

5

Diseño Sísmico Basado En Desempeño – Muro Estructural

Performance-based Seismic Design – Structural Wall



Autores

Gilbert Adrián Añazco Campoverde
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
ganazco@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Paúl André Añazco Campoverde
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
panazco@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

Elsi América Romero Valdiviezo
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
eromero@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-7482-7324>

Doménica Paulette Berrú Minuche
Arquitecta, Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
dberru2@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-7540-0488>

Juan Carlos Berrú Cabrera
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
jberru@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0003-0505-9135>

Cesar Augusto Solano de la Sala Montero
Ing. Civil , Universidad Técnica de Machala,
Ecuador
csolano@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-2887-3087>

Nota Editorial: Recibido: 16 de diciembre 2025 Aceptado: 24 de junio 2026

5

Diseño Sísmico Basado En Desempeño – Muro Estructural

Resumen

En la presente investigación, se realizó el diseño sísmico basado en desempeño de un muro estructural de hormigón armado de 36,0 m de altura, 6,0 m de ancho y 0,3 m de espesor ubicado en la costa del Ecuador a través de un análisis estático no lineal (AENL) y un análisis dinámico no lineal (ADNL) con la finalidad de evaluar analíticamente el espesor mínimo que recomienda el ACI 318 en muros esbeltos controlados por flexión. En el modelo matemático desarrollado en el software SAP2000 se incluyó la no linealidad geométrica y la no linealidad del material.

Dentro de los principales resultados del AENL, se obtuvo la curva de capacidad, el punto de desempeño, la ductilidad y el factor de sobrerresistencia. En cuanto a la estabilidad global, para el nivel del sismo de diseño (DBE), la estructura cumple con el objetivo de desempeño de ocupación inmediata (IO), mientras que para el nivel del sismo máximo considerado (MCE), el muro asegura la protección de vida (LS).

En el ADNL, para la estabilidad global, el promedio de las máximas derivas de entrepiso es inferior a la máxima permitida (2,0% para DBE y 4,0% para MCE) por lo que se cumple favorablemente con este criterio. En cuanto a la estabilidad local, el promedio de la máxima rotación del primer entrepiso es inferior a la máxima permitida (0,5% para DBE y 1,5% para MCE), lo que asegura que la estructura cumpla con el objetivo de desempeño IO para DBE y LS para MCE.

Palabras Clave

análisis dinámico no lineal, análisis estático no lineal, desempeño sísmico, muro estructural..

5

Performance-based Seismic Design – Structural Wall

Abstract

In this research, the performance-based seismic design of a reinforced concrete structural wall measuring 36,0 m in height, 6,0 m in width, and 0,3 m in thickness, located on the coast of Ecuador, was carried out through a nonlinear static analysis (NSA) and a nonlinear dynamic analysis (NDA) in order to analytically evaluate the minimum thickness recommended by ACI 318 for slender flexure-controlled walls. In the mathematical model developed in the SAP2000 software, both geometric nonlinearity and material nonlinearity were included.

Among the main results of the NSA, the capacity curve, performance point, ductility, and overstrength factor were obtained. Regarding global stability, for the design earthquake level (DBE), the structure meets the immediate occupancy (IO) performance objective, while for the maximum considered earthquake level (MCE), the wall ensures life safety (LS).

In the NDA, for global stability, the average of the maximum inter-story drifts is below the maximum allowable limit (2,0% for DBE and 4,0% for MCE), thus favorably satisfying this criterion. Regarding local stability, the average of the maximum rotation at the first story is below the maximum allowable limit (0,5% for DBE and 1,5% for MCE), ensuring that the structure meets the IO performance objective for DBE and LS for MCE.

Keywords

nonlinear dynamic analysis, nonlinear static analysis, seismic performance, structural wall.

1. INTRODUCCIÓN

El análisis estructural ha experimentado una transformación significativa en las últimas décadas, impulsado por la necesidad de evaluar el comportamiento de estructuras sometidas a cargas extremas y eventos dinámicos complejos, como sismos, explosiones o vientos huracanados. En este contexto, el análisis estático y dinámico no lineal (AENL y ADNL) emerge como una herramienta indispensable para capturar con precisión la respuesta real de sistemas estructurales bajo condiciones que superan los límites del comportamiento elástico y lineal. A diferencia de los métodos tradicionales (basados en simplificaciones lineales y estáticas), este enfoque integra la variabilidad temporal de las cargas, la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material (plasticidad, fisuración), así como interacciones complejas como el contacto entre elementos o la dependencia de la rigidez en el tiempo [1].

Una de las principales ventajas del AENL y ADNL radica en su capacidad para modelar fenómenos irreversibles, como la degradación de rigidez, la disipación de energía histerética y la redistribución de esfuerzos tras el inicio de daño localizado. Esto permite predecir con mayor exactitud el colapso progresivo, identificar modos de falla no intuitivos y optimizar el diseño mediante una evaluación realista de la ductilidad y capacidad resistente. Además, al considerar la historia completa de carga, el método supera las limitaciones de los análisis estáticos equivalentes o espectrales, que subestiman efectos acumulativos en estructuras sometidas a movimientos sísmicos de larga duración o cargas cíclicas [2].

Los beneficios del AENL y ADNL se extienden también a la innovación en materiales y sistemas estructurales. Por ejemplo, en estructuras con aislamiento sísmico, disipadores de energía o materiales compuestos, el AENL y ADNL facilita la validación de tecnologías avanzadas al simular su respuesta bajo escenarios extremos. Asimismo, contribuye a la sostenibilidad al reducir sobredimensionamientos, optimizar el uso de recursos y prolongar la vida útil mediante estrategias de reparación basadas en daño predecible [3]. En la era de las normativas basadas en desempeño, el AENL y ADNL se consolida como un pilar para diseñar estructuras resilientes, seguras y económicamente eficientes, marcando un hito en la ingeniería moderna frente a los desafíos de un entorno en constante evolución.

El diseño sismorresistente tradicional tiene como objetivo principal evitar el colapso de las construcciones, sin embargo, se ha observado que los daños provocados por grandes terremotos, así como las pérdidas económicas y los costos de reparación han sido excesivos e inesperadamente elevados. Esta situación ha generado una demanda de la sociedad para incorporar objetivos adicionales al diseño sismorresistente. Es así que en 1995 se presentó el documento Visión 2000 [4] integrando y actualizando su contenido en la Norma ASCE 41-23 [5] la cual propone formalmente el uso del diseño basado en desempeño (DBD) y se define como una metodología donde los criterios de diseño estructural se expresan en función de alcanzar un grupo de objetivos.

ASCE 41-23 [5] define cuatro objetivos de desempeño, los que se corresponden con distintos niveles de daño en la construcción. Estos objetivos se definen de forma cualitativa como:

- Operacional (B): La construcción se mantiene en servicio continuo. Daño despreciable en elementos estructurales y no-estructurales. Respuesta prácticamente elástica. Deformación remanente despreciable.
- Ocupación Inmediata (IO): Daño ligero. La mayoría de las actividades y servicios pueden reanudarse luego del terremoto. Fisuración o fluencia menor en algunos elementos estructurales. Deformación remanente despreciable.
- Seguridad de Vida (LS): Daño moderado. La estructura permanece estable, pero con reducción en la resistencia y rigidez. Deformaciones remanentes. El edificio puede quedar fuera de servicio y ser evacuado. La reparación es posible, pero el costo puede ser elevado.
- Prevención de Colapso (CP): Daño severo, pero se evita el colapso. Los elementos no-estructurales pueden caer o fallar. Deformaciones remanentes apreciables.

Los niveles de amenaza sísmica, caracterizados en forma probabilística, se correlacionan mediante una matriz con el daño estructural y el desempeño. La Figura 1 muestra la matriz considerando tres tipos de construcciones básicas, según su importancia o destino.

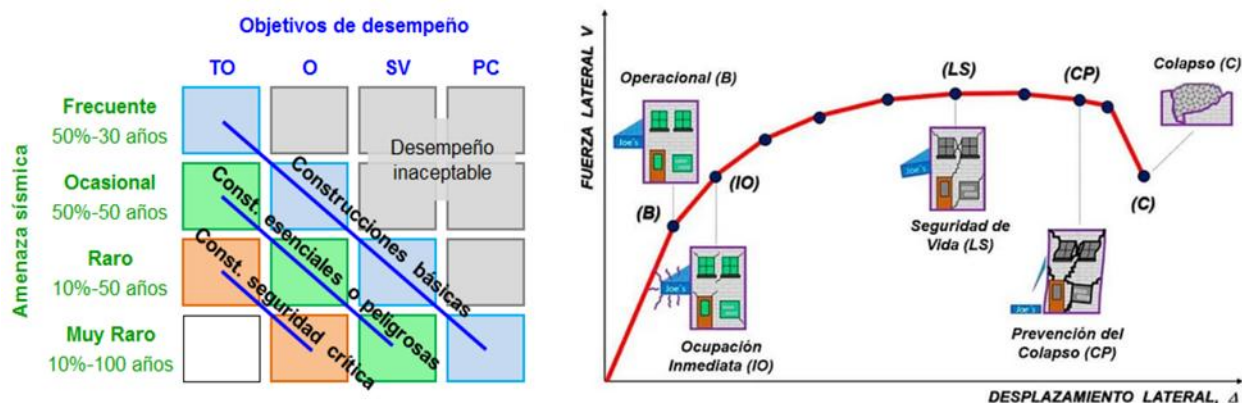


Fig. 1- Relación entre niveles de amenaza sísmica y objetivos de desempeño estructural. Fuente: [5]

Resulta conveniente relacionar el daño con indicadores vinculados al estado de deformación de la estructura, tales como desplazamientos o deformaciones específicas. Algunas propuestas de diseño por desempeño consideran como parámetro principal la deriva de entrepiso. Así, por ejemplo, en la Tabla 1 se presenta la propuesta porcentual en derivas máximas para la Costa y Sierra del Ecuador establecidos por Vera, Zambrano y Reina [6].

Tabla 1- Propuesta porcentual de derivas máximas para la Costa y Sierra del Ecuador. Fuente: [6]

Suelo / Altura	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
Hasta 2 pisos	0,5	0,5	0,7	0,7	1
Hasta 5 pisos	0,7	0,7	1	1	1
Hasta 10 pisos	1	1	1,5	1,5	1
11 y más pisos	1,5	1,5	2	2	1,5

Suelo / Altura	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
Hasta 2 pisos	0,5	0,5	0,7	1	1,5
Hasta 5 pisos	1	1	1	1,5	1,5
Hasta 10 pisos	1,5	1,5	1,5	2	2
11 y más pisos	1,5	2	2	2	1,5

La ingeniería sísmica ha experimentado un cambio paradigmático en las últimas décadas, impulsado por lecciones aprendidas de terremotos devastadores y avances en el entendimiento del comportamiento no lineal de las estructuras. Tradicionalmente, los códigos de construcción han adoptado enfoques prescriptivos, centrados en cumplir requisitos mínimos de resistencia mediante fórmulas simplificadas y factores de seguridad genéricos. Estos métodos, aunque útiles para estandarizar procesos, carecen de flexibilidad para adaptarse a las particularidades de cada proyecto y suelen subestimar la complejidad del comportamiento estructural bajo cargas extremas [7]. Por ejemplo, en edificaciones, donde la geometría, materiales y condiciones del suelo varían ampliamente, un código rígido puede conducir a diseños sobredimensionados o, peor aún, insuficientemente resilientes.

