



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIA DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO DE
PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO VARIANDO EL FACTOR DE
REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS**

TRABAJO PRACTICO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

JOAN MANUEL ZAMORA MUÑOZ

Tutor:

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO. MSc

La Libertad, Ecuador

2020

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIA DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO DE
PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO VARIANDO EL FACTOR DE
REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS**

TRABAJO PRACTICO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

JOAN MANUEL ZAMORA MUÑOZ

Tutor:

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO. MSc

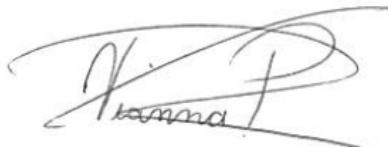
La Libertad, Ecuador

2020

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo del Componente Práctico, modalidad Examen de Grado de carácter Complexivo, denominado “COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO VARIANDO EL FACTOR DE FUERZAS SÍSMICAS”, elaborado por el Sr. ZAMORA MUÑOZ JOAN MANUEL, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR (A)



Ing. Pinaorgote Rovello Vianna Andrea, Mgs.

La Libertad, a los 25 días del mes de septiembre del 2020.

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

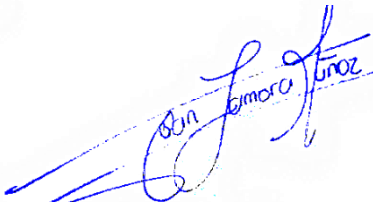
YO, Joan Manuel Zamora Muñoz

DECLARO QUE:

El trabajo/ terea integradora de grado denominado “Comparación del comportamiento de un edificio de pórticos de hormigón armado variando el factor de reducción de fuerzas sísmicas”, ha sido desarrollada (o) con base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las referencias que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía.

Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico de la tesis y/o proyecto de grado en mención.



Joan Manuel Zamora Muñoz

AGRADECIMIENTO

En mi primer lugar gracias a Dios por haberme guiado por el camino del bien y haberme dado la sabiduría para no desertar ante ningún obstáculo, a mis abuelos y mis padres por su amor y apoyo incondicional y a mis hermanos por haberme dado la mano cuando lo necesité, a mi enamorada por estar a mi lado en todo el proceso de mi formación académica y a mis amigos más cercanos por su apoyo y comprensión.

Joan Manuel Zamora Muñoz

INDICE GENERAL

APROBACIÓN DEL TUTOR.....	I
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD.....	II
AGRADECIMIENTO.....	III
INDICE GENERAL.....	IV
INDICE DE TABLAS	V
INDICE DE FIGURAS.....	VI
INDICE DE ANEXOS.....	VI
RESUMEN.....	VII
ABSTRACT.....	VIII
INTRODUCCIÓN	1
UNIDAD I.....	2
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.1. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION.....	3
1.2. OBJETIVOS	4
1.2.1. Objetivo General	4
1.2.2. Objetivos Específicos.....	4
UNIDAD 2.....	5
2. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. REGULARIDAD	5
2.2. REDUNDANCIA	5
2.3. DUCTILIDAD	5
2.4. TORSIÓN EXCESIVA.....	6
2.5. PELIGRO SISMICO.....	6
2.6. DAÑO SISMICO	6
UNIDAD III.....	7
3. HERRAMIENTAS NECESARIAS PARA LA EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO Y DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE UN MODELO MATEMATICO EN ETABS.....	7
3.1. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO.....	7
3.2. ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES SEGÚN NEC-15.....	8
3.2.1. Determinación Del Período De Vibración “T”	11

3.2.2.	Procedimiento De Cálculo De Cortante Basal Según La NEC-15 SE-DS	12
3.2.2.1.	Coeficiente De Importancia.....	12
3.2.2.2.	Coeficiente De Configuración Estructural En Planta $\emptyset P$ y En Elevación $\emptyset E$	13
3.2.2.3.	Factor De Reducción De Fuerzas Sísmicas	13
3.3.	EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN P- Δ , INDICE DE ESTABILIDAD Q_i	14
3.4.	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SEGÚN NEC-15 PARA UN FACTOR DE REDUCCIÓN “R=8” y “R=5”	15
3.4.1.	PREDISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	15
3.4.1.1.	Vigas	16
3.4.1.2.	Columnas.....	17
3.4.2.	CALCULO DE CORTANTE BASAL	17
3.4.3.	CHEQUEO DE DERIVAS DE PISO Y TORSÓN EXCESIVA Y EFECTOS DE ESTABILIDAD, SEGÚN NEC-15	19
3.4.4.	CHEQUEO DE EFECTOS DE P- Δ Y ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA..	23
3.5.	VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	24
3.5.1.	REQUISITOS PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN (ACI -18.6.2)	24
3.5.2.	REQUISITO PARA ELEMENTOS EN FLEXO-COMPRESIÓN	28
	CONCLUSIONES	33
	RECOMENDACIONES	34
	BIBLIOGRAFÍA.....	35

