligro Sísmico parte 1 y 2 de la NEC-15.

A continuación se detallan los parámetros utilizados en la obtención del espectro elástico de diseño:

- La provincia del Azuay tiene un factor de zona sísmica $z = 0.25$, correspondiente a la Zona sísmica II, siendo esta caracterizada como alta dentro del peligro sísmico.
- Las construcciones con las cuales se trabajó no presentan irregularidades ni en planta ni en elevación, por lo que los factores de irregularidad son $\phi_p = \phi_e = 1$.

- El factor de importancia está dentro de la categoría de otras estructuras, en el cual $I = 1$.
- El tipo de suelo en Cuenca es un perfil tipo C, con suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante de $760 \frac{m}{s} > v_s \geq 760 \frac{m}{s}$.
- Los factores de sitio que están en función del factor de zona y el tipo de suelo se detallan a continuación
 - Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. $F_a = 1.3$.
 - Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca $F_d = 1.28$.
 - Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelo $F_s = 0.94$.
- Período de vibración fundamental (T), para estructuras de mampostería estructural es $T = 0.22 s$ en edificaciones de dos pisos y $T = 0.17 s$ en edificaciones de un piso.
- La razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA depende de la región, para la sierra $\eta = 2.48$.
- Finalmente el factor usado en el espectro de diseño elástico que depende de la ubicación geográfica $r = 1$.



Provincia/ Región	Azuay
η	2.48
r	1
F_a	1.30
F_d	1.28
F_s	0.94
T_0	0.09
T_c	0.51
T_L	3.07
Z	0.25
S_a	0.81

Figura 5.3. Espectro Elástico de Respuesta para la ciudad de Cuenca.

El escenario del espectro es representado para un período de retorno de 475 años, es decir un sismo de gran magnitud y el más desfavorable para las estructuras así también como uno no tan probable.

Para evaluar la capacidad de las viviendas, es necesario obtener espectros elásticos con aceleraciones de menor magnitud y más probables para el área de estudio. Esta consideración establece mejores condiciones en la evaluación del desempeño de las fallas fuera del plano.

Mediante al normativa (NEC-15, 2015a), se obtienen espectros elásticos con las mismas características de las zona de estudio, pero con distintos diferentes niveles de aceleración 0.05 g, 0.10 g y 0.15 g; los cuales fueron asumidos acorde a la capacidad presentada de las paredes de mampostería de adobe.

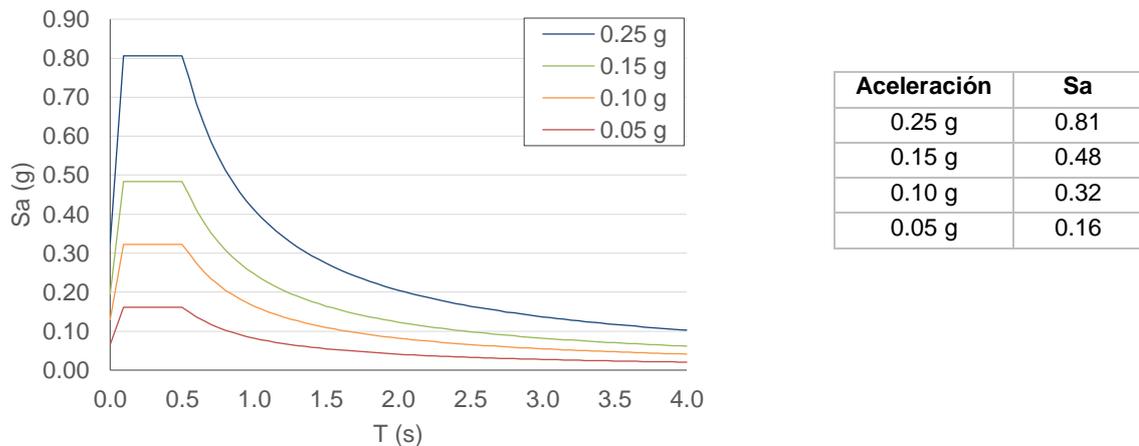


Figura 5.4. Espectro Elástico de Respuesta para varios niveles de aceleración.

5.3. Espectro elástico de desplazamientos

En la definición de los desplazamientos espectrales elásticos, correspondiente al sismo de diseño, se utiliza el siguiente espectro elástico de desplazamientos S_d [cm] definido a partir del espectro de aceleraciones, con la siguiente expresión:

$$S_d = S_a \cdot g \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L \quad 5.1$$

$$S_d = S_a \cdot g \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } T > T_L \quad 5.2$$

Donde:

g : Aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

S_d : Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del período o modo de vibración de la estructura

Los valores de los períodos límite (T_0 , T_C y T_L) son los mismos que fueran definidos para el espectro elástico de aceleraciones.

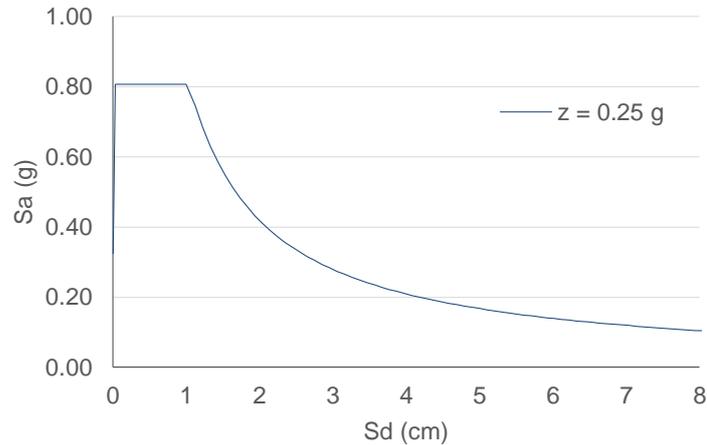


Figura 5.5. Espectro Elástico de Respuesta formato Sa-Sd

5.4. Espectro modificado de capacidad

La conversión de la curva de capacidad a un formato de espectro Sa-Sd, tiene gran aceptación como herramienta de evaluación sísmica. Se desarrolla bajo el marco general de la ingeniería sísmica basada en desempeño, teniendo al desplazamiento (en el rango inelástico) como parámetro fundamental de monitoreo (FEMA 440, 2005). Uno de los atributos que justifican su popularidad es su naturaleza intuitiva.

Acorde con (ATC-40, 1986), las ecuaciones para la conversión de una curva de capacidad fuerza-desplazamiento a un espectro de capacidad son las siguientes:

$$S_a = \frac{F}{W \cdot \alpha} \quad 5.3$$

$$S_d = \frac{\Delta_{piso}}{PF_i \cdot \Phi_{piso}} \quad 5.4$$

Donde:

F : Fuerza lateral máxima de la pared

W : Peso de la porción de pared fallada

α : Factor de masa modal

Δ_{piso} : Desplazamiento de piso

PF_i : Factor de participación modal

ϕ_{piso} : Amplitud del modo en el nivel i

Los factores de masa modal y participación modal para el modelo tri-lineal fueron calculados en el capítulo 4 obteniendo los valores de: $\alpha = 0.75$ y $PF_i \cdot \phi_{piso} = 0.666$. Estos valores son también considerados en la referencia Vaculik (2012), los factores de masa modal y participación modal de desplazamientos convergen a los desarrollados por Doherty et al. (2002).

5.5. Espectro inelástico de desplazamientos

5.5.1. Amortiguamiento equivalente

En la evaluación sísmica de fallas fuera del plano es necesario realizar una “reducción” o conversión del espectro elástico a uno inelástico. Esto es debido a que el desplazamiento de demanda para fallas por colapso, se encuentra dentro del rango inelástico de la curva de capacidad.

El rango inelástico abarca un aumento del amortiguamiento mayor del crítico 5%, por lo cual se debe contar con un amortiguamiento equivalente que refleje el comportamiento de las fallas fuera del plano para el rango inelástico.

Existen varias ecuaciones propuestas para el cálculo del amortiguamiento equivalente, sin embargo se adoptó la referencia de Lagomarsino (2015), donde propone una expresión de amortiguamiento en base a la ductilidad (desplazamientos) y el aporte de amortiguamiento por histéresis.

$$\xi(d) = \xi_e + \xi_H \left(1 - \frac{d}{d_e}\right) \quad d \leq d_e \quad 5.5$$

Donde:

$\xi(d)$: Amortiguamiento efectivo en función del desplazamiento

ξ_e : Amortiguamiento crítico 5%

ξ_H : Amortiguamiento por histéresis

d : Desplazamiento inicial

d_e : Desplazamiento final

Para la obtención del amortiguamiento por histéresis es necesario realizar ensayos de laboratorio en mesas vibratorias con los modelos de pared de adobe a fin de obtener la curva de histéresis, sin embargo para esta investigación se asumen valores de amortiguamiento realizadas en Perú, donde las características del material y tipologías de edificaciones son similares a las de Ecuador. Los estudios realizados por (Tarque et al., 2012) tienen amortiguamientos por estados límites como se muestra en la Figura 5.6. El estado LS3-LS4 refleja la condición del rango colapso para fallas fuera del plano.

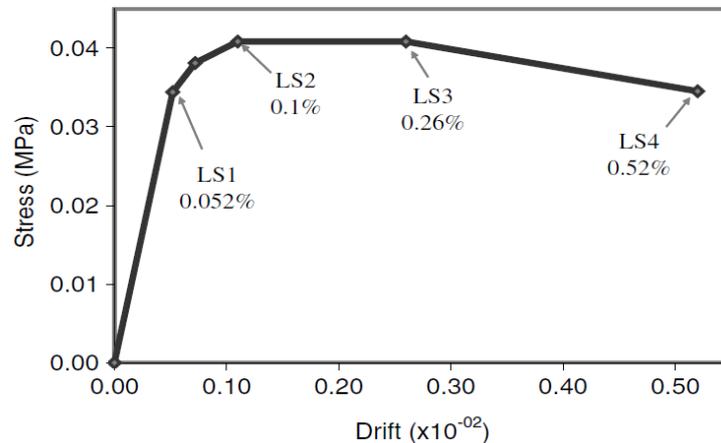


Figura 5.6. Estados límites de la curva de capacidad.

Fuente: Tarque et al. (2012)

Estado Límite	Descripción	Drift (%)	ξ (%)	Ductilidad
LS1	Operacional	0.052	10	1
LS2	Funcional	0.1	10	2
LS3	Seguridad vital	0.26	12	5
LS4	Cerca o Colapsado	0.52	16	10

Tabla 5.2. Estados límites para las edificaciones de adobe.

Fuente: Tarque et al. (2012)

Como se indica en la tabla el estado límite LS4 cerca del colapso o colapsado tiene un amortiguamiento del 16%, el cual es asumido para el cálculo del amortiguamiento equivalente de la ecuación 5.5.

5.5.2. Factor de reducción por amortiguamiento equivalente

El espectro sobre amortiguado de demanda es obtenido a partir de la aplicación del factor de corrección por amortiguamiento (η) propuesta por Lagomarsino (2015) acorde al Euro-código 8 (EN 1998, 2004).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi(d)}} \quad 5.6$$

Donde:

η : Factor de corrección por amortiguamiento

$\xi(d)$: Amortiguamiento equivalente

El factor η es multiplicado directamente por la aceleración (S_a) del espectro elástico y los nuevos valores del desplazamiento (S_d) son obtenidos con la ecuación 5.1 y 5.2 a partir de la aceleración afectada por el factor η . Sin embargo la reducción se considera solo cuando el espectro de demanda intercepte la curva de capacidad en el rango inelástico.

A continuación se presentan los amortiguamientos equivalentes y los factores de corrección por amortiguamiento, en cada límite de capacidad:

Límite	ξ_h [%]	$\xi(d)$ [%]	η
Elástico	10	15.00	0.71
Inelástico	12	14.43	0.72
Colapso	16	16.52	0.68

Tabla 5.3. Factores de reducción por amortiguamiento equivalente.

Fuente: Tarque et al. (2012)

5.6. Punto de Desempeño

Se denomina punto de desempeño a la intersección del espectro inelástico de demanda y el período secante efectivo de la curva de capacidad. Este punto representa la máxima solicitud de la capacidad de la pared por parte de la demanda, a la que se ve sometida.

Esta característica es útil por dos razones: primero, porque provee al ingeniero de una herramienta de visualización que le brinda una comparación gráfica directa de la demanda y la capacidad; segundo, porque abre la posibilidad de estrategias de solución muy efectivas que se apoyan en el espectro de demanda para un amortiguamiento efectivo que interseca con el periodo representativo en el momento de causal de la falla, la Figura 5.7 muestra la idealización.

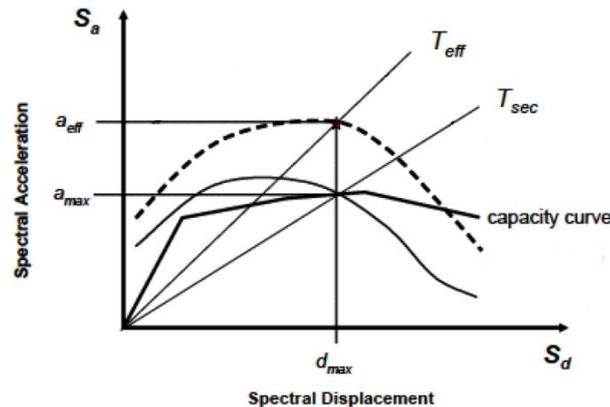


Figura 5.7. Esquema de espectro reducido para uso con período secante.

Fuente: FEMA 440 (2005)

La determinación de las coordenadas del punto de desempeño se realiza mediante la línea del período secante, la cual interseca al espectro de demanda reducido. Este período representa el desplazamiento d_{max} y aceleración máxima a_{max} en el espectro de demanda.

5.7. Estados límites de daño

Dentro del desempeño de las paredes de adobe se establecen los rangos de daño en la curva de capacidad del modelo tri-lineal.

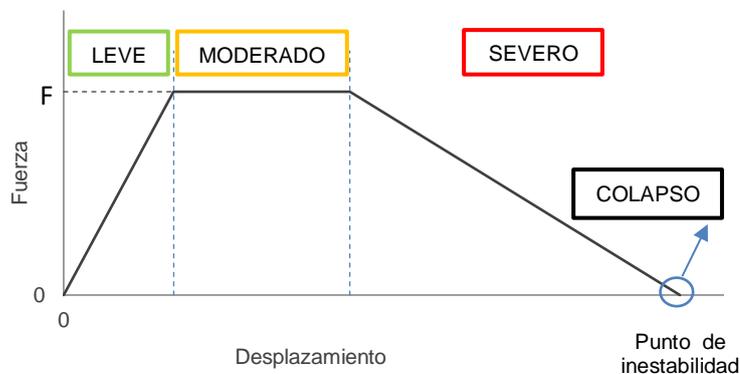


Figura 5.8. Estados límites de daño.

6. RESULTADOS: APLICACIÓN DEL MODELO TRI-LINEAL Y EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO

6.1. Procedimiento para la obtención del modelo y evaluación sísmica

La aplicación del modelo en la obtención de la capacidad en el conjunto de paredes de estudio frente a fallas fuera del plano está basada en el desarrollo y aporte de las bases teóricas analíticas del Capítulo 4. De tal forma de representar el modelo consolidado en gráficos tri-lineales de Fuerza-Desplazamiento, los cuales corresponden a la tipificación de mecanismos de colapso ejemplificados anteriormente en el Capítulo 2. Los mecanismos son valorados para las posibles fallas fuera del plano en el piso superior de la pared en edificaciones de dos pisos y toda la pared en las edificaciones de un piso.

A continuación se presenta la metodología en la aplicación del modelo:

- a) Idealización y construcción de paredes típicas a modelar en las zonas de estudio.
- b) Clasificación y selección de fallas fuera del plano más probables.
- c) Determinación de las condiciones de borde para las paredes: factores de sobrecarga y estados de ligazón entre encuentros esquineros.
- d) Formulación de los mecanismos de falla, simplificadas como factores multiplicadores de colapso
- e) Obtención de la curva tri-lineal Fuerza-Desplazamiento en una idealización semirrígida de capacidad.
- f) Evaluación de la capacidad, demanda de desplazamiento y punto de desempeño frente a distintos niveles aceleración.
- g) Interpretación y valoración de resultados.

6.2. Condiciones de borde para la aplicación del modelo

Ligazón entre paredes ortogonales

La activación de los modos de falla fuera del plano depende principalmente de sus condiciones de conexión como se refiere en el capítulo 3 y 4, por lo cual se ha establecido para tres estados de ligazón para el desarrollo de las fallas: ligazón alta (LA), ligazón media (LM) y ligazón baja (LB). El estado ligazón para el desarrollo de los mecanismos está distribuido de la siguiente forma:

- Ligazón Alta (LA): Mecanismos B1, B2 y G.
- Ligazón Media (LM): Mecanismo D.
- Ligazón Baja (LB): Mecanismo B.

La efectividad de estas de las conexiones depende de la trabazón con las que se encuentre las unidades de adobe, generalmente el ángulo que forma las paredes ortogonales se forman por juntas alternas de las unidades de adobe, es decir, las juntas entre bloques son perpendiculares, como se ejemplifica en el capítulo 2.

Factores de Sobrecarga

La sobrecarga actuante en las paredes de adobe se generalizan a dos: cargas transmitidas por el entrepiso y cargas por el peso de la cubierta. Para el análisis de los modos de falla se considera las cargas actuantes en la parte superior de la pared (peso cubierta), debido a que las fallas son modeladas en el segundo piso. A continuación se indican las muestran los pesos unitarios de los materiales considerados en la estructura de la cubierta en la carga muerta (CM) y carga viva (CL), según (NEC-15, 2015b).

Elemento	Peso Unitario [kN/m ³]
Teja de barro cocido sin mortero	0.50
Plancha ondulada de fibrocemento	0.20
Madera Tipo B	9.81

Tabla 6.1. Pesos unitarios materiales de cubierta.

Fuente: NEC-15 (2015b)

Ocupación o Uso	Carga uniforme [kN/m ²]
Teja de barro cocido sin mortero	0.7

Tabla 6.2. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.

Fuente: NEC-15 (2015c)

Con una estructura de cubierta básica como se muestra en la Figura 6.1, se calculan las cargas transmitidas a las paredes de adobe; con tres puntos de apoyo: en la viga cumbreira (centro de la edificación), pared de fachada y pared posterior.

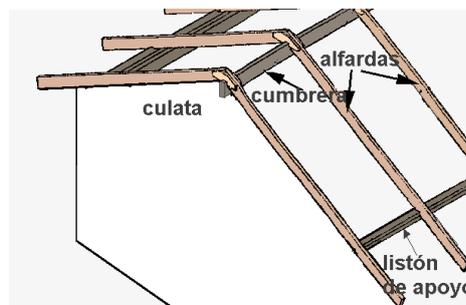


Figura 6.1. Estructuración de cubierta básica para edificaciones de adobe

De esta forma se calcula una carga aproximada de cubierta que soporta la pared de adobe. Cada tipo de pared empleado en el modelo tiene distinta carga de cubierta debido a las relaciones de área entre los largos de pared de fachada y lateral, por lo que se calcula la carga en kg/m transmitida a la pared para las dos zonas de estudio:

Pared	Largo [m]	Carga Muerta CM [kg/m]	Carga Viva CV [kg/m]	Carga de cubierta CT [kg/m]
PF-1	6.00	27	175	202
PF-2	7.00	29	175	204
PF-3	8.00	31	175	206

Tabla 6.3. Cargas de cubierta en tipos de paredes urbanas

Pared	Largo [m]	Carga Muerta CM [kg/m]	Carga Viva CV [kg/m]	Carga de cubierta CT [kg/m]
PF-4	6.00	88	12	100
PF-5	8.00	140	22	162

Tabla 6.4. Cargas de cubierta en tipos de paredes rurales

En el modelo se representan estas cargas como un porcentaje (k) del peso por metro de la pared envuelta en el mecanismo de falla.

6.3. Gráficos de Capacidad del Modelo Tri-lineal Fuerza-Desplazamiento

Una vez establecidas las condiciones de borde se presentan los resultados de las curvas de capacidad de las paredes idealizadas. La valoración de la capacidad frente a los mecanismos de falla se realiza cuatro variantes de comparación con el fin de determinar el modo de falla predominante, estas variantes son: por mecanismo de falla, por tipo de pared, por el estado de degradación y la variabilidad de carga en las condiciones de borde. Los resultados de cada variante reflejarán la falla más común y cuales parámetros han favorecido el desarrollo de la falla fuera del plano.

El esquema de los resultados contiene la curva de capacidad, el esquema de la pared con sus condiciones de borde y una tabla con los resultados principales de la capacidad máxima de la pared.

El número de análisis por pared se muestran en una matriz, donde se establece cuantos mecanismos de falla fuera del plano fueron probados en cada pared y con la variación de los parámetros de sobrecarga y estado de la pared.

Sobrecarga		Número de Mecanismos Evaluados				Análisis por pared
		k1	k1	k1	k2	
Estado		Nuevo	Moderado	Severo	Moderado	
Pared	PF-1	5	2	2	5	14
	PF-2	5	2	2	5	14
	PF-3	5	2	2	5	14
					Total	42

Tabla 6.5. Matriz de mecanismos evaluados para conjunto de paredes del sector urbano.

Sobrecarga		Número de Mecanismos Evaluados				Análisis por pared
		k1	k1	k1	k2	
Estado		Nuevo	Moderado	Severo	Moderado	
Pared	PF-4	5	2	2	5	14
	PL-1	5	2	2	5	14
	PF-5	5	2	2	5	14
	PL-2	5	2	2	5	14
					Total	56

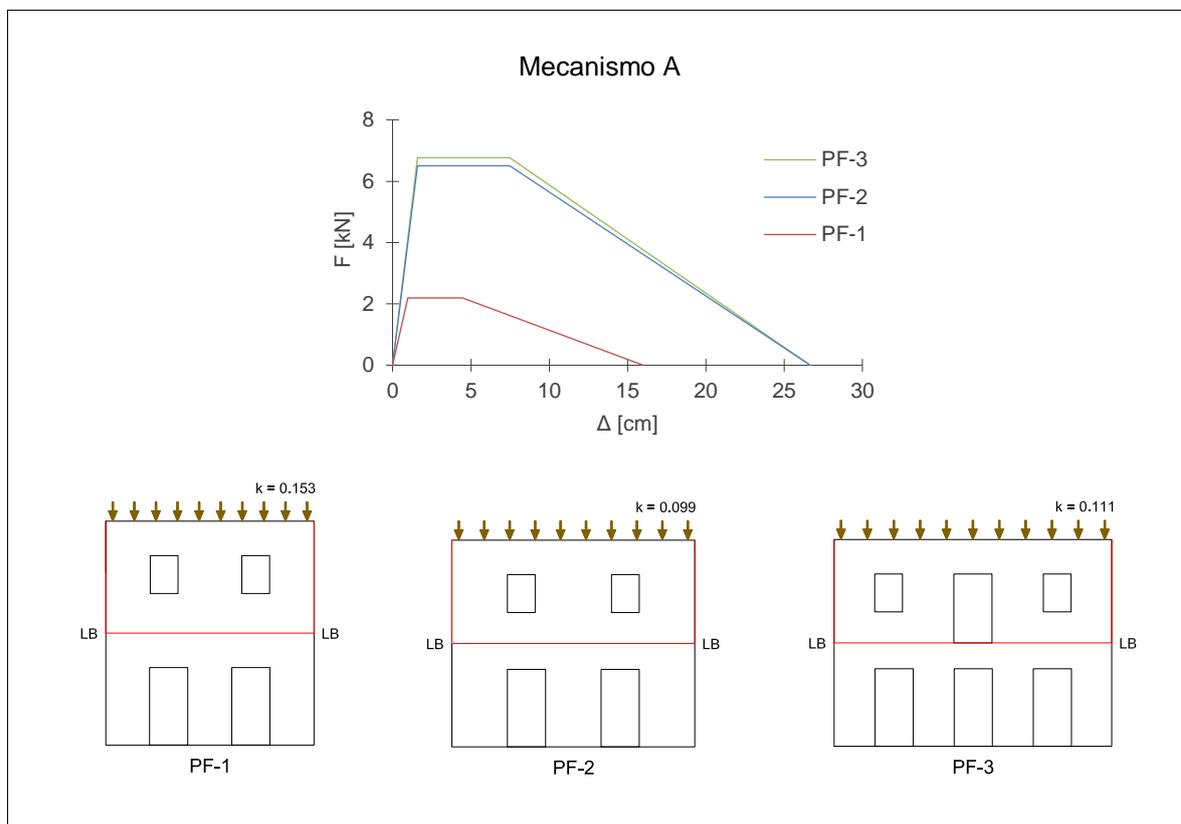
Tabla 6.6. Matriz de mecanismos evaluados para conjunto de paredes del sector rural.

