



ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO DE EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE ACERO UTILIZANDO ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS

TECHNICAL AND ECONOMIC ANALYSIS OF DESIGN FOR PERFORMANCE OF BUILDINGS WITH STEEL STRUCTURE USING CONCENTRIC BRACINGS

David Patricio Guerrero Cuasapaz¹

Recibido 09/10/2018: Aprobado: 19/12/2018

DOI: <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.20052.86409>

RESUMEN

Se presenta un análisis de diez modelos estructurales correspondientes a edificaciones constituidos de estructura de acero, utilizando diferentes arriostramientos concéntricos modelados con herramientas computacionales tales como: Etabs-16 y Sap2000. Se proyectó realizar una observación de los resultados obtenidos del análisis lineal y no lineal (Pushover) de los modelos, tomando en consideración el cumplimiento de los parámetros mínimos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, en lo referente a la evaluación del cortante basal y controles para que las estructuras sean consideradas sismorresistentes. Se obtienen los diseños definitivos tomando como referencia la norma American Institute of Steel Construction, y en base a los resúmenes de materiales en los que se detallan índices entre el peso total y el área de las estructuras se elaboraron presupuestos referenciales, como consecuencia se realizó una evaluación económica para determinar qué tipo de arriostramiento concéntrico resulta ser el más beneficioso en cuanto a costos. Los resultados obtenidos indicaron que la alternativa más económica corresponde a la utilización de muros de corte de hormigón armado, en la que se puede obtener un ahorro que oscila desde 14,18% hasta 17,34% con la utilización de las otras alternativas de arriostramientos.

Palabras clave: *curva de capacidad; arriostramiento concéntrico; índice peso estructura*

¹David Patricio Guerrero Cuasapaz. Ingeniero Civil. Magister en estructuras. Docente investigador en la Universidad Politécnica Salesiana. Ecuador. Correo: dguerrero@ups.edu.ec ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8547-906X>

ABSTRACT

This paper presents the analysis of ten structural models of steel structure buildings, using different lateral concentric arches, with software Etabs-16 and Sap2000. to make an observation of the results obtained from the linear and non-linear analysis (Pushover) of the models; taking into consideration the compliance with the minimum parameters established in the Ecuadorian Construction Standard NEC-15, regarding the evaluation of the basal shear and controls so that the structures are considered seismic resistant. The definitive designs of the steel structures are obtained considering the American Institute of Steel Construction norm, and based on the summaries of materials in which indexes are detailed between the total weight and the area of the structures, reference budgets were elaborated. As a consequence, an economic evaluation was carried out to determine which type of concentric bracing turns out to be the most beneficial in terms of costs. The results obtained indicate that the most economical concentric bracing alternative corresponds to the use of reinforced concrete cutting walls, in which savings can be obtained ranging from 14,18% to 17,34% with the use of the other bracing alternatives.

Keywords: *capacity curve; concentric bracing; weight structure index*

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras tales como edificios, puentes, tanques, toman como referencia códigos de construcción que son propios o adaptados para cada país, por lo que en cada uno de ellos se especifica que las cargas aplicadas a las mismas son relativamente bajas, en consecuencia, darán como resultado que las estructuras trabajen en un rango elástico. Sin embargo, por la ocurrencia de un movimiento sísmico, las estructuras pueden estar sometidas a fuerzas que sobrepasan el límite elástico, de alguna manera se indican ciertos parámetros fiables en lo referente al rendimiento de cada elemento que conforma una determinada estructura [1]. Actualmente existe un sin número de herramientas computacionales los cuales el análisis inelástico puede ser chequeado el peligro sísmico con el comportamiento, es decir, con el rendimiento que posee la estructura; en consecuencia, este tipo de estudio se va convirtiendo cada vez más factible.

Cuando se analiza una estructura en la que se prioriza los parámetros de resistencia, se plantea de manera burda los conceptos relacionados con la ductilidad, por lo que no se garantizará que tengan un buen comportamiento en el caso de existir un movimiento sísmico. Una estructura puede estar proyectada de tal forma, que se logre evidenciar los niveles de desempeño para los cuales ha sido diseñada, inclusive es posible que se determine la vulnerabilidad sísmica de dicha estructura que ha sido organizada bajo criterios de demandas sísmicas que se encuentren explícitamente en un determinado código para diseño estructural. Cuando existen grandes movimientos sísmicos es posible que puedan llegar a colapsar, en consecuencia es muy importante reconocer la seguridad cuando éstas sean sometidas a sismo

de pequeña y mediana intensidad debido al hecho de que no necesariamente tengan un buen comportamiento dentro de marcos de aceptabilidad [1].

El análisis dinámico no lineal de las estructuras, constituye el principal de los métodos de análisis inelástico, pero para efectos prácticos resulta muy complejo y en ocasiones impracticable. Para facilitar el manejo de conceptos y aplicabilidad existen otros métodos de análisis estático no lineal, parámetros que harán tener una visión mucho más comprensible de cómo trabajan las estructuras cuando existe una excitación, tal como la ocurrencia de sismos. Por lo tanto, se pone en evidencia que los elementos que conforman las estructuras sobrepasan la capacidad elástica.

En el Ecuador gran porcentaje de las edificaciones están realizadas en hormigón armado, debido a su buen comportamiento estructural se ha colocado fuertemente en la industria de la construcción; actualmente varios diseñadores y constructores no han sido renuentes a los cambios en implementar nuevas metodologías constructivas, innovando con la implementación de nuevos materiales como el acero, y de esta manera aprovechar todo lo que puede brindar al utilizar dicho material. Se observa con mayor frecuencia la utilización de las estructuras metálicas en la construcción, debido a algunas ventajas tales como: secciones menores en columnas, pueden cubrir grandes distancias, peso de estructura, relativa facilidad de montaje y rapidez de ejecución.

2. DESARROLLO

2.1. Comportamiento estructural de arriostramientos

Los arriostramientos concéntricos son componentes estructurales utilizados para disipar energía, a través del desarrollo de deformaciones del tipo inelásticas. Es muy importante conocer el comportamiento de éstos elementos bajo la aplicación de carga axial cíclica chequeando la respuesta que se presenta en términos de carga axial P , desplazamiento axial δ y desplazamiento transversal ubicado en el centro del arriostramiento Δ [2]. El desplazamiento transversal se produce como resultado del pandeo flexional, como se muestra en la Figura 1 [2].

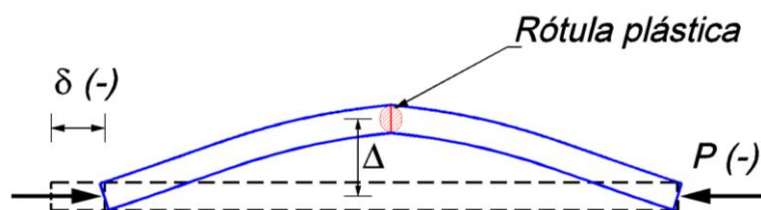


Figura 1. Variables estáticas y cinemáticas en arriostramiento biarticulado sometido a compresión. Fuente: [2]

Al momento de aplicar carga axial de compresión, el arriostramiento inicialmente tiene un comportamiento como si fuera un elemento lineal y elástico, en consecuencia sufre un determinado acortamiento δ como se muestra en la Figura 2.