INDICE DE TABLAS

TABLA 1.	FACTORES DE SITIO F_A	9
TABLA 2.	FACTORES DE SITIO F_D	9
TABLA 3.	FACTORES DE SITIO F_S	10
TABLA 4.	COEFICIENTES SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA	11
TABLA 5.	COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA	13
TABLA 6.	COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	13
TABLA 7.	CÁLCULO DE CARGA MUERTA SOBREIMPUESTA DE LA ESTRUCTURA	15
TABLA 8.	COMBINACIONES DE CARGAS SEGÚN LA NEC-SE-CG	15
TABLA 9.	RESUMEN DE CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA	16
TABLA 10.	RESUMEN DE DIMENSIONES DE VIGAS INCORPORADAS EN LA ESTRUCTURA	16
TABLA 11.	RESUMEN DE DIMENSIONES DE COLUMNAS INCORPORADAS EN LA ESTRUCTURA	17
TABLA 12.	CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL PARA EL SISTEMA DE R=8.....	17
TABLA 13.	CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL PARA EL SISTEMA DE R=5.....	18
TABLA 14.	CONTROL MÁXIMO DE DERIVA PERMITIDA	19
TABLA 15.	CONTROL DE DERIVAS EN EL PRIMER ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA PARA UN FACTOR DE REDUCCIÓN R=8	20
TABLA 16.	CONTROL DE DERIVAS EN EL SEGUNDO ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CON SECCIONES MODIFICADAS PARA UN FACTOR R=8.....	21

TABLA 17. CONTROL DE DERIVAS EN EL SEGUNDO ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA CON UN FACTOR $R=5$	22
TABLA 18. CONTROL DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA SEGÚN LA NEC-15	23
TABLA 19. RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVO Y NEGATIVO PARA DETALLE DE LA VIGA CRÍTICA EN EL SISTEMA CON $R=8$	26
TABLA 20. RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVO Y NEGATIVO PARA DETALLE DE LA VIGA CRÍTICA EN EL SISTEMA CON $R=5$	27
TABLA 21. RESUMEN DE CARGA AXIAL ÚLTIMA Y MOMENTO PARA EL DIAGRAMA EN EL SISTEMA DE $R=8$	29
TABLA 22. RESUMEN DE CARGA AXIAL ÚLTIMA Y MOMENTO PARA EL DIAGRAMA EN EL SISTEMA DE $R=5$	31

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. COMPORTAMIENTO DE LA CURVA CARGA - DEFLEXIÓN DE UN MIEMBRO A FLEXIÓN	6
FIGURA 2. MODELO DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO. ETABS 18	7
FIGURA 3. PÓRTICO EN 2D, EJES 1, 2, 3 Y 4.....	7
FIGURA 4. PÓRTICO EN 2D, EJES A, B, C, D, E, F.....	7
FIGURA 5. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO	8
FIGURA 6. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA	13
FIGURA 7. COEFICIENTE R PARA DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES	14
FIGURA 8. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN BAJO NORMA	25
FIGURA 9. DETALLE DE LA SECCIÓN DE ACERO DE LA VIGA CRÍTICA DEL SISTEMA $R=8$	26
FIGURA 10. DETALLE DE LA SECCIÓN DE ACERO DE LA VIGA CRÍTICA DEL SISTEMA $R=5$	27
FIGURA 11. SEPARACIÓN DE ESTRIBOS	28
FIGURA 12. DIAGRAMA DE ITERACIÓN P_U VS M_U PARA LA COLUMNA DEL SISTEMA $R=8$	29
FIGURA 13. DETALLE DE ACERO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA COLUMNA DEL SISTEMA $R=8$	30
FIGURA 14. DIAGRAMA DE ITERACIÓN P_U VS M_U PARA LA COLUMNA DEL SISTEMA $R=5$	31
FIGURA 15. DETALLE DE ACERO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA COLUMNA DEL SISTEMA $R=5$	32