A continuación se presentan las curvas de capacidad para cada zona de estudio con sus cuatro variantes de resultados:

6.3.1 Curvas de capacidad de paredes: zona urbana

Capacidad por el mecanismo de falla

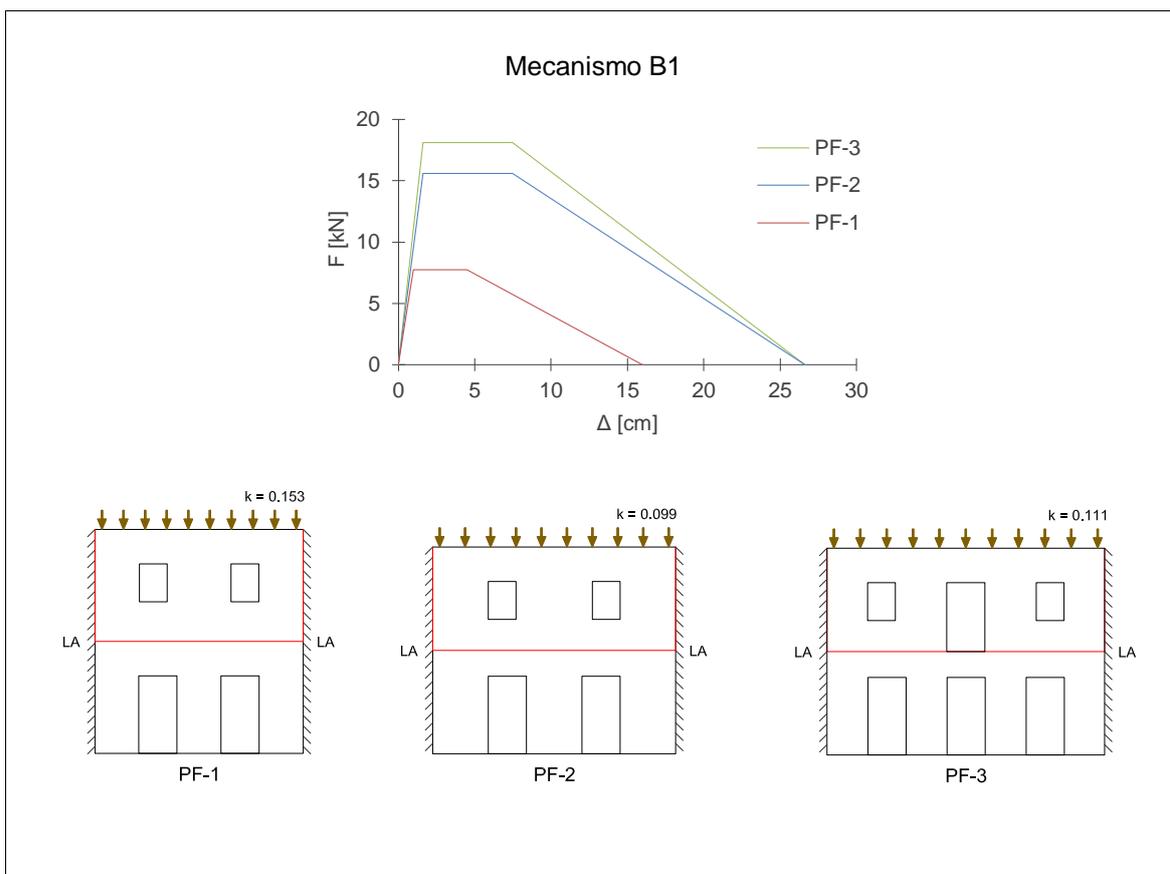
Los gráficos de capacidad se muestran para cada mecanismo de falla, con los tres tipos de pared de fachada, los cuales tienen estado de degradación *nuevo*.



Pared	λ	W_m [kg/m]	F [kN]	Δ_1 [cm]	Δ_2 [cm]	Δ_u [cm]	K_s efec [kN/m]	T_s efec [s]
PF-1	0.059	877	2.19	1.0	4.5	16.0	49	2.1
PF-2	0.096	1370	6.50	1.6	7.5	26.7	87	2.1
PF-3	0.097	1234	6.76	1.6	7.5	26.7	91	2.1

En el mecanismo A, el gráfico de capacidad demuestra un incremento considerable en fuerza y desplazamiento a mayor espesor. La pared PF1 con 30 cm, la pared PF2 y PF3 con 50 cm. Estas dos últimas tienen un comportamiento similar en el desarrollo del mecanismo A.

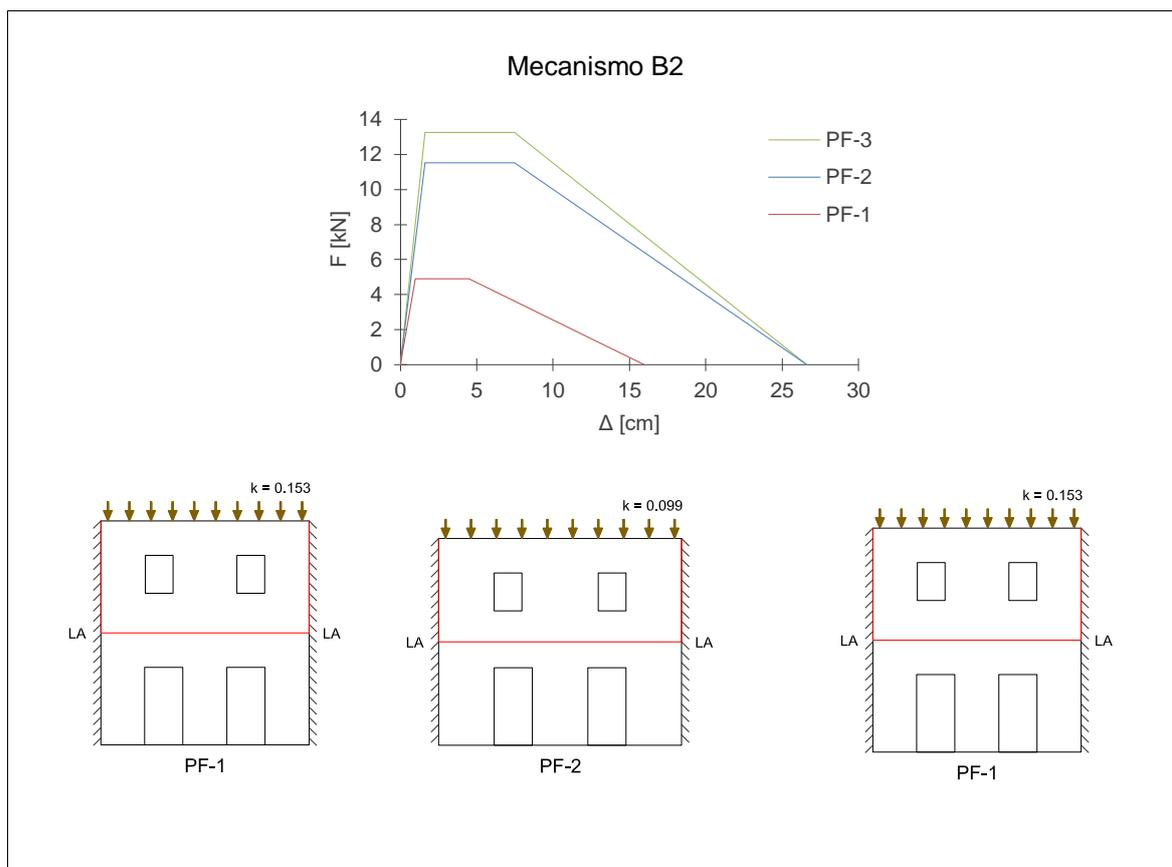
El factor de sobrecarga y el aumento de largo de fachada no son determinantes para este tipo de falla.



Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-1	0.104	1754	7.73	1.0	4.5	16.0	173	1.6
PF-2	0.115	2739	15.57	1.6	7.5	26.7	209	1.9
PF-3	0.130	2468	18.13	1.6	7.5	26.7	243	1.8

En el mecanismo B1, la pared más vulnerable al colapso es la PF-1 por los parámetros geométricos de espesor y largo de fachada. En PF-3 es menos probable encontrar este tipo de comportamiento, consecuencia del aumento de en el largo de fachada con relación a PF-2.

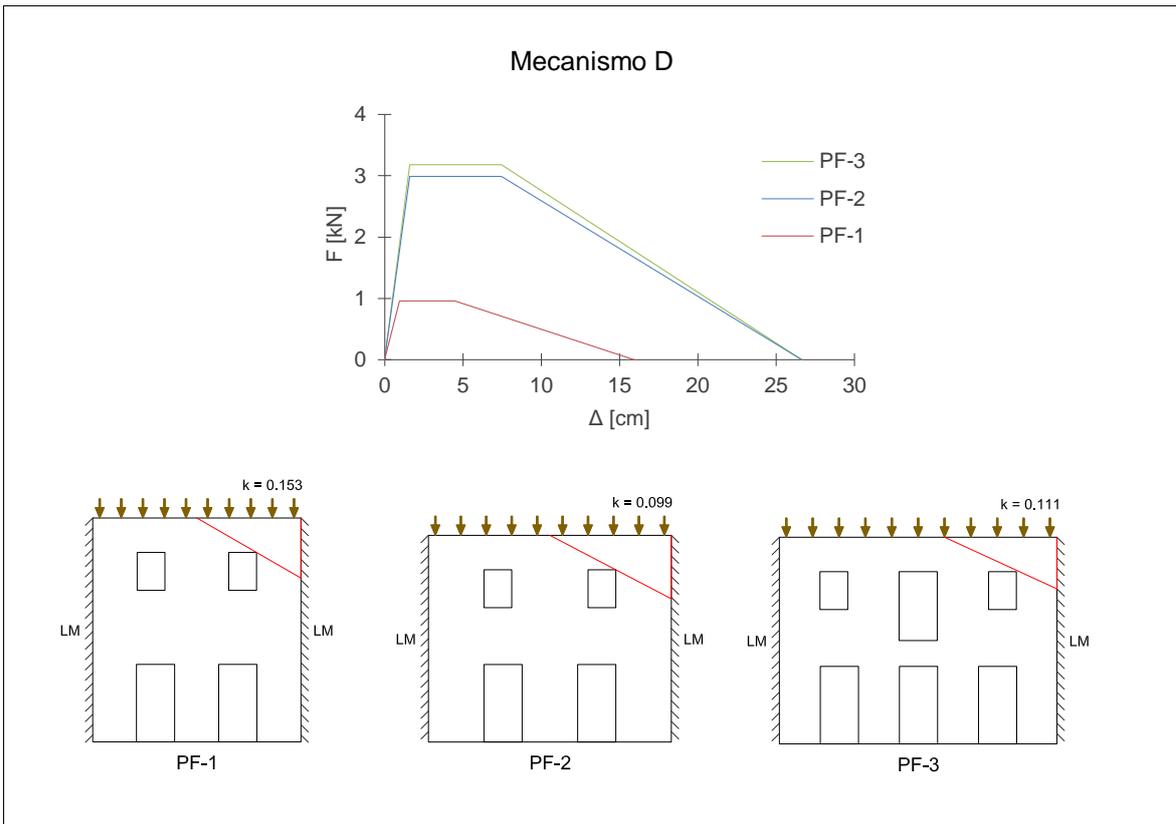
La disminución de la sobrecarga favorecerá el volcamiento de la pared. La conexión en este tipo de mecanismos debe ser alta para encontrar fallas en las paredes laterales.



Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-1	0.066	1754	4.91	1.0	4.5	16.0	110	1.9
PF-2	0.085	2739	11.51	1.6	7.5	26.7	154	2.2
PF-3	0.095	2468	13.25	1.6	7.5	26.7	177	2.1

El espesor y largo de fachada son los parámetros principales para este tipo de volcamiento, similar al comportamiento en B1. Sin embargo el mecanismo B2 demuestra que necesita menos fuerza que B1 para generar un colapso.

La participación de las dos porciones de paredes laterales ya agrietadas, se asemeja a la del mecanismo A pero con la inclusión las paredes laterales, hace que se necesite más fuerza para el volcamiento.

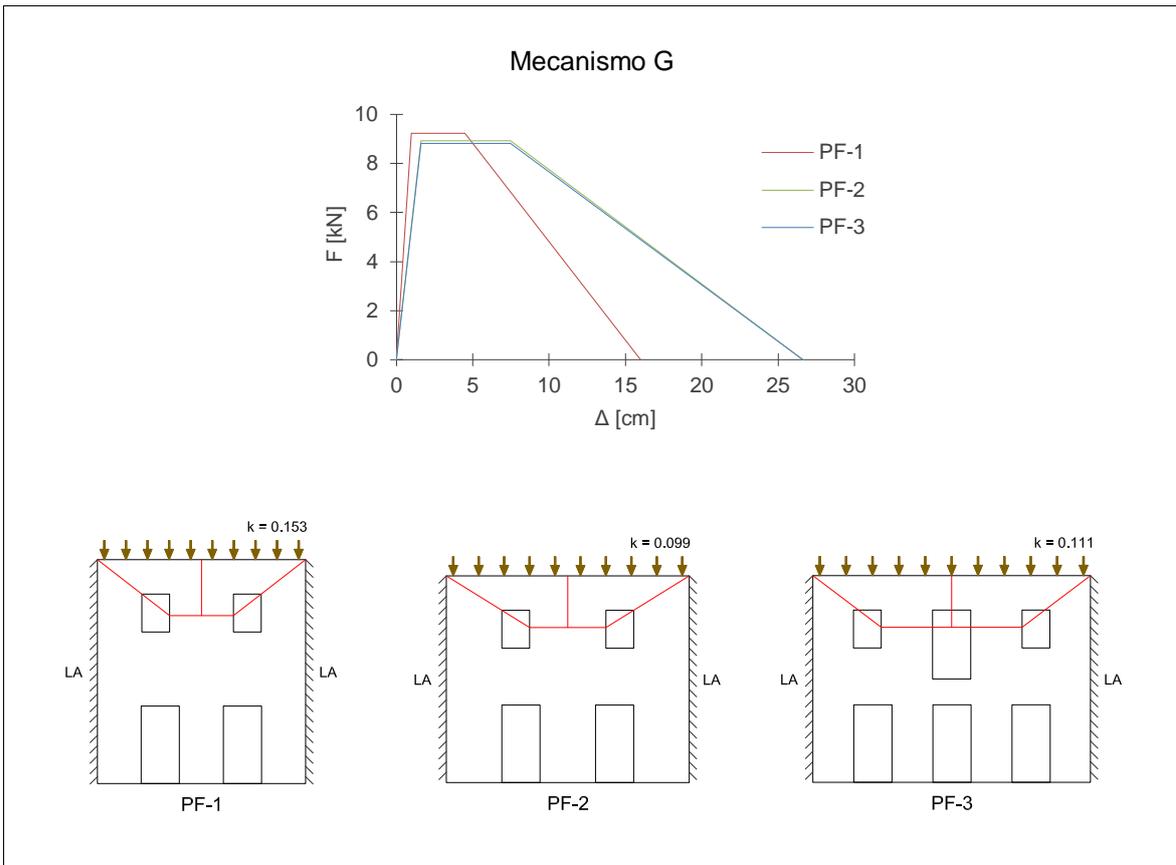


Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-1	0.114	199	0.96	1.0	4.5	16.0	21	1.5
PF-2	0.198	306	2.99	1.6	7.5	26.7	40	1.5
PF-3	0.203	277	3.18	1.6	7.5	26.7	43	1.4

Este tipo de falla es el más vulnerable en términos fuerza a comparación de los mecanismos anteriores. La participación de menor área de la porción fallada hace que este mecanismo sea más probable. Sin embargo inicialmente debe involucrarse el agrietamiento diagonal, formando una acción de bisagra que genere el volcamiento de esta porción.

El factor de sobrecarga y largo de fachada no son determinantes en el volcamiento de esta porción, el área fallada tiende a ser similar para los 3 casos de pared por lo que, no existen grandes variaciones de fuerza para paredes con igual espesor.

Las conexiones entre paredes son variables, ligazones bajas y altas, para perder ligazón en solo una pared lateral. Por lo que estas condiciones de borde son clasificadas como *ligazón media*.



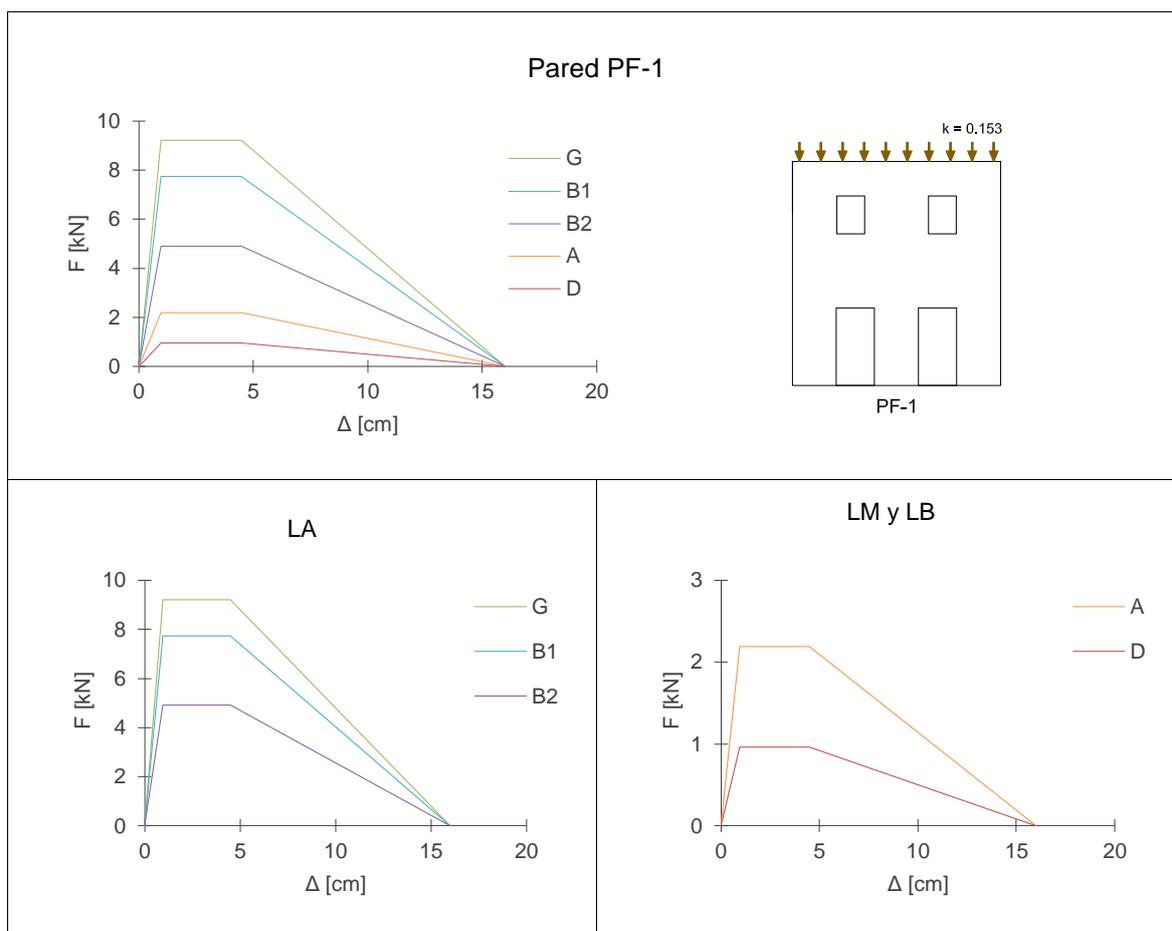
Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-1	0.438	497	9.22	1.0	4.5	16.0	206	0.8
PF-2	0.243	742	8.92	1.6	7.5	26.7	119	1.3
PF-3	0.215	726	8.82	1.6	7.5	26.7	118	1.4

El mecanismo G tiene un comportamiento similar para los tres tipos de pared, la sobrecarga y el largo de fachada son los principales factores para la activación de la falla en arco. Mientras el largo de fachada es mayor (PF3), es más probable encontrar este tipo de falla.

La sobrecarga tiene un valor importante en el desarrollo del mecanismo, este factor (k) representa del 9% al 15% del peso de la pared en el segundo piso para los 3 casos de pared. Siendo cargadas bajas, la partición en arco será muy difícil de encontrar. Más adelante se muestra la importancia de este factor para la activación del mecanismo G.

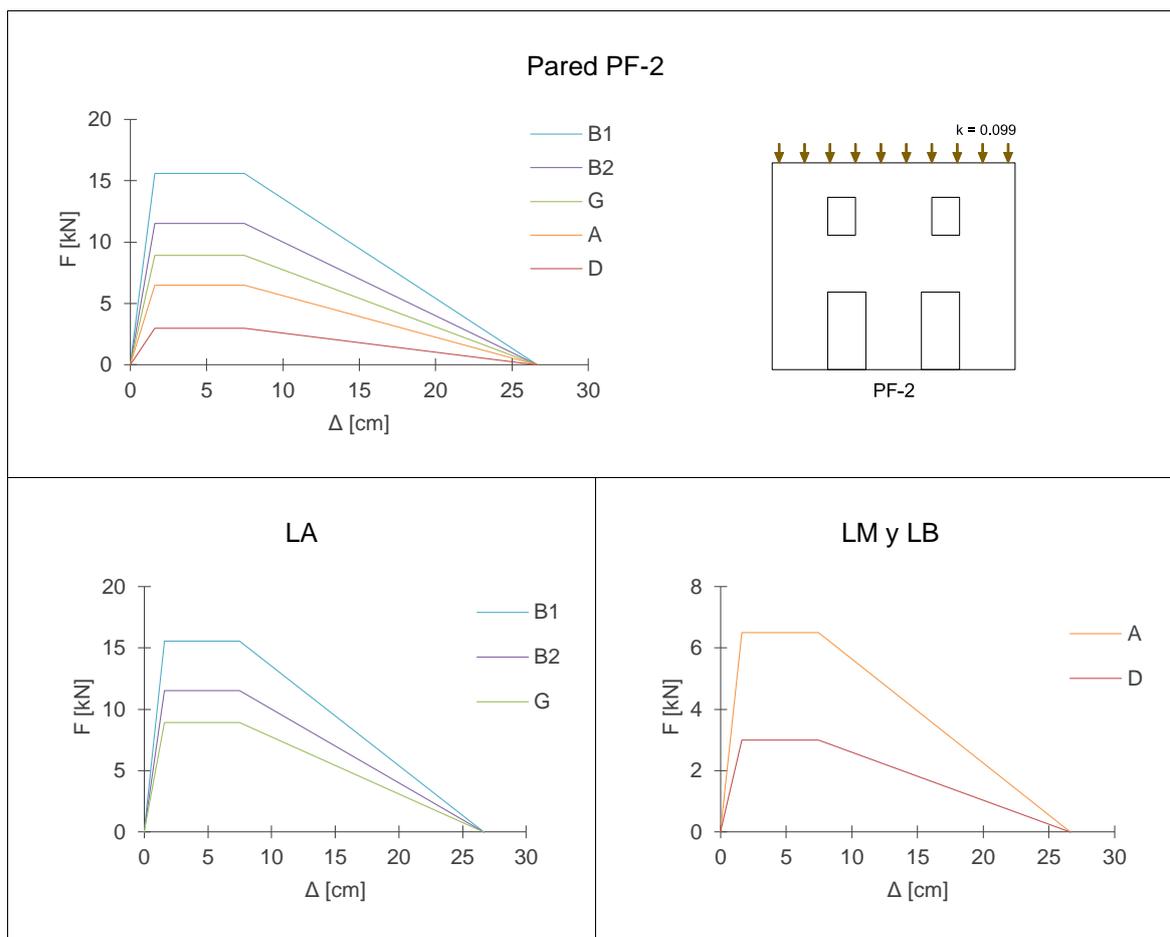
Capacidad por el tipo de pared

Los gráficos de capacidad por el tipo de pared son distribuidos de la siguiente forma: un gráfico general de todos los mecanismos y dos más con las condiciones de borde propias de cada mecanismo de falla; cabe recalcar que no es posible el desarrollo de todos los mecanismos para una sola condición de borde, de tal forma que el primer gráfico es una ilustración. Las paredes fueron modeladas en estado de degradación *nuevo*.



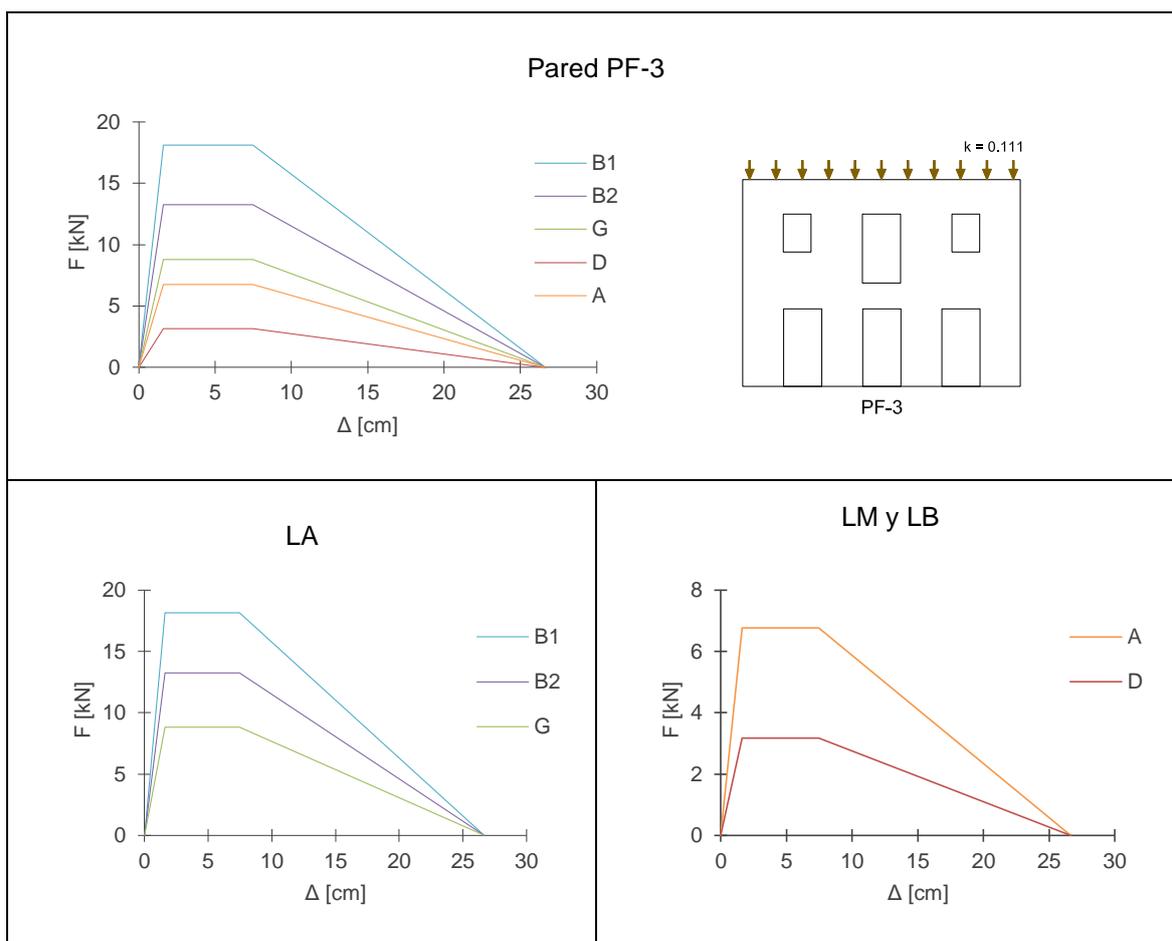
Mecanismo	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
B1	0.104	1754	7.73	1.0	4.5	16.0	173	1.6
B2	0.066	1754	4.91	1.0	4.5	16.0	110	1.9
G	0.438	497	9.22	1.0	4.5	16.0	206	0.8
A	0.059	877	2.19	1.0	4.5	16.0	49	2.1
D	0.114	199	0.96	1.0	4.5	16.0	21	1.5

Para una ligazón alta, la falla fuera del plano dominante es el mecanismo B2, debido al largo de fachada como factor principal. Para una conexión categorizada de baja a media las fallas son D y A.