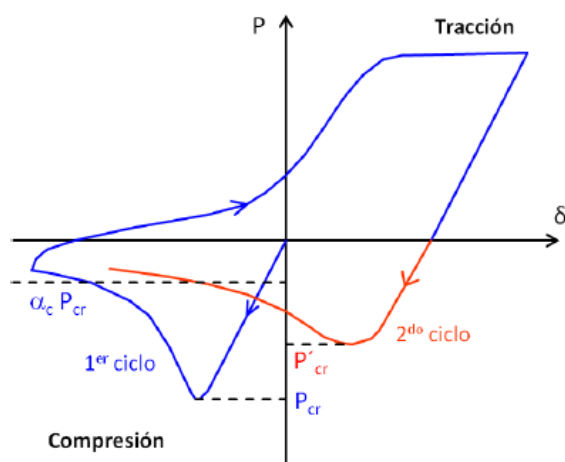


Figura 2. Diagrama P - δ de arriostramiento sometido a carga axial cíclica. Fuente: [2]

Conforme se va aumentando la carga se observa que se produce el pandeo global, es decir, el valor de P_{cr} (carga crítica de pandeo). Cuando el arriostramiento es suficientemente esbelto, el pandeo se produce en rango elástico, de modo que la descarga de éstos se realizará siguiendo la trayectoria de carga sin producirse deformaciones plásticas. Durante el proceso de pandeo, el arriostramiento no solo sufre acortamiento axial sino también presenta deflexión lateral como se presenta en la Figura 3 por lo que presentan esfuerzos internos de flexión. Conforme aumenta la deformación axial y desplazamiento lateral se observa el aumento del momento flector y se produce formación de rótula plástica ubicado en parte central de arriostramiento como se indica en Figura 3 [2].

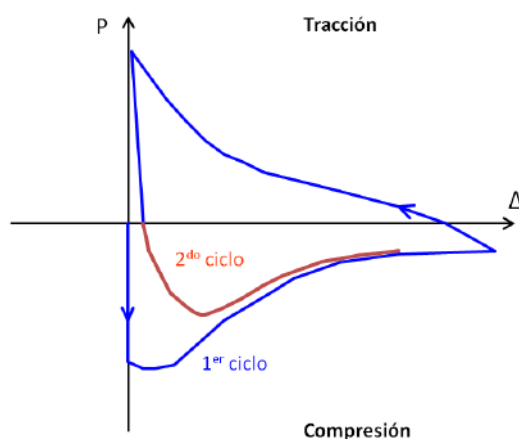


Figura 3. Diagrama P - Δ de arriostramiento sometido a carga axial cíclica. Fuente: [2]

2.2. Configuración geométrica de arriostramientos

Los pórticos arriostrados se pueden diseñar con diferentes configuraciones, éstas deben seguir

criterios estructurales, funcionales, económicos, estéticos, en la Figura 4 se indica las configuraciones más utilizadas. Como consideración para diseño los arriostramientos deben relacionarse con el ángulo de inclinación de los mismos, este valor se recomienda esté entre 30° y 60° [2]. Si el ángulo no está dentro de lo recomendable se desarrollarían esfuerzos internos en los arriostramientos o en pórticos quedando desproporcionados, de esta forma el sistema pierde eficiencia.

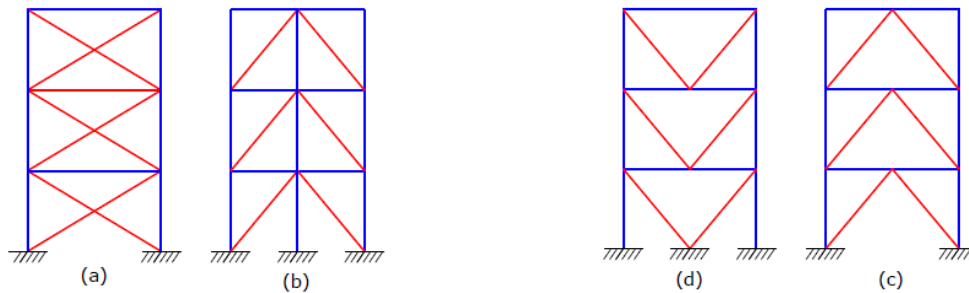


Figura 4. Configuraciones de arriostramientos concéntricos: a) X, b) Diagonales, c) V, d) V invertida o Chevron. Fuente: [2]

2.3. Mecanismos plásticos de pórticos arriostrados

Pueden desarrollarse mecanismos plásticos aceptables en los pórticos que se encuentran arriostrados concéntricamente, cuando se presenta efectos severos de acción sísmica, tal como se muestra en la Figura 5 [3].

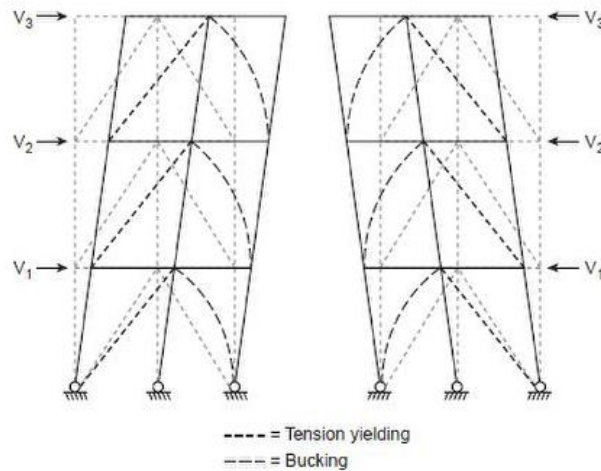


Figura 5. Esquemas de comportamiento inelástico de arriostramientos concéntricos. Fuente: [3]

El pandeo de arriostramientos comprimidos se debe a la deformación inducida por sismo y posteriormente se produce fluencia de arriostramientos traccionados. Al invertirse el sentido de acción sísmica, los que están traccionados se pandean al quedar comprimidos y viceversa. De esta manera se logra el comportamiento dúctil, con disipación de energía, debido a fluencia en tracción y deformaciones plásticas que inducen a dicho pandeo en arriostramientos.

Durante efectos de acción sísmica los elementos de arriostamiento concéntrico deben fluir y disipar energía a través del post-pandeo del comportamiento histerético de sus miembros. Por lo tanto, los concéntricos luego de producido el sismo deben ser capaces de mantener inversiones de gran desplazamiento inelástico sin pérdida significativa de resistencia y rigidez, para conseguir este comportamiento se requiere se incluya detalles adecuados de los miembros y conexiones para ese nivel de ductilidad.

2.4. Parámetros para una buena modelación no lineal

La utilización de pórticos arriostrados concéntricamente representa una solución estructural muy conveniente para proveer resistencia y rigidez lateral en edificaciones de baja y mediana altura. Las acciones laterales producidas por sismo inducen esfuerzos axiales en los miembros del pórtico arriestrado. En estos sistemas se destaca por tener elevada rigidez lateral, permitiendo controlar de manera adecuada los desplazamientos laterales para cumplir con los requerimientos de diseño [3].