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1 VERIFICACIÓN DE CALCULOS PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN DEL SISTEMA $R=8$	37
ANEXO 2. VERIFICACIÓN DE CALCULOS PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN DEL SISTEMA $R=5$	41
ANEXO 3. VERIFICACIÓN DE CÁLCULOS DE DETALLE DE ACERO EN COLUMNAS	45
ANEXO 4. CHEQUEO RAPIDO DE COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL	48
ANEXO 5. ESPECTRO ELASTICO SEGÚN LA NEC-15.....	50

RESUMEN

El comportamiento sísmico de los edificios de Hormigón Armado ha sido extensamente estudiado, principalmente en zonas de sismicidad moderada y alta. No obstante, los daños registrados durante fuertes eventos sísmicos han expuesto las limitaciones de este sistema constructivo y los requerimientos de ductilidad necesarios para obtener un buen desempeño. En la presente investigación se estima comparar el comportamiento de una estructura con pórticos de H.A. debido a la variación del factor de reducción de fuerzas sísmicas, incluyendo también un breve diseño dúctil de los dos elementos columna y viga más críticos, esto se logra mediante la aplicación de un software utilizado para el cálculo y diseño estructural como lo es ETABS V.18.

Basándose en el análisis de fuerzas estáticas de la NEC-15 se obtuvieron respuestas del desempeño global sísmico de una edificación, teniendo en cuenta la geometría y demás aspectos dictados por la norma la estructura obtuvo un comportamiento dúctil ante la presencia de grandes fuerzas laterales, cabe recalcar que debido a su redundancia pudo sobrellevar las deformaciones y no por la incorporación de un determinado valor del factor R.

Los elementos de la estructura estudiada fueron prediseñados de acuerdo con lo establecido en la NEC-15 en conjunto con el código ACI 318-19 para asegurar la resistencia de estos, es necesario que el hormigón tenga un adecuado confinamiento en sus zonas críticas, evitando esfuerzos excesivos que puedan llevar a la falla de uno de sus elementos.

Palabras clave: fuerzas laterales, ductilidad, deformaciones, esfuerzos

ABSTRACT

The seismic behavior of Reinforced Concrete buildings has been extensively studied, mainly in areas of moderate and high seismicity. However, the damages recorded during strong seismic events have exposed the limitations of this construction system and the ductility requirements necessary to obtain good performance. In the present investigation, it is estimated to compare the behavior of a structure with frames by H.A. Due to the variation in the reduction factor of seismic forces, also including a brief ductile design of the two most critical column and beam elements, this is achieved by applying software used for structural design and calculation such as ETABS V. 18.

Based on the static force analysis of the NEC-15, responses were obtained for the global seismic performance of a building, taking into account the geometry and other aspects dictated by the standard, the structure obtained a ductile behavior in the presence of large lateral forces, it is possible emphasize that due to its redundancy it was able to cope with the deformations and not due to the incorporation of a certain value of the R factor.

The elements of the studied structure were pre-designed in accordance with the provisions of the NEC-15 in conjunction with the ACI 318-19 code to ensure their resistance, it is necessary that the concrete has an adequate confinement in its critical areas, avoiding efforts excessive that may lead to the failure of one of its elements.

Keywords: lateral forces, ductility, deformations, stresses

INTRODUCCIÓN

El comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado ha sido analizado más que cualquier otro tipo de material, no cabe duda de que esto se debe, por una parte, a su extendido uso y por otra parte a la dificultad de proporcionarle una cierta ductilidad, que le permita un adecuado comportamiento ante la presencia de un evento sísmico severo. Sin embargo, las últimas catástrofes sísmicas han evidenciado las deficiencias en los criterios de diseño y en las prácticas constructivas empleadas, como lo afirma (Dumova-Jovanoska 2000) “Así pues, la investigación del comportamiento de estructuras frente a la acción sísmica presenta un objetivo permanente de la ingeniería sísmica”.

El avance de la tecnología permite tener herramientas útiles al momento de emplear un análisis, para de esta investigación se utiliza el software ETABS V.18 modelando un edificio de 8 pisos con pórticos de Hormigón Armado, respetando los parámetros establecidos en las normativas para el diseño, tanto para la definición del modelo de la acción sísmica como para el modelo utilizado para representar el comportamiento de la estructura.