Mecanismo	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
B1	0.115	2739	15.57	1.6	7.5	26.7	209	1.9
B2	0.085	2739	11.51	1.6	7.5	26.7	154	2.2
G	0.243	742	8.92	1.6	7.5	26.7	119	1.3
A	0.096	1370	6.50	1.6	7.5	26.7	87	2.1
D	0.198	306	2.99	1.6	7.5	26.7	40	1.5

Para una ligazón alta, la falla fuera del plano dominante es el mecanismo en arco G, el aumento del largo de fachada favorece al mecanismo. Sin embargo si las conexiones entre paredes son bajas, la falla que ocurrirá con mayor probabilidad será el mecanismo A. Ligazones medias entre paredes producirá la falla D.

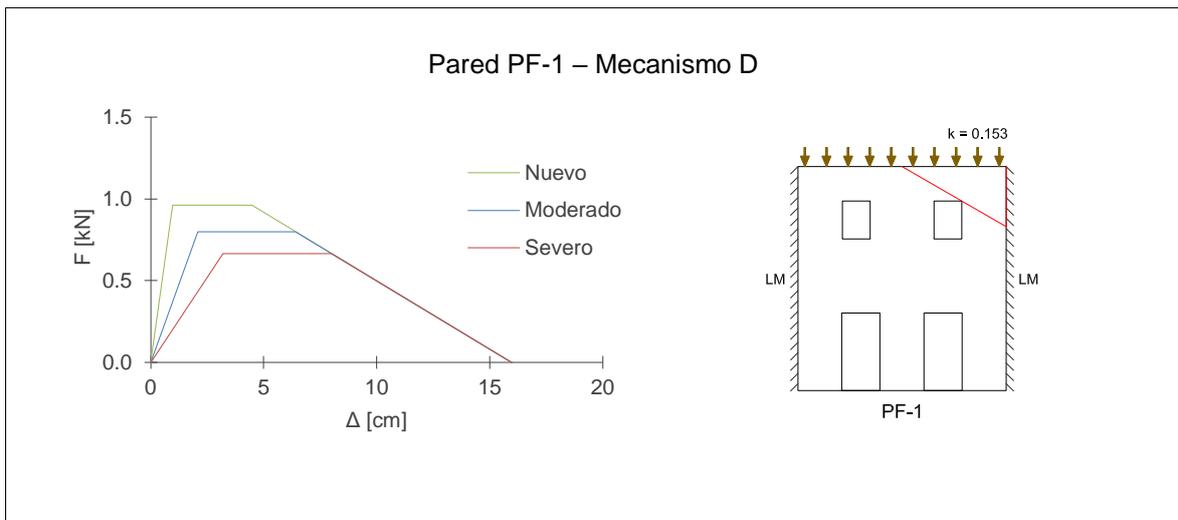


Mecanismo	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
B1	0.130	2468	18.13	1.6	7.5	26.7	243	1.8
B2	0.095	2468	13.25	1.6	7.5	26.7	177	2.1
G	0.215	726	8.82	1.6	7.5	26.7	118	1.4
A	0.097	1234	6.76	1.6	7.5	26.7	91	2.1
D	0.203	277	3.18	1.6	7.5	26.7	43	1.4

Para una ligazón alta, la falla fuera del plano dominante es el mecanismo en arco G, el aumento del largo de fachada favorece al mecanismo. El mecanismo B1 es el menos esperado para este tipo de pared. Sin embargo si las conexiones entre paredes son bajas, la falla que ocurrirá con mayor probabilidad será el mecanismo A. Ligazones medias entre paredes producirá la falla D.

Capacidad por el estado de degradación de la pared

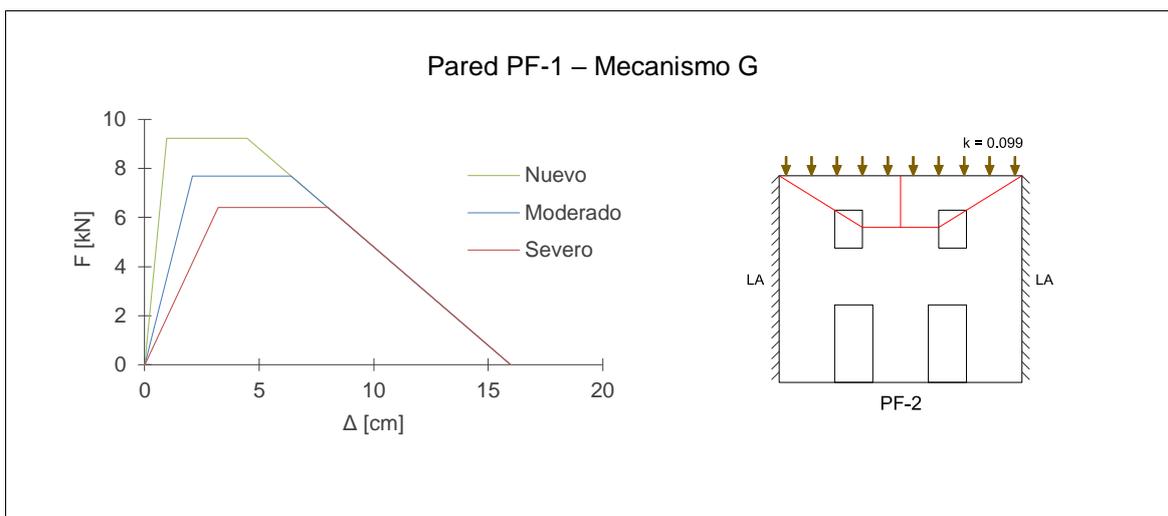
Los gráficos de capacidad se realizan para los tres tipos de pared (PF-1, PF-2 y PF-3), cada uno con tres estados de degradación, de tal forma de analizar la variación de las fuerzas y desplazamientos según la antigüedad o estado en el que encuentra la pared. Los mecanismos considerados para la capacidad por estado de degradación son el D y G. Se presentan los resultados solamente para la pared PF-1 y para las paredes PF-2 y PF-3 se incluyen en los anexos.



Estado	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
Nuevo	0.96	1.0	4.5	16.0
Moderado	0.80	2.1	6.4	16.0
Severo	0.67	3.2	8.0	16.0

Según el estado de degradación de la pared, se analiza el mecanismo D. Se puede observar que mientras la pared se encuentre con mayor grado de deterioro, la pérdida de rigidez se hace más grande, por tanto la capacidad de la pared será cada vez menor.

Los desplazamientos para los tres estados de degradación son distintos. Cuando el estado de la pared es severo, el desplazamiento de capacidad última ($\Delta 2$) es más cercano al desplazamiento de inestabilidad (Δu) donde la pared se encuentra colapsada.



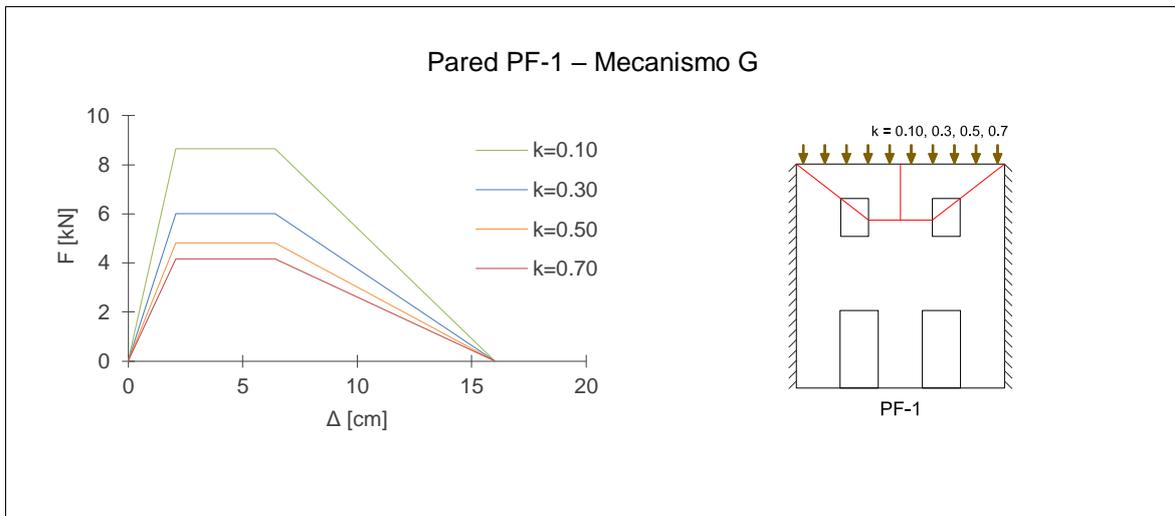
Estado	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
Nuevo	9.22	1.0	4.5	16.0
Moderado	7.68	2.1	6.4	16.0
Severo	6.40	3.2	8.0	16.0

De la misma manera, el comportamiento es similar para el mecanismo G. La pérdida de rigidez aumenta mientras la pared se encuentra mayormente degradada, hasta llegar al punto de inestabilidad estática (Δu).

El estado de degradación es el factor principal para la variación de desplazamientos.

Capacidad por el factor de carga

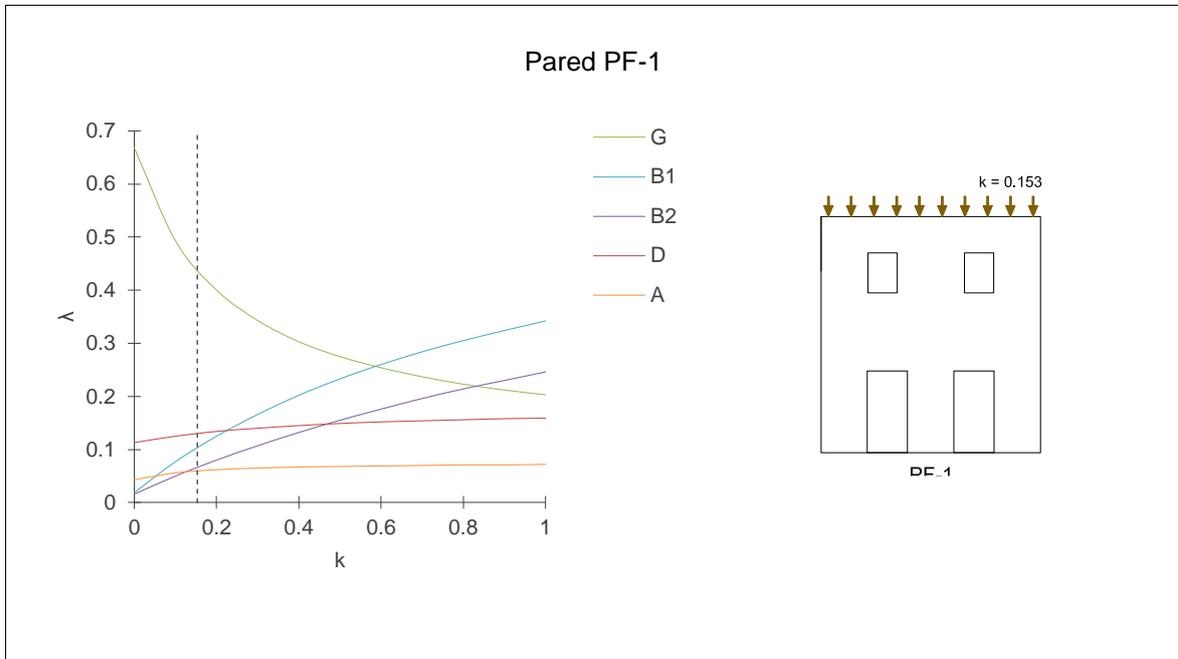
El factor de sobrecarga tiene importancia en el desarrollo de los mecanismos de falla debido a la variación de la fuerza lateral máxima (F), debido a las características propias del sistema estructural de las casas de mampostería, es decir, paredes portantes o no portantes por transmisión de cargas del piso y/o cubierta. A continuación se presenta la curva de capacidad por variación de carga para la pared PF-1 en estado de degradación *moderado*, con el mecanismo de falla en arco G.



k	λ	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
0.10	0.493	8.65	2.1	6.4	16.0
0.30	0.343	6.02	2.1	6.4	16.0
0.50	0.275	4.82	2.1	6.4	16.0
0.70	0.237	4.16	2.1	6.4	16.0

La capacidad en la pared PF1 para variaciones de sobrecarga, demuestra que, mientras la carga sobre la pared (k en porcentaje del peso de la pared) incrementa, la fuerza lateral máxima (F) disminuye. El mecanismo en arco G tiene esta particularidad, siendo más probable encontrar este tipo de fallas para paredes portantes de carga.

De la misma manera, para interpretar el comportamiento de la fuerza (F) en los mecanismos de falla fuera del plano, se presenta las curvas de variación del factor multiplicador de colapso (λ) frente al factor de sobrecarga (k) para cada tipo de pared.



k	λ				
	A	B1	B2	D	G
0.0	0.043	0.019	0.016	0.113	0.668
0.1	0.056	0.077	0.050	0.114	0.493
0.2	0.062	0.125	0.080	0.115	0.400
0.3	0.065	0.166	0.107	0.115	0.343
0.4	0.067	0.202	0.132	0.115	0.303
0.5	0.068	0.233	0.155	0.116	0.275
0.6	0.069	0.260	0.176	0.116	0.254
0.7	0.070	0.284	0.196	0.116	0.237
0.8	0.071	0.305	0.214	0.116	0.223
0.9	0.071	0.324	0.230	0.116	0.212
1.0	0.072	0.342	0.246	0.116	0.203

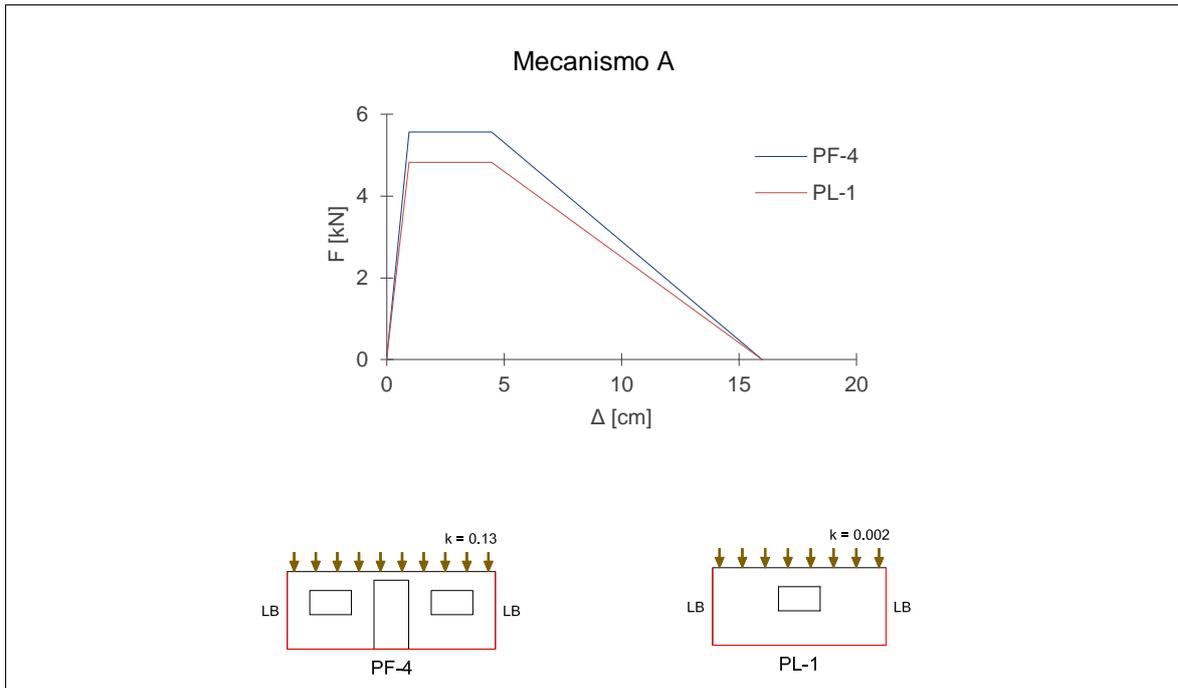
El comportamiento de los mecanismos de falla en la pared PF1 es variable frente a la sobrecarga. Los mecanismos A y D demuestran una capacidad relativamente constante, no siendo afectados mayormente. En B1 y B2 tienen un incremento aproximadamente lineal de capacidad, y para la falla en arco G la capacidad de la pared disminuye si el factor de carga aumenta.

Para el porcentaje de carga ($k=0.153$), siendo un 15% del peso propio de la pared, se tiene el rango de valores de capacidad (λ).

6.3.2 Curvas de capacidad de paredes: zona rural

Capacidad por el mecanismo de falla

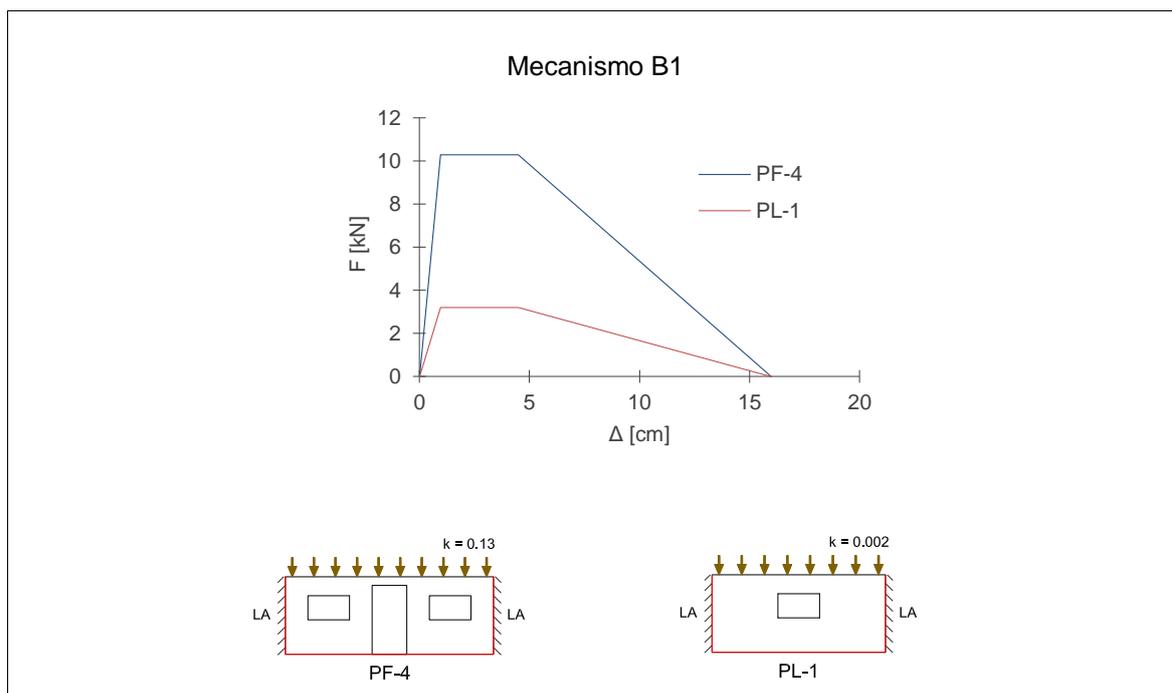
Los gráficos de capacidad se muestran para cada mecanismo de falla, con tipología de vivienda de un piso para pared de fachada (PF-4) y lateral PL-1. Para el tipo de pared de dos pisos se presenta en los anexos. El modelo se desarrolla para un estado de la pared de *nuevo*.



Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-4	0,164	800	5,56	1,0	4,5	16,0	124	1,2
PL-1	0,134	1018	4,82	1,0	4,5	16,0	108	1,4

La capacidad de la pared de lateral tiene es menor frente a la de fachada PF4, este tipo de mecanismo es más dominante en paredes laterales con poca o ninguna contribución de sobrecarga.

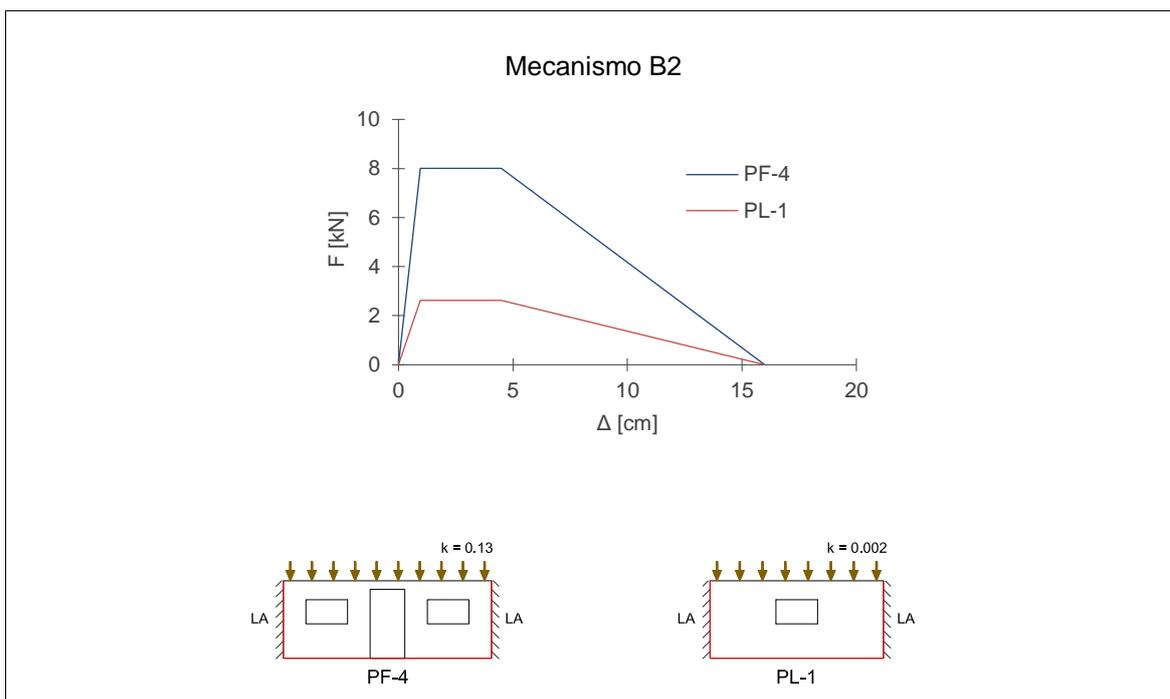
Los largo de pared y condiciones de ligazón baja son determinantes para el desarrollo del mecanismo.



Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-4	0,303	800	10,28	1,0	4,5	16,0	229	0,9
PL-1	0,089	1018	3,20	1,0	4,5	16,0	71	1,7

La pared PL1 tiene una capacidad inferior con relación a la pared de fachada PF4, teniendo de pared portante a la de fachada, la pared lateral es más vulnerable a este modo de falla.

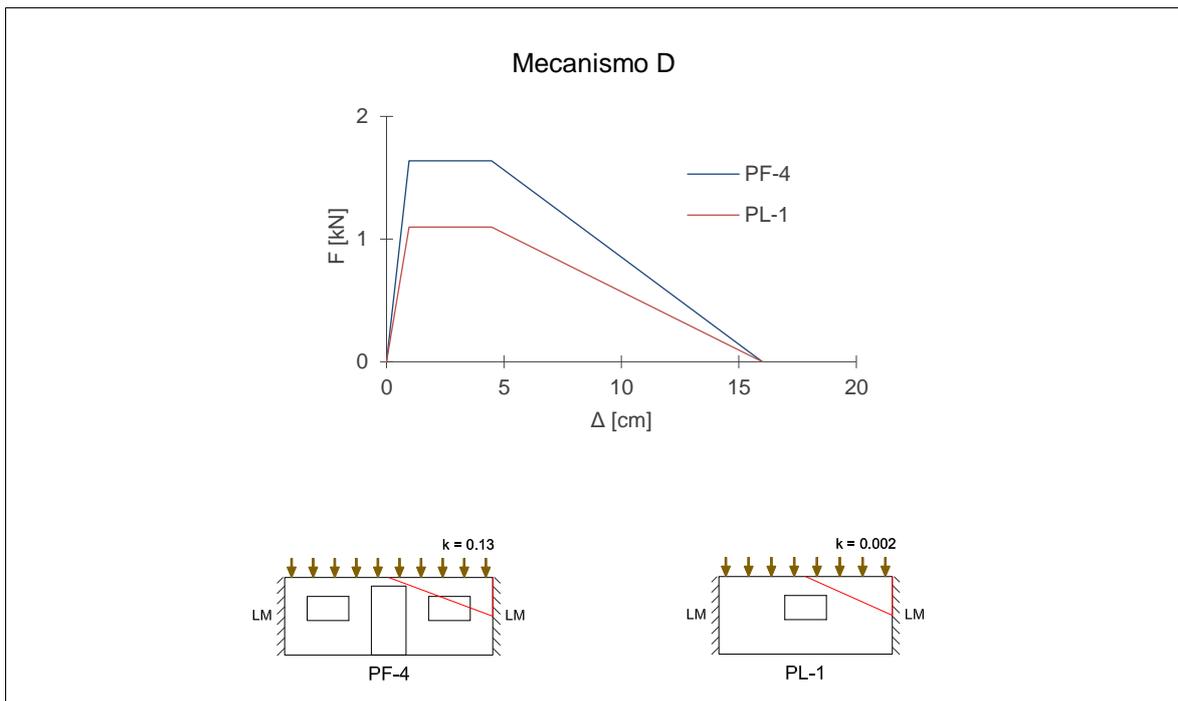
Las condiciones de ligazón y los largos de pared influyen en el comportamiento de este modo de falla en casas de un piso.



Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-4	0,236	800	8,00	1,0	4,5	16,0	179	1,0
PL-1	0,073	1018	2,62	1,0	4,5	16,0	59	1,9

De la misma forma, el mecanismo B2 demuestra un comportamiento similar al B1, sin embargo el desarrollo del volcamiento requiere menor fuerza debido a agrietamiento en las dos paredes laterales.

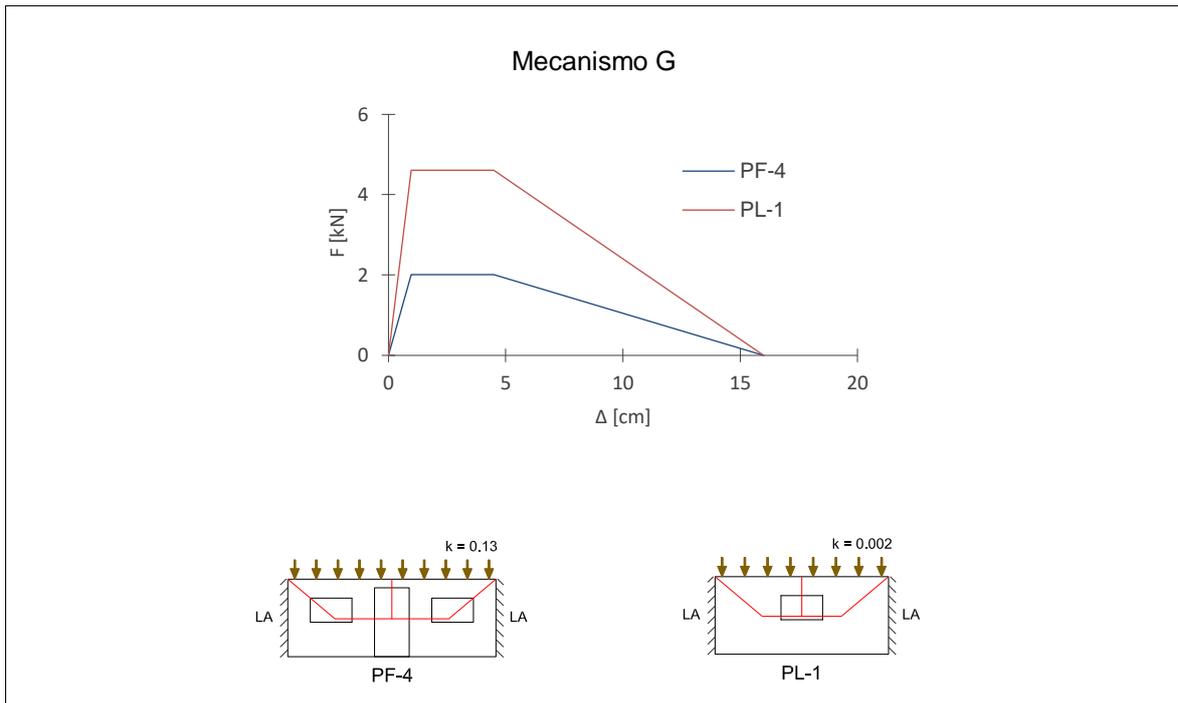
La pared lateral PL1 es más vulnerable a este tipo de falla.



Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-4	0,281	138	1,64	1,0	4,5	16,0	37	0,9
PL-1	0,226	138	1,10	1,0	4,5	16,0	25	1,1

Dentro del mecanismo D, las fallas en las esquinas son más probables encontrar en la pared lateral, sin embargo no existe mayor variación en capacidad para este tipo de paredes.

Es importante la distribución de los patrones de abertura que favorecerán el agrietamiento diagonal, para generar este tipo de colapso. La contribución de la sobrecarga en la pared restringirá el volcamiento, como es el caso de PF4.

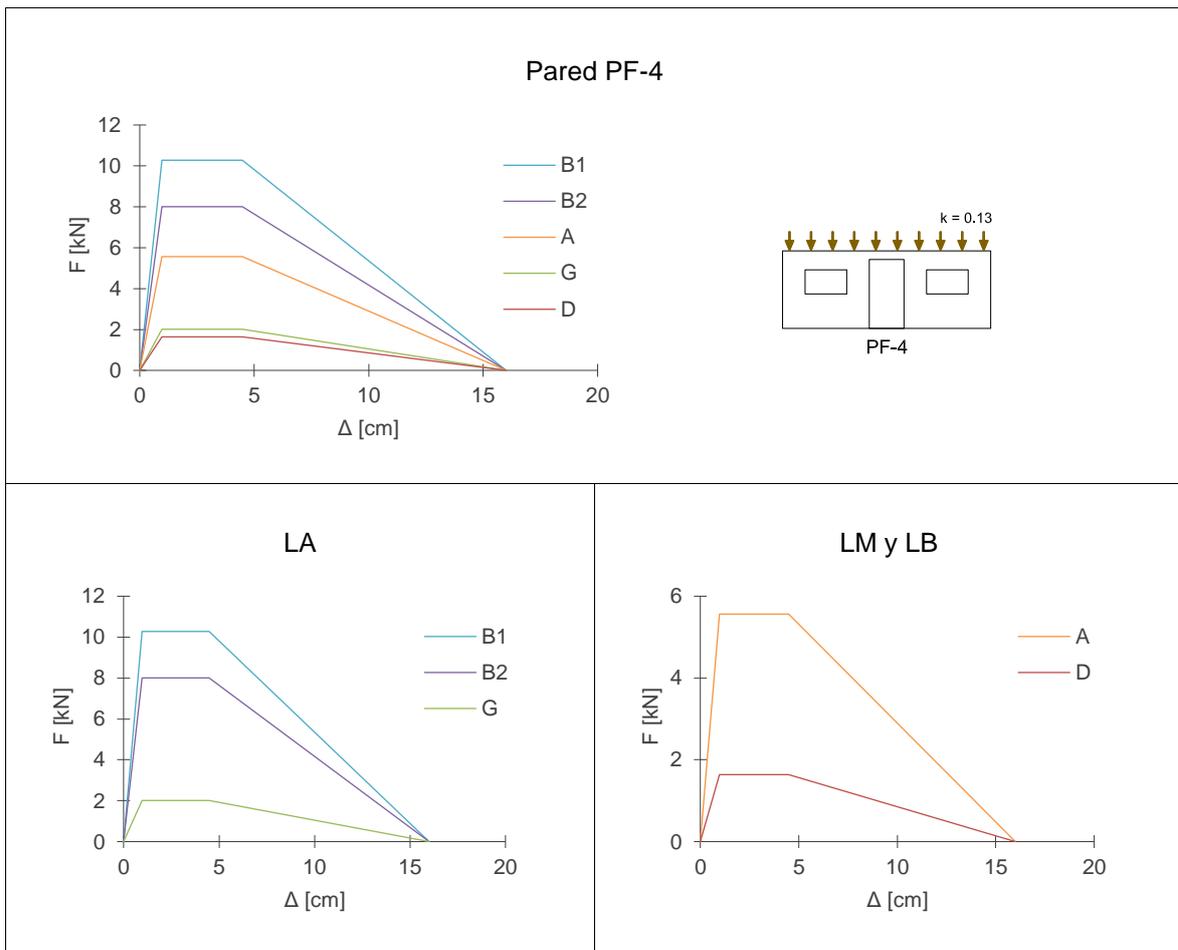


Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-4	0,138	344	2,01	1,0	4,5	16,0	45	1,3
PL-1	0,365	358	4,61	1,0	4,5	16,0	103	0,8

Para el mecanismo G, la pared PF4 es la más vulnerable. Las condiciones de sobrecarga en la pared PF4 y mayor longitud de pared respecto a la lateral favorecen a encontrar este tipo de fallas.

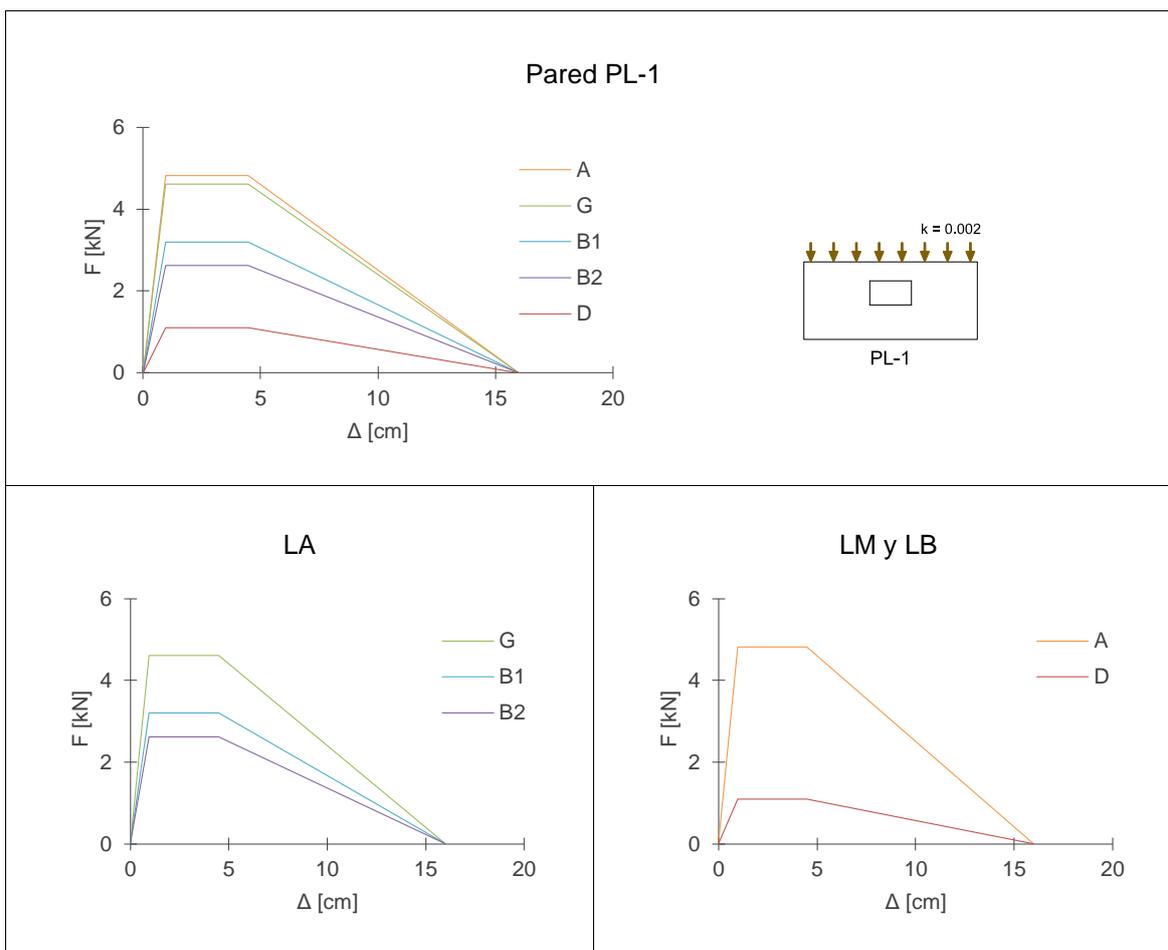
Capacidad por el tipo de pared

Los gráficos de capacidad por el tipo de pared son distribuidos de la siguiente forma: un gráfico general de todos los mecanismos y dos más con las condiciones de borde propias de cada mecanismo de falla; cabe recalcar que no es posible el desarrollo de todos los mecanismos para una sola condición de borde, de tal forma que el primer gráfico es una ilustración. Las paredes fueron modeladas en estado de degradación *nuevo*.



Mecanismo	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
B1	0,303	800	10,28	1,0	4,5	16,0	229	0,9
B2	0,236	800	8,00	1,0	4,5	16,0	179	1,0
G	0,138	344	2,01	1,0	4,5	16,0	45	1,3
A	0,164	800	5,56	1,0	4,5	16,0	124	1,2
D	0,281	138	1,64	1,0	4,5	16,0	37	0,9

Para una alta ligazón el mecanismo G es el dominante, la sobrecarga para una pared de un piso hace que esta relación (k) aumente y favorezca el mecanismo.



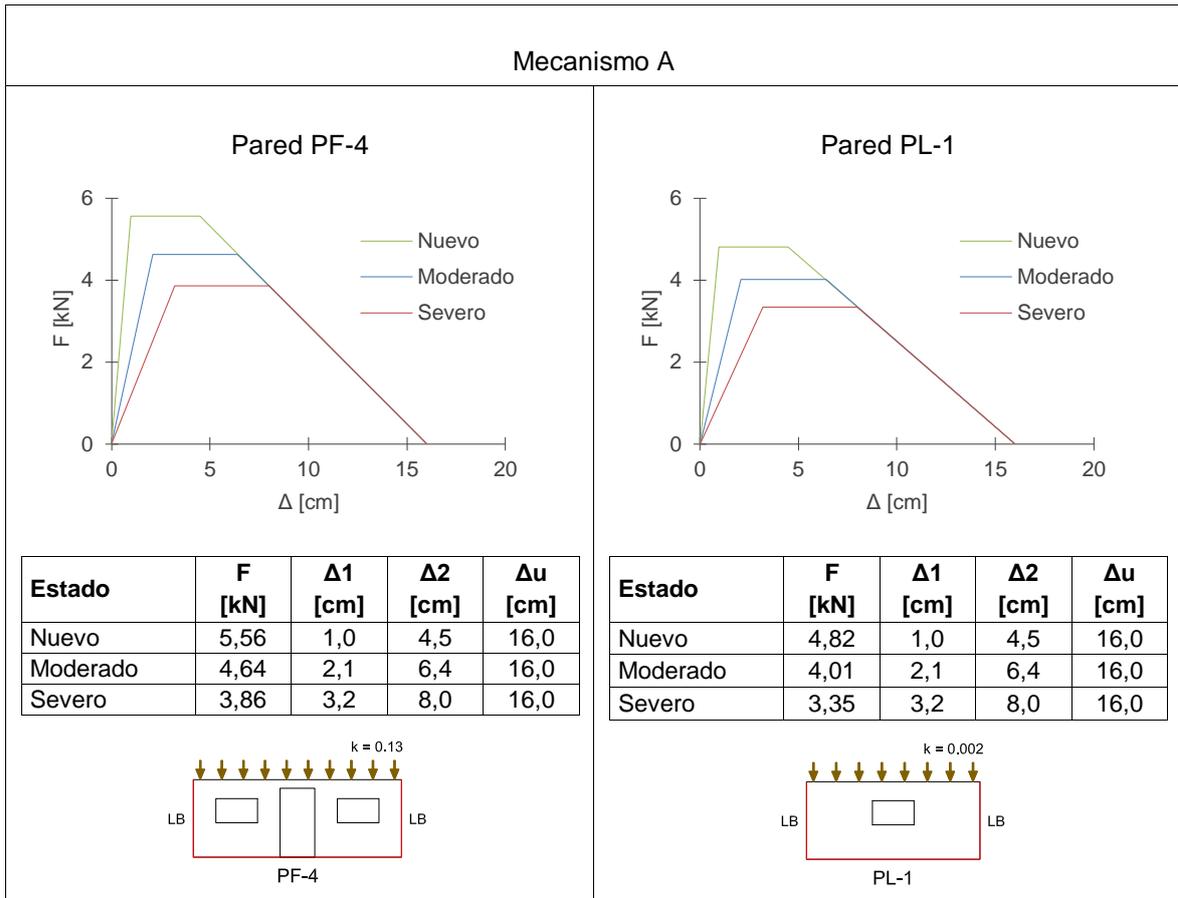
Mecanismo	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
B1	0,089	1018	3,20	1,0	4,5	16,0	71	1,7
B2	0,073	1018	2,62	1,0	4,5	16,0	59	1,9
G	0,365	358	4,61	1,0	4,5	16,0	103	0,8
A	0,134	1018	4,82	1,0	4,5	16,0	108	1,4
D	0,226	138	1,10	1,0	4,5	16,0	25	1,1

Dentro de la pared lateral de un piso, la falla dominante es la del mecanismo B2, el largo de pared menor y el poco aporte de carga a la pared, hace a esta falla la más probable para condiciones de ligazón alta.

Para ligazón baja, el mecanismo A es el que requiere mayor fuerza por lo que no se considera como una falla típica para edificaciones de un piso.

Capacidad por el estado de degradación de la pared

Los gráficos de capacidad se realizan para dos tipos de pared (PF-4, PL-1), cada uno con tres estados de degradación, de tal forma de analizar la variación de las fuerzas y desplazamientos según la antigüedad o estado de la pared. Los mecanismos considerados para la capacidad por estado de degradación son el A y B1.

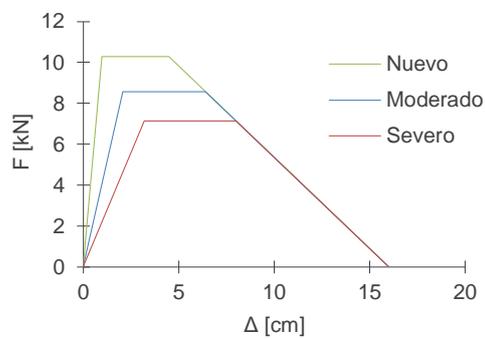


Para distintos tipos de estados de pared, de igual forma que la tipología de dos pisos, existe mayor pérdida de rigidez en la pared a mayor deterioro. Los desplazamientos de capacidad última (Δ_2) son más próximos al desplazamiento de inestabilidad (Δ_u).

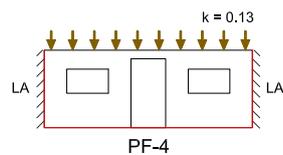
La pared más vulnerable a estados de degradación es la pared lateral PL1 dentro del mecanismo A.

Mecanismo B1

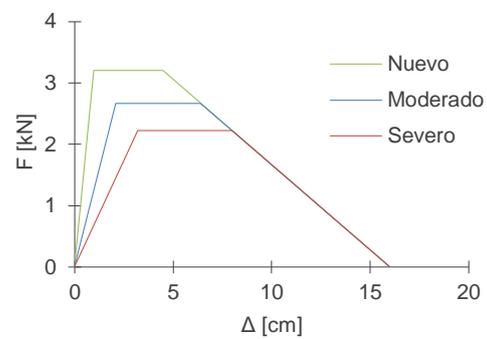
Pared PF-4



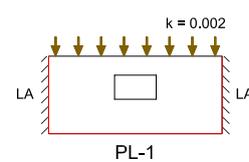
Estado	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
Nuevo	10,28	1,0	4,5	16,0
Moderado	8,56	2,1	6,4	16,0
Severo	7,14	3,2	8,0	16,0



Pared PL-1



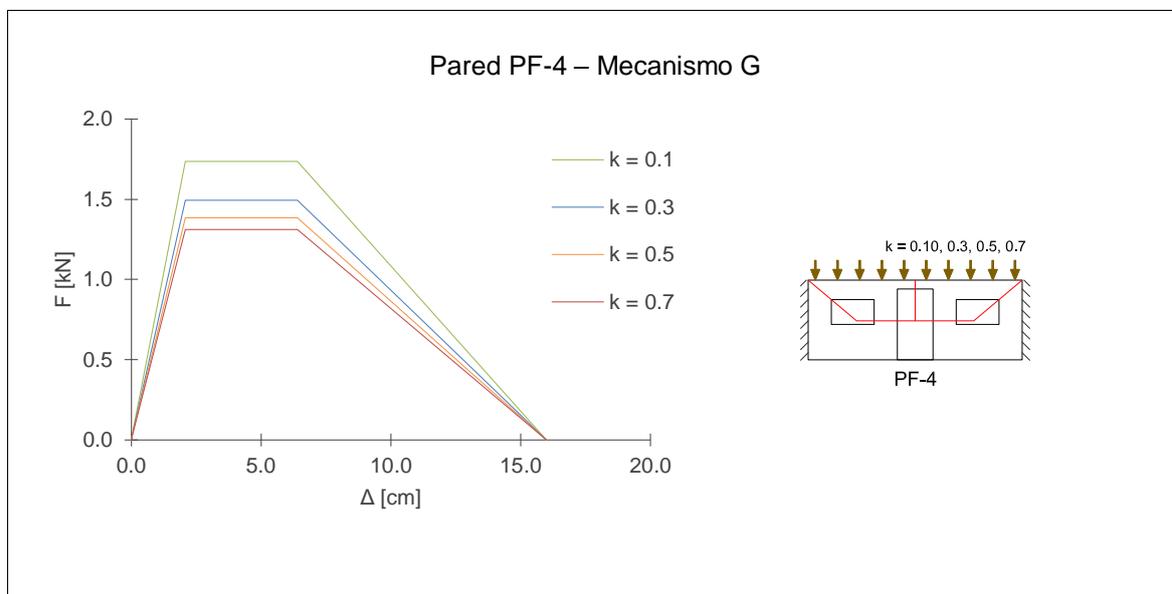
Estado	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
Nuevo	3,20	1,0	4,5	16,0
Moderado	2,67	2,1	6,4	16,0
Severo	2,22	3,2	8,0	16,0



Dentro del mecanismo B1, las paredes son más vulnerables a estados de degradación alto. Los desplazamientos y variación de rigidez se mantienen a comparación del mecanismo A. Sin embargo los factores de sobrecarga determinan una gran diferencia de capacidad, la pared PL1 (no portante) es vulnerable a este tipo de falla.

Capacidad por el factor de carga

Se presenta el mecanismo G para la pared de fachada de un piso, PF-4, en estado de degradación moderado.

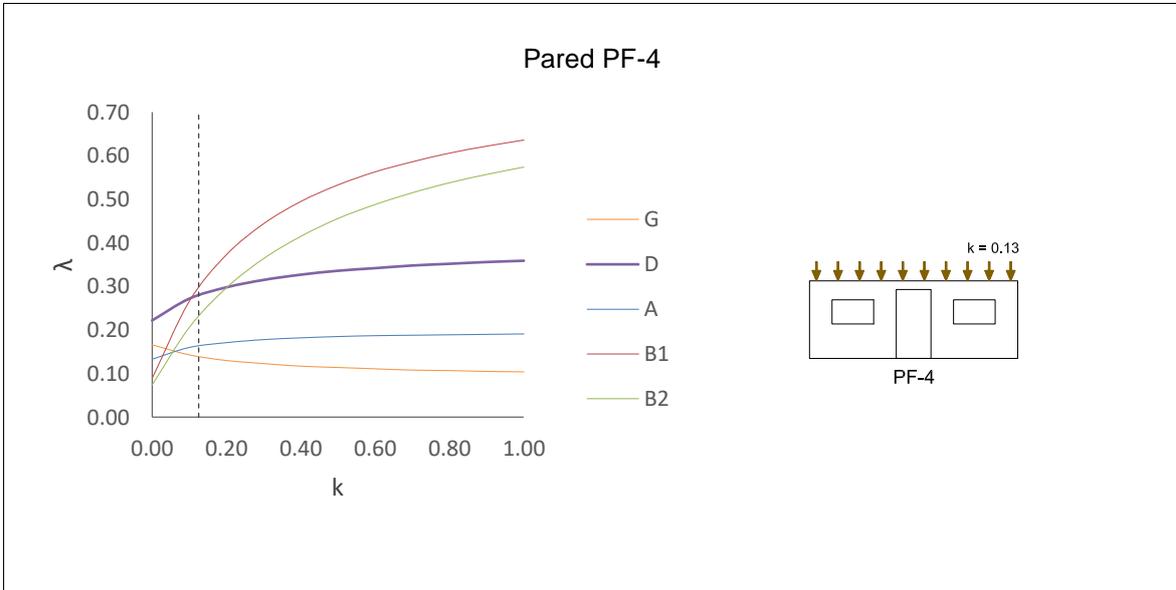


k	λ	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
0,10	0,143	1,74	2,1	6,4	16,0
0,30	0,123	1,49	2,1	6,4	16,0
0,50	0,114	1,38	2,1	6,4	16,0
0,70	0,108	1,31	2,1	6,4	16,0

La pared de fachada PF4 es más vulnerable a fallas en arco (mecanismo G), al aumento de carga sobre la pared, sin embargo no se evidencia grandes variaciones de fuerza (F) como fue el caso de edificaciones de dos pisos.

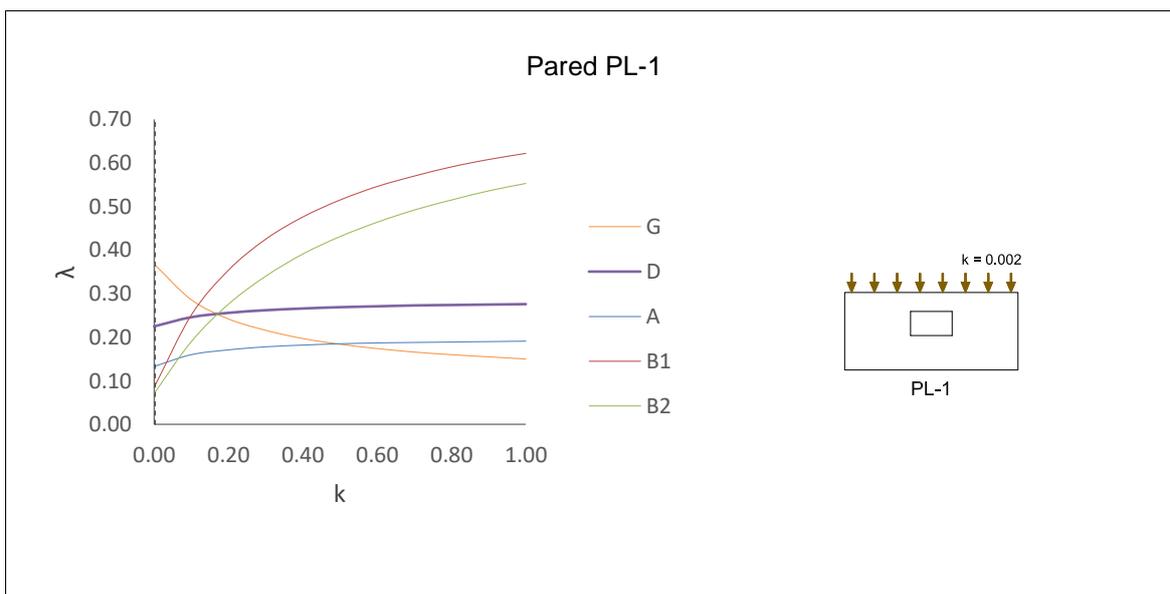
La sobrecarga favorecerá al aplastamiento de la pared, lo cual con fuerzas laterales relativamente pequeñas es fácil encontrar las fallas en arco.