En especificaciones de diseño modernas se considera que los arriostamientos pueden desarrollar deformaciones inelásticas durante el acontecimiento de un sismo severo, por lo tanto, la estructura presenta la capacidad para disipar energía cuando se produce sismo, a través de sucesivos ciclos de fluencia por tensión y pandeo global en compresión, es decir, con la formación de rótulas plásticas en zona central y en extremos de arriostamientos.

La estrategia de diseño en este sistema, asegura que el resto de componentes de la estructura como columnas, vigas y conexiones, tengan la capacidad adecuada para resistir cargas gravitacionales aun cuando éstas hayan sufrido daño [3].

3. METODOLOGÍA

Los edificios que se presentan en esta sección están construidos en la ciudad de Quito-Ecuador; en estos se utilizaron diferentes tipos de arriostamientos concéntricos tales como: diagonales en forma de cruz, diagonales en forma de punta o “V” invertida y muros de corte de hormigón armado.

En la Tabla 1 se indican las características arquitectónicas de los edificios a analizar; los elementos constitutivos de estas edificaciones corresponden a: columnas, vigas principales, vigas secundarias, viguetas, en las que se utilizaron acero laminado en caliente cuyo límite de fluencia es de 2530 kg/cm² (A-36); como sistema de piso se colocará una placa colaborante.

Tabla 1. Parámetros arquitectónicos de edificios analizados

Características Arquitectónicas	Edificio#1	Edificio#2	Edificio#3
Número subsuelos [u]	2	3	3
Número niveles [u]	9	11	15
Altura entrepiso [m]	3	3	3
Altura total [m]	27,5	30	44,4
Altura cortante basal [m]	24,5	30	37,25
Área planta tipo [m ²]	193,8	329,64	410
Área total [m ²]	2961,32	5144,79	8688,96

En la Figura 6 se indican los modelos estructurales de cada uno de los edificios que sirvió para realizar el análisis lineal y no lineal, estas edificaciones están modeladas en el software Etabs-16 [7].

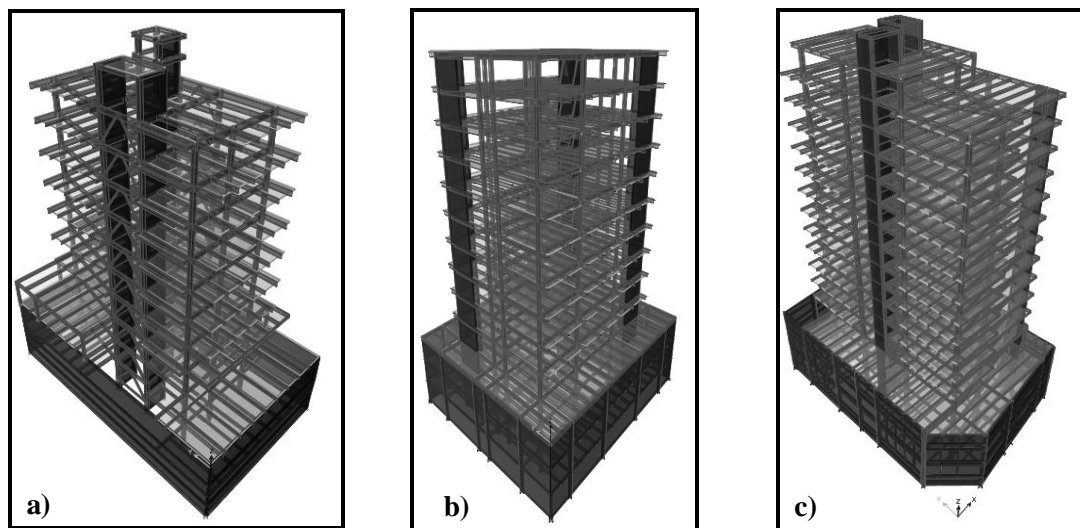


Figura 6. Modelos estructurales de Edificios: a) #1, b) #2 y c) #3. Fuente: [7]

Se presenta de una manera resumida el procedimiento de la modelación de un edificio utilizando software Sap2000 [6], cabe indicar que similar procedimiento se realizó con Etabs-16 [7]. La estructura que se estudió corresponde a un edificio destinado para uso residencial, ubicado en la ciudad de Quito-Ecuador, es de estructura metálica, consta de siete niveles, la altura del edificio es de 21,70 m. La planta estructural es regular, las longitudes de los vanos en ambos sentidos son iguales, es decir, la geometría es regular, como se observa en la Figura 7.

El sistema estructural del proyecto, es pórticos especiales con elementos de arriostramientos concéntricos (SCBFs) [3]. Los vanos que conforman el edificio están entre 5,00 m a 11,00 m, la altura de entrepiso corresponde a 3,10 m. Los pórticos principales se encuentran en la dirección del eje “Y” y los pórticos secundarios se encuentran ubicados en la dirección del eje “X”; la separación de las viguetas o vigas de cargas oscila entre 2,50 m y 2,75 m. Los

arriostramientos concéntricos están ubicados de tal forma que se cumpla con las derivas de piso establecidas en NEC-15 [4]. Las secciones utilizadas para columnas, vigas principales, vigas secundarias, viguetas y arriostramientos corresponden a vigas americanas tipo “W”.

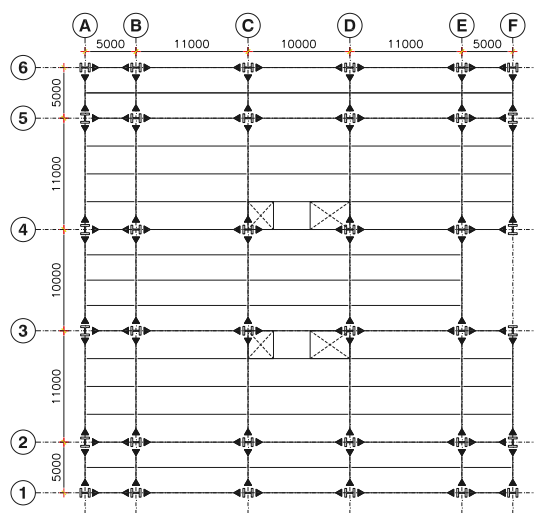


Figura 7. Planta estructural de Edificio#4. Fuente: [6]

El sistema de piso está constituido por placa colaborante de espesor 0,75 mm (Master Deck) y una loseta de hormigón de 15,00 cm de altura con malla electrosoldada R-283 Armex Tradicional (1 ϕ 6@100mm). El material utilizado para la estructura metálica corresponde a acero estructural del tipo G-50 cuyo límite de fluencia es de 3515 kg/cm². En la Figura 8 se presenta la vista 3D del edificio analizado.