El trabajo de investigación presenta una respuesta de una estructura en cuanto a su desempeño global sísmico a través de un análisis lineal estático, acorde a los parámetros de la normativa ecuatoriana, manteniendo así que la edificación pueda evitar el desarrollo inesperado de un mecanismo de colapso y al mismo tiempo que absorba la energía sísmica a través de deformaciones inelásticas, “Por este motivo es que se diseña teniendo en cuenta que la estructura va a sufrir daño ante el espectro elástico, pero no va a ocasionar colapso, ya que la misión fundamental de todo ingeniero es salvar vidas” (R. Aguiar, 2007)

UNIDAD I

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Ecuador está ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, donde el perfil costero está catalogado como el de mayor vulnerabilidad, por lo cual las edificaciones son susceptibles a sufrir grandes daños ante un terremoto ya que no han sido diseñadas utilizando las adecuadas normas de construcción que incorporen requerimientos mínimos para un aceptable diseño sismo-resistente.

Una inapropiada selección del factor de reducción de fuerzas sísmicas R puede limitar el comportamiento del edificio, las deformaciones podrían llegar a ser excesivas sometiendo a la estructura a un rango inelástico presentando daños indeseables los cuales son de alto costo de reparación y en un aspecto grave el colapso, no obstante, al utilizar un espectro de diseño elástico con el cual la estructura permanezca sin presentar ningún daño ante un evento sísmico puede tener elevados costos de edificación debido a que sus elementos estructurales tendrían grandes dimensiones.

Cuando una edificación carece de ductilidad presenta gran porcentaje de vulnerabilidad ante eventos inesperados de la naturaleza, por eso es muy importante que se establezca en el diseño una adecuada capacidad de deformación en el rango plástico que sea suficiente para mantener a la estructura en buenas condiciones de uso, es así como en esta investigación se traza una relación entre economía y selección del factor que no lleve a un límite inesperado a la estructura.

1.1. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

El factor de reducción de fuerzas sísmicas R es de mucha importancia en el área de diseño de una estructura, con este, es posible reducir la severidad de las fuerzas sísmicas elásticas para mantenerlas en fuerzas inelásticas, por lo tanto, influye en el desempeño de la edificación definiendo así su capacidad de resistencia en este tipo de estructuras que, por lo general son preferidas por los proyectistas y constructores debido a su versatilidad y su economía, incluso su rigidez se puede utilizar para minimizar deformaciones, reduciendo así los daños causados en sus elementos estructurales.

Es necesario saber cómo es el comportamiento de una estructura al momento de sufrir fuerzas laterales, tomando en cuenta lo especificado en las normas para el adecuado diseño en la presente investigación se compara este comportamiento variando el factor R y así dar a conocer dentro de los conceptos básicos en el análisis de una estructura el correcto desempeño de una edificación, evitando así condiciones graves tales como las ocurridas en el 16 de abril del 2016 donde se pudo evidenciar la vulnerabilidad que presentaban muchas estructuras, teniendo claro que es de vital importancia estudiar sobre la carencia de la capacidad de soportar deformaciones en las edificaciones, salvaguardando la economía y la vida de las comunidades.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

- Elaborar un modelo matemático de una estructura de pórticos de hormigón armado, para evaluar su desempeño global sísmico mediante la variación del factor de reducción de fuerzas sísmicas, según la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, a través del software de análisis estructural ETABS V.18

1.2.2. Objetivos Específicos

- Verificar si los parámetros del desempeño sísmico de la estructura cumplen con la Normativa Ecuatoriana.
- Diseñar los elementos críticos viga-columna según los lineamientos de la norma para estructuras resistentes a sismos.
- Modelar una estructura de pórticos de hormigón armado de 8 pisos proyectada a una zona de alta sismicidad.

UNIDAD 2

2. MARCO TEÓRICO

2.1. REGULARIDAD

La regularidad estructural está firmemente relacionada a la configuración geométrica de los elementos resistentes y de su distribución de masa, a la vez la presencia de elementos que puedan llegar a alterar la respuesta global, para (J.C. Vielma et al., 2011) las estructuras deben mantener una uniformidad general (en planta y en alzado, de rigidez y de masas).