La variación del factor multiplicador de colapso frente el factor de sobrecarga se presenta para las paredes de tipología de un piso (PF-4, PL-1). Para la tipología de dos pisos (PF-5, PL-2) se muestra en los anexos.



k	λ				
	A	B1	B2	D	G
0	0,133	0,089	0,074	0,222	0,166
0,1	0,160	0,266	0,206	0,272	0,143
0,2	0,171	0,373	0,297	0,298	0,130
0,3	0,178	0,444	0,364	0,315	0,123
0,4	0,182	0,495	0,415	0,327	0,117
0,5	0,185	0,533	0,456	0,336	0,114
0,6	0,187	0,563	0,488	0,342	0,111
0,7	0,188	0,586	0,515	0,348	0,108
0,8	0,189	0,606	0,538	0,352	0,107
0,9	0,190	0,622	0,557	0,356	0,105
1	0,191	0,636	0,574	0,359	0,104

En la variación de sobrecarga (k), la fuerza para el mecanismos A se mantiene relativamente constante, en D la fuerza tiende a aumentar ligeramente sin embargo llega a mantenerse constante para factores de carga altos. Los mecanismos B1 y B2 muestran un incremento aproximadamente lineal, donde el factor de sobrecarga incide en el desarrollo de estas fallas. El mecanismo G en de tipologías de un piso, la fuerza llega a mantenerse constante a cargas altas, particularidad que no posee las tipologías de dos pisos.

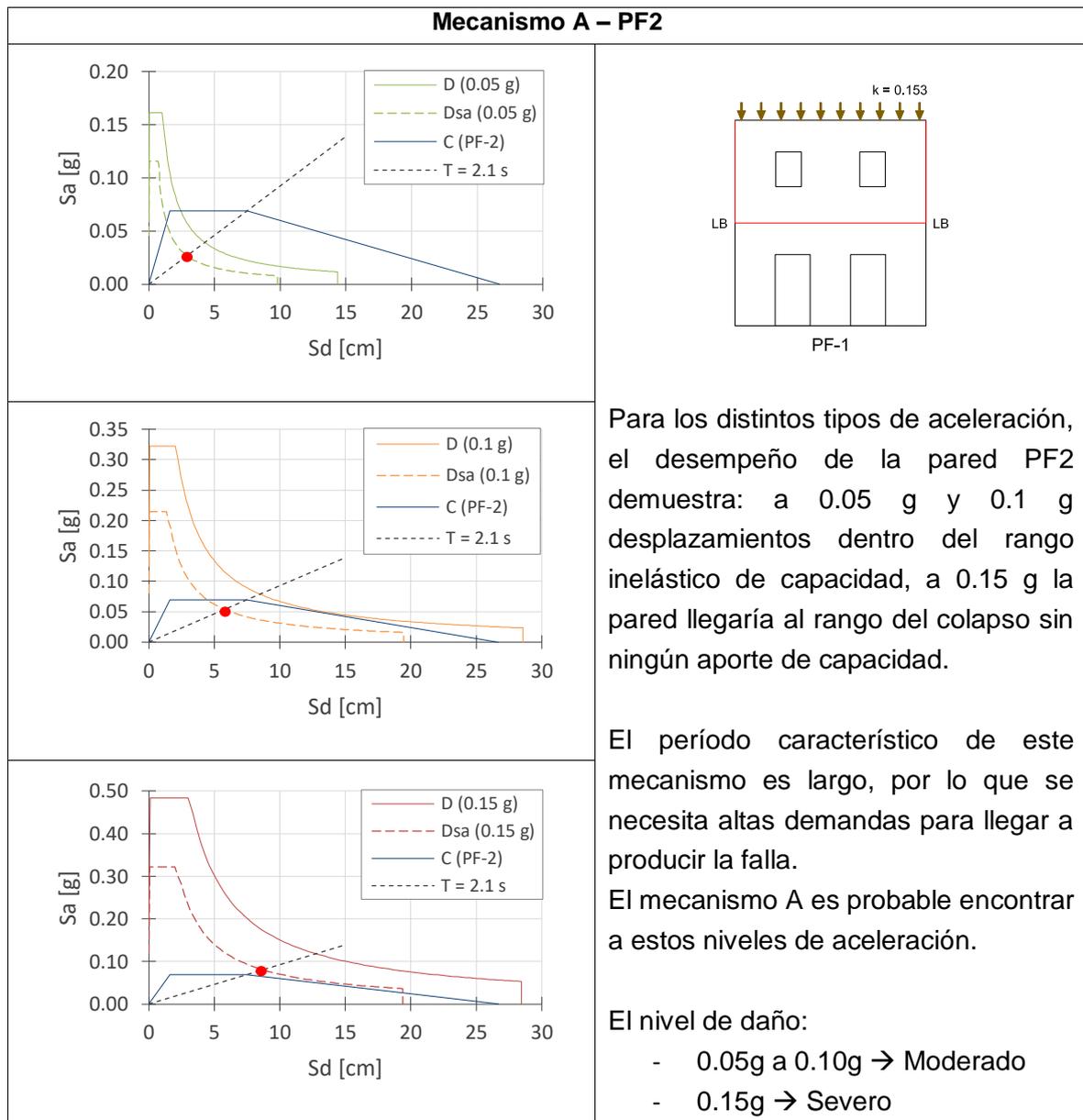


k	λ				
	A	B1	B2	D	G
0	0,133	0,085	0,071	0,225	0,368
0,1	0,160	0,251	0,190	0,246	0,286
0,2	0,171	0,354	0,276	0,256	0,242
0,3	0,178	0,425	0,340	0,262	0,216
0,4	0,182	0,476	0,391	0,266	0,197
0,5	0,185	0,515	0,431	0,269	0,184
0,6	0,187	0,546	0,464	0,271	0,174
0,7	0,188	0,570	0,492	0,273	0,166
0,8	0,189	0,591	0,515	0,274	0,160
0,9	0,190	0,608	0,536	0,275	0,155
1	0,191	0,622	0,553	0,276	0,150

6.4 Resultados de la Evaluación

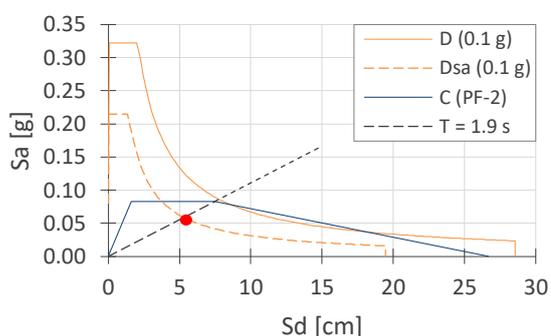
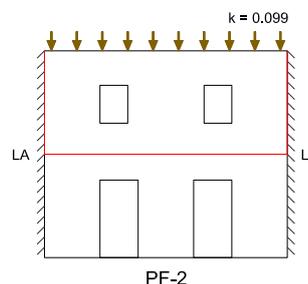
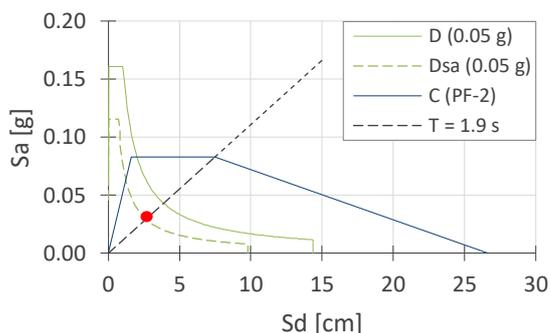
6.4.1 Desempeño de la Pared PF-2

Obtenidos los gráficos de capacidad, se obtiene el desempeño de un tipo de pared del sector urbano en cada mecanismo. Mediante la intersección se determinan los desplazamientos que demandan los distintos niveles de aceleración.

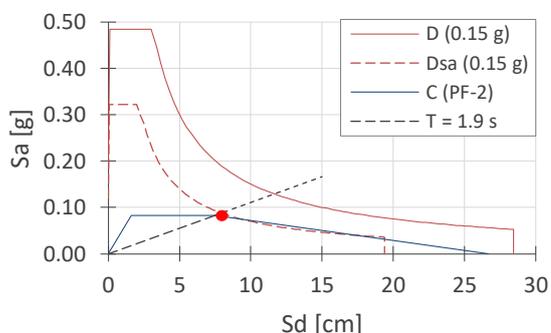


Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
S_a [g]	S_{d1} [cm]	S_{d2} [cm]	S_{du} [cm]		S_a [g]	S_d [cm]
0.07	2	7	27	0.05	0.03	2.9
				0.10	0.05	5.8
				0.15	0.08	8.8

Mecanismo B1 – PF2



Para los distintos tipos de aceleración, el desempeño de la pared PF2 demuestra: a 0.05 g y 0.1 g desplazamientos dentro del rango inelástico en el límite de fuerza, a 0.15 g la pared está en el rango de colapso con pérdida de capacidad.



El período característico de este mecanismo es largo, por lo que se necesita altas demandas para llegar a producir la falla.

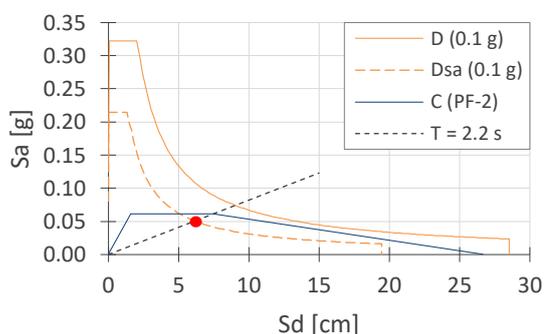
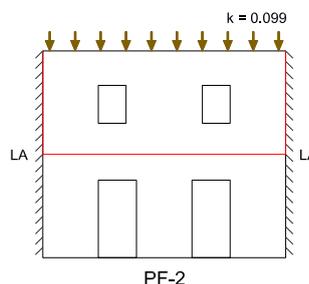
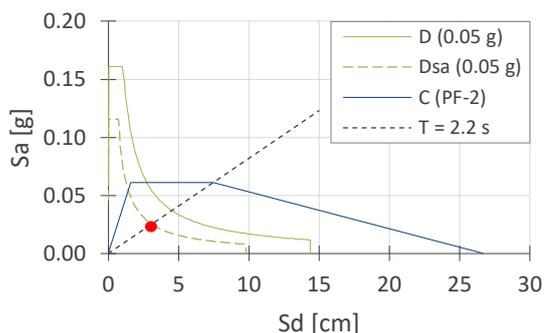
El mecanismo B1 es probable encontrar a estos niveles de aceleración.

El nivel de daño:

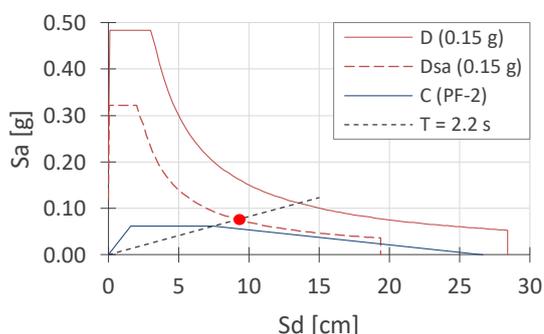
- 0.05g a 0.10g → Moderado
- 0.15g → Severo

Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
Sa [g]	Sd1 [cm]	Sd2 [cm]	Sdu [cm]		Sa [g]	Sd [cm]
0.08	2	7	27	0.05	0.03	2.6
				0.10	0.06	5.3
				0.15	0.09	7.9

Mecanismo B2 – PF2



Para los distintos tipos de aceleración, el desempeño de la pared PF2 demuestra: a 0.05 g y 0.1 g desplazamientos dentro del rango inelástico en el límite de fuerza, a 0.15 g la pared está en el rango del colapso perdiendo capacidad.



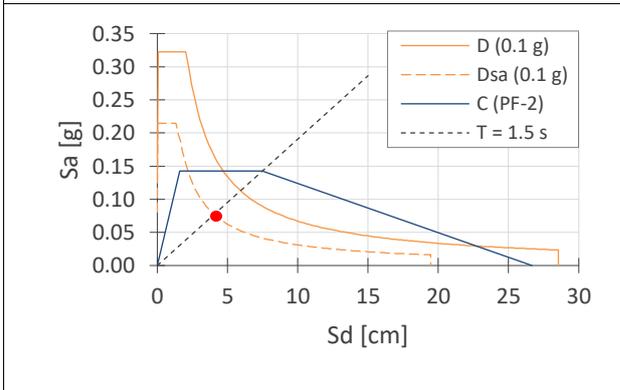
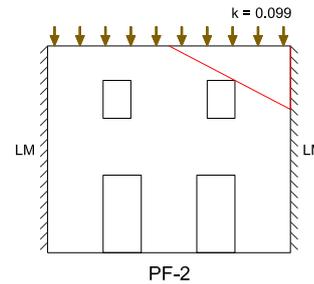
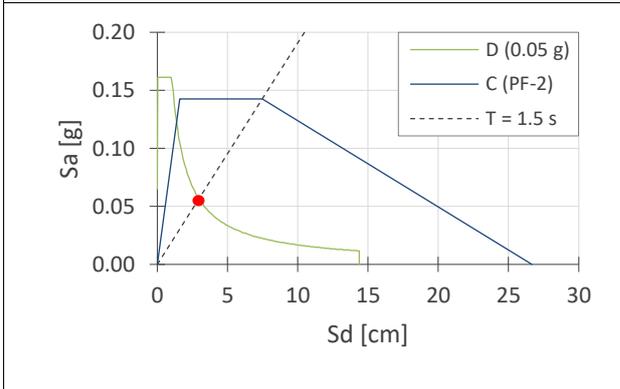
El período característico de este mecanismo es mayor que A y B1. Se requieren aceleraciones altas para producir el fallo.

El nivel de daño:

- 0.05g a 0.10g → Moderado
- 0.15g → Severo

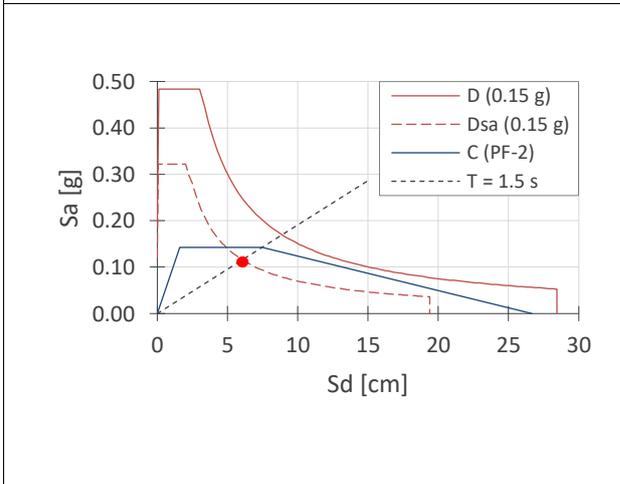
Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
Sa [g]	Sd1 [cm]	Sd2 [cm]	Sdu [cm]		Sa [g]	Sd [cm]
0.06	2	7	27	0.05	0.02	3.1
				0.10	0.05	6.3
				0.15	0.07	9.4

Mecanismo D – PF2



En el mecanismo D, las aceleraciones de demanda 0.05 g y 0.10 g demuestran un desempeño en la pared dentro del rango inelástico con 3 y 4 cm respectivamente. Para la aceleración de 0.15 g un desplazamiento de 6 cm.

Para los tres niveles de aceleración, la capacidad para la falla D está dentro del rango inelástico en el límite de fuerza.



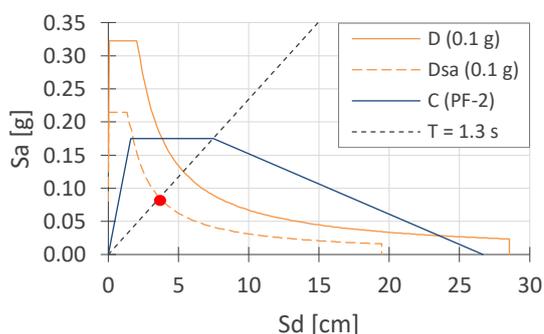
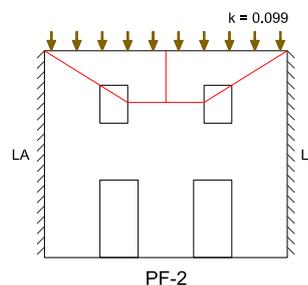
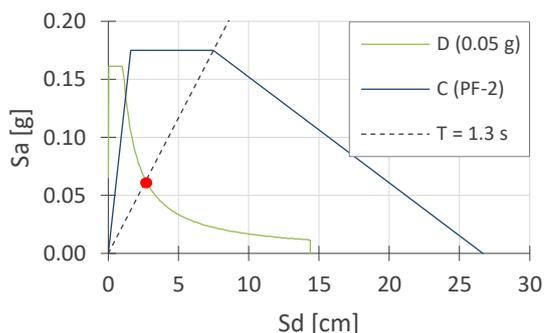
A comparación de los mecanismos anteriores, esta falla necesita de aceleraciones de demanda altas para producir el colapso de la esquina de la pared.

El nivel de daño:

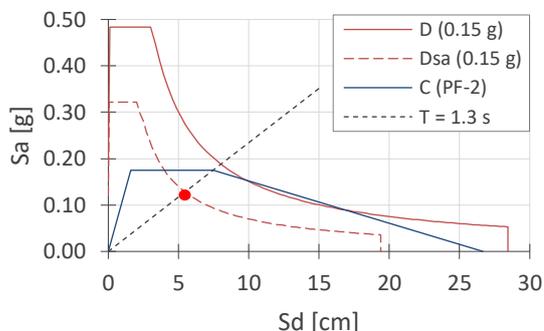
- 0.05g a 0.15g → Moderado

Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
Sa [g]	Sd1 [cm]	Sd2 [cm]	Sdu [cm]		Sa [g]	Sd [cm]
0.14	2	7	27	0.05	0.06	3.0
				0.10	0.08	4.0
				0.15	0.12	6.0

Mecanismo G – PF2



Dentro del mecanismo G, las aceleraciones 0.05 g, 0.1 g y 0.15 g demandan un desempeño de 2.7, 3.6 y 5.4 cm respectivamente, estando en el rango inelástico de la pared.



Este mecanismo requiere un gran aporte de sobrecarga para producir totalmente la falla, es por eso, que a estos niveles de aceleración no se tienen desplazamientos que estén dentro del rango de colapso. Sin embargo es posible encontrar esta falla parcialmente.

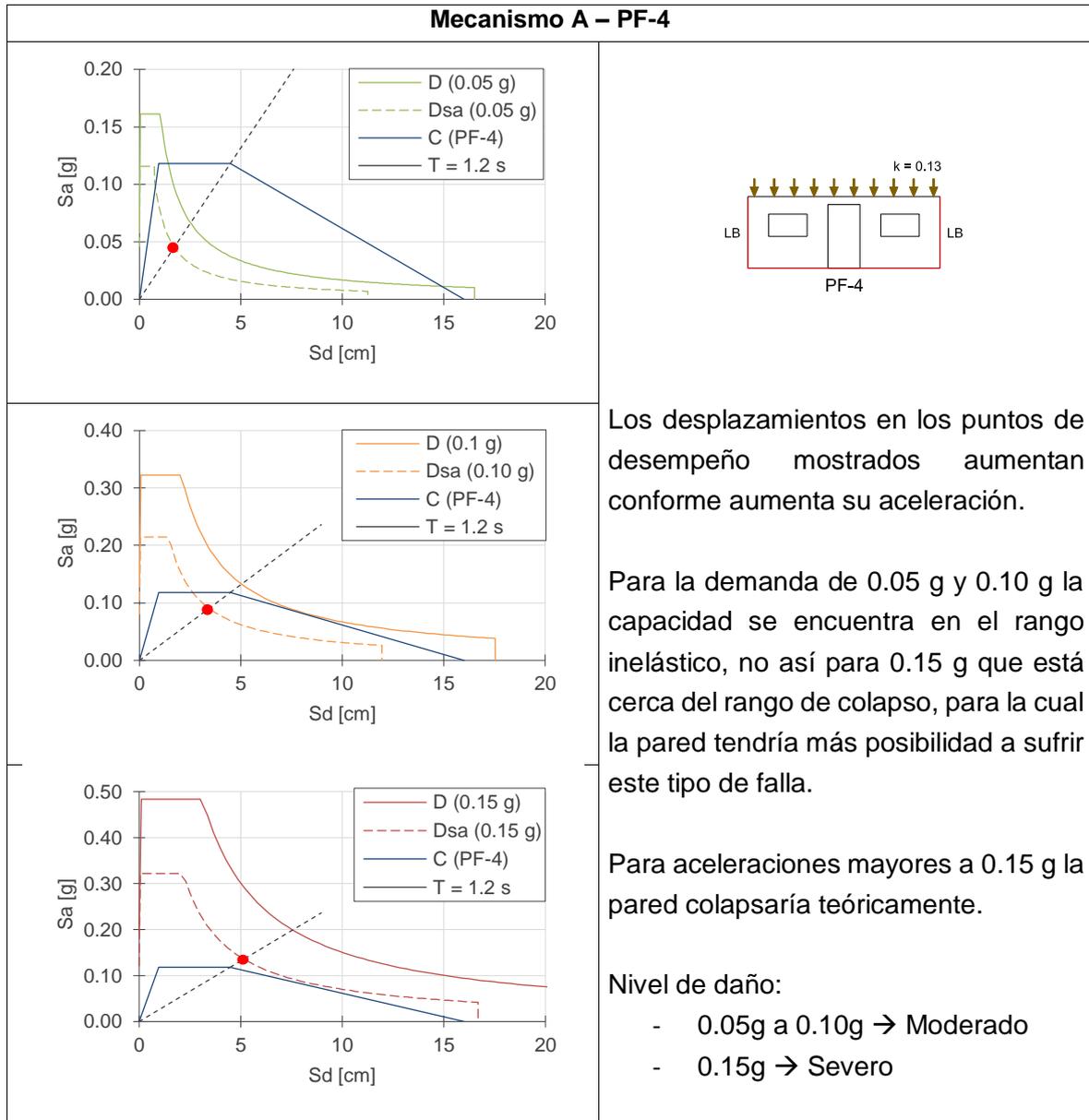
El nivel de daño:

- 0.05g a 0.15g → Moderado

Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
Sa [g]	Sd1 [cm]	Sd2 [cm]	Sdu [cm]		Sa [g]	Sd [cm]
0.17	2	7	27	0.05	0.06	2.7
				0.10	0.09	3.6
				0.15	0.13	5.4

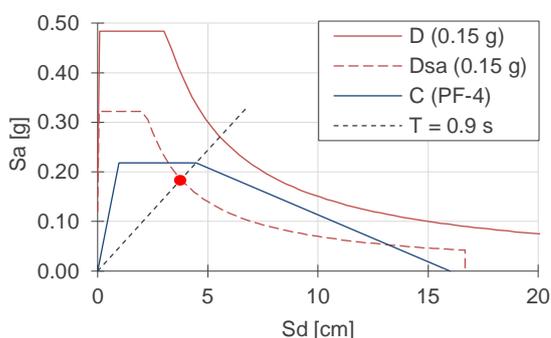
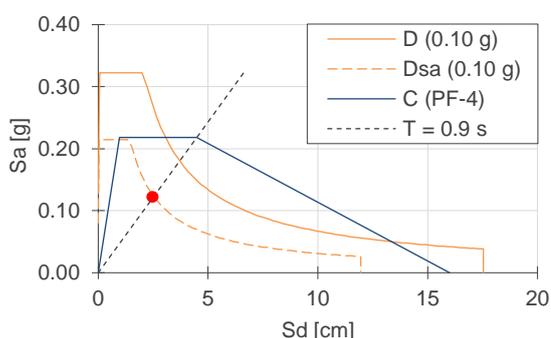
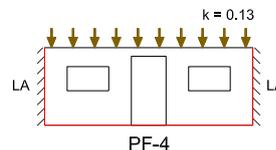
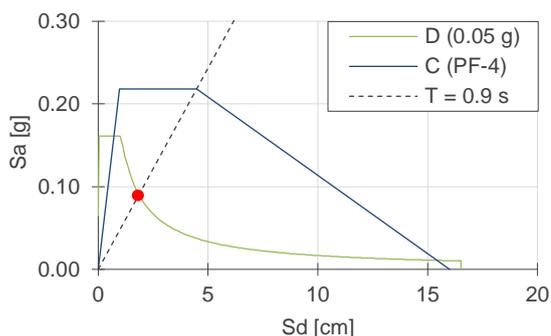
6.4.2 Desempeño de la Pared PF-4

Obtenidos los gráficos de capacidad, se obtiene el desempeño de un tipo de pared del sector rural en cada mecanismo. Mediante la intersección se determinan los desplazamientos que demandan los distintos niveles de aceleración.



Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
S_a [g]	S_{d1} [cm]	S_{d2} [cm]	S_{du} [cm]		S_a [g]	S_d [cm]
0,12	1	4	16	0,05	0,04	1,7
				0,10	0,09	3,5
				0,15	0,13	5,2

Mecanismo B1 – PF-4



Los desplazamientos de demanda están dentro del rango límite de capacidad (1 – 4 cm) lo cual indica que están dentro del comportamiento inelástico de la pared.