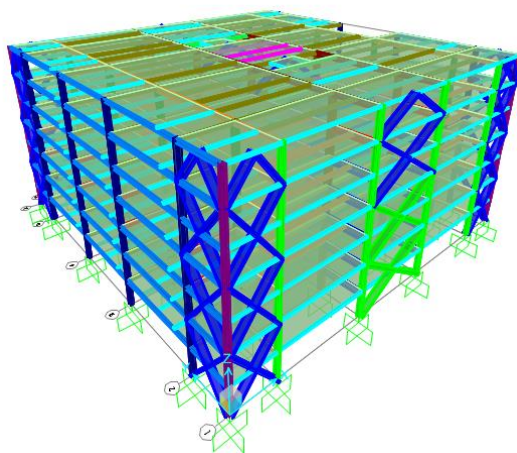


Figura 8. Vista 3D de modelo estructural de Edificio#4. Fuente: [6]

Para la presente investigación los valores correspondientes a cargas vivas, cargas sísmicas, relacionadas con el uso, tipo o categoría de la edificación tienen como fundamento la categoría de “otras estructuras” como se encuentra detallado en el capítulo de Peligro Sísmico de NEC-15 [5].

En la Tabla 2 se muestra la correspondiente cuantificación de las cargas aplicadas a modelo estructural cuyos niveles corresponden a N+3,10, N+6,20, N+9,30, N+12,40, N+15,50, N+18,60, mientras que en Tabla 3 se detalla cargas correspondientes al nivel N+21,70.

Tabla 2. Evaluación de cargas verticales losa tipo

Descripción	Unidad (kg/m ²)
Peso propio estructura	125,00
Panel colaborante e=0,75 mm	7,04
Losa e=15 cm	288,00
Masillado e=2 cm	40,00
Acabados	40,00
Instalaciones	10,00
Cielo raso	20,00
Mampostería	200,00
Carga muerta total	730,04
Carga muerta total asumida	730,04
Carga viva vivienda	200,00
Peso total	930,04
Carga Reactiva (100% carga muerta)	730,04

Tabla 3. Evaluación de cargas verticales losa cubierta

Descripción	Unidad (kg/m ²)
Peso propio estructura	125,00
Panel colaborante e=0,75 mm	7,04
Losa e=15 cm	288,00
Masillado e=2 cm	40,00
Acabados	40,00
Instalaciones	10,00
Cielo raso	20,00
Mampostería	25,00
Carga muerta total	555,04
Carga muerta total asumida	555,04
Carga viva vivienda	200,00
Peso total	755,04
Carga Reactiva (100% carga muerta)	555,04

Se realizó el cálculo de las fuerzas sísmicas aplicadas a la edificación, éstas se aplican en la dirección de cada eje principal de la estructura. El valor del cortante basal luego de realizado el cálculo pertinente y siguiendo la normativa NEC-15 [5], da como resultado un valor de $V=16.96\% W$ y con una deriva máxima elástica de $\Delta e = 0,0044$. Siendo el valor de W correspondiente a la carga reactiva total del edificio analizado. En la Figura 9 se presentan los espectros elásticos e inelásticos de aceleraciones para el proyecto analizado.

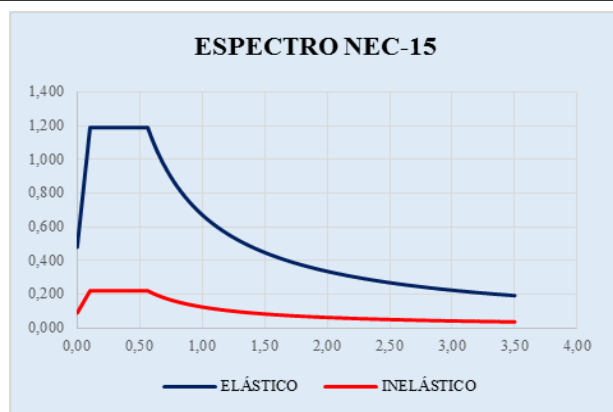


Figura 9. Espectro elástico e inelástico de aceleraciones según NEC-15. Fuente: [5]

En el análisis estático lineal del edificio debe ser chequeado mediante el control de derivas inelásticas, para verificar que la edificación no presenta desplazamientos relativos excesivos entre pisos. Las derivas máximas de cada piso no deben exceder el valor de 2% para estructuras de acero como se indica en la Tabla 4, según lo establecido en la NEC-15 [5].

Tabla 4. Evaluación de cargas verticales losa cubierta

Nudo	Nivel	Estado carga	Desplazamiento [m]	Δe	Δi [%]
80	N+21,70	Sismo X	0,014879	0,000737	0,33
79	N+18,60	Sismo X	0,012594	0,000675	0,30
57	N+15,50	Sismo X	0,010502	0,000809	0,36
56	N+12,40	Sismo X	0,007994	0,000722	0,32
55	N+9,30	Sismo X	0,005757	0,000749	0,34
54	N+6,20	Sismo X	0,003436	0,000715	0,32
53	N+3,10	Sismo X	0,001219	0,000393	0,18

Se presentan los parámetros y procedimientos de manera resumida que se emplearon para realizar un análisis estático no lineal, éste análisis corresponde a las metodologías no lineales simplificadas del diseño basado en el desempeño sísmico. Se aplicó la técnica del *Pushover* que consiste en estudiar la capacidad, resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales, las cuales se incrementan de manera monótona hasta provocar en la estructura en máximo desplazamiento; de esta manera se puede identificar la formación sistemática de grietas en los elementos estructurales, fallas mecánicas de los componentes y cedencia de las juntas, estado límite de serviciabilidad de la estructura, deformaciones máximas y cortantes de la estructura (curva de capacidad) [1].

Para determinar la curva de capacidad de la estructura, se relacionó el cortante basal versus el desplazamiento lateral máximo en el tope de la edificación. Se realizó en análisis no lineal con la herramienta del SAP2000 [6], procediendo con la modelación matemática bidimensional. La curva de capacidad de la estructura representa de manera aproximada, el

comportamiento de la edificación a medida que ésta ingresa en el rango inelástico y está en función de la relación esfuerzo-deformación de cada elemento estructural. Al aplicar cargas laterales incrementales se relaciona el cortante basal y el desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura, de esta manera se obtiene la curva de capacidad. Con la representación de la curva de capacidad, se observa los niveles de desempeño que posee la estructura conforme la rigidez global va disminuyendo.

Para el caso de cargas no lineales en el software SAP2000 [6] se crearon dos estados de carga no lineales, el primero es el conocido como “GNL” (gravitatorio no lineal) ver Figura 10 a), y el segundo es el denominado “AENL” (análisis estático no lineal) como se muestra la Figura 10 b), se procede de esta forma para generar un orden de manera lógica para el desarrollo del NSP; de ésta forma son aplicadas las cargas gravitacionales y luego que se deforma la estructura y disminuye la rigidez, comienza con el procedimiento no lineal, es decir, se aplica las cargas monotónicas hasta que el nudo extremo ubicado en el último piso de la estructura alcance una magnitud de desplazamiento que se asigna. El colapso de la estructura se presenta cuando el desplazamiento lateral máximo de la estructura es de aproximadamente 4 a 5% de la altura total de la edificación [H]. Para esta investigación se escogió un desplazamiento lateral máximo de 5% de H (desplazamiento de control).