El DBD, en contraste, surge como una filosofía holística que prioriza resultados específicos y cuantificables. Su objetivo no es solo evitar el colapso, sino garantizar que la estructura cumpla con niveles predefinidos de funcionalidad, seguridad y reparabilidad ante distintos escenarios sísmicos [8]. Este enfoque se alinea con la demanda creciente de construcciones sostenibles y adaptadas a riesgos locales. En el contexto de edificaciones, el DBD permite a arquitectos e ingenieros tomar decisiones informadas, equilibrando costos, eficiencia y resiliencia, junto con la utilización de materiales tradicionales como el hormigón armado, el acero estructural o sistemas prefabricados [9].

El análisis tiempo-historia es una herramienta central en el DBD por su capacidad para evaluar el comportamiento estructural bajo registros sísmicos reales en el rango plástico. A diferencia de los métodos lineales, que asumen un comportamiento elástico perfecto, el AENL y ADNL revela cómo y dónde se forman rótulas plásticas, cómo se redistribuyen las cargas tras la fluencia y cuál es la capacidad máxima de deformación de la estructura. En edificaciones, donde el uso de hormigón es común en cimentaciones, muros de cortante o marcos especiales, esta metodología permite superar limitaciones de los procesos normativos, garantizando un equilibrio entre seguridad, economía y desempeño sísmico [10].

El DBD en estructuras de hormigón armado abre múltiples líneas futuras de investigación que buscan optimizar su aplicación en ingeniería sísmica y resiliencia. Entre estas destacan la integración de materiales avanzados como hormigones de ultra-alto desempeño (UHPC) y refuerzos con compuestos (FRP), el desarrollo de sistemas híbridos con disipadores de energía o aislamiento basal, y la adaptación a multi-amenazas como sismos, incendios y efectos del cambio climático; además, se exploran métodos de inteligencia artificial para optimización automatizada y *digital twins* que permitan monitoreo en tiempo real [11].

Otras áreas clave incluyen la rehabilitación de estructuras existentes mediante DBD, la aplicación en contextos de bajos recursos con materiales locales y reciclados, y la actualización de normativas para sistemas innovadores. Así mismo, en Chile se investiga el comportamiento sísmico de los muros estructurales de hormigón armado que son un sistema predominante en dicho país, especialmente en edificios de mediana y gran altura, debido a su alta rigidez, capacidad de disipación de energía y eficiencia en zonas sísmicas. Chile, ubicado en una de las regiones más sísmicas del mundo, ha desarrollado normativas y prácticas constructivas avanzadas que han sido puestas a prueba en terremotos recientes, como el de 2010 (8,8 Mw) [12]. El DBD se ha convertido en una herramienta clave para optimizar el comportamiento de estos muros, garantizando no solo la seguridad de los ocupantes, sino también la funcionalidad y reparabilidad de las estructuras tras eventos extremos; debido a esto, el objetivo de la presente investigación se centra en validar analíticamente el espesor mínimo de 0,3 metros que recomienda el ACI 318 [13] para muros estructurales esbeltos controlados por flexión a través de un modelo matemático desarrollado en el software SAP2000 con la finalidad de clasificar su estabilidad global y estabilidad local dentro de los objetivos de desempeño del ASCE/SEI 07 [14] y ASCE/SEI 41 [5].

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En primera instancia se realizó el prediseño de un muro estructural de hormigón armado de $36,0\text{ m} \times 6,0\text{ m} \times 0,3\text{ m}$, $f'c = 210\text{ Kg/cm}^2$, $fy = 4200\text{ Kg/cm}^2$, 12 pisos de altura ($3,0\text{ m/piso}$) con un factor $R = 5$, ubicado en la costa del Ecuador, en zona sísmica VI con un factor $Z = 0,5\text{ g}$ sobre suelo tipo "D". El peso propio del muro es de $155,52\text{ Ton}$. El período agrietado es de $0,72\text{ s}$ lo que corresponde a una aceleración espectral elástica $Sa = 1,008\text{ g}$ y a un coeficiente sísmico $Cs = 0,202$. Se utilizó una carga muerta externa $CM = 0,64\text{ Ton/m}^2$, carga viva $CV = 0,20\text{ Ton/m}^2$. Para el peso sísmico se consideró $100\% CM + 25\% CV$ arrojando un total de $354,24\text{ Ton}$. Se ha considerado un área tributaria por piso igual a 24 m^2 . Por tratarse de un prediseño y para tener una primera estimación, se calcularon las fuerzas sísmicas utilizando el método de fuerzas laterales equivalentes. Las demandas en la base del muro corresponden a $Mu = 1785,37\text{ Ton} - \text{m}$, $Vu = 71,41\text{ Ton}$, $Pu = 354,24\text{ Ton}$.

Esta fase previa de diseño se llevó a cabo con la finalidad de validar el espesor mínimo que recomienda el ACI 318 [13] de $0,3\text{ m}$ con un modelo matemático desarrollado en el software SAP2000 a través de un análisis estático y dinámico no lineal utilizando 11 registros sísmicos tomados de la base de datos del PEER [15] (Pacific Earthquake Engineering Research), los cuales fueron escalados a nivel del sismo de diseño (DBE) y sismo máximo considerado (MCE) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 [16] siguiendo el procedimiento establecido en el ASCE/SEI 07 [14]. En el modelo matemático desarrollado en el software SAP2000 se incluyó la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material tanto del hormigón como del acero de refuerzo.

En la Figura 2 se muestra la vista en elevación del muro estructural, mientras que en la Figura 3 se muestra la vista en planta, donde se pueden apreciar los elementos de borde y la sección central del muro.

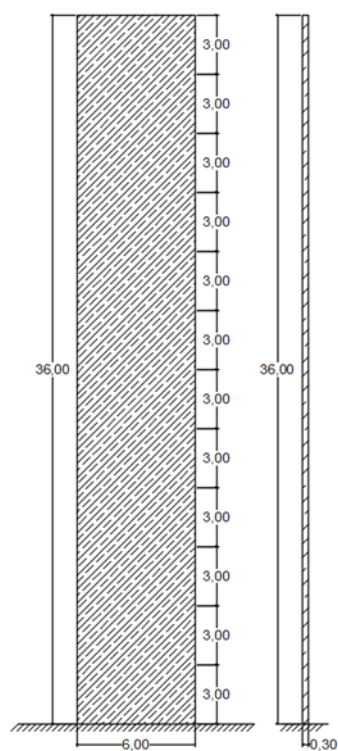


Fig. 2.-Vista en elevación del muro estructural.

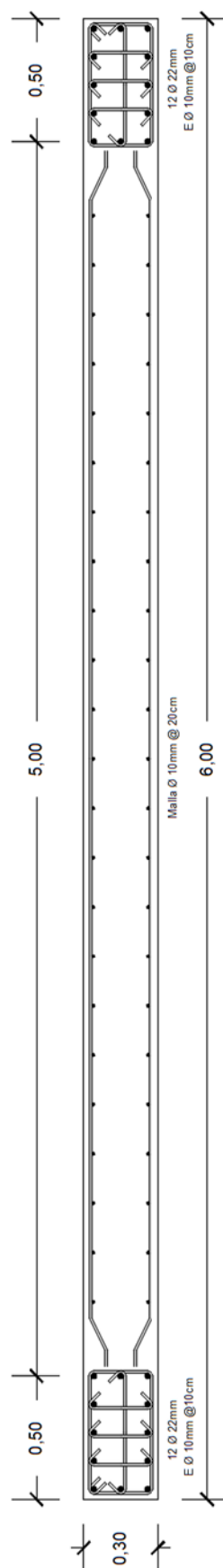


Fig. 3- Vista en planta y sección transversal del muro estructural.

En la Tabla 2 se presentan los 11 registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico no lineal, tomados de la base de datos del PEER [15] (Pacific Earthquake Engineering Research). La primera columna 'RSN' representa el número asignado a cada registro sísmico en la plataforma, la segunda columna 'Spectral Ordinate RotD100' representa el *Maximun Direction Spectrum* que especifica el ASCE/SEI 07 [14] para poder hacer el escalamiento de los registros, la tercera, cuarta, quinta y sexta columna representa el nombre del terremoto, el año, la estación y la magnitud con que fueron registrados respectivamente. Finalmente, la última columna representa el mecanismo de falla que provocó el movimiento telúrico, siendo *strike slip* una falla transcurativa, mientras que *Reverse* y *Reverse Oblique* representa una falla de subducción.

Tabla 2- Registros sísmicos utilizados en el ADNL. Fuente: [15]

RSN	Spectral Ordinate	Earthquake Name	Year	Station Name	Magnitude	Mechanism
6	RotD100	"Imperial Valley-02"	1940	"El Centro Array #9"	6,95	strike slip
15	RotD100	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7,36	Reverse
17	RotD100	"Southern Calif"	1952	"San Luis Obispo"	6	strike slip
22	RotD100	"El Alamo"	1956	"El Centro Array #9"	6,8	strike slip
23	RotD100	"San Francisco"	1957	"Golden Gate Park"	5,28	Reverse
24	RotD100	"Central Calif-02"	1960	"Hollister City Hall"	5	strike slip
30	RotD100	"Parkfield"	1966	"Cholame - Shandon Array #5"	6,19	strike slip
50	RotD100	"Lytle Creek"	1970	"Wrightwood - 6074 Park Dr"	5,33	Reverse Oblique
71	RotD100	"San Fernando"	1971	"Lake Hughes #12"	6,61	Reverse
97	RotD100	"Point Mugu"	1973	"Port Hueneme"	5,65	Reverse
100	RotD100	"Hollister-03"	1974	"San Juan Bautista_ 24 Polk St"	5,14	strike slip

En cuanto a la elección de los 11 registros sísmico, estos fueron escogidos directamente de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) porque la mayoría cumplía con provenir del mismo tipo de falla (Reverse = Subducción) y ese el tipo de falla que se tiene en el Ecuador y en todo Sudamérica por lo que sus características son completamente representativas de la amenaza sísmica local.

También se escogieron algunos sismos provenientes de tipo de falla Strike Slip = Falla Transcurativa para capturar la variabilidad de la demanda sísmica y asegurar que la estructura sea resistente ante escenarios diversos, no solo ante uno promedio. Al combinar ambos escenarios, la estructura se evalúa tanto por la fatiga de una larga duración (subducción) como por el impacto severo de un movimiento cercano rápido (transcurativa).

Al usar un conjunto de sismos "mezclados" de distintas fuentes, se reduce el sesgo que provocaría diseñar solo con un tipo de sismo, mejorando la fiabilidad de la estimación de daños. Combinar fallas transcurrentes y subducción permite que el análisis dinámico no lineal cubra tanto la fuerza bruta de alta frecuencia como la larga duración de baja frecuencia, reflejando mejor el comportamiento real de la estructura ante el colapso.

En la Figura 4 y en la Figura 5 se muestra el procedimiento normativo que especifica el ASCE/SEI 07 [14] para encontrar el factor de escala, el cual deberá multiplicar las ordenadas de los 11 registros sísmicos, dejándolos a nivel del sismo de diseño y sismo máximo considerado quedando listos para poder ser ingresados en el software SAP2000.