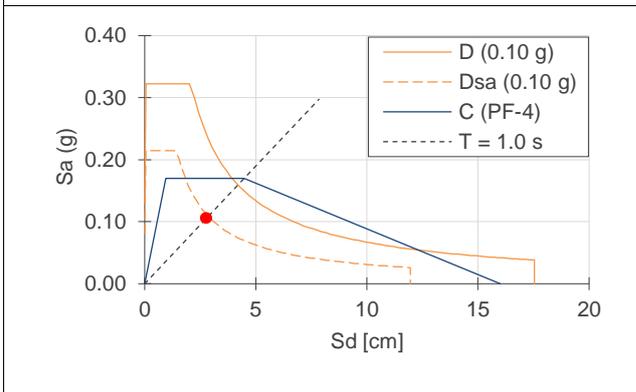
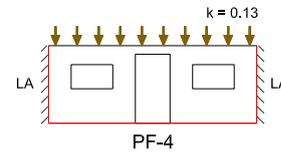
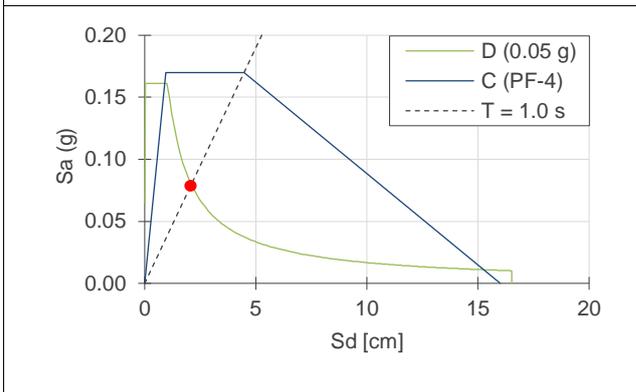
Para la aceleración de 0.05 g no fue necesaria una reducción por amortiguamiento, debido a que espectro interseca a la curva de capacidad en el rango elástico, siendo equiparable realizar una comparación en estados con iguales condiciones de amortiguamiento.

Nivel de daño:

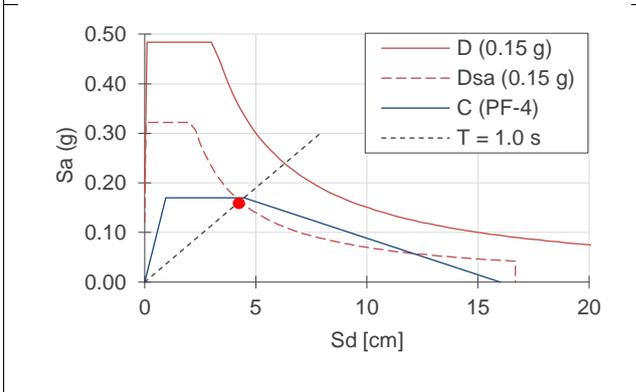
- 0.05g a 0.15g → Moderado

Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
Sa [g]	Sd1 [cm]	Sd2 [cm]	Sdu [cm]		Sa [g]	Sd [cm]
0,22	1	4	16	0,05	0,09	1,8
				0,10	0,12	2,5
				0,15	0,19	3,8

Mecanismo B2 – PF-4



El desplazamiento de demanda para la aceleración de 0.10 g está en el rango inelástico.



Para la aceleración de 0.15 g ya sobrepasa con 0.4 cm la capacidad, pero se puede asumir no en un rango de colapso sino en una transición.

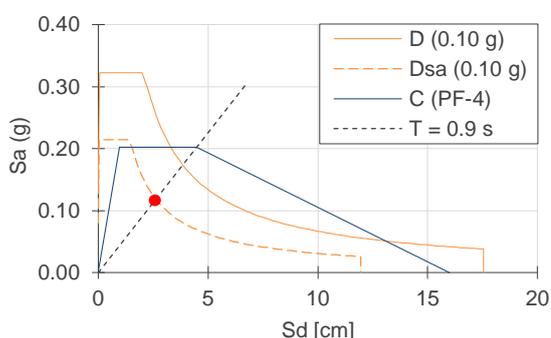
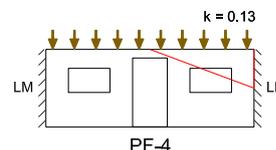
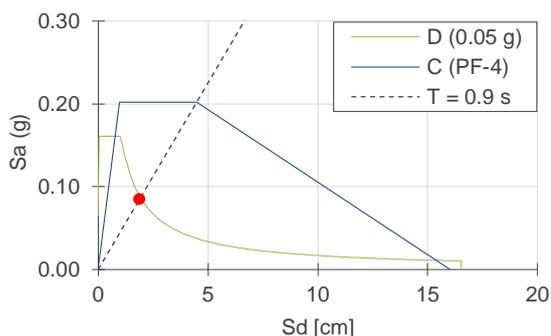
De igual manera para la aceleración de 0.05 g no fue necesaria realizar una reducción en el espectro de demanda.

Nivel de daño:

- 0.05g a 0.10g → Moderado
- 0.15g → Severo

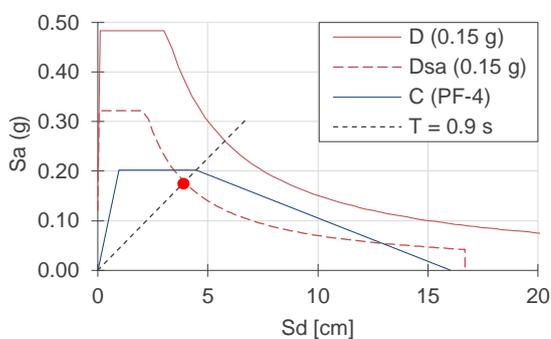
Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
Sa [g]	Sd1 [cm]	Sd2 [cm]	Sdu [cm]		Sa [g]	Sd [cm]
0,17	1	4	16	0,05	0,08	2,1
				0,10	0,11	2,9
				0,15	0,16	4,4

Mecanismo D – PF-4



Los desplazamientos de demanda están dentro del rango de capacidad (1 – 4 cm) lo cual indica que se encuentran en el rango inelástico.

Para la aceleración de 0.15 g, el desplazamiento de 4 cm está dentro del rango de capacidad máxima, cerca del estado de transición al colapso.



Este es un mecanismo necesita magnitudes de aceleración más elevadas para producir completamente el fallo, las condiciones de ligazón media podrían restringir su efecto.

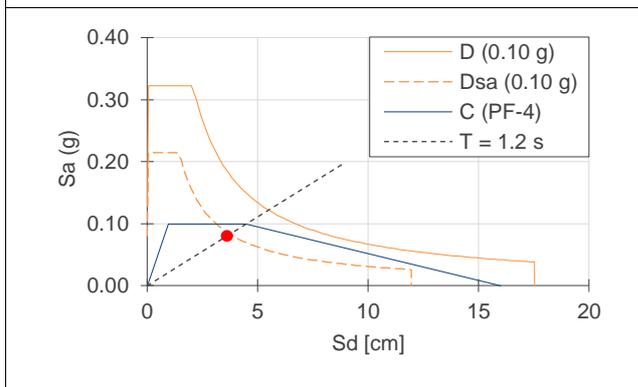
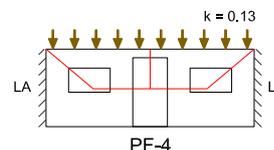
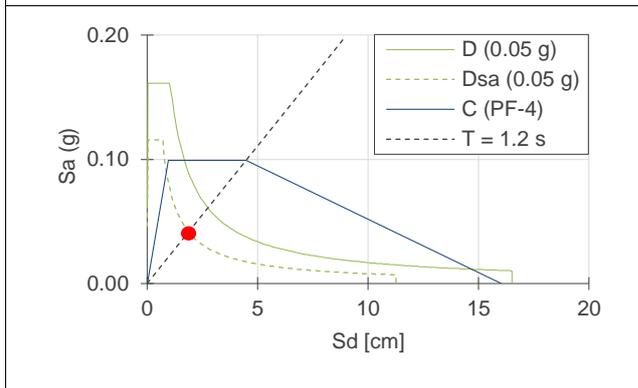
La aceleración de 0.05 g no fue necesaria una reducción de la demanda.

Nivel de daño:

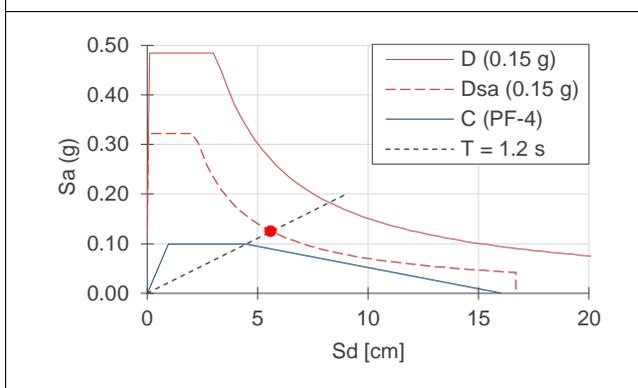
- 0.05g a 0.15g → Moderado

Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
Sa [g]	Sd1 [cm]	Sd2 [cm]	Sdu [cm]		Sa [g]	Sd [cm]
0,20	1	4	16	0,05	0,09	1,9
				0,10	0,12	2,6
				0,15	0,18	4,0

Mecanismo G – PF-4



Para la demanda de 0.05 g y 0.10 g la capacidad se encuentra en el rango inelástico, no así para 0.15 g que ya está cercano al desplazamiento de inestabilidad o colapso.



Para aceleraciones mayores a 0.15 g la pared se encontraría sin aporte de capacidad, es decir pérdida de rigidez y cercana al punto de colapso.

Este es un tipo de mecanismo que depende en gran parte del factor de sobrecarga.

Nivel de daño:

- 0.05g a 0.10g → Moderado
- 0.15g → Severo

Capacidad (C)				Aceleración [g]	Demanda (Dsa)	
Sa [g]	Sd1 [cm]	Sd2 [cm]	Sdu [cm]		Sa [g]	Sd [cm]
0,10	1	4	16	0,05	0,04	1,9
				0,10	0,08	3,8
				0,15	0,12	5,6

6.5 Resumen de Resultados

Se muestra un cuadro de resumen, con los resultados de los análisis de las curvas de capacidad tri-lineal, donde se indica la falla dominante según las condiciones de ligazón y parámetro geométricos de cada pared.

Tipo de Pared	Estado de Carga	Parámetros Geométricos				Mecanismo Dominante		
		Largo de pared [m]	Alto [m]	Espesor [cm]	Esbeltez (h/t)	LA	LM	LB
PF-1	Portante	6.00	3.25	30	10.8	B2	D	A
PF-2		7.00	3.00	50	6.0	G	D	A
PF-3		8.00	3.00	50	6.0	G	D	A

Tabla 6.7. Fallas dominantes en paredes del sector urbano.

Tipo de Pared	Estado de carga	Parámetros Geométricos				Mecanismo Dominante		
		Largo de pared [m]	Alto [m]	Espesor [cm]	Esbeltez (h/t)	LA	LM	LB
PF-4	Portante	6.00	2.25	30	7.5	G	D	A
PF-5		8.00	3.00	50	6.0	G	D	A
PL-1	No	5.00	2.25	30	7.5	B2	D	A
PL-2	Portante	8.00	3.00	50	6.0	B2	D	A

Tabla 6.8. Fallas dominantes en paredes del sector rural.

De igual manera se tiene un resumen de los resultados del desempeño de los mecanismos de falla en las paredes PF-2 (urbano) y PF-4 (rural), donde se presenta el desplazamiento demandado por los niveles de aceleración.

Pared	Aceleración [g]	Desplazamiento Demanda [cm]				
		LA			LM	LB
		B1	B2	G	D	A
PF-2	0.05	2.6	3.1	2.7	3.0	2.9
	0.10	5.3	6.3	3.6	4.0	5.8
	0.15	7.9	9.4	5.4	6.0	8.8

Tabla 6.9. Desplazamientos de demanda en tipología de dos pisos.

Pared	Aceleración [g]	Desplazamiento Demanda [cm]				
		LA			LM	LB
		B1	B2	G	D	A
PF-4	0.05	1.8	2.1	1.9	1.9	1.7
	0.10	2.5	2.9	3.8	2.6	3.5
	0.15	3.8	4.4	5.6	4.0	5.2

Tabla 6.10. Desplazamientos de demanda en tipología de un piso.

Fallas dominantes para **paredes de adobe**

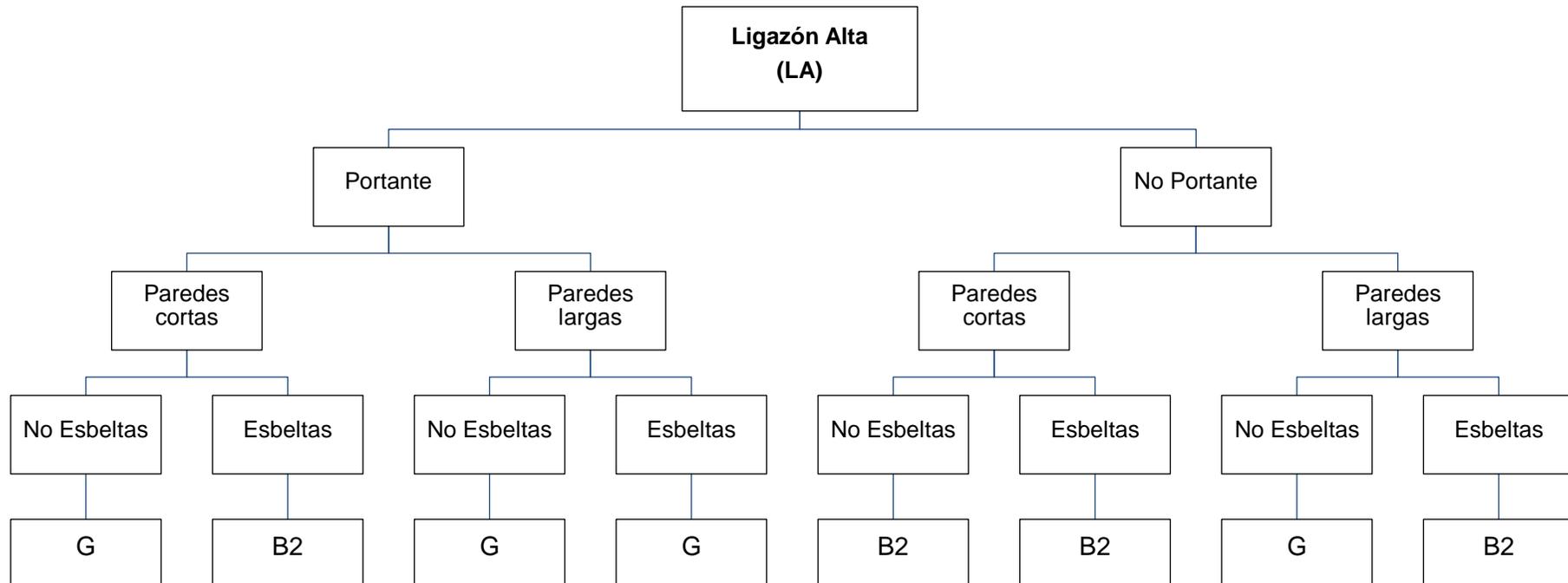


Figura 6.2. Diagrama para fallas dominantes en ligazón alta

Pared corta: menor 6 m

Pared larga: fachada (6 – 8 m), lateral (6 – 10 m)

Esbeltez: relación entre alto/espesor (h/t). No Esbeltas (5-8), Esbeltas (8-10)

Nota: El diagrama de fallas fuera del plano, corresponde a una generalización de parámetros geométricos y condiciones de borde para cualquier tipo de pared, excepto para paredes laterales del casco urbano.

Fallas dominantes para **paredes de adobe**

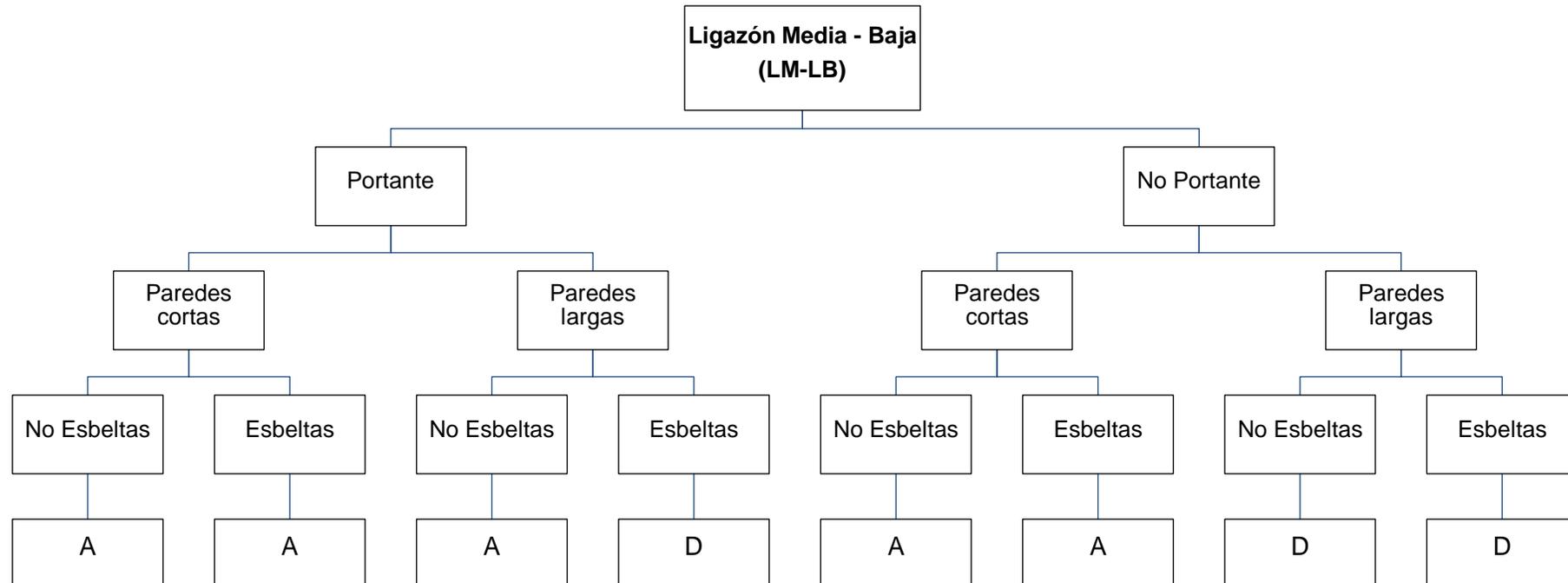


Figura 6.3. Diagrama para fallas dominantes en ligazón media - baja

Pared corta: menor 6 m

Pared larga: fachada (6 – 8 m), lateral (6 – 10 m)

Esbeltez: relación entre alto/espesor (h/t). No Esbeltas (5-8), Esbeltas (8-10)

Nota: El diagrama de fallas fuera del plano, corresponde a una generalización de parámetros geométricos y condiciones de borde para cualquier tipo de pared, excepto para paredes laterales del casco urbano.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

El desarrollo del presente trabajo supuso la revisión de un marco teórico amplio en relación al estudio de tipologías de pared, la interpretación de las fallas fuera del plano, modelización y, por otra parte, un esfuerzo de adaptación para su aplicación con edificaciones de MNR en Cuenca. Por esta razón las conclusiones no se refieren únicamente a los resultados, sino también al proceso de adaptación del marco teórico.

7.1.1. Establecimiento del conjunto de paredes de estudio

- El tipo de viviendas que se adoptaron corresponde a tipologías arquitectónicas de volumen cerrado, la cual es relativamente sencilla de modelizar y es consistente con la orientación hacia un estudio de escala territorial.
- En el estudio de las diferentes tipologías de edificaciones de adobe, se deben destacar los parámetros geométricos, propiedades mecánicas del material, ligazón entre paredes y factores de sobrecarga como características fundamentales para la implementación de un modelo de macro-elementos.
- La relación de aspecto de las edificaciones en Cuenca guarda correspondencia con la zona de estudio, por lo que, las edificaciones de MNR del caso urbano tienen relación de aspecto rectangular y en el caso rural relaciones cuadradas.
- Las paredes de las edificaciones en la zona urbana se encuentran adosadas y las rurales las paredes perimetrales están libres. Por tal razón no fue posible desarrollar fallas fuera del plano en las paredes laterales del casco urbano.
- En el conjunto de paredes construidas, el porcentaje de área aberturas/área de paredes de fachada está dentro del rango del 12%-27%, y en las paredes laterales en el rango del 2%-7%.

7.1.2. Acerca del método de evaluación

- La selección de las fallas fuera del plano propuesto en la literatura fue realizada según los criterios y consideraciones de las características tipológicas predominantes en edificaciones de la zona urbana y rural, los mecanismo de falla fueron reducidos a: volcamientos simples (A y D), volcamientos compuestos (B1 y B2) y fallas con efecto de arco (G).
- Los estudios de vulnerabilidad parten de la premisa que el modo de falla fuera del plano dominante en las paredes es derivado de las fallas en el plano.

- El modelo tri-lineal es una síntesis de estudios analíticos y experimentales que se resumen en una curva de capacidad, este modelo de capacidad no implica un análisis push-over sino el cálculo de los puntos notables de la curva como: estados límites de desplazamientos para paredes semirrígidas y fuerzas máximas.
- La aplicación del modelo tri-lineal no requiere ensayos o pruebas de laboratorio, por lo que únicamente con las dimensiones y condiciones de borde de las paredes es posible representar una curva de capacidad.
- El factor multiplicador de colapso considera un amplio marco de parámetros, desde las dimensiones de porciones de pared fallada hasta la distribución de los bloques de adobe; además el ángulo de agrietamiento con el cual se provocará el colapso de la porción de pared.
- El método de evaluación es análogo al procedimiento de un espectro elástico de capacidad, la intersección de espectro de demanda con el período secante efectivo de la curva de capacidad genera un punto de desempeño. Además, la incorporación de una demanda sobre-amortiguada mediante una reducción espectral cuando el punto de desempeño se encuentre en el rango no elástico.
- Mediante espectros con aceleraciones de suelo más probables (0.05 g, 0.1 g y 0.15 g), se realizó una evaluación de los mecanismo de colapso, con los cuales se puede establecer el desplazamiento demandado para cada tipo de pared.

7.1.3. Acerca de los resultados

- Los modelos de evaluación demostraron la capacidad de las paredes de adobe frente a los distintos mecanismos de falla fuera del plano, obteniendo así las fallas más probables de acuerdo a sus parámetros geométricos y condiciones de borde.
- El comportamiento de los mecanismos está ligado principalmente a las conexiones entre paredes ortogonales. Mientras la conexión se encuentre en mejor estado, la fuerza necesaria para producir el mecanismo será mayor, como es el caso de los mecanismos B1, B2 y G.
- El mecanismo B2 es menor al B1 en proporción de fuerza, por lo que se espera que el modo de falla dominante sea el mecanismo B2 para paredes con ligazón alta.
- Los mecanismo A y D tienen conexiones de estado medio a bajo; estas fallas son esperadas debido a que en la ciudad generalmente existe una mala estructuración en las conexiones de paredes de adobe.

- El parámetro que gobierna la capacidad frente a los mecanismos de falla es el espesor de la pared, la relación de fuerza que existe entre espesores de 50 cm y 30 cm para cada mecanismo es:
 - Para ligazones altas, la proporción de fuerza en A es 1.7, B1 y B2 es 2.2
 - Para ligazones medias, la proporción de fuerza en D es 2.5
 - Para ligazones bajas, la proporción de fuerza en A es 1.7
- El esquema de la activación de los modos de falla fuera del plano se desarrolla por los distintos parámetros y condiciones de borde de la pared. En las Figura 6.2 y Figura 6.3 se muestra un diagrama de flujo con la variabilidad de valores y condiciones de: grado de ligazón, sobrecarga, largos de pared y relaciones de esbeltez, para los cuales se dará lugar a un mecanismo de falla fuera del plano. La combinación de la geometría, conexión y sobrecarga llevará a obtener un cierto tipo de mecanismo de colapso en la pared.
- En la construcción del espectro de demanda, las condiciones de evaluación para el peligro sísmico ($z=0.25$ g) en la provincia del Azuay generan niveles de aceleración altos, con los cuales ningún mecanismo de falla demuestra resistencia.
- En la evaluación de desplazamientos demandados en la pared PF-2. Para los distintos niveles de aceleración, los mecanismos que demandan un mayor desplazamiento (fallas dominantes) son los siguientes:
 - Para 0.05 g son B2 y D.
 - Para 0.10 g son B2 y A.
 - Para 0.15 g son B2 y A.
- En el caso de la pared PF-4 (un piso), los mecanismos dominantes según los distintos niveles de aceleración son los siguientes:
 - Para 0.05 g son B2 y D.
 - Para 0.10 g son G y A.
 - Para 0.15 g son G y A.
- El comportamiento de las paredes en las fallas fuera del plano demostró que para niveles sísmicos altos (0.15g a 0.25g) se podrían esperar daños severos a colapsos totales y en niveles medios (0.05g a 0.10g) daños moderados donde se esperaría agrietamientos en el plano o cuasi colapsos.
- Las construcciones de mampostería de adobe son totalmente vulnerables a eventos sísmicos de gran escala. Precisamente la representación del espectro elástico de diseño de la norma ecuatoriana (NEC-15, 2015a) para un período de retorno 475 años demuestra que para estas tipologías de casas se esperaría colapsos totales de pared.

7.2. Recomendaciones

- Un estudio de la variabilidad e incertidumbre de los parámetros geométricos globales y de los parámetros mecánicos que posibilite una aproximación probabilista al problema estudiado.
- El modelo de evaluación está centrado para tipologías de viviendas de volumen cerrado, sin embargo existen otras tipologías muy comunes dentro de la región que combinan el volumen cerrado con portales en la pared de fachada. Por lo que es necesario adaptar un modelo donde se contemple el efecto de los portales en las fallas fuera del plano y para una posterior evaluación de vulnerabilidad sísmica.
- La adaptación de este modelo es factible para cualquier tipo de estructuración de mampostería no reforzada compuesto de unidades o bloques que conformen la pared.
- El modelo de evaluación sísmica propuesto es general y puede aplicarse a cualquier edificación de mampostería no reforzada (ejm: de ladrillo no confinado).
- Actualmente, los modelos tratan de manera separada el modo de falla global regido por mecanismos en el plano y el modelo de falla global regido por mecanismos fuera del plano. La modelización de la conexión entre paredes y piso permitiría la consideración en un modelo único de los dos modos de falla globales. Esto conllevaría a una evaluación sísmica más integral y realista de las edificaciones de mampostería.
- Implementar en un laboratorio un marco de pruebas universal que permita realizar ensayos cíclicos sobre especímenes de paredes y de pisos.