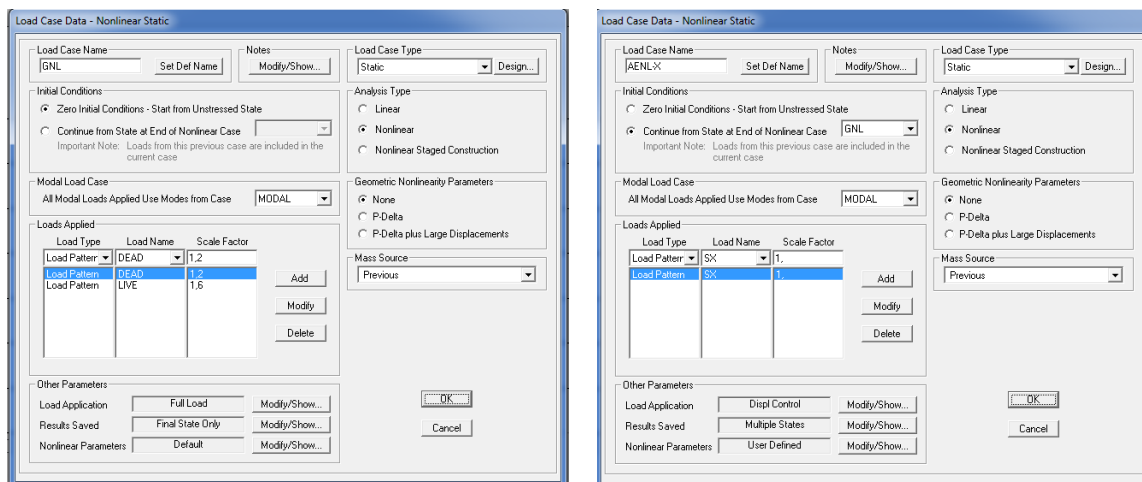


Figura 10. Parámetros caso de carga: a) “GNL”, b) “AENL”. Fuente: [6]

Para la colocación de las rótulas plásticas (hinge) en el programa SAP2000 [6], se representa como un punto que se asigna a un elemento estructural ubicándose a una determinada distancia, éste punto comienza a fluir en elementos sometidos a tensión y a pandearse en elementos sometidos a compresión del sistema de pórticos con elementos de arriostramientos concéntricos. En la Figura 11 y Figura 12 se indican las propiedades de los mecanismos de disipación de energía de los arriostramientos.

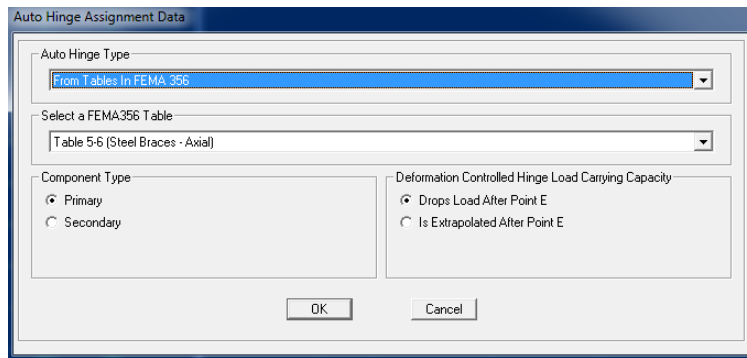


Figura 11. Asignación de rótulas plásticas en arriostramientos concéntricos. Fuente: [6]

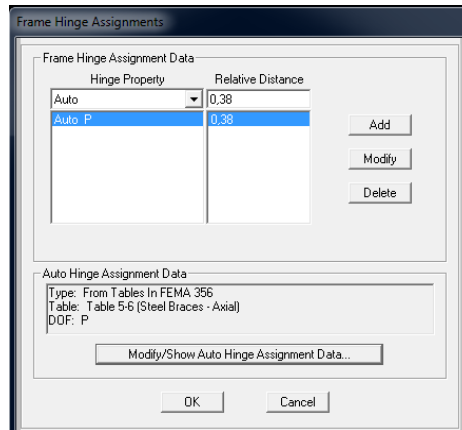


Figura 12. Ubicación de rótulas plásticas en arriostramientos concéntricos. Fuente: [6]

Se indica en la Figura 13 la curva de capacidad utilizando la herramienta computacional Sap2000 [6].

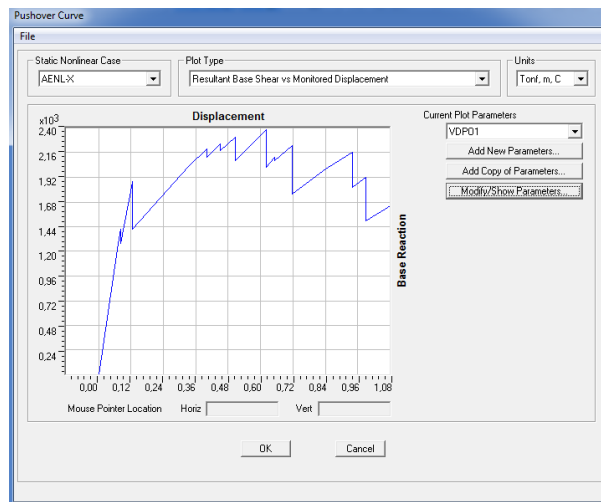


Figura 13. Curva de capacidad para pórtico Eje "A". Fuente: [6]

En la Tabla 5 se presentan los puntos de desempeño obtenidos del espectro de capacidad, donde: "V": Cortante basal, "d": desplazamiento, "Sa": Aceleración espectral y "Sd": Desplazamiento espectral; para los pórticos de los ejes "3" y "A" mostrados en la Figura 7.

Tabla 5. Puntos de desempeño de pórticos analizados

Pórtico	Eje "3"	Eje "A"
V [T]	1276,67	351,7
d [m]	0,072	0,039
Sa	0,78	1,00
Sd	0,05	0,03

En la Figura 14 y en Figura 15 se indica la secuencia de la formación de las rótulas plásticas del pórtico del eje "3" y del eje "A" respectivamente. Adicionalmente en la Figura 16 y 17 se indica los puntos de la curva de capacidad y numero de rótulas plásticas del pórtico "3" y "A".