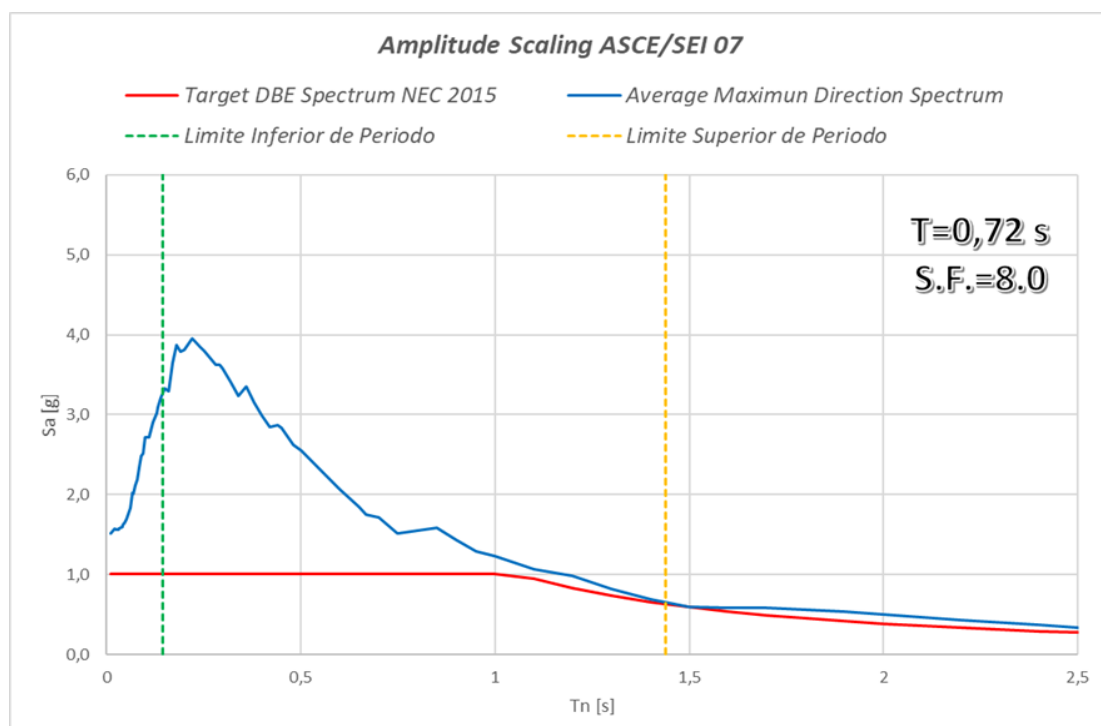


Fig. 4- Factor de escala a nivel del sismo de diseño DBE.

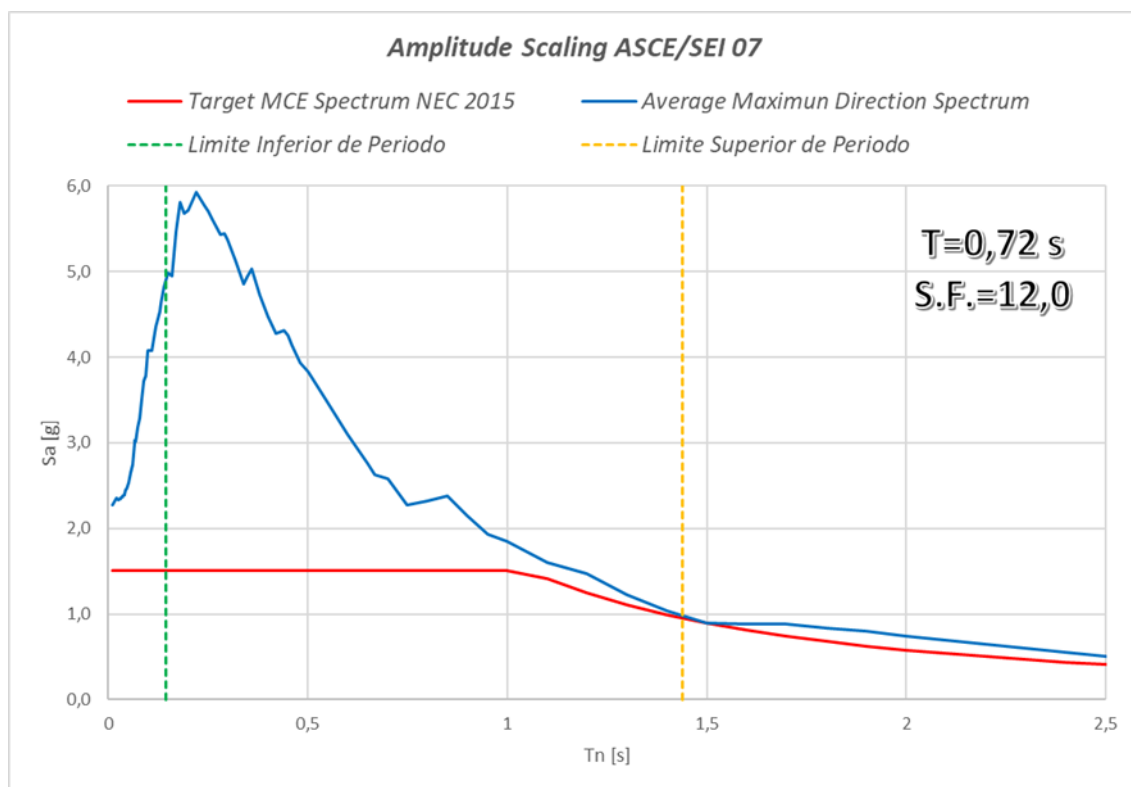


Fig.5- Factor de escala a nivel del sismo máximo considerado MCE.

En la Figura 6 se muestra a) el modelo del muro estructural desarrollado en el software SAP2000, donde se pueden apreciar los elementos de borde y la zona central del muro. Asi mismo, se detallan las propiedades no lineales del b) acero de refuerzo longitudinal y transversal, c) hormigón no confinado para la zona central y d) hormigón confinado para los elementos de borde.

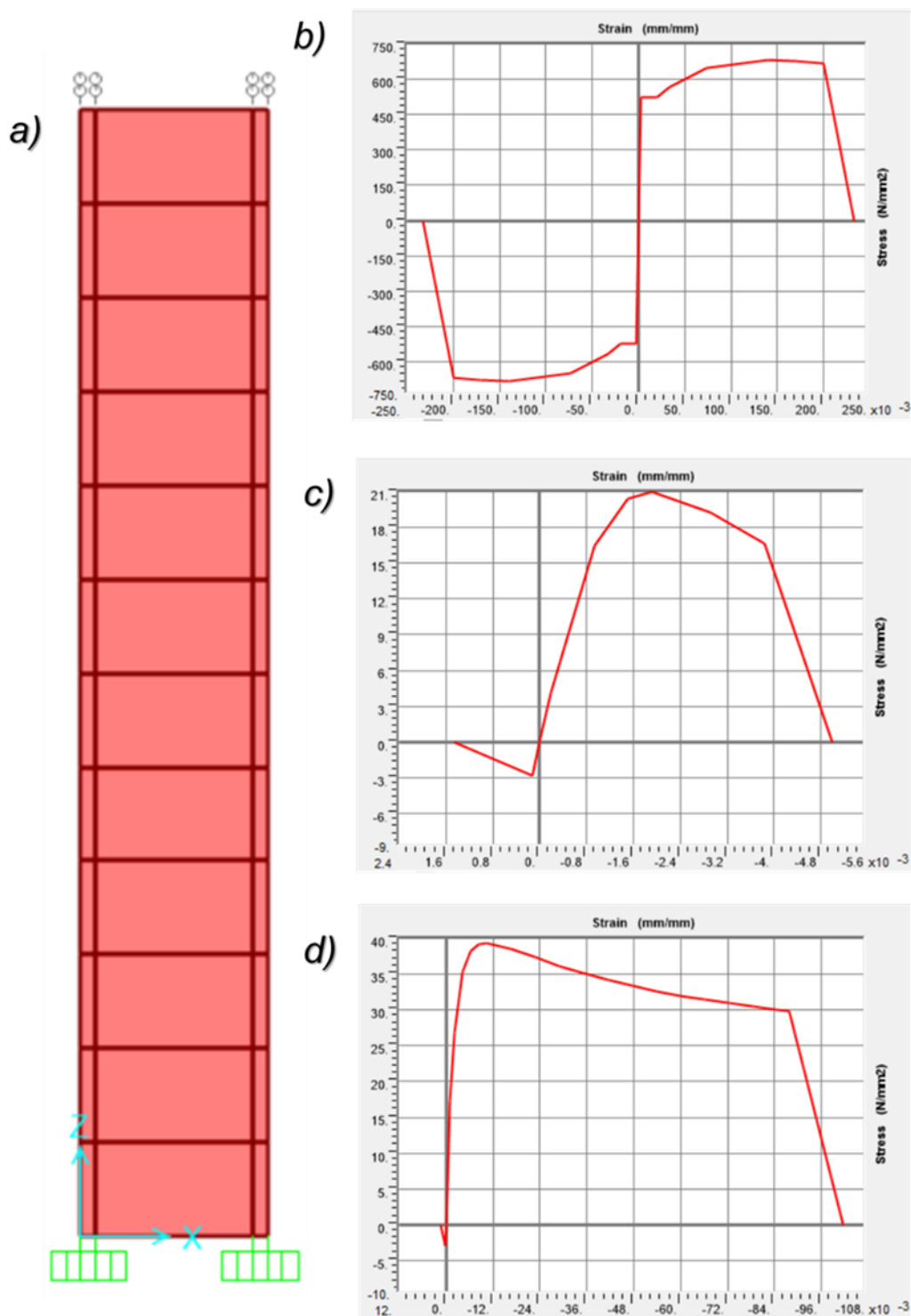
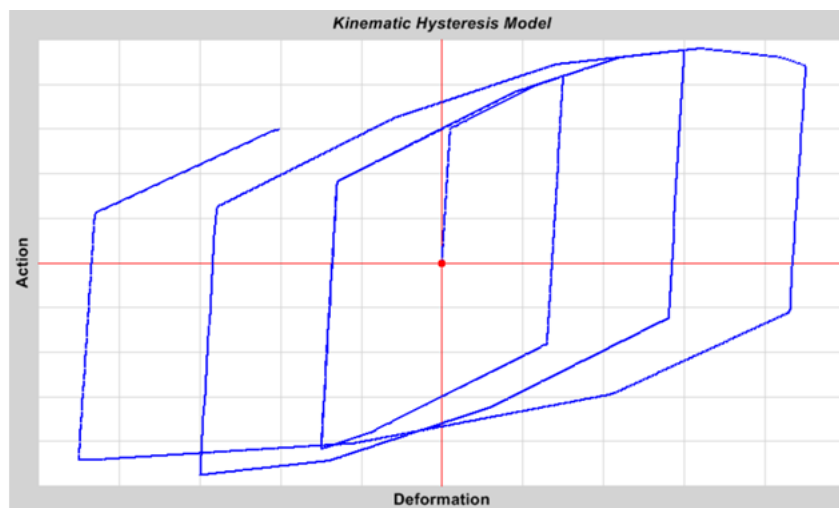


Fig. 6 - a) Modelo del muro estructural en SAP2000 b) Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo c) Curva esfuerzo-deformación del hormigón no confinado d) Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado

En la Figura 7 se presenta a) el modelo de degradación histerético cinemático para el acero y b) el modelo de degradación takeda para el hormigón. El primer modelo se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en metales y es el modelo de histéresis predeterminado para todos los materiales metálicos del programa SAP2000. Este modelo disipa una cantidad significativa de energía y es adecuado para materiales dúctiles. El segundo modelo es muy similar al modelo cinemático, pero utiliza un bucle histéresis degradante basado en el modelo de Takeda. Este modelo simple no requiere parámetros adicionales y es más apropiado para hormigón que para metales. Se disipa menos energía que en el modelo cinemático.

a)



b)

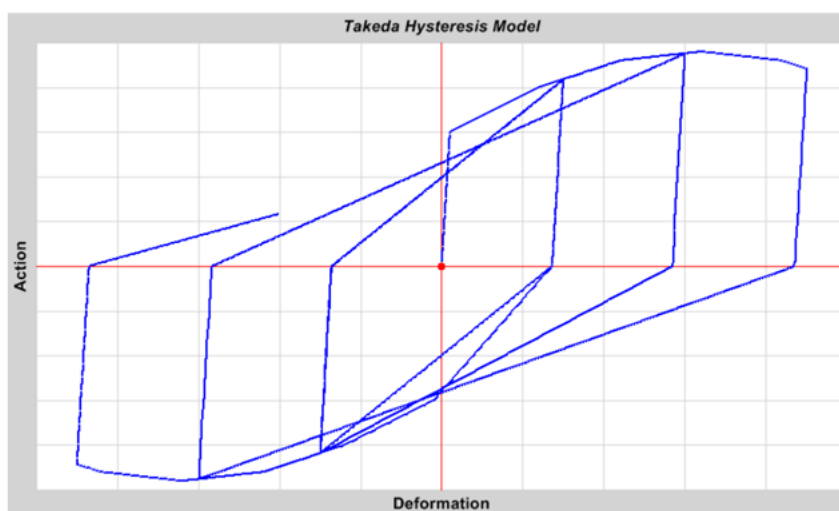
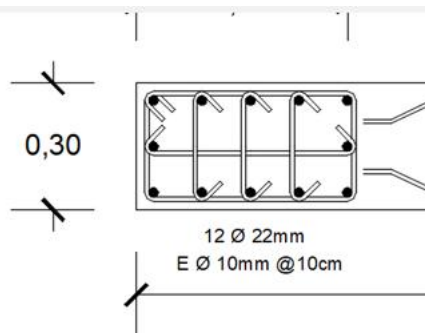


Fig. 7- a) Modelo de degradación histerético cinemático para el acero b) Modelo de degradación histerético takeda para el hormigón.

En la Figura 8 se presenta la manera correcta de ingresar los datos de la sección transversal del muro estructural en el software SAP2000 separándolos en a) elementos de borde y b) zona central del muro. Los elementos de borde tienen un ancho de 0,3 m y un largo 0,5 m, se componen de 12 Φ de 22 mm con un armado de estribos E Φ 10 mm espaciados longitudinalmente cada 10 cm. La zona central del muro tiene un largo de 5 m y se compone de una doble malla Φ 10 mm cada 20 cm.

a)



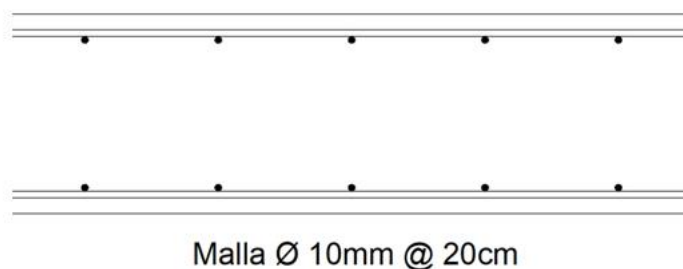
Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	Material Component S11	Material Component Behavior S22	Material Component Behavior S12
Rec. Sup. HA	14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado2	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Rec. Sup. HA	14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Acero Trans ...	13.	0.0785	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Long S...	13.	0.4558	Membrane	1	Barras 22mm	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Nucleo HA	0.	26.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Acero Trans ...	0.	0.0785	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Long Inf	-13.	0.4558	Membrane	1	Barras 22mm	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Trans Inf	-13.	0.0785	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Rec. Inf. HA	-14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear

Quick Start Add Insert Modify Delete

☐ Highlight Selected Layer Section Name: Muro EB

b)



Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	Material Component S11	Material Component Behavior S22	Material Component Behavior S12
Rec. Sup. HA	14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado2	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Rec. Sup. HA	14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Acero Trans ...	13.	0.0465	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Long S...	13.	0.0465	Membrane	1	Barras 10mm	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Nucleo HA	0.	26.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Acero Long Inf	-13.	0.0465	Membrane	1	Barras 10mm	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Acero Trans Inf	-13.	0.0465	Membrane	1	Barras 10mm	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Rec. Inf. HA	-14.	2.	Shell	2	H.NoConfinado21	0.	Coupled	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear

Quick Start Add Insert Modify Delete

☐ Highlight Selected Layer Section Name: Muro ZC

Fig. 8- a) Ingreso de datos del elemento de borde en SAP2000 b) Ingreso de datos de la zona central del muro en SAP2000.

La Tabla 3 presenta el cálculo del patrón de carga lateral a la que será sometido el muro para ejecutar el análisis estático no lineal. Este patrón emula el modo fundamental de vibración de la estructura.

Tabla 3- Cálculo de las fuerzas laterales equivalentes

Fuerzas Laterales / Piso					
Piso #	h acum. [m]	Wi [Ton]	h*Wi [Ton-m]	%	Fi [Ton]
12	36,00	29,52	1062,72	15,4%	10,99
11	33,00	29,52	974,16	14,1%	10,07
10	30,00	29,52	885,60	12,8%	9,16
9	27,00	29,52	797,04	11,5%	8,24
8	24,00	29,52	708,48	10,3%	7,32
7	21,00	29,52	619,92	9,0%	6,41
6	18,00	29,52	531,36	7,7%	5,49
5	15,00	29,52	442,80	6,4%	4,58
4	12,00	29,52	354,24	5,1%	3,66
3	9,00	29,52	265,68	3,8%	2,75
2	6,00	29,52	177,12	2,6%	1,83
1	3,00	29,52	88,56	1,3%	0,92
		Σ	6907,68	Σ	71,41

En la Figura 9 se presenta el criterio utilizado por ASCE 41-23 [5] para calcular y definir los límites de desempeño sísmico. El objetivo totalmente operativo (TO) se considera hasta no sobrepasar el desplazamiento de fluencia " Δ_y ", el objetivo operativo (O) se considera hasta no sobrepasar un 30% de la capacidad inelástica, el objetivo de protección de vida (SV) se considera hasta no sobrepasar un 60% de la capacidad inelástica, el objetivo de prevención de colapso (PC) se considera hasta no sobrepasar un 80% de la capacidad inelástica mientras que el Colapso (C) se considera cuando se sobrepasa el 80% de la capacidad inelástica. Para encontrar el punto máximo de capacidad de desplazamiento " Δ_u " en el software SAP2000, se debe incrementar el factor de escala de la amenaza sísmica que se esté analizando hasta que la pendiente de la recta bilineal se encuentre alrededor del 2% ($\text{Alfa} = 0,02$). Con este dato, para obtener la capacidad de desplazamiento inelástico " Δ_p " se debe de restar " Δ_u " menos " Δ_y ". La ductilidad máxima " μ " se la calcula como Δ_u/Δ_y , la sobrerresistencia " Ω " se la calcula como el corte máximo dividido para el corte de diseño. Finalmente, para considerar que el muro es estable luego de ser sometido a la amenaza sísmica, la ductilidad que le queda de reserva debe ser mayor o igual al 50% de la ductilidad máxima, caso contrario, la estructura deberá ser reforzada.

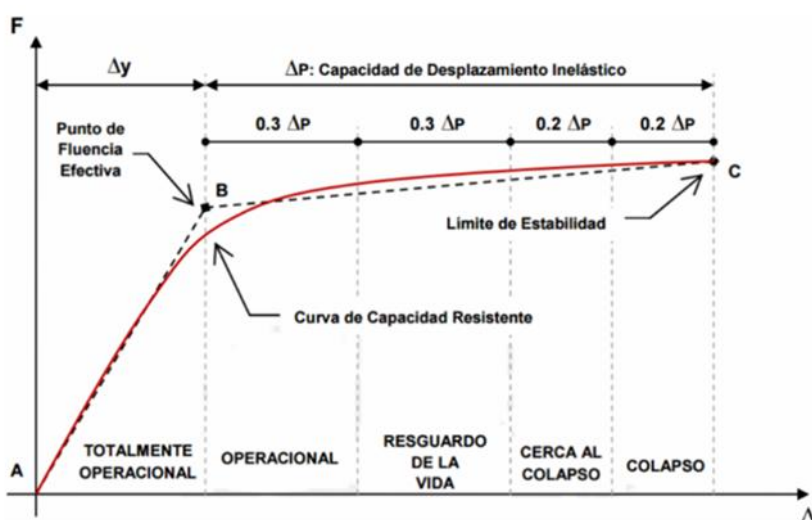


Fig. 9- Curva de capacidad idealizada y definición de los puntos de desempeño para los diferentes objetivos según la metodología de Visión 2000. Fuente: [5]

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

En la Tabla 4 se presentan los resultados del AENL para el nivel del sismo de diseño (DBE). Dentro de los parámetros más importantes se tiene una ductilidad máxima de 32,25, una demanda de ductilidad de 7,37 y una reserva de ductilidad de 24,88 lo que permite concluir que el muro se mantiene seguro. El muro llega a soportar un corte máximo igual a 116,6 Ton que al compararlo con el corte basal de diseño, se obtiene un factor de sobrerresistencia de 1,6.

Tabla 4- Resultados obtenidos para el nivel del sismo de diseño (DBE)

Tipo de Sismo	Sismo de Diseño (DBE)	
Fluencia [cm]	2,76	0,0
	2,76	124,7
Desempeño [cm]	20,33	0,0
	20,33	124,7
IO [cm]	28,63	0,0
	28,63	124,7
LS [cm]	54,50	0,0
	54,50	124,7
CP [cm]	71,75	0,0
	71,75	124,7
Colapso [cm]	89,00	0,0
	89,00	124,7
Ductilidad μ MAXIMA	32,25	
Ductilidad μ DEMANDA	7,37	
Ductilidad μ RESERVA	24,88	
El Muro es Seguro		
V elastico [Ton]	357,1	
V maximo [Ton]	116,6	
V diseño [Ton]	71,4	
Sobrerresistencia Ω_o	1,6	

En la Figura 10 se presenta la curva de capacidad junto con los límites que definen los objetivos alcanzados por la estructura. El punto de desempeño representado por la línea roja vertical entrecortada indica el máximo desplazamiento esperado para el nivel de amenaza sísmica seleccionada, por lo cual, en cuanto a la estabilidad global, el presente muro asegura una ocupación inmediata (IO) tras pasar por el sismo de diseño (DBE).