BIBLIOGRAFÍA

- Achig, Zúñiga, M., Lourdes, A., Balen, 2015. Sistema de registro de daños para determinar el estado constructivo en muros de adobe. *Maskana* 4, 71–84.
- Alvarez, N., Salgado, M., 1980. El Campesino y la vivienda rural.
- ATC-40, 1986. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.
- Bermeo, Loaiza, 2001. Generación de Escenarios de Daño Sísmico En La Ciudad de Cuenca.
- Borri, Cangi, 2004. Vulnerabilità ed interventi di prevenzione sismica nei centri storici umbri dell'alta val tiberina, in: Centro Studi Sisto Mastrodicasa. Presented at the XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia," Genoa, Italy.
- Borri, Grazini, 2004. Criteri e metodologie per il dimensionamento degli interventi con FRP nel miglioramento sismico degli edifici in muratura., in: Centro Studi Sisto Mastrodicasa. Presented at the XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia," Genoa, Italy.
- Brignola, A., 2009. Evaluation of the in-plane stiffness of timer floors for the performance-based retrofit of URM buildings. University of Genoa.
- Brown, P.W., Clifton, J.R., 1978. Adobe I: The Properties of Adobe. *Stud. Conserv.* 23, 139–146.
- Calvi, G.M., Kingsley, G.R., 1995. Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 24, 1247–1266.
- Campos F., 2009. Análisis de bloques de adobe. Municipalidad de Cuenca, Laboratorio de Suelos, Cuenca, Ecuador. Comunicación personal.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., Bazzurro, A., Porta, F., 2015. Critical review of analytical models for the in-plane and out-of-plane assessment of URM buildings.
- CIDAP, 1977. Base de Datos de Edificaciones Patrimoniales del Azuay. Cuenca.
- D'Ayala, D., 1999. Correlation of seismic damage between classes of buildings: churches and houses, in: International Workshop on Measures of Damage to Masonry Structures. Balkema, pp. 41–58.
- D'Ayala, D., Speranza, E., 2003. Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings. *Earthq. Spectra* 19, 479–509.
- D'Ayala, D., Speranza, E., 2002. An Integrated Procedure for the Assessment of Seismic Vulnerability of Historic Buildings. In 12th European Conf Earthq Eng. ResearchGate.
- Doherty, K., Griffith, M.C., Lam, N., Wilson, J., 2002. Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 31, 833–850.

- Doherty, Lam N, Griffith M, Wilson J, 2000. The modelling of earthquake induced collapse of unreinforced masonry walls combining force and displacement principals. Presented at the Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland - New Zealand.
- Doherty, Thomas Kevin, 2000. An investigation of the weak links in the seismic load path of unreinforced masonry buildings / Kevin Thomas Doherty. (Thesis).
- EN 1998, 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- FEMA 440, 2005. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures.
- Gattesco, N., Macorini, L., Benussi, F., 2007. Retrofit of wooden floors for the seismic adjustment of historical buildings with high reversible techniques. Seismic Engineering in Italy. Presented at the Proc. Of the XII National Conference, Italy.
- Giuffrè, 1993. Sicurezza e conservazione dei centri storici in area sismica, il caso Ortigia.
- Griffith, M.C., Magenes, G., Melis, G., Picchi, L., 2003. Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. J. Earthq. Eng. 07, 141–169.
- Hermida, M.A., Mogrovejo, V., 2015. Valores formales de la vivienda rural tradicional: la Provincia del Azuay, en Ecuador, como caso de estudio. Arquít. Sur 32, 30–41.
- Houben, H. Guillaud, 1989. Earth construction: A comprehensive guide. CRATerre-EAG, Intermediate Technology Publications.
- INEC, 2010. Censo de Población y Vivienda.
- Jiménez, 2002. Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación. EPN, Quito.
- Lagomarsino, S., 2015. Seismic assessment of rocking masonry structures. Bull. Earthq. Eng. 13, 97–128.
- Macchi, G., Magenes, G., 2002. Structures engineering, Ed. Vol III.
- Michel Bruneau, 1994. State-of-the-Art Report on Seismic Performance of Unreinforced Masonry Buildings. J. Struct. Eng. 120.
- NEC-15, 2015a. Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-DS Peligro Sísmico parte 1.
- NEC-15, 2015b. Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- NEC-15, 2015c. Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-CG Cargas No Sísmicas.
- NZSEE, 2006. Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes - New Zealand Society for Earthquake Engineering.

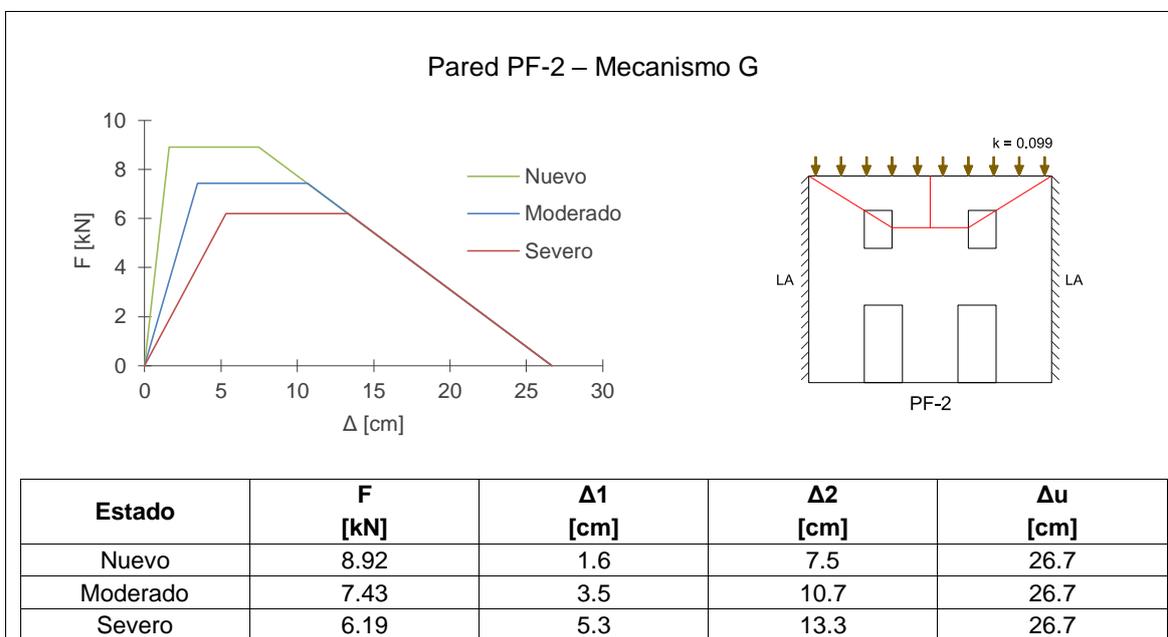
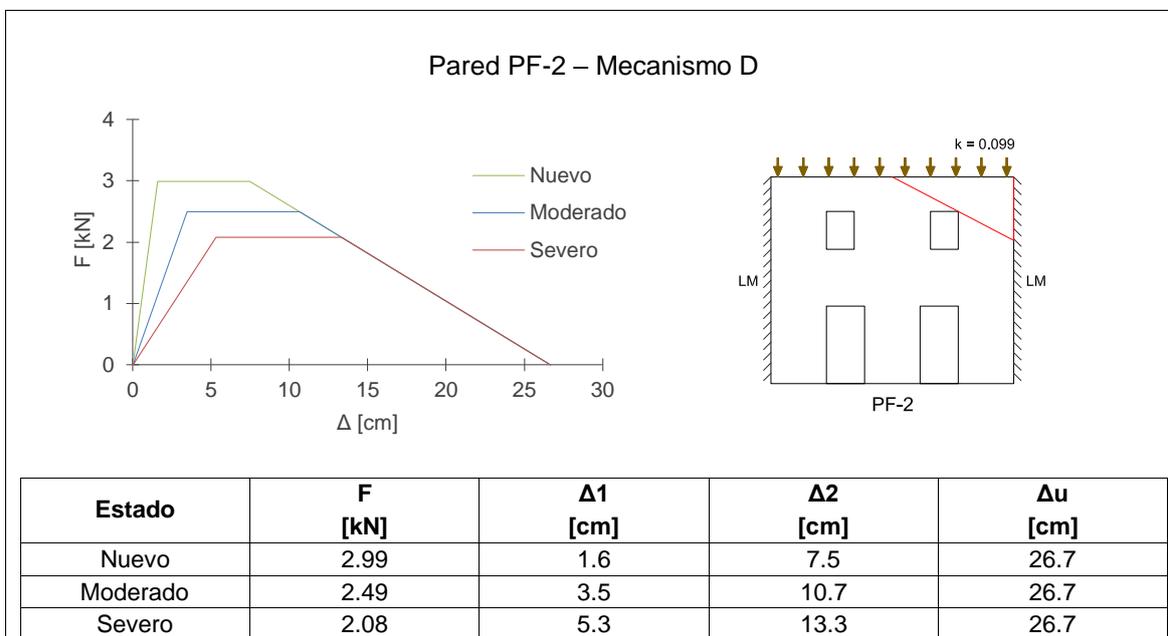


- POLIMI, 2010. New integrated knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from earthquake-induced risk (NIKER).
- Priestley, M.J.N., 1997. Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings. *J. Earthq. Eng.* 01, 157–192.
- Restrepo, L.F., Magenes, G., 2004. Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings.
- Rotondaro R., 2011. Técnicas en construcción con tierra. Red Iberoamericana PROTERRA.
- S. De Jongh, M. Van Wijnendaele, F. Cardoso, K. Van Balen, 2009. Damage Atlas of historical Cuenca, Ecuador - Damage patterns found in (mainly earthen) building materials.
- Tarque, N., Crowley, H., Pinho, R., Varum, H., 2012. Displacement-Based Fragility Curves for Seismic Assessment of Adobe Buildings in Cusco, Peru. *Earthq. Spectra* 28, 759–794.
- Vaculik, J., 2012. Unreinforced Masonry Walls Subjected to Out of Plane Seismic Actions. The University of Adelaide School of Civil, Environmental & Mining Engineering.
- Vega, S., Larrea, M., Carmen, M. del, 1980. El adobe en la construcción de viviendas.
- Zeas S., P., Flores E., M., 1982. Hacia el conocimiento de la arquitectura rural andina: caso alta montaña Cañar.

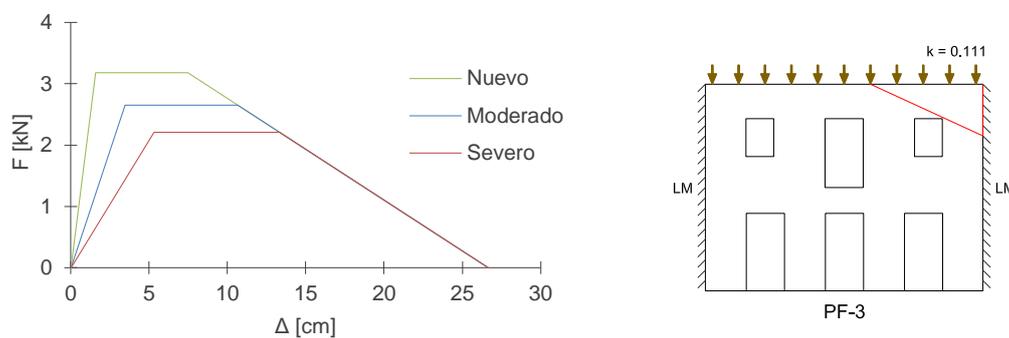
ANEXOS

Anexo 1: Capacidad de paredes en tipologías urbanas

Capacidad por el estado de degradación de la pared

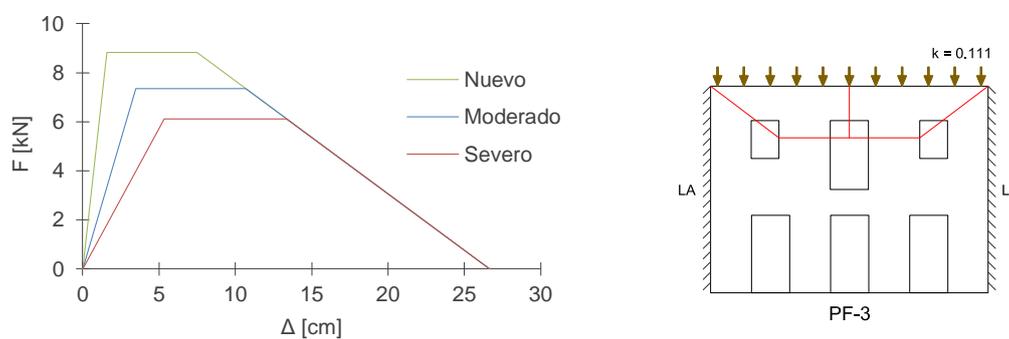


Pared PF-3 – Mecanismo D



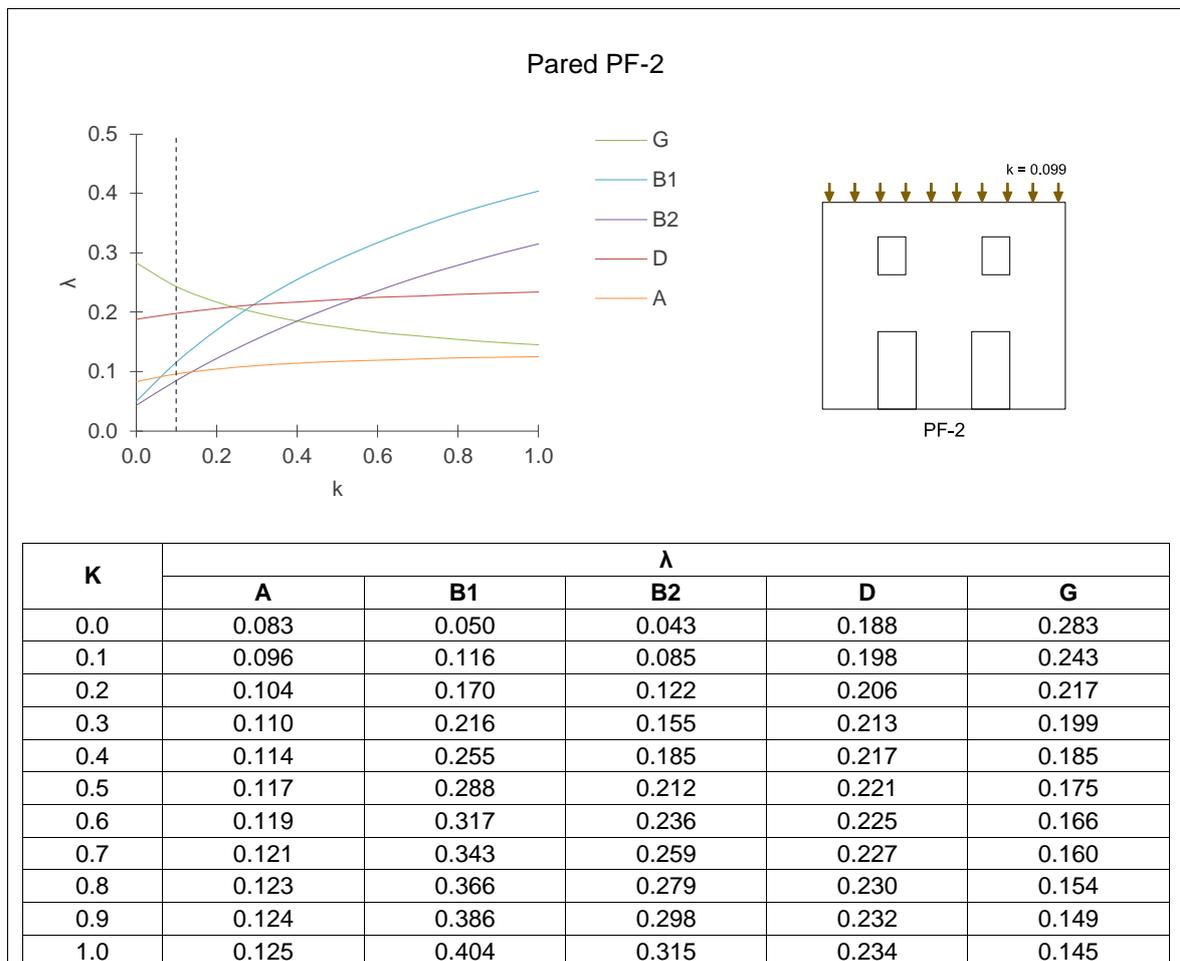
Estado	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
Nuevo	3.18	1.6	7.5	26.7
Moderado	2.65	3.5	10.7	26.7
Severo	2.21	5.3	13.3	26.7

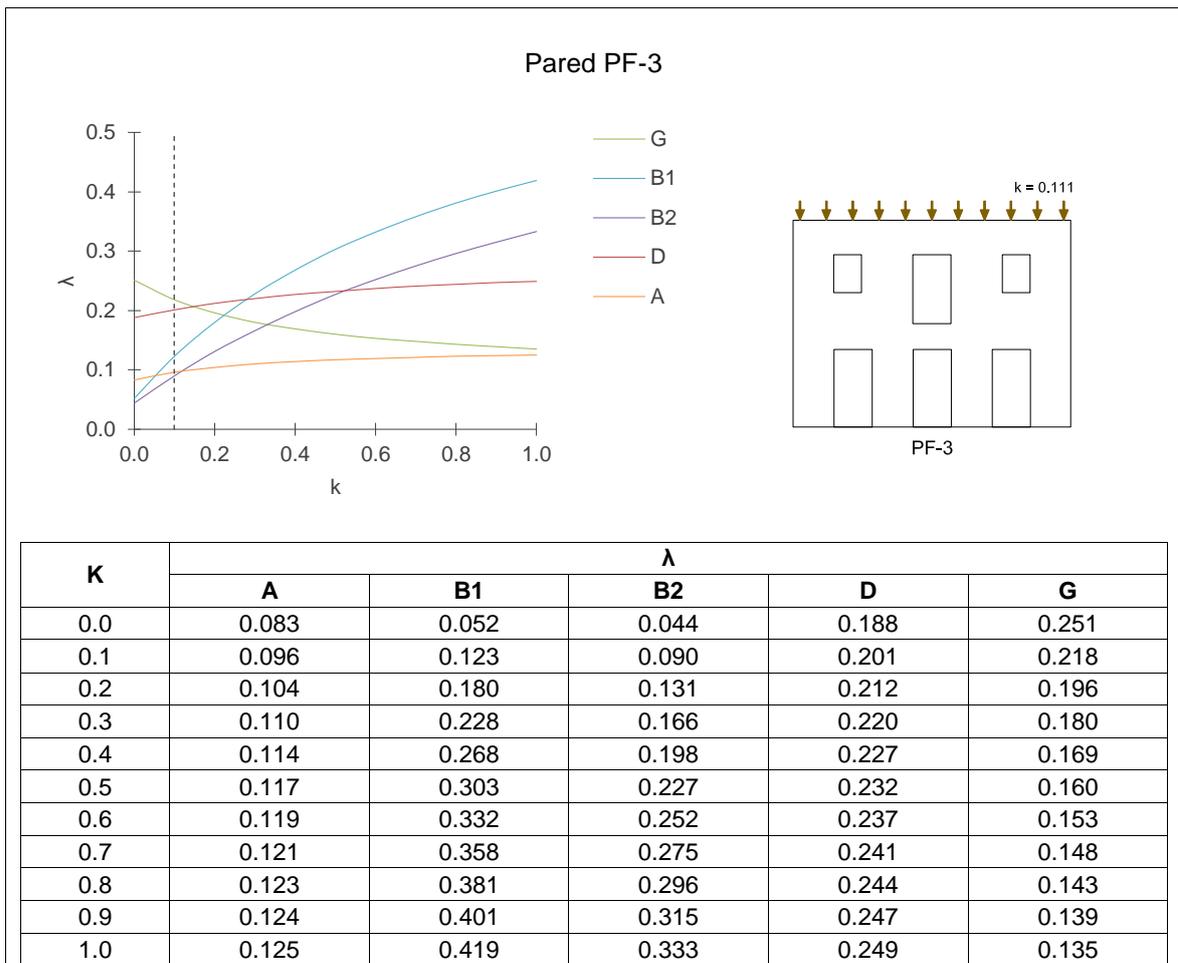
Pared PF-3 – Mecanismo G



Estado	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
Nuevo	8.82	1.6	7.5	26.7
Moderado	7.35	3.5	10.7	26.7
Severo	6.12	5.3	13.3	26.7

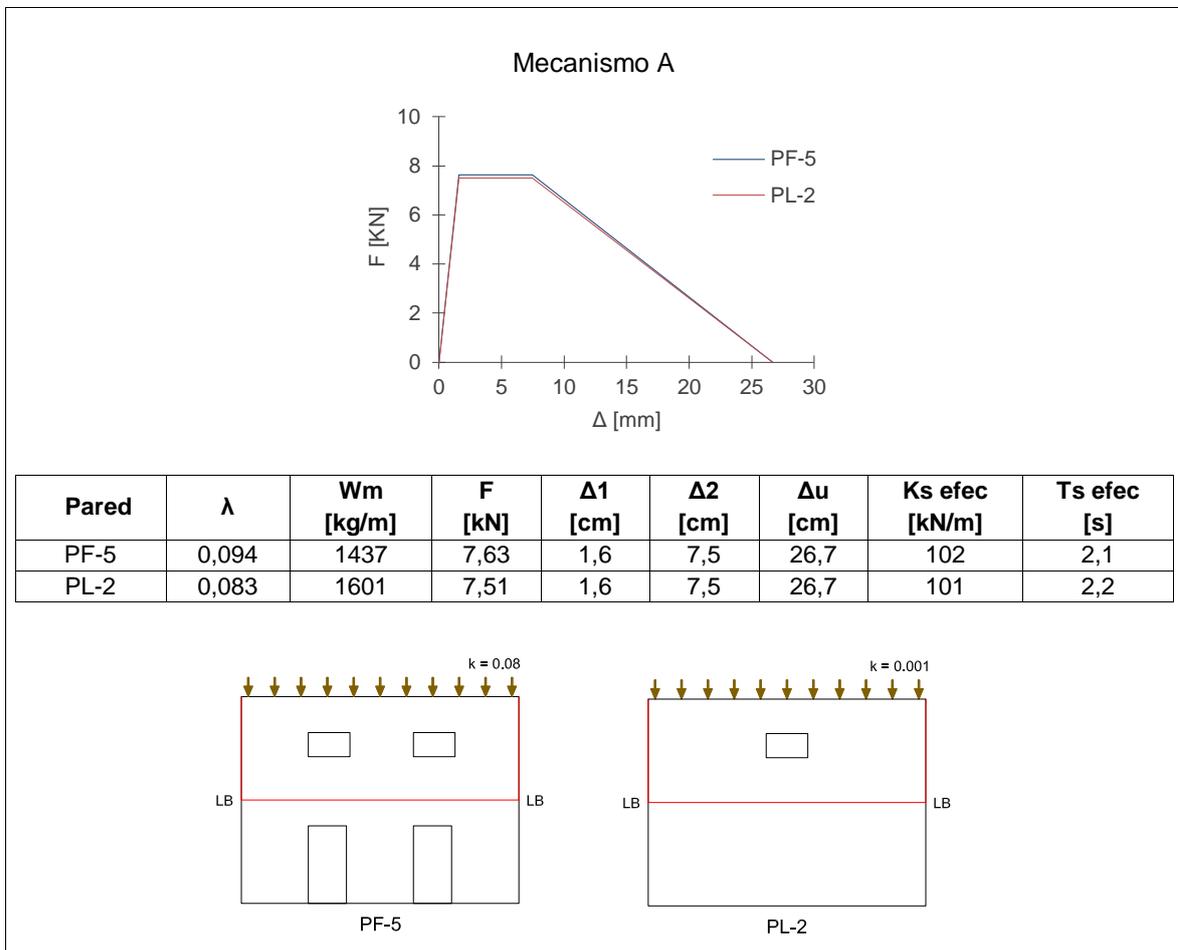
Capacidad por el factor de carga



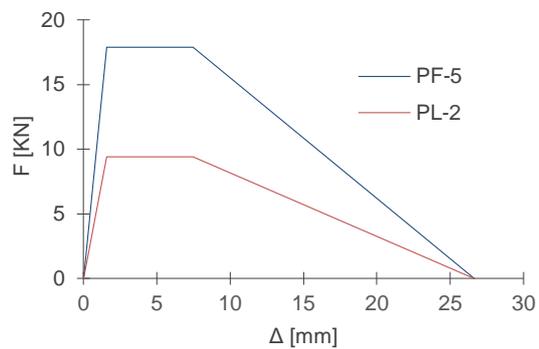


Anexo 2: Capacidad de paredes en tipologías rurales

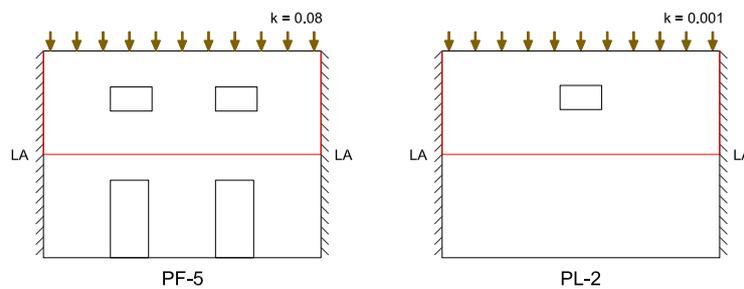
Capacidad por el mecanismo de falla



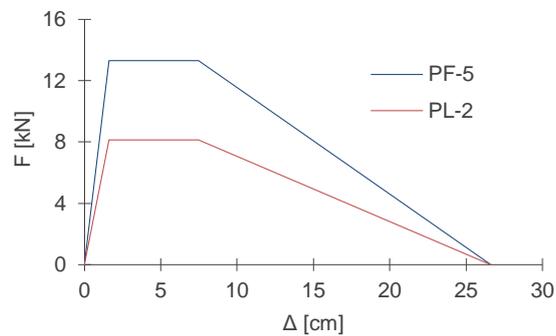
Mecanismo B1



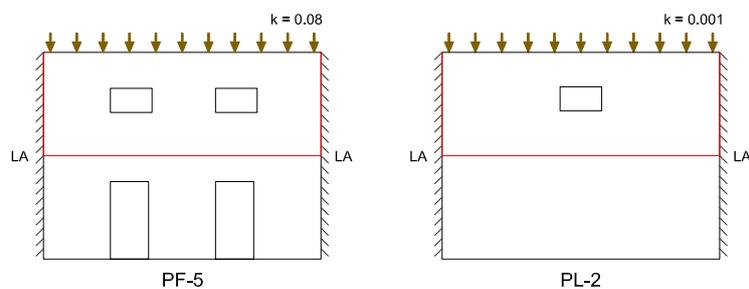
Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-5	0,110	2874	17,87	1,6	7,5	26,7	239	1,9
PL-2	0,052	3203	9,41	1,6	7,5	26,7	126	2,8