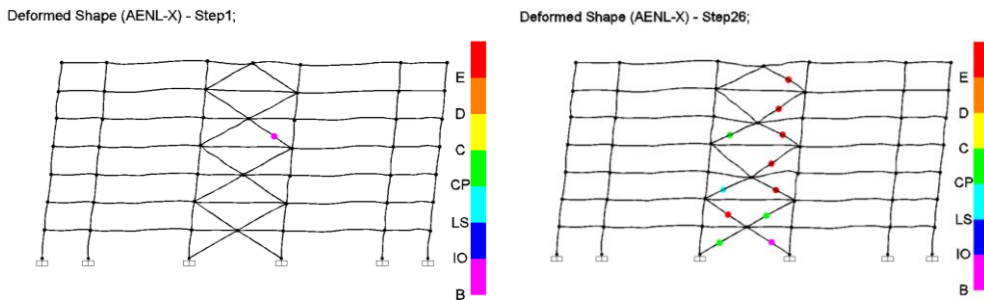


Figura 14. Formación secuencial de rótulas plásticas de pórtico "3" de Edificio#4. Fuente: [6]

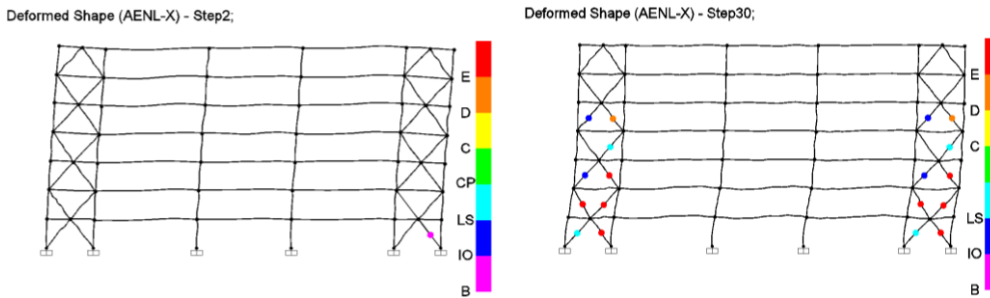


Figura 15. Formación secuencial de rótulas plásticas de pórtico "A" de Edificio#4. Fuente: [6]

Step	Displacem m	BaseForc Tonf	AtotB	BtotD	IOtoLS	LSStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-6.517E-17	0.0000	14	0	0	0	0	0	0	0	14
1	0.068364	1218.716	13	1	0	0	0	0	0	0	14
2	0.080859	1417.710	13	0	0	0	0	0	1	0	14
3	0.090370	1274.756	13	0	0	0	0	0	1	0	14
4	0.123868	1873.433	9	4	0	0	0	0	1	0	14
5	0.124249	1876.233	9	2	0	0	0	0	3	0	14
6	0.124260	1413.009	6	5	0	0	0	0	3	0	14
7	0.332064	2023.196	5	1	1	0	4	0	3	0	14
8	0.400482	2194.691	4	2	0	1	4	0	3	0	14
9	0.400482	2194.691	4	2	0	1	4	0	2	1	14
10	0.400493	2116.714	4	2	0	1	4	0	2	1	14
11	0.451042	2345.074	3	2	1	1	4	0	1	2	14
12	0.451053	2176.301	3	2	1	1	4	0	1	2	14
13	0.506679	2312.559	3	1	1	1	4	0	2	2	14
14	0.506690	2082.569	3	1	1	1	4	0	2	2	14
15	0.620256	2386.186	3	1	1	1	3	0	3	2	14
16	0.620266	2016.268	3	1	1	1	3	0	3	2	14
17	0.651041	2112.240	3	1	1	1	3	0	2	3	14
18	0.651052	2078.797	3	1	1	1	3	0	2	3	14
19	0.716517	2231.234	3	1	0	2	3	0	1	4	14
20	0.716528	1754.676	3	1	0	2	3	0	1	4	14
21	0.841079	2004.840	3	1	0	1	4	0	1	4	14
22	0.941794	2168.089	3	1	0	1	3	0	2	4	14
23	0.941805	1825.227	3	1	0	1	3	0	1	5	14
24	0.989739	1921.362	3	1	0	1	3	0	0	6	14
25	0.989750	1498.471	3	1	0	1	3	0	0	6	14
26	1.085000	1649.439	3	1	0	1	3	0	0	6	14

Figura 16. Puntos de la curva de capacidad y rótulas plásticas eje "3" Edificio#4. Fuente: [6]



Step	Displacement m	Base Force Tonf	AtoB	BtoD	IDtoLS	LStoCP	CProC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0.000495	0.0000	28	0	0	0	0	0	0	0	28
1	0.108005	959.4649	28	0	0	0	0	0	0	0	28
2	0.138753	1231.3631	27	1	0	0	0	0	0	0	28
3	0.162364	1427.9245	27	0	0	0	0	0	0	1	28
4	0.162375	1351.0251	27	0	0	0	0	0	0	1	28
5	0.232470	1900.6161	23	1	2	0	0	0	2	0	28
6	0.232461	1736.9941	22	0	4	0	0	0	2	0	28
7	0.237410	1763.6168	22	0	3	0	0	0	3	0	28
8	0.237421	1673.0823	21	1	3	0	0	0	3	0	28
9	0.272615	1869.4431	21	0	3	0	0	0	4	0	28
10	0.272626	1785.1945	18	3	3	0	0	0	4	0	28
11	0.386218	2179.3116	17	0	7	0	0	0	4	0	28
12	0.386218	2179.3117	17	0	7	0	0	0	3	1	28
13	0.386229	2142.8737	17	0	7	0	0	0	3	1	28
14	0.436386	2497.8393	15	1	6	2	0	0	3	1	28
15	0.436386	2497.8393	15	1	6	2	0	0	2	2	28
16	0.496997	2321.8144	15	1	5	2	0	0	3	2	28
17	0.539500	2461.4665	13	1	6	1	1	0	4	2	28
18	0.539511	2310.1498	13	1	6	1	1	0	3	3	28
19	0.539511	2310.1498	13	1	6	1	1	0	2	4	28
20	0.539521	2279.4354	13	1	6	1	1	0	2	4	28
21	0.550453	2314.1711	13	1	6	1	1	0	1	5	28
22	0.550464	2279.1322	13	1	6	1	1	0	1	5	28
23	0.589542	2631.2771	12	1	6	1	2	0	1	5	28
24	0.705316	2677.2841	12	1	3	3	2	0	2	5	28
25	0.705327	2635.7373	12	0	4	3	2	0	2	5	28
26	0.716862	2673.4931	12	0	3	3	2	0	3	5	28

Figura 17. Puntos de la curva de capacidad y rótulas plásticas eje "A" Edificio#4. Fuente: [6]

En la Figura 18 se muestra también, la relación que existe entre el peso de la estructura metálica sobre el área de construcción de los edificios analizados. Se observa que los que se utilizaron como arriostramiento lateral a muros de corte de hormigón armado son las estructuras más livianas.

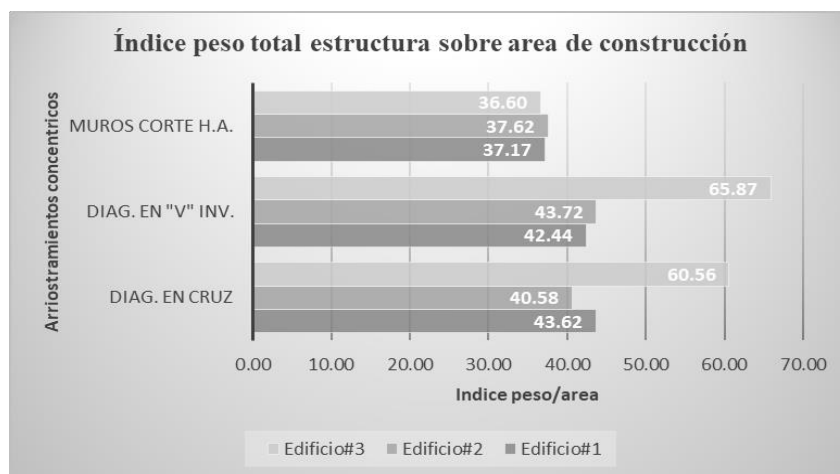


Figura 18. Índice peso de estructura sobre área de construcción de edificios analizados. Fuente: [7]

Finalmente, el presupuesto referencial de un proyecto determinado es uno de los factores importantes que influye en la factibilidad y adjudicación del desarrollo del proyecto para la empresa que presupueste una oferta con un buen precio. En la Figura 19 se observa claramente que los edificios analizados, la opción de muros de corte de hormigón armado resulta ser la más conveniente económicamente.