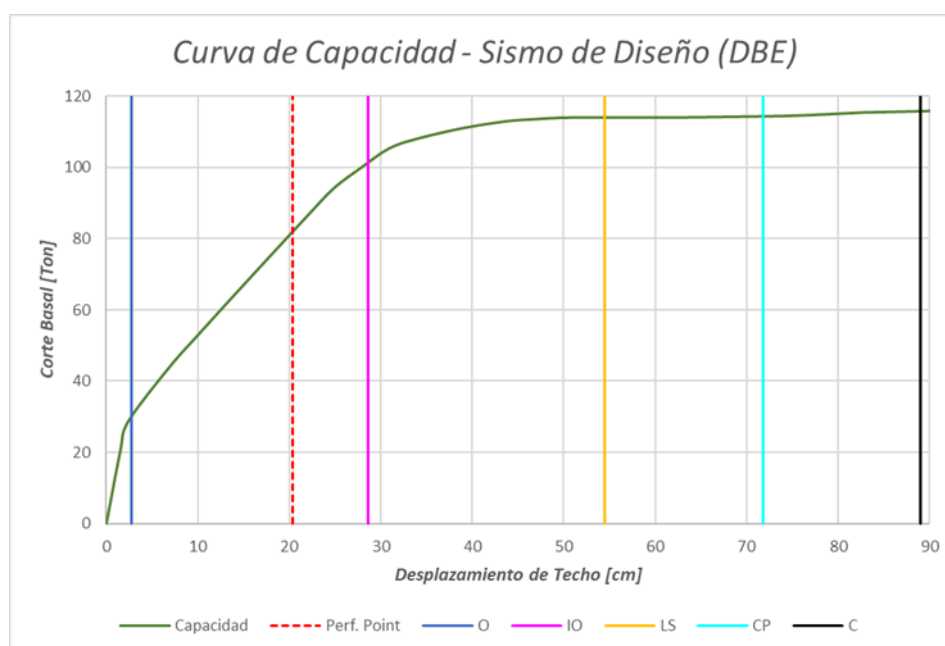


Fig. 10- Curva de capacidad y límites de desempeño para el nivel del sismo de diseño (DBE)

En la Tabla 5 se presentan los resultados del AENL para el nivel del sismo máximo considerado (MCE). Dentro de los parámetros más importantes se tiene una ductilidad máxima de 13,32, una demanda de ductilidad de 5,03 y una reserva de ductilidad de 8,29 lo que permite concluir que el muro se mantiene seguro.

Tabla 5- Resultados obtenidos para el nivel del sismo máximo considerado (MCE)

<i>Tipo de Sismo</i>	<i>Sismo Máximo Considerado (MCE)</i>	
<i>Fluencia [cm]</i>	6,68	0,0
	6,68	124,7
<i>Desempeño [cm]</i>	33,59	0,0
	33,59	124,7
<i>IO [cm]</i>	31,38	0,0
	31,38	124,7
<i>LS [cm]</i>	56,07	0,0
	56,07	124,7
<i>CP [cm]</i>	72,54	0,0
	72,54	124,7
<i>Colapso [cm]</i>	89,00	0,0
	89,00	124,7
Ductilidad μ MAXIMA	13,32	
Ductilidad μ DEMANDA	5,03	
Ductilidad μ RESERVA	8,29	
El Muro es Seguro		
V elástico [Ton]	357,1	
V máximo [Ton]	116,6	
V diseño [Ton]	71,4	
Sobrerresistencia Ω_0	1,6	

En la Figura 11 se presenta la curva de capacidad junto con los límites que definen los objetivos alcanzados por la estructura. El punto de desempeño representado por la línea roja vertical entrecortada indica el máximo desplazamiento esperado para el nivel de amenaza sísmica seleccionado, por lo cual, en cuanto a la estabilidad global, el presente muro asegura la protección de vida (LS) tras pasar por el sismo máximo considerado (MCE).

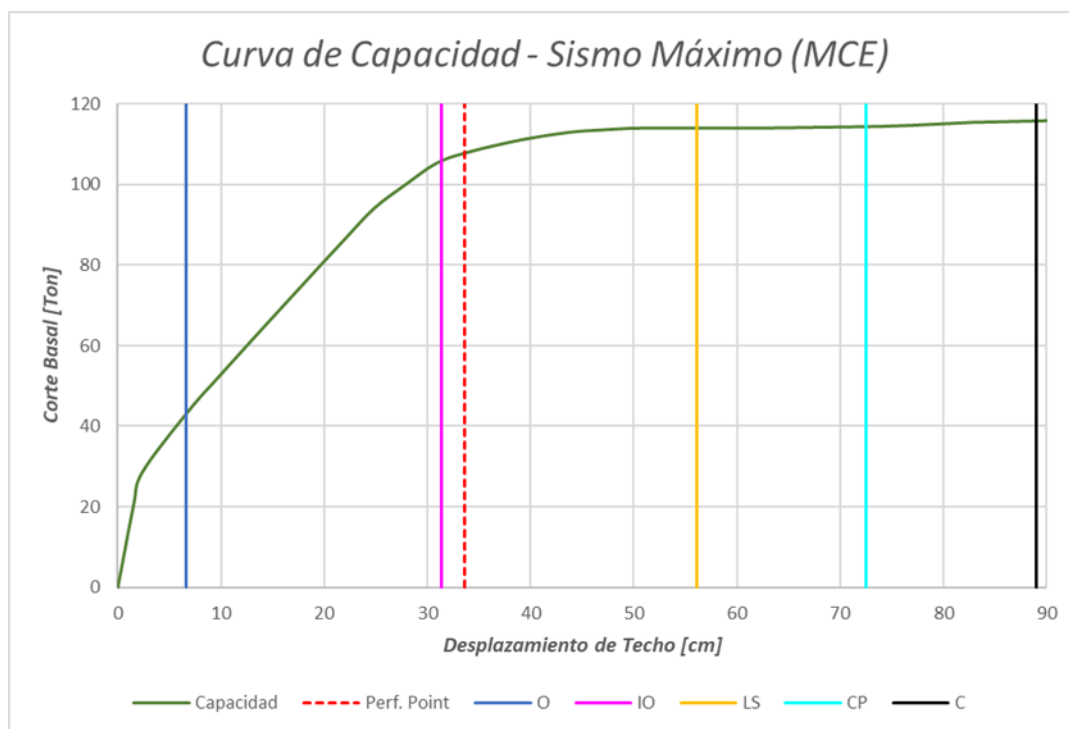


Fig. 11- Curva de capacidad y límites de desempeño para el nivel del sismo máximo considerado (MCE)

Del AENL se obtiene que, para el sismo de diseño (DBE), la ductilidad máxima del muro es de 32,25, mientras que la demanda de ductilidad es de solo 7,37, lo que arroja una reserva de ductilidad de 24,88. Esta alta reserva indica que el muro dispone de una capacidad de deformación inelástica muy superior a la requerida por el nivel de amenaza DBE. Valores de ductilidad máxima de esta magnitud son consistentes con muros de hormigón armado esbeltos y adecuadamente confinados, donde la rotación plástica se concentra en la base y se logra una importante disipación de energía. El punto de desempeño se ubica en 20,33 cm, y al compararlo con los umbrales de la metodología Visión 2000 [4] adoptada por ASCE 41-23 [5], se constata que el muro alcanza el objetivo de Ocupación Inmediata (IO) para el nivel DBE. Esto significa que, tras el evento, el daño sería ligero, las deformaciones remanentes despreciables y la funcionalidad se podría recuperar rápidamente, lo cual es especialmente valioso para edificaciones esenciales o de alta ocupación.

Para el sismo máximo considerado (MCE), la ductilidad máxima se reduce a 13,32, lo cual es esperable porque al aumentar la demanda sísmica (escalamiento de los registros a un nivel más severo) el punto de desempeño se desplaza hacia la rama post-pico de la curva de capacidad, donde la rigidez degradada reduce la ductilidad máxima disponible. No obstante, la demanda de ductilidad es de 5,03 y la reserva de 8,29 sigue siendo positiva, asegurando estabilidad global. El punto de desempeño de 33,59 cm se ubica dentro del rango de Seguridad de Vida (LS) según la clasificación de ASCE 41-23 [5]. Este resultado es coherente con la filosofía del diseño basado en desempeño (DBD): se acepta daño moderado y deformaciones remanentes bajo el terremoto extremo, pero se evita el colapso y se protege la vida de los ocupantes.

El factor de sobrerresistencia (Ω) calculado es de 1,6 (corte máximo 116,6 Ton frente a corte de diseño 71,4 Ton). Este valor se encuentra dentro del rango típico para muros de hormigón armado (Ω entre 1,5 y 2,0) y refleja la contribución de: (i) el acero de refuerzo por encima del mínimo requerido, (ii) el confinamiento de los elementos de borde, y (iii) la resistencia no considerada en el diseño elástico (por ejemplo, la contribución del hormigón a la flexo compresión más allá de la resistencia nominal). Un Ω de 1,6 indica que la estructura posee un margen adicional frente a incertidumbres en la demanda sísmica o en las propiedades de los materiales, lo que es favorable para la robustez del sistema.

En la Tabla 6 se presentan los resultados del ADNL en cuanto a las derivas de entrepiso para verificar la estabilidad global del muro estructural a nivel del sismo de diseño DBE.

Tabla 6- Derivas de entrepiso para nivel sismo de diseño DBE

	Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel Sismo de Diseño (DBE)											
	Sismo 1			Sismo 2			Sismo 3			Sismo 4		
Piso 12	Max	0,026111	4,06%	Max	0,017032	1,70%	Max	0,004452	0,50%	Max	0,012068	1,26%
	Min	-0,040627		Min	-0,01698		Min	-0,004995		Min	-0,012615	
Piso 11	Max	0,025974	4,06%	Max	0,016936	1,69%	Max	0,004446	0,50%	Max	0,012035	1,26%
	Min	-0,040565		Min	-0,016898		Min	-0,004986		Min	-0,012584	
Piso 10	Max	0,025571	4,04%	Max	0,01666	1,67%	Max	0,004422	0,49%	Max	0,011899	1,25%
	Min	-0,040364		Min	-0,016646		Min	-0,004947		Min	-0,012456	
Piso 9	Max	0,024776	4,00%	Max	0,016119	1,62%	Max	0,004359	0,48%	Max	0,011595	1,22%
	Min	-0,039957		Min	-0,016174		Min	-0,004846		Min	-0,012165	
Piso 8	Max	0,023518	3,93%	Max	0,015344	1,55%	Max	0,004229	0,47%	Max	0,01109	1,17%
	Min	-0,039293		Min	-0,015527		Min	-0,004658		Min	-0,011676	
Piso 7	Max	0,021661	3,84%	Max	0,014352	1,48%	Max	0,004009	0,44%	Max	0,010363	1,10%
	Min	-0,038382		Min	-0,014784		Min	-0,00437		Min	-0,010963	
Piso 6	Max	0,019217	3,71%	Max	0,013211	1,39%	Max	0,003692	0,40%	Max	0,0094	1,00%
	Min	-0,037146		Min	-0,013864		Min	-0,003982		Min	-0,010013	
Piso 5	Max	0,016365	3,57%	Max	0,011919	1,26%	Max	0,003269	0,35%	Max	0,008234	0,88%
	Min	-0,035661		Min	-0,012646		Min	-0,003546		Min	-0,008814	
Piso 4	Max	0,013724	3,37%	Max	0,010494	1,11%	Max	0,002738	0,30%	Max	0,006925	0,74%
	Min	-0,033699		Min	-0,011081		Min	-0,003045		Min	-0,007368	
Piso 3	Max	0,012326	3,06%	Max	0,009015	0,90%	Max	0,002098	0,24%	Max	0,005353	0,57%
	Min	-0,03061		Min	-0,009009		Min	-0,002397		Min	-0,00568	
Piso 2	Max	0,00976	2,36%	Max	0,007361	0,74%	Max	0,001381	0,17%	Max	0,003497	0,37%
	Min	-0,023552		Min	-0,00636		Min	-0,001668		Min	-0,003745	
Piso 1	Max	0,004152	0,94%	Max	0,00346	0,35%	Max	0,000526	0,07%	Max	0,001292	0,14%
	Min	-0,009427		Min	-0,002547		Min	-0,00069		Min	-0,001394	

	Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel: Sismo de Diseño (DBE)											
	Sismo 5			Sismo 6			Sismo 7			Sismo 8		
Piso 12	Max	0,003758	0,38%	Max	0,003684	0,37%	Max	0,018026	1,80%	Max	0,002822	0,90%
	Min	-0,002697		Min	-0,003529		Min	-0,017123		Min	-0,00896	
Piso 11	Max	0,003701	0,37%	Max	0,003677	0,37%	Max	0,017978	1,80%	Max	0,002805	0,89%
	Min	-0,002691		Min	-0,003521		Min	-0,017091		Min	-0,008866	
Piso 10	Max	0,003534	0,35%	Max	0,003652	0,37%	Max	0,017808	1,78%	Max	0,002764	0,86%
	Min	-0,002669		Min	-0,003491		Min	-0,01698		Min	-0,008598	
Piso 9	Max	0,003255	0,33%	Max	0,003592	0,36%	Max	0,01744	1,74%	Max	0,002679	0,81%
	Min	-0,002627		Min	-0,003415		Min	-0,01673		Min	-0,008148	
Piso 8	Max	0,002869	0,29%	Max	0,003473	0,35%	Max	0,016844	1,68%	Max	0,002519	0,75%
	Min	-0,002565		Min	-0,003267		Min	-0,01633		Min	-0,007529	
Piso 7	Max	0,002401	0,25%	Max	0,003276	0,33%	Max	0,015913	1,59%	Max	0,00228	0,68%
	Min	-0,002474		Min	-0,003036		Min	-0,015835		Min	-0,006794	
Piso 6	Max	0,001891	0,23%	Max	0,002993	0,30%	Max	0,01466	1,53%	Max	0,001967	0,60%
	Min	-0,002326		Min	-0,00272		Min	-0,015304		Min	-0,005966	
Piso 5	Max	0,001486	0,21%	Max	0,002626	0,26%	Max	0,013168	1,45%	Max	0,001597	0,51%
	Min	-0,002094		Min	-0,002386		Min	-0,014535		Min	-0,005062	
Piso 4	Max	0,001522	0,18%	Max	0,00218	0,22%	Max	0,011535	1,34%	Max	0,001224	0,41%
	Min	-0,001778		Min	-0,002017		Min	-0,013365		Min	-0,004093	
Piso 3	Max	0,001488	0,15%	Max	0,001655	0,17%	Max	0,009561	1,16%	Max	0,001135	0,31%
	Min	-0,001379		Min	-0,001593		Min	-0,011647		Min	-0,003059	
Piso 2	Max	0,001277	0,13%	Max	0,001059	0,11%	Max	0,007232	0,90%	Max	0,000932	0,19%
	Min	-0,000899		Min	-0,001078		Min	-0,009011		Min	-0,001938	
Piso 1	Max	0,000631	0,06%	Max	0,000395	0,04%	Max	0,003599	0,39%	Max	0,000449	0,07%
	Min	-0,00041		Min	-0,000428		Min	-0,003936		Min	-0,000705	

Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel Sismo de Diseño (DBE)											
	Sismo 9			Sismo 10			Sismo 11	Promedio	Valor Admisible	Criterio Estabilidad Global	
Piso 12	Max	0,013487	1,35%	Max	0,013734	1,63%	Max	0,004865	1,33%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,008943		Min	-0,016305		Min	-0,00682			
Piso 11	Max	0,013357	1,34%	Max	0,013677	1,63%	Max	0,004841	1,32%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,008859		Min	-0,016289		Min	-0,006743			
Piso 10	Max	0,012952	1,30%	Max	0,013477	1,62%	Max	0,00476	1,31%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,00858		Min	-0,016213		Min	-0,006511			
Piso 9	Max	0,012247	1,22%	Max	0,013054	1,60%	Max	0,004588	1,27%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,008075		Min	-0,016025		Min	-0,006085			
Piso 8	Max	0,011181	1,12%	Max	0,012374	1,58%	Max	0,00433	1,22%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,007422		Min	-0,015774		Min	-0,005472			
Piso 7	Max	0,009913	0,99%	Max	0,01141	1,54%	Max	0,003998	1,15%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,006629		Min	-0,015365		Min	-0,004706			
Piso 6	Max	0,009051	0,91%	Max	0,010158	1,47%	Max	0,003622	1,08%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,005897		Min	-0,014711		Min	-0,003837			
Piso 5	Max	0,008516	0,85%	Max	0,008629	1,37%	Max	0,003231	1,01%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,004908		Min	-0,013749		Min	-0,003371			
Piso 4	Max	0,008014	0,80%	Max	0,008864	1,24%	Max	0,002817	0,91%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,004027		Min	-0,012447		Min	-0,00321			
Piso 3	Max	0,007202	0,72%	Max	0,004924	1,07%	Max	0,002332	0,78%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,00338		Min	-0,010678		Min	-0,002812			
Piso 2	Max	0,005546	0,56%	Max	0,002986	0,81%	Max	0,001667	0,60%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,00267		Min	-0,008106		Min	-0,002075			
Piso 1	Max	0,0025	0,25%	Max	0,001115	0,34%	Max	0,000698	0,25%	2,00%	CUMPLE
	Min	-0,001276		Min	-0,003387		Min	-0,000883			

En la Figura 12 se presenta gráficamente los resultados de la Tabla 6 la cual muestra las derivas de entrepiso promedio a nivel del sismo de diseño con la finalidad de compararlas con la máxima deriva admisible del 2,00% y verificar el criterio de estabilidad global.

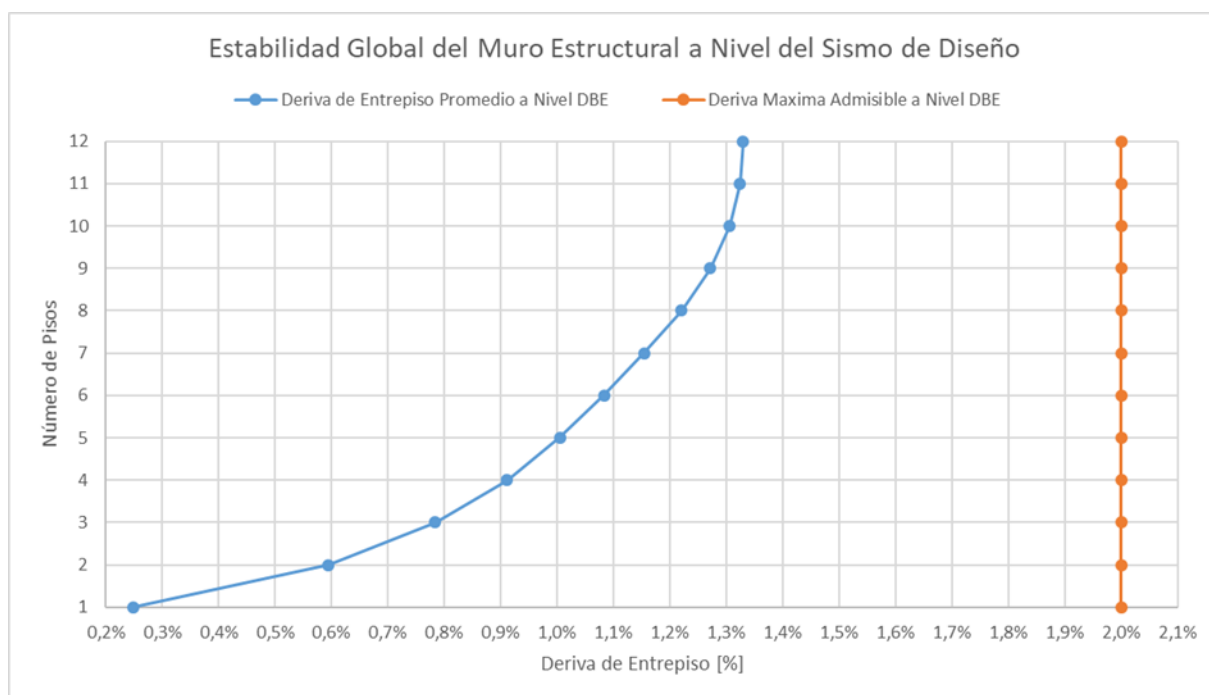


Fig. 12- Criterio de estabilidad global para el muro estructural a nivel del sismo de diseño.

En la Tabla 7 se presentan los resultados de las rotaciones del primer piso para verificar la estabilidad local del muro estructural.

Tabla 7- Rotaciones del primer piso para el nivel sismo de diseño DBE

	Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo de Diseño (DBE)											
Piso 1	Sismo 1			Sismo 2			Sismo 3			Sismo 4		
	Max	0,007618	1,80%	Max	0,005965	0,60%	Max	0,000932	0,11%	Max	0,002412	0,26%
	Min	-0,018032		Min	-0,004778		Min	-0,001143		Min	-0,002638	
	Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo de Diseño (DBE)											
Piso 1	Sismo 5			Sismo 6			Sismo 7			Sismo 8		
	Max	0,000895	0,09%	Max	0,000707	0,07%	Max	0,005877	0,72%	Max	0,000652	0,13%
	Min	-0,000598		Min	-0,000731		Min	-0,007211		Min	-0,001302	
	Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo de Diseño (DBE)											
Piso 1	Sismo 9			Sismo 10			Sismo 11		Promedio	Valores Admisibles	Criterio Estabilidad Local	
	Max	0,004368	0,44%	Max	0,001996	0,64%	Max	0,001147	0,46%	0,50 % ; 1,50 % ; 2,00%	Ocupación Inmediata	
	Min	-0,001845		Min	-0,006405		Min	-0,001414				

En la Tabla 8 se presentan los resultados del ADNL en cuanto a las derivas de entrepiso para verificar la estabilidad global del muro estructural a nivel del sismo máximo considerado MCE.