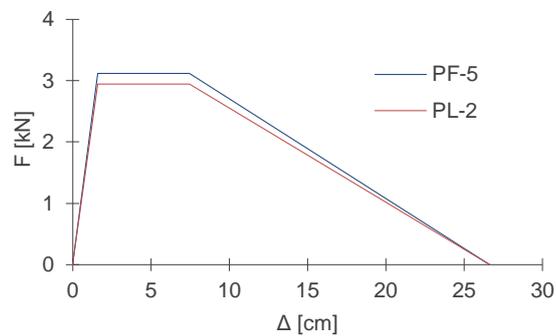
Mecanismo B2



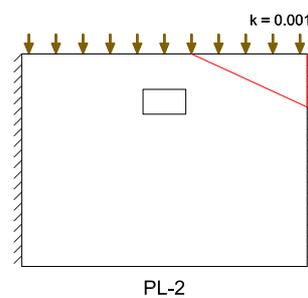
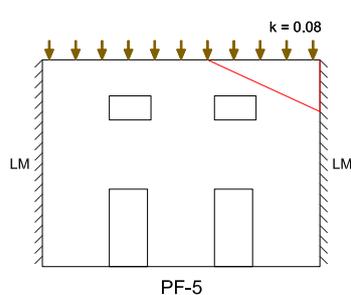
Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-5	0,082	2874	13,32	1,6	7,5	26,7	178	2,3
PL-2	0,045	3203	8,14	1,6	7,5	26,7	109	3,0



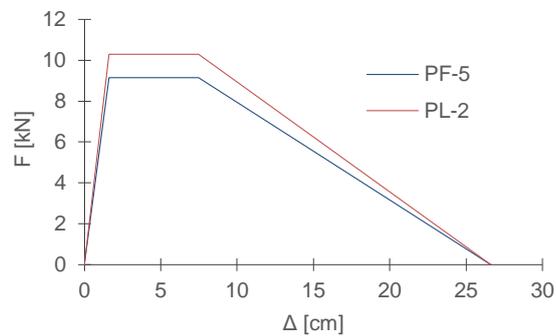
Mecanismo D



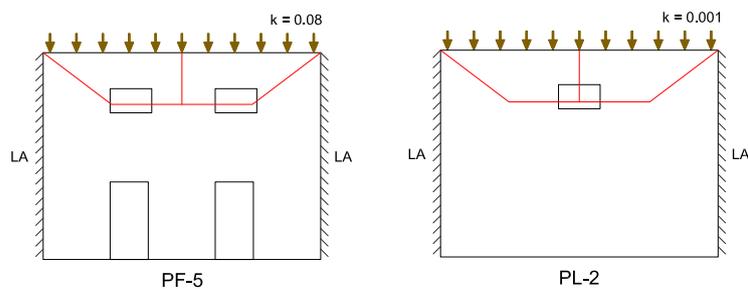
Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-5	0,199	277	3,11	1,6	7,5	26,7	42	1,4
PL-2	0,188	277	2,94	1,6	7,5	26,7	39	1,5



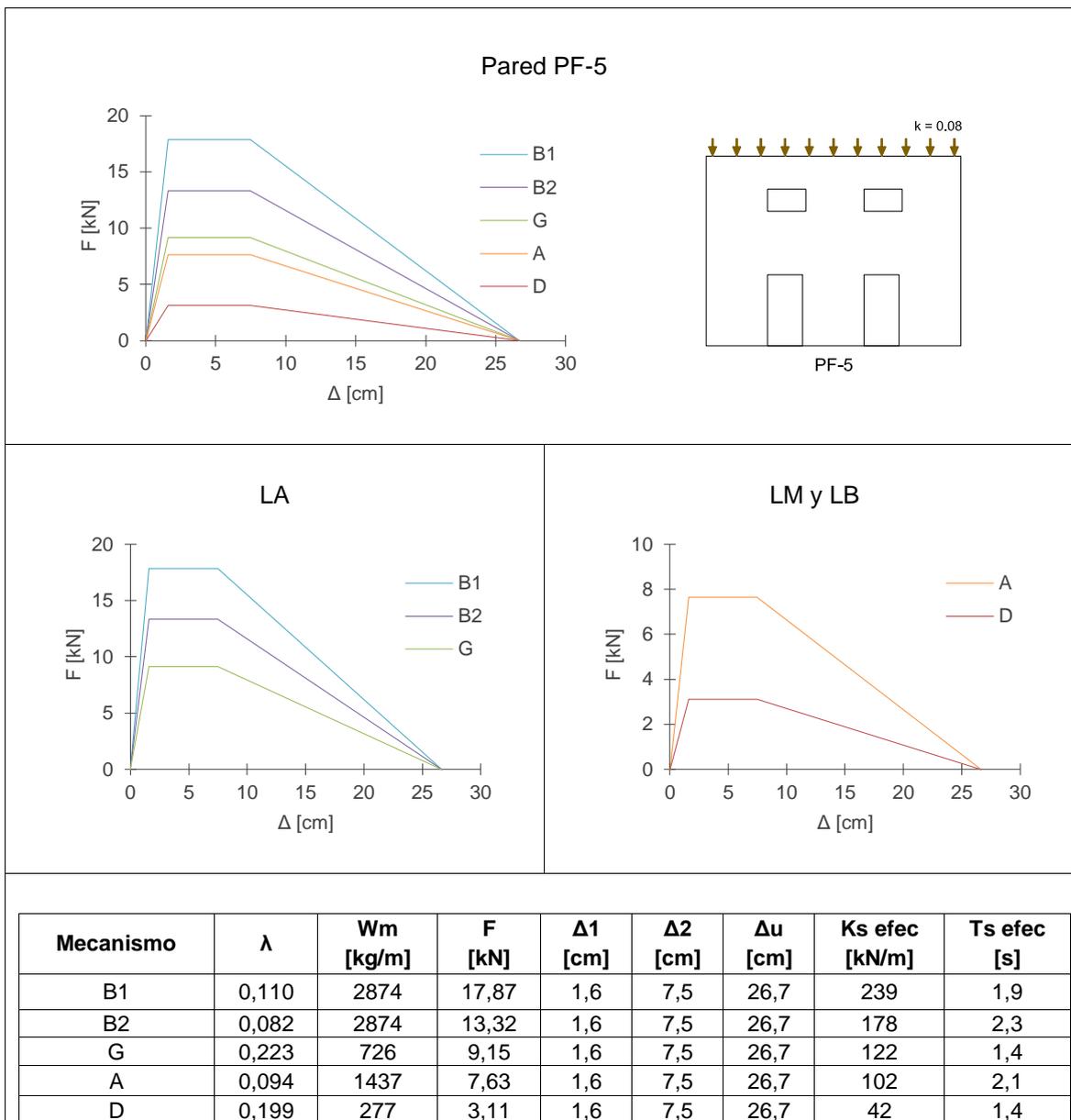
Mecanismo G

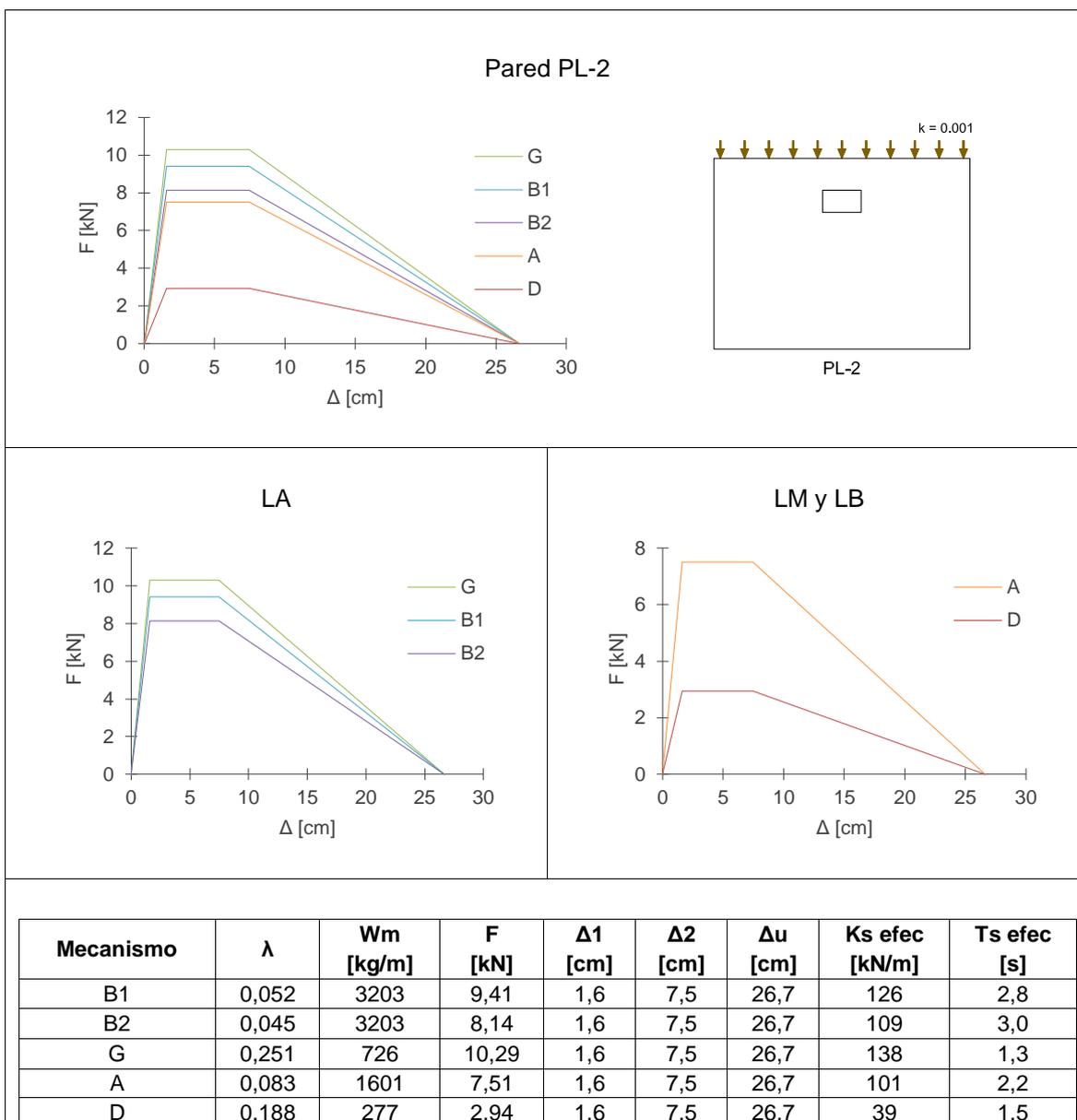


Pared	λ	Wm [kg/m]	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]	Ks efec [kN/m]	Ts efec [s]
PF-5	0,223	726	9,15	1,6	7,5	26,7	122	1,4
PL-2	0,251	726	10,29	1,6	7,5	26,7	138	1,3

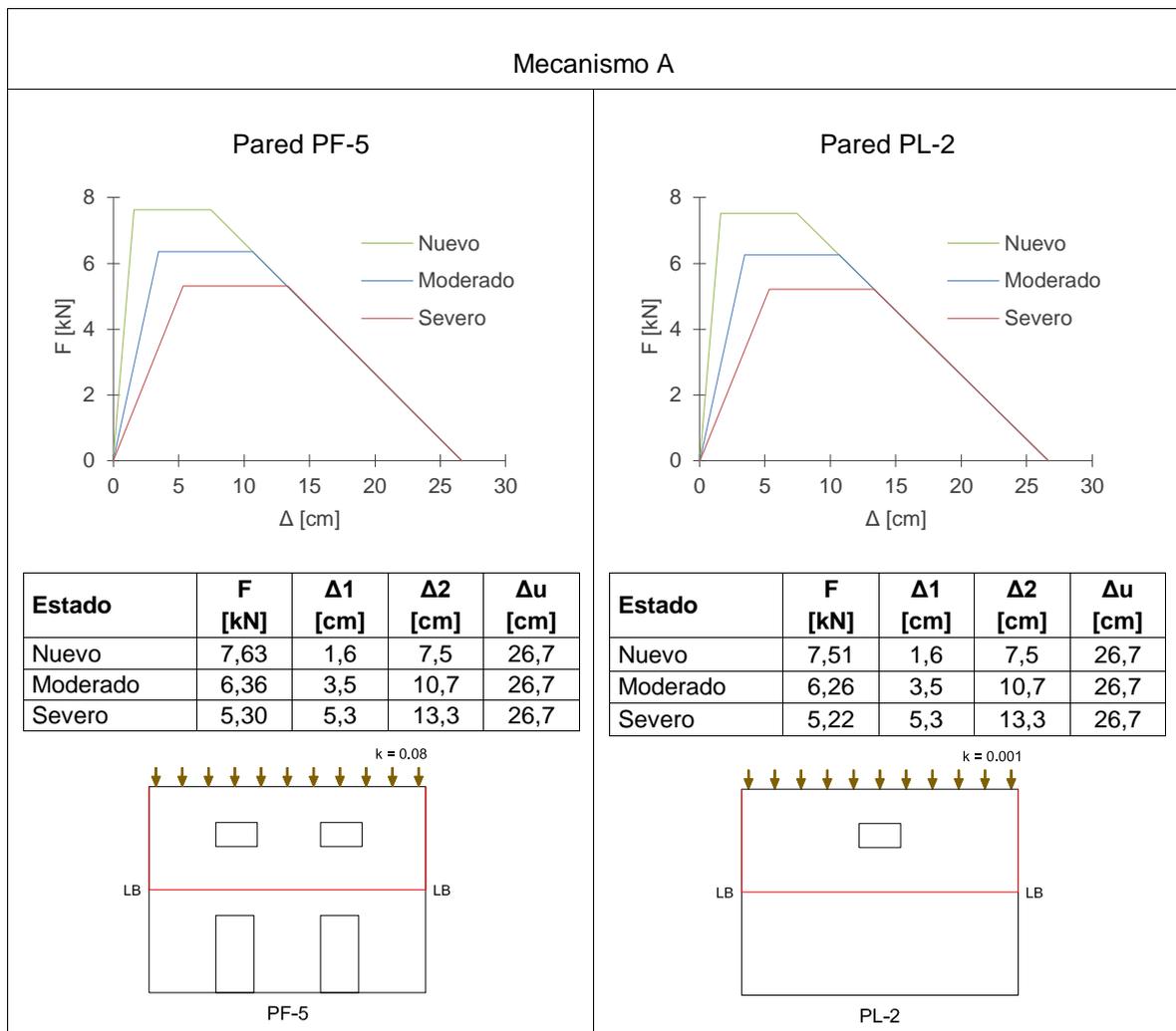


Capacidad por el tipo de pared



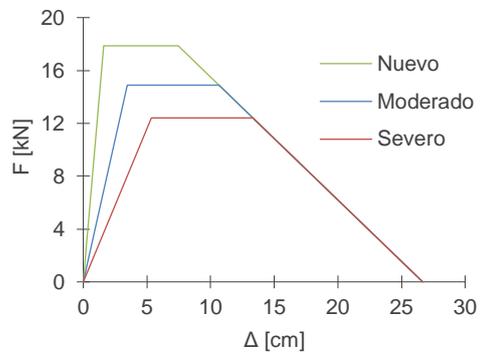


Capacidad por el estado de degradación de la pared



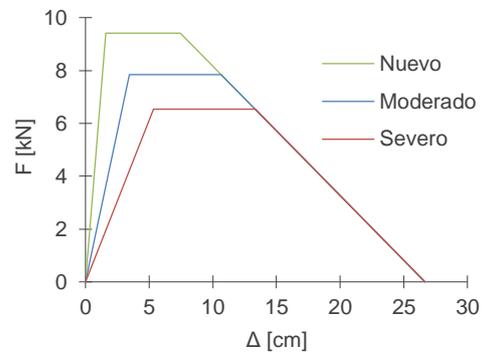
Mecanismo B1

Pared PF-5

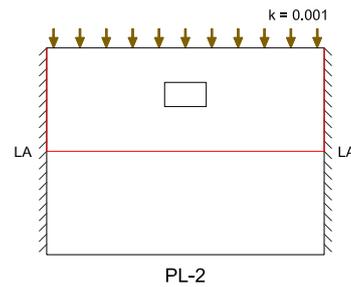
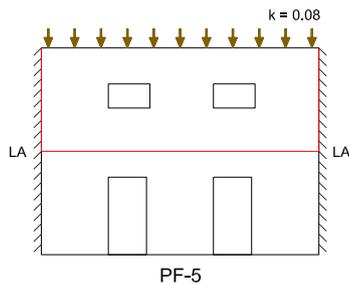


Estado	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
Nuevo	17,87	1,6	7,5	26,7
Moderado	14,89	3,5	10,7	26,7
Severo	12,41	5,3	13,3	26,7

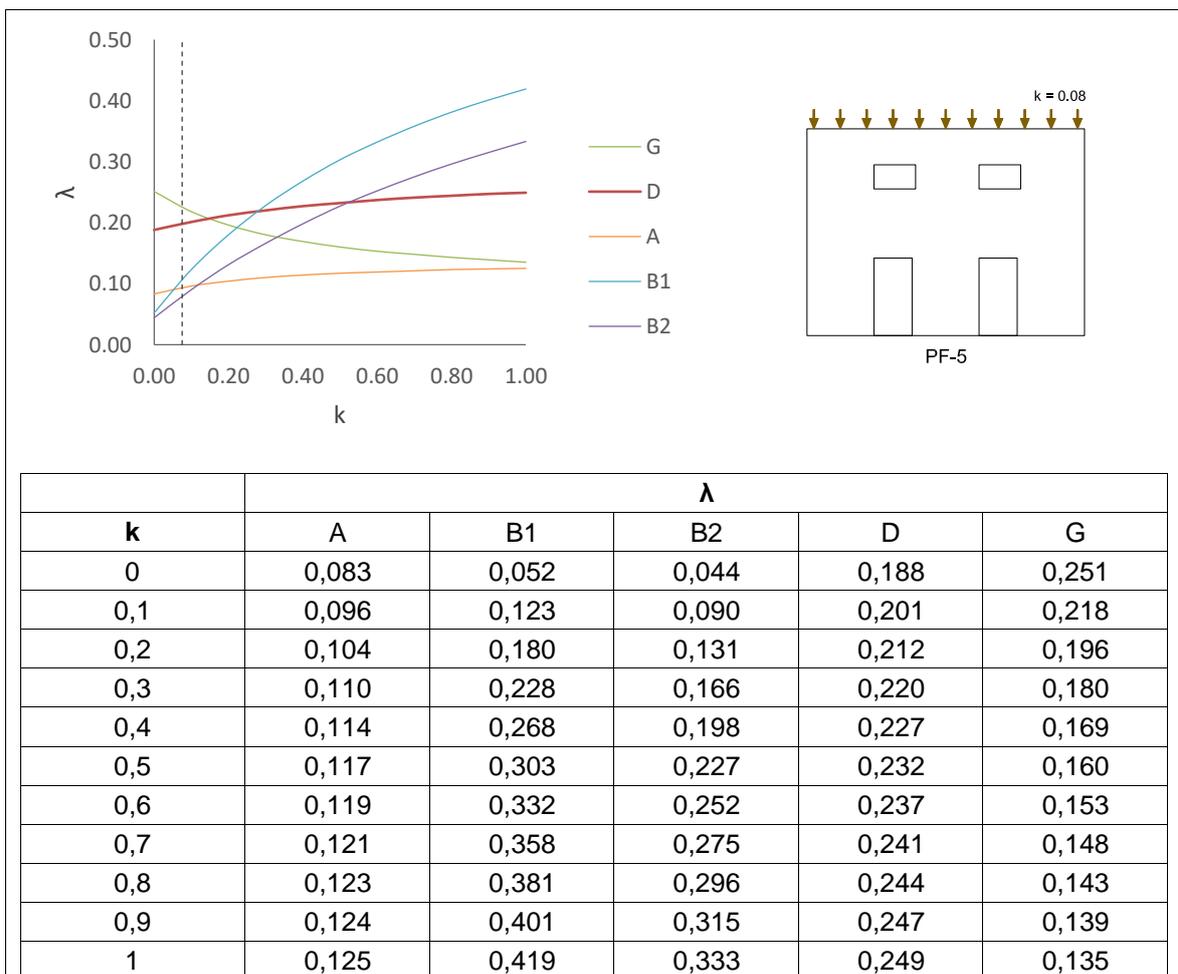
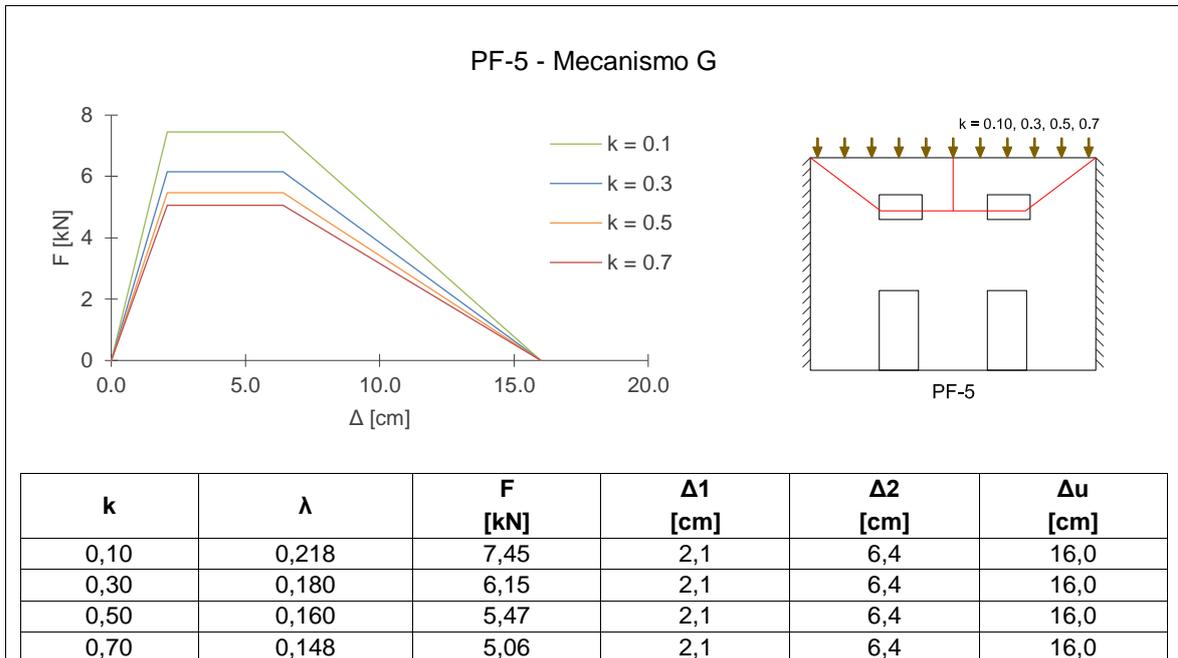
Pared PL-2

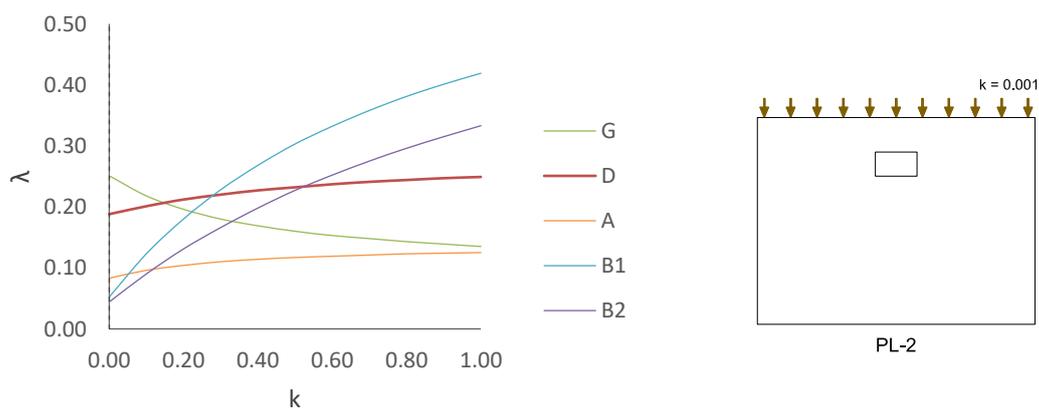


Estado	F [kN]	$\Delta 1$ [cm]	$\Delta 2$ [cm]	Δu [cm]
Nuevo	9,41	1,6	7,5	26,7
Moderado	7,84	3,5	10,7	26,7
Severo	6,54	5,3	13,3	26,7



Capacidad por el factor de carga





k	λ				
	A	B1	B2	D	G
0	0,083	0,052	0,044	0,188	0,251
0,1	0,096	0,123	0,090	0,201	0,218
0,2	0,104	0,180	0,131	0,212	0,196
0,3	0,110	0,228	0,166	0,220	0,180
0,4	0,114	0,268	0,198	0,227	0,169
0,5	0,117	0,303	0,227	0,232	0,160
0,6	0,119	0,332	0,252	0,237	0,153
0,7	0,121	0,358	0,275	0,241	0,148
0,8	0,123	0,381	0,296	0,244	0,143
0,9	0,124	0,401	0,315	0,247	0,139
1	0,125	0,419	0,333	0,249	0,135