Figura 19. Resumen presupuesto edificios analizados. Fuente: [7]

4. RESULTADOS

Con la utilización del software Sap2000 [6] y Etabs-16 [7], se pudo visualizar resultados del análisis no lineal a través de representaciones gráficas y tablas de curvas de capacidad, ósea cortante basal vs desplazamiento. Se observa en la Figura 20, los 5 puntos importantes en la curva; A, B, C, D y E; estos son utilizados para determinar el comportamiento a flexión de articulaciones, en la presente investigación se tomará como referencia tres puntos para analizar en rango no lineal: OI (Ocupación Inmediata), SV (Seguridad de Vida) y PC (Prevención de Colapso). Si la respuesta se encuentra entre B y OI; se indica que la estructura puede ser ocupada de manera inmediata luego de haberse producido el movimiento sísmico; si la respuesta se encuentra entre OI y SV; se tiene que definir con un buen criterio si la estructura tiene las suficientes seguridades para garantizar la vida de los ocupantes y si la respuesta se encuentra en el punto CP; debe ser necesario prevenir el colapso de las estructuras, a través de la rehabilitación de los elementos que se vean afectados.

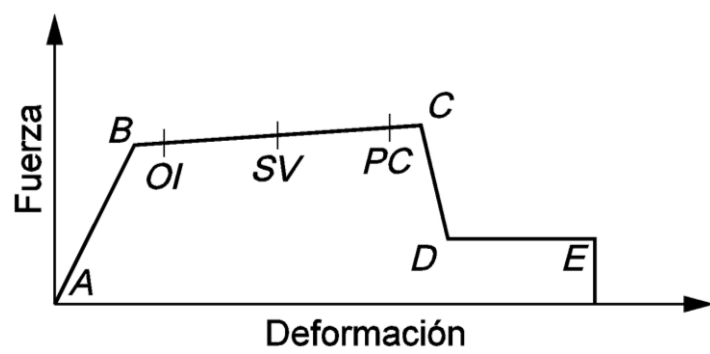


Figura 20. Gráfica fuerza vs deformación. Fuente: [8]

Como resultados adicionales se determinará un factor referencial del comportamiento estructural “q” dado por la Ecuación 1 y la carga de diseño “Vy” dado en la Ecuación 2. Los

resultados generados por este análisis se los comparará con la Tabla 6 [9].

$$q = \frac{V_{max}}{V_y} \quad (1)$$

$$V_y = \frac{V_{u nec}}{1.4} \quad (2)$$

Donde:

V_{max} Carga de Ocupación Inmediata

V_y Carga de diseño

$V_{u nec}$ Carga última de diseño (Cortante Basal NEC-15) [5]

Tabla 6. Tipos de conceptos de diseño sismorresistentes. Fuente:[9]

Conceptos de diseño para comportamiento estructural	Clase de ductilidad	Factor de referencia de comportamiento "q"	Clase de sección transversal requerida para elementos disipativos
No disipativo	DCL o Ductilidad Baja	$q < 1,5$	Sin requisito
No disipativo	DCL o Ductilidad Baja	$1,5 < q \leq 2$	Clase 1,2 o 3
Disipativo	DCM o Ductilidad Media	$2 < q \leq 4$	Clase 1 o 2
Disipativo	DCH o Ductilidad Alta	$q > 4$	Clase 1

En las Tablas 7, 8, 9 se indica los resultados obtenidos del análisis no lineal de los edificios #1, #2 y #3, cabe mencionar que se ha analizado para el sentido "X" e "Y" con diferentes arriostramientos concéntricos tales como diagonales en forma de cruz, diagonales en "V" invertida y muros de corte de hormigón armado, respectivamente.

Tabla 7. Cortante basal y desplazamiento lateral de edificio con diferentes arriostramientos concéntricos

EDIFICIO	CARGA SERVICIO DISEÑO SEGÚN INEN	CARGA ULTIMA DISEÑO SEGÚN NEC-2015	CARGA DE OCUPACION INMEDIATA	CARGA DE PREVENCION AL COLAPSO	DEFORMACION LATERAL SERVICIO	DEFORMACION LATERAL ULTIMA	DEFORMACION OCUPACION INMEDIATA	DEFORMACION PREVENCION AL COLAPSO	DEF. MAX. SEGÚN FEMA (4%)
	V	Vu	V IO	V CP	Δ INEN	Δu NEC15	Δ IO	Δ CP	Δ MAX Norma
SENTIDO	[T]	[T]	[T]	[T]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
ARRIOSTRAM.									
#1-X	71,09	99,52	503,94	549,66	35,00	49,00	26,44	29,26	98,00
#1-Y	71,09	99,52	420,50	504,32	35,00	49,00	22,45	27,53	98,00
#1-X	71,09	99,52	482,19	512,00	35,00	49,00	28,35	30,70	98,00
#1-Y	71,09	99,52	236,45	279,54	35,00	49,00	20,62	33,95	98,00
#1-X	71,09	99,52	418,13	490,89	35,00	49,00	20,35	24,29	98,00
#1-Y	71,09	99,52	507,99	623,79	35,00	49,00	44,90	64,98	98,00
#2-X	107,70	150,78	1010,46	1246,48	42,86	60,00	51,91	70,40	120,00
#2-Y	107,70	150,78	573,73	667,42	42,86	60,00	370,07	45,34	120,00
#2-X	107,70	150,78	1048,12	1272,57	42,86	60,00	52,90	69,74	120,00
#2-Y	107,70	150,78	431,80	679,83	42,86	60,00	26,07	45,89	120,00
#2-X	107,70	150,78	492,95	669,16	42,86	60,00	37,75	53,50	120,00
#2-Y	107,70	150,78	459,61	571,86	42,86	60,00	36,87	50,72	120,00
#3-X	198,23	277,52	725,52	1076,99	53,21	74,50	20,35	31,51	149,00
#3-Y	198,23	277,52	1179,92	1346,59	53,21	74,50	41,88	49,69	149,00
#3-X	198,23	277,52	728,03	1069,46	53,21	74,50	20,95	31,08	149,00
#3-Y	198,23	277,52	1120,29	1280,94	53,21	74,50	42,37	50,51	149,00
#3-X	198,23	277,52	692,60	902,19	53,21	74,50	62,81	88,94	149,00
#3-Y	198,23	277,52	734,37	918,09	53,21	74,50	42,91	58,63	149,00