Tabla 8- Derivas de entrepiso para nivel sismo máximo considerado MCE

Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel Sismo Máximo Considerado (MCE)												
	Sismo 1			Sismo 2			Sismo 3			Sismo 4		
Piso 12	Max	0,044121	5,20%	Max	0,018008	2,89%	Max	0,008979	0,90%	Max	0,017886	1,79%
	Min	-0,052044		Min	-0,028924		Min	-0,005993		Min	-0,015551	
Piso 11	Max	0,043913	5,20%	Max	0,01791	2,89%	Max	0,008962	0,90%	Max	0,01784	1,78%
	Min	-0,051963		Min	-0,028889		Min	-0,005983		Min	-0,015489	
Piso 10	Max	0,04329	5,17%	Max	0,017609	2,88%	Max	0,008886	0,89%	Max	0,01766	1,77%
	Min	-0,051702		Min	-0,028756		Min	-0,005947		Min	-0,015268	
Piso 9	Max	0,042022	5,12%	Max	0,017034	2,85%	Max	0,008693	0,87%	Max	0,017284	1,73%
	Min	-0,051199		Min	-0,028478		Min	-0,005843		Min	-0,014816	
Piso 8	Max	0,03978	5,06%	Max	0,016169	2,80%	Max	0,008356	0,84%	Max	0,016677	1,67%
	Min	-0,050619		Min	-0,02801		Min	-0,005647		Min	-0,014098	
Piso 7	Max	0,036251	4,97%	Max	0,015035	2,74%	Max	0,007858	0,79%	Max	0,015821	1,58%
	Min	-0,049677		Min	-0,027369		Min	-0,005339		Min	-0,013092	
Piso 6	Max	0,031677	4,81%	Max	0,013731	2,65%	Max	0,007184	0,72%	Max	0,014936	1,49%
	Min	-0,048095		Min	-0,026461		Min	-0,004912		Min	-0,011806	
Piso 5	Max	0,027118	4,57%	Max	0,01238	2,51%	Max	0,006328	0,63%	Max	0,013788	1,38%
	Min	-0,045745		Min	-0,025133		Min	-0,004354		Min	-0,01025	
Piso 4	Max	0,022338	4,21%	Max	0,011069	2,30%	Max	0,005285	0,53%	Max	0,012324	1,23%
	Min	-0,042114		Min	-0,023006		Min	-0,003789		Min	-0,008464	
Piso 3	Max	0,018185	3,55%	Max	0,009963	1,98%	Max	0,004044	0,40%	Max	0,0104	1,04%
	Min	-0,035508		Min	-0,019784		Min	-0,00301		Min	-0,006703	
Piso 2	Max	0,014977	2,45%	Max	0,008301	1,47%	Max	0,002602	0,26%	Max	0,0078	0,78%
	Min	-0,024522		Min	-0,014652		Min	-0,002126		Min	-0,00478	
Piso 1	Max	0,007989	0,92%	Max	0,004005	0,60%	Max	0,000952	0,10%	Max	0,003291	0,33%
	Min	-0,00921		Min	-0,00596		Min	-0,000879		Min	-0,002093	

Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel Sismo Máximo Considerado (MCE)												
	Sismo 5			Sismo 6			Sismo 7			Sismo 8		
Piso 12	Max	0,005387	0,54%	Max	0,005754	0,67%	Max	0,023891	3,07%	Max	0,003907	1,30%
	Min	-0,004185		Min	-0,006699		Min	-0,030686		Min	-0,012965	
Piso 11	Max	0,005279	0,53%	Max	0,005744	0,67%	Max	0,023738	3,06%	Max	0,003849	1,28%
	Min	-0,004172		Min	-0,006679		Min	-0,030644		Min	-0,012833	
Piso 10	Max	0,004998	0,50%	Max	0,005696	0,66%	Max	0,023298	3,05%	Max	0,003698	1,24%
	Min	-0,004131		Min	-0,006597		Min	-0,030457		Min	-0,012426	
Piso 9	Max	0,004503	0,45%	Max	0,005575	0,64%	Max	0,022504	3,00%	Max	0,003412	1,17%
	Min	-0,00408		Min	-0,006413		Min	-0,029977		Min	-0,011717	
Piso 8	Max	0,00383	0,40%	Max	0,005351	0,61%	Max	0,021359	2,91%	Max	0,002997	1,07%
	Min	-0,00402		Min	-0,006305		Min	-0,029088		Min	-0,010695	
Piso 7	Max	0,003059	0,39%	Max	0,005014	0,57%	Max	0,019688	2,75%	Max	0,002471	0,94%
	Min	-0,003862		Min	-0,005666		Min	-0,02754		Min	-0,009418	
Piso 6	Max	0,002413	0,36%	Max	0,004554	0,51%	Max	0,017794	2,56%	Max	0,002413	0,80%
	Min	-0,003561		Min	-0,005097		Min	-0,025581		Min	-0,00797	
Piso 5	Max	0,002444	0,31%	Max	0,003998	0,44%	Max	0,015914	2,36%	Max	0,002391	0,64%
	Min	-0,003112		Min	-0,004411		Min	-0,023563		Min	-0,006436	
Piso 4	Max	0,002438	0,25%	Max	0,003367	0,36%	Max	0,014259	2,14%	Max	0,002293	0,49%
	Min	-0,00253		Min	-0,003613		Min	-0,021372		Min	-0,004881	
Piso 3	Max	0,002355	0,24%	Max	0,002608	0,27%	Max	0,012751	1,86%	Max	0,001981	0,34%
	Min	-0,001856		Min	-0,002718		Min	-0,018561		Min	-0,00338	
Piso 2	Max	0,001906	0,19%	Max	0,001709	0,18%	Max	0,010795	1,49%	Max	0,001393	0,21%
	Min	-0,001173		Min	-0,001818		Min	-0,014859		Min	-0,002147	
Piso 1	Max	0,000878	0,09%	Max	0,000648	0,07%	Max	0,005517	0,69%	Max	0,000667	0,10%
	Min	-0,000561		Min	-0,000705		Min	-0,00681		Min	-0,001019	

Derivas de Entrepiso Máximas para Nivel Sismo Máximo Considerado (MCE)												
	Sismo 9			Sismo 10			Sismo 11			Promedio	Valor Admisible	Criterio Estabilidad Global
Piso 12	Max	0,020793	2,08%	Max	0,01462	2,62%	Max	0,008493	0,86%	1,99%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,01013		Min	-0,026199		Min	-0,008589				
Piso 11	Max	0,020578	2,06%	Max	0,014543	2,61%	Max	0,00842	0,84%	1,98%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,00991		Min	-0,026133		Min	-0,008439				
Piso 10	Max	0,019956	2,00%	Max	0,014294	2,59%	Max	0,0082	0,82%	1,96%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,009394		Min	-0,025905		Min	-0,008033				
Piso 9	Max	0,018816	1,88%	Max	0,013812	2,55%	Max	0,007788	0,78%	1,91%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,008566		Min	-0,025474		Min	-0,007325				
Piso 8	Max	0,017047	1,70%	Max	0,013089	2,48%	Max	0,007213	0,72%	1,84%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,007706		Min	-0,024845		Min	-0,006349				
Piso 7	Max	0,015141	1,51%	Max	0,012167	2,41%	Max	0,006501	0,65%	1,75%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,00696		Min	-0,024059		Min	-0,005167				
Piso 6	Max	0,013863	1,39%	Max	0,011027	2,31%	Max	0,005753	0,58%	1,65%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,006497		Min	-0,02313		Min	-0,003883				
Piso 5	Max	0,013143	1,31%	Max	0,00968	2,20%	Max	0,005077	0,51%	1,53%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,005962		Min	-0,021965		Min	-0,003869				
Piso 4	Max	0,012456	1,25%	Max	0,008113	2,03%	Max	0,004465	0,45%	1,38%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,005214		Min	-0,020273		Min	-0,00384				
Piso 3	Max	0,011207	1,12%	Max	0,00632	1,77%	Max	0,003769	0,38%	1,18%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,004201		Min	-0,017721		Min	-0,003552				
Piso 2	Max	0,009022	0,90%	Max	0,004219	1,36%	Max	0,002731	0,27%	0,87%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,002836		Min	-0,013643		Min	-0,00274				
Piso 1	Max	0,004009	0,40%	Max	0,001586	0,56%	Max	0,001161	0,12%	0,36%	4,00%	CUMPLE
	Min	-0,001341		Max	-0,005588		Min	-0,00121				

En la Figura 13 se presenta gráficamente los resultados de la Tabla 8 la cual muestra las derivas de entrepiso promedio a nivel del sismo máximo considerado con la finalidad de compararlas con la máxima deriva admisible del 4,00% y verificar el criterio de estabilidad global.

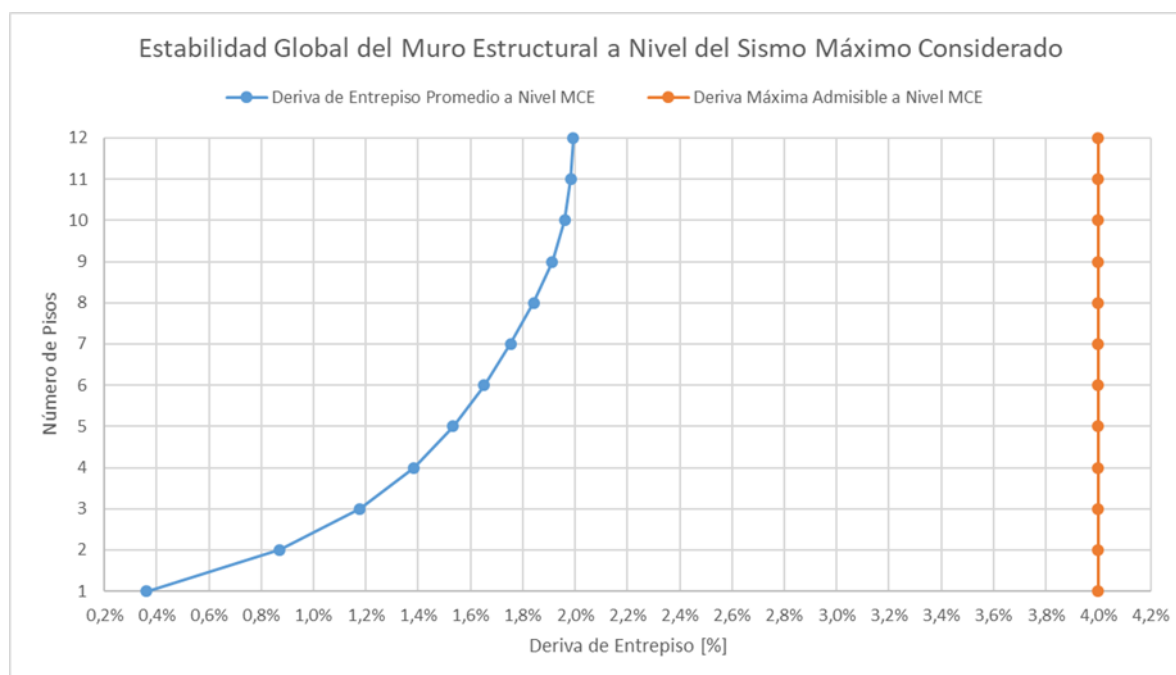


Fig. 13- Criterio de estabilidad global para el muro estructural a nivel del sismo máximo considerado.

En la Tabla 9 se presentan los resultados de las rotaciones del primer piso para verificar la estabilidad local del muro estructural.

Tabla 9- Rotaciones del primer piso para el nivel sismo máximo considerado MCE.

Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)														
Piso 1	Sismo 1			1,77%	Sismo 2		1,11%	Sismo 3			0,18%	Sismo 4		0,62%
	Max	0,012033	Max		0,006824	Max		0,001751	Max	0,006189				
	Min	-0,017715	Min		-0,011117	Min		-0,001459	Min	-0,003518				
Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)														
Piso 1	Sismo 5			0,13%	Sismo 6		0,12%	Sismo 7			1,24%	Sismo 8		0,15%
	Max	0,001319	Max		0,001155	Max		0,009175	Max	0,000944				
	Min	-0,000816	Min		-0,001231	Min		-0,012406	Min	-0,001459				
Rotaciones Máximas 1er Piso para Nivel: Sismo Máximo Considerado (MCE)														
Piso 1	Sismo 9			0,74%	Sismo 10		1,07%	Sismo 11		0,19%	0,67%	0,50% ; 1,50% ; 2,00%	Seguridad de Vida	
	Max	0,007381	Max		0,003006	Max		0,001871						
	Min	-0,001884	Min		-0,010722	Min		-0,001875						

El ADNL permitió evaluar la respuesta dinámica del muro ante 11 registros sísmicos representativos de fallas de subducción (reverse) y transversales (strike-slip), escalados a los niveles DBE y MCE según ASCE/SEI 07 [14]. En términos de estabilidad global, las derivas máximas de entrepiso promediadas fueron de 1,33% para DBE y 1,99% para MCE. Ambos valores se sitúan muy por debajo de los límites máximos permisibles de 2,0% y 4,0%, respectivamente, establecidos por la normativa ASCE 41-23 [5]. Esta holgura es notable, especialmente en el caso del MCE, donde la deriva promedio es la mitad del límite admisible.