Tabla 8. Evaluación no lineal de edificios con diferentes arriostramientos concéntricos

EDIFICIO	$q=V_{max}/V_y$	$\Delta CP / \Delta u$ INEN	$V_{IO} /$ V_{uNEC15}	V_c / V IO	$\Delta CP/\Delta MAX$ Norma [%]	V_{IO} / V INEN	V_{CP} / V_u
#1-X	7,1	0,60	5,1	0,2	30%	7,1	5,5
#1-Y	5,9	0,56	4,2	0,3	28%	5,9	5,1
#1-X	6,8	0,63	4,8	0,3	31%	6,8	5,1
#1-Y	3,3	0,69	2,4	0,5	35%	3,3	2,8
#1-X	5,9	0,50	4,2	0,3	25%	5,9	4,9
#1-Y	7,1	1,33	5,1	0,2	66%	7,1	6,3
#2-X	9,4	1,17	6,7	0,2	59%	9,4	8,3
#2-Y	5,3	0,76	3,8	0,3	38%	5,3	4,4
#2-X	9,7	1,16	7,0	0,2	58%	9,7	8,4
#2-Y	4,0	0,76	2,9	0,4	38%	4,0	4,5
#2-X	4,6	0,89	3,3	0,4	45%	4,6	4,4
#2-Y	4,3	0,85	3,0	0,4	42%	4,3	3,8
#3-X	3,7	0,42	2,6	0,5	21%	3,7	3,9
#3-Y	6,0	0,67	4,3	0,3	33%	6,0	4,9
#3-X	3,7	0,42	2,6	0,5	21%	3,7	3,9
#3-Y	5,7	0,68	4,0	0,3	34%	5,7	4,6
#3-X	3,5	1,19	2,5	0,5	60%	3,5	3,3
#3-Y	3,7	0,79	2,6	0,5	39%	3,7	3,3

Tabla 9. Relación entre cargas laterales y peso de s con diferentes arriostramientos concéntricos

EDIFICIO	W [T]	V_{INEN} / W	V_{IO} / W	V_{CP} / W
#1-X	844	8,42%	59,72%	65,14%
#1-Y	844	8,42%	49,84%	59,77%
#1-X	844	8,42%	57,15%	60,68%
#1-Y	844	8,42%	28,02%	33,13%
#1-X	844	8,42%	49,55%	58,18%
#1-Y	844	8,42%	60,20%	73,93%
#2-X	1649	6,53%	61,27%	75,58%
#2-Y	1649	6,53%	34,79%	40,47%
#2-X	1649	6,53%	63,56%	77,17%
#2-Y	1649	6,53%	26,18%	41,22%
#2-X	1649	6,53%	29,89%	40,58%
#2-Y	1649	6,53%	27,87%	34,68%
#3-X	3189	6,22%	22,75%	33,77%
#3-Y	3189	6,22%	37,00%	42,23%
#3-X	3189	6,22%	22,83%	33,54%
#3-Y	3189	6,22%	35,13%	40,17%
#3-X	3189	6,22%	21,72%	28,29%
#3-Y	3189	6,22%	23,03%	28,79%

5. CONCLUSIONES

- Con el uso de programas comerciales tales como Sap2000 [6] y Etabs-16 [7] se puede observar de manera relativamente sencilla, que la edificación a través de los elementos estructurales tales como vigas y columnas, ingresa a los niveles de desempeño establecidos por los códigos.
- Utilizando arriostramientos concéntricos: diagonales en forma de cruz y en punta, se observó que hay una reducción de las derivas de piso de las estructuras; por lo que estos elementos deben cumplir con la compacidad sísmica, y también se debe tomar en cuenta que pueden ser susceptibles de fallo por pandeo local.

- El factor de reducción de resistencia sísmica utilizado para 9 modelos estructurales fue de $R=8$ tomando como referencia la NEC-15 [5]; adicionalmente se indicó que el cortante basal que se obtuvo en un rango de 8.70% a 11.80% de la carga reactiva “W” utilizando Etabs-16 [7], mientras que para 1 modelo estructural el factor de reducción de resistencia fue de $R=6$ tomado como referencia el ASCE 7-10 [8], y el cortante basal se obtuvo un valor correspondiente a 16.96% de la carga reactiva utilizando Sap2000 [6].
- Los modelos analizados cumplen con los límites establecidos en la NEC-15 [5] en lo relacionado con las derivas de piso, que para cuando se utiliza estructura de acero este valor corresponde a un valor máximo de 2%.
- Se obtuvo los siguientes resultados del índice peso sobre área total de construcción: 37,17 kg/m² para muros de corte de hormigón armado correspondiente al modelo de Edificio#1, mientras que para cuando se utilizó diagonales dispuestas en forma de cruz se obtuvo 43,62 kg/m² y para diagonales dispuestas en forma de punto o “V” invertida se obtuvo un valor de 42,44 kg/m². En consecuencia, se puede establecer que la opción más económica resulta ser la utilización de arriostramientos concéntricos: muros de corte de hormigón armado.
- El modelo realizado en Sap2000 [6] (Edificio#4) en el que se planteó diagonales en cruz se obtuvo un índice peso sobre área de construcción igual a 123,00 kg/m², valor excesivamente grande en comparación con el resto de modelos, debido a que la estructura modelada se utilizó perfiles americanos tipo “W”.
- Tomando como referencia el promedio del índice peso sobre área de construcción de los modelos correspondientes a utilizar arriostramientos concéntricos en forma de cruz, se ha obtenido un valor de 48,25 kg/m²; mientras que en el modelo en el que se utilizó secciones americanas tipo “W” se obtuvo un valor que 2,55 veces más del valor que se indicó anteriormente.
- La alternativa más económica corresponde a la utilización de muros de corte de hormigón armado, en cuanto a índice de costo/m² de la estructura metálica; se indica que se puede llegar a obtener un ahorro que va desde el 14,18% hasta 17,34% con la utilización de otros arriostramientos concéntricos.
- Los resultados que se obtienen de un análisis no lineal (Pushover) son de gran confiabilidad, debido a que en este análisis se indica un enfoque de diseño estructural en el que toma en consideración el cumplimiento de objetivos de desempeño y por ende este tiempo de análisis ha sido considerado de menor complejidad que el realizar un análisis dinámico no lineal.

6. REFERENCIAS

- [1] R. Bonnet, «Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada», PhD, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 2003
- [2] F. Crisafulli, «Diseño sismorresistente de construcciones de acero», Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina, 2013
- [3] M. Bruneau, C. Uang, R. Sabelli, «Ductile design of Steel structures», 2nd. ed. New York: McGraw-Hill, 2011
- [4] Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15, «Estructuras de acero», Ecuador, 2015
- [5] Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15, «Peligro sísmico. Diseño sismo resistente», Ecuador, 2015
- [6] SAP2000, «Integrated Solution for Structural Analysis Program», 2017
- [7] ETABS, «Integrated Building Design Software», 2016
- [8] FEMA-356, «Federal Emergency Management Agency», 2000
- [9] Arcelor Mittal, «Earthquake Resistant Steel Structures», Luxembourg, 1998