Este comportamiento indica que el espesor de 0,30 m, si bien es el mínimo exigido por ACI 318 [13], resulta conservador para este muro de 36 m de altura (relación de esbeltez altura/espesor = 120). Desde el punto de vista práctico, un muro tan esbelto con un espesor reducido podría ser susceptible a inestabilidades por P-Delta o a problemas de pandeo local; sin embargo, los resultados numéricos demuestran que, con un adecuado confinamiento en los elementos de borde (estribos $\Phi 10$ mm a 10 cm y $12\Phi 22$ mm) y una armadura de doble malla en el alma, la rigidez lateral y la capacidad de deformación son más que suficientes para cumplir con los exigentes criterios de desempeño. Cabe preguntarse si es posible reducir aún más el espesor (por ejemplo, a 0,25 m) manteniendo el mismo desempeño, lo que reduciría costos y peso propio. Estudios en muros chilenos [12] han mostrado que espesores de 0,20-0,25 m en edificios de hasta 15 pisos pueden ser viables si se controlan rigurosamente las rotaciones plásticas y se emplean hormigones de mayor resistencia ($f'c \geq 280$ kg/cm²). En la presente investigación se empleó $f'c=210$ kg/cm², y aun así las derivas son muy bajas, lo que sugiere un potencial de optimización.

En cuanto a la estabilidad local (rotaciones en la rótula plástica del primer piso), se muestra para el DBE una rotación promedio de 0,46%, inferior al límite del 0,50% fijado por ASCE 41-23 [5] para el objetivo IO. Para el MCE, la rotación promedio es de 0,67%, muy por debajo del límite del 1,50% correspondiente a LS. Estos valores indican que la deformación por curvatura en la base del muro se mantiene dentro del rango elástico o de fisuración controlada para el DBE, y entra en el rango plástico moderado para el MCE, pero sin alcanzar rotaciones que comprometan la integridad del hormigón confinado. La elección de un modelo de histéresis tipo Takeda para el hormigón y cinemático para el acero es adecuada, ya que captura la degradación de rigidez y la disipación de energía característica de estos materiales. Los resultados de rotación son coherentes con los de deriva y confirman que el muro se comporta esencialmente como un elemento controlado por flexión, sin fallas por corte prematuro.

Ambos métodos no lineales (estático y dinámico) convergen en la misma clasificación de objetivos de desempeño: IO para DBE y LS para MCE. Esta coincidencia refuerza la validez de los modelos y la confiabilidad de los resultados. No obstante, el AENL tiende a subestimar ligeramente la demanda de desplazamiento respecto al promedio del ADNL (20,33 cm vs. derivas que llevan a aproximadamente 1,33% de deriva máxima, equivalente a unos 4,0 cm por piso, acumulando unos 24 cm en la cúspide), lo cual es esperable porque el análisis pushover no captura efectos de modos superiores ni la variabilidad de los registros. El ADNL proporciona una estimación más realista, y en este caso confirma que las derivas son aún más bajas que las obtenidas con la curva de capacidad idealizada.

El hecho de que tanto las derivas como las rotaciones estén tan holgadamente por debajo de los límites sugiere que el espesor mínimo de 0,30 m, aunque cumple con el ACI 318, podría ser reducido en futuras investigaciones, especialmente si se incrementa la resistencia del hormigón (por ejemplo, a 280 o 350 kg/cm²) o se utilizan fibras de acero en los elementos de borde para mejorar la tenacidad. Ello redundaría en una estructura más liviana, menor costo y menor demanda sísmica por reducción de masa. Sin embargo, debe tenerse precaución con los efectos de segundo orden (P-Delta) en muros muy esbeltos; para el presente caso, los resultados ya contemplan dicho efecto y siguen siendo favorables.

4 CONCLUSIONES

La presente investigación agradece al PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) por su importante aporte al facilitar los datos de los registros sísmicos que fueron utilizados en el ADNL.

Análisis Estático No Lineal:

A nivel del sismo de diseño (DBE), los parámetros más importantes que se tienen son el punto de desempeño igual a 20,33 cm, una ductilidad máxima de 32,25, una demanda de ductilidad de 7,37 y una reserva de ductilidad de 24,88 lo que permite concluir que el muro se mantiene seguro. En cuanto a la estabilidad global, el presente muro asegura una ocupación inmediata (IO) tras pasar por el sismo de diseño (DBE).

La estructura llega a soportar un corte basal máximo igual a 116,6 Ton que al compararlo con el corte basal de diseño de 71,4 Ton, se obtiene un factor de sobrerresistencia de 1,6.

A nivel del sismo máximo considerado (MCE), los parámetros más importantes que se tienen son el punto de desempeño igual a 33,59 cm, una ductilidad máxima de 13,32, una demanda de ductilidad de 5,03 y una reserva de ductilidad de 8,29 lo que permite concluir que el muro se mantiene seguro. En cuanto a la estabilidad global, el presente muro asegura la protección de vida (LS) tras pasar por el sismo máximo considerado (MCE).

Análisis Dinámico No Lineal:

En lo que respecta al diseño sísmico, se puede apreciar que la recomendación del ACI 318 [13] de mantener un espesor mínimo de 0,30 m en muros estructurales arroja diseños sobredimensionados y esto se refleja en la Figura 12 y Figura 13, donde se obtuvo para el nivel sismo de diseño DBE, una máxima deriva de entrepiso promedio de 1,33% y para el nivel del sismo máximo considerado MCE una máxima deriva promedio del 1.99%.

En cuanto a la estabilidad global del muro, para el nivel sismo de diseño DBE y sismo máximo considerado MCE, el promedio de las máximas derivas de entrepiso se encuentra por debajo de la máxima deriva permitida (2,00% y 4,00% respectivamente), por lo que se cumple favorablemente con este criterio tal como especifica el ASCE/SEI 07 [14].

En cuanto a la estabilidad local, para el nivel sismo de diseño DBE y muros controlados por flexión, el promedio de la máxima rotación del primer entrepiso (0,46%) se encuentra por debajo de la máxima rotación permitida (0,50%), lo que corresponde con el objetivo de desempeño de ocupación inmediata (IO), mientras que para el nivel del sismo máximo considerado (MCE) el promedio de la máxima rotación del primer entrepiso (0,67%) se encuentra por debajo de la máxima rotación permitida (1,50%), lo que corresponde con el objetivo de desempeño de seguridad de vida (LS) tal como lo especifica el ASCE/SEI 41 [5].

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. S. Ji, F. Li, Y. Li, y Z. Ma, "Comparative Study Between Moment-Resisting Structure Using Performance-Based Method and Isolated Structure in School Building", en *Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, vol. 533, B. Sadan, C. Tuzun, y M. Erdik, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 533., Cham: Springer Nature Switzerland, 2024, pp. 428–439. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-66888-3_34
2. M. J. A. Sibayan y J. P. L. Bersamina, "Application of Nonlinear Static Analysis and Nonlinear Dynamic Analysis in Building Seismic Performance: A Review", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Geosynthetics and Environmental Engineering*, vol. 396, H.-Y. Jeon, Ed., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 396., Singapore: Springer Nature Singapore, 2025, pp. 129–139. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-97-7766-2_11
3. N. J. Sitapra, "A Simplified Incremental Dynamic Analysis Procedure Using SAP2000", en *Recent Advances in Materials, Mechanics and Structures*, vol. 269, S. Saha, A. S. Sajith, D. R. Sahoo, y P. Sarkar, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 269., Singapore: Springer Nature Singapore, 2023, pp. 97–106. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-19-3371-4_9
4. Structural Engineers Association of California (SEAOC), *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Sacramento, CA: SEAOC, 1995. [En línea]. Disponible en: <https://seaoc.org/>
5. ASCE/SEI 41, American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 41a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
6. C. E. C. Vera, A. J. J. Zambrano, and J. O. F. Reina, "Evaluación de las derivas de piso máximas en estructuras sobre diversos suelos ecuatorianos y su implicación en el diseño sísmico," *South Florida Journal of Development*, vol. 6, no. 12, e6075, 2025. doi: <https://doi.org/10.46932/sfjdv6n12-033>
7. K. Y. M. Almajhali, M. He, W. Alhaddad, y Y. Halabi, "Evolutionary Strategy for Performance-Based Seismic Design of High-Rise Structures: Novel Methodologie and Efficiency Analysis", en *Computational and Experimental Simulations in Engineering*, vol. 175, K. Zhou, Ed., en *Mechanisms and Machine Science*, vol. 175., Cham: Springer Nature Switzerland, 2025, pp. 763–777. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-81673-4_57
8. R. Arvind, M. Helen Santhi, G. Malathi, y V. Vasugi, "Performance-Based Seismic Analysis of RC Multi-storey Framed Building Equipped with Dampers", en *Emerging Trends in Composite Structures*, vol. 387, Md. A. Mannan, R. Sathyanathan, N. Umamaheswari, y H. S. Chore, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 387., Singapore: Springer Nature Singapore, 2024, pp. 431–437. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-99-6175-7_39
9. A. Ş. Gençoğlu, F. Çalım, y E. Yüksel, "The Effect of Structural Ductility on the Selection and Scaling of Ground Motion Records", en *Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, vol. 488, E. Uckan, H. Akgun, E. Gok, y C. Yenidogan, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 488., Cham: Springer Nature Switzerland, 2024, pp. 411–419. doi: https://doi.org/10.1007/978-3-031-57659-1_30
10. A. K. Tiwary y H. Singh, "Nonlinear Dynamic Response of Structures Located in Tehran: A Comparative Study Based on El-Centro and Alaska Earthquakes", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Trends in Architecture and Construction*, vol. 527, A. Varma, V. Chand Sharma, y E. Tarsi, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 527., Singapore: Springer Nature Singapore, 2025, pp. 1325–1342. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-97-4988-1_74
11. Masrilayanti, R. Kurniawan, J. Tanjung, y M. Yunus, "Displacement Performance of 8 Storeys Hotel Building Using Nonlinear Time History Analysis Method", en *Proceedings of the 3rd International Civil Engineering and Architecture Conference*, vol. 389, M. Casini, Ed., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 389., Singapore: Springer Nature Singapore, 2024, pp. 327–336. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-99-6368-3_28
12. B. Suquillo, F. Rojas, y L. M. Massone, "Seismic Performance Evaluation of a Chilean RC Building Damaged during the Mw8.8 Chile Earthquake", *Buildings*, vol. 14, núm. 4, p. 1028, abr. 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/buildings14041028>
13. ACI 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute. doi: <https://doi.org/10.14359/51745399>
14. ASCE/SEI 07, American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, 7a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
15. PEER, "Pacific Earthquake Engineering Research Center," PEER. [En línea]. Disponible: <https://ngawest2.berkeley.edu/>
16. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), *Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-2015*. [En línea]. Disponible: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>