2.2. REDUNDANCIA

Para (Tena et al., 2016) La redundancia se refiere a la existencia de una gran cantidad de líneas de defensa continuas y resistentes a la carga, que causa un grado alto de hiperestaticidad, por otra parte, para (MARTÍNEZ HERRERA, 2016) un buen grado de redundancia es donde se presenta la distribución apropiada de las cargas en varios elementos estructurales los cuales llevan la carga hacia al suelo.

2.3. DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad de un elemento de disipar energía como lo afirman (R. PARK & T. PAULAY, 1998) “La filosofía actual del diseño sísmico se apoya en la absorción y disipación de energía mediante la deformación inelástica para la supervivencia en los sismos intensos” por otra parte (Pinoargote Rovello, 2014) explica que si se exceden los límites de refuerzo en tensión se puede llegar a producir un aplastamiento del hormigón en compresión antes que el acero a tensión fluya, por lo tanto disminuye la ductilidad.

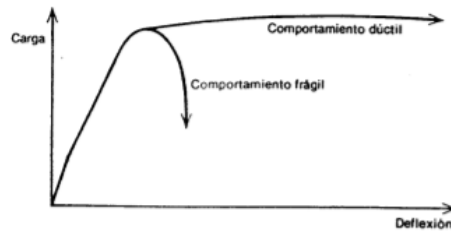


Figura 1. Comportamiento de la curva carga - deflexión de un miembro a flexión

Fuente: (R. PARK & T. PAULAY, 1998)

2.4. TORSIÓN EXCESIVA

Esta está relacionada con la discontinuidad entre los centros de masa y rigidez respectivamente y con la variedad de rigideces entre los elementos tanto estructurales como no estructurales, evidenciando giro en el plano horizontal respecto a un punto lo cual produce grandes deformaciones.

2.5. PELIGRO SISMICO

El peligro o peligrosidad sísmica hace referencia a la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos en un periodo de tiempo determinado.

(Barragán Subía, 2019) afirma que es indispensable conocer la sismicidad de la zona donde se encontrará la edificación ya que sin esto no se podría obtener una buena estimación de los riesgos que podrían presentarse y por lo tanto no se podrían realizar medidas de prevención.

2.6. DAÑO SISMICO

Para (Bonett Díaz, 2003) el daño es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales.

UNIDAD III

3. HERRAMIENTAS NECESARIAS PARA LA EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO Y DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE UN MODELO MATEMATICO EN ETABS

3.1. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO

El edificio está formado por seis pórticos de hormigón armado en el Eje X y cuatro pórticos en el Eje Y la cual consta de 8 niveles con altura entrepiso de 3 metros, en el Eje X los pórticos poseen 5 vanos y en el Eje Y 3 vanos.

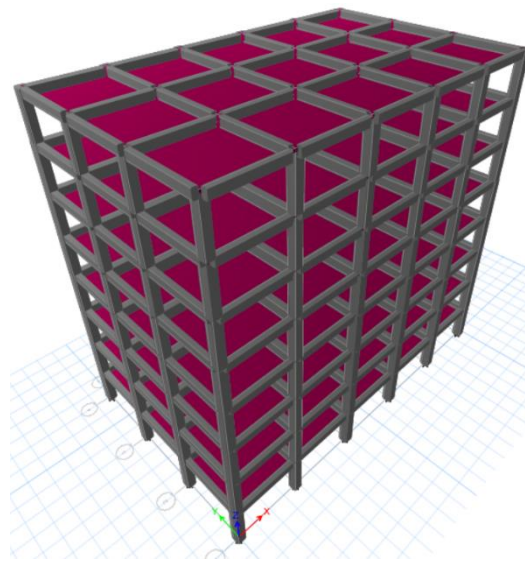


Figura 2. Modelo de estructura de hormigón armado. ETABS 18

Fuente: autor

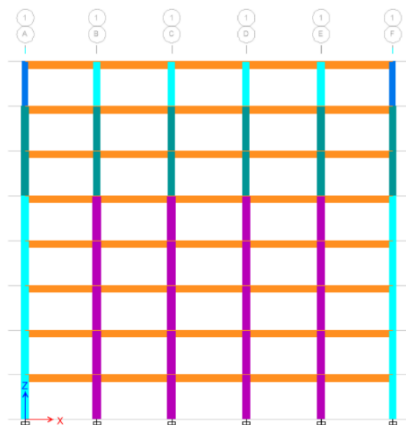


Figura 3. Pórtico en 2D, Ejes 1, 2, 3 y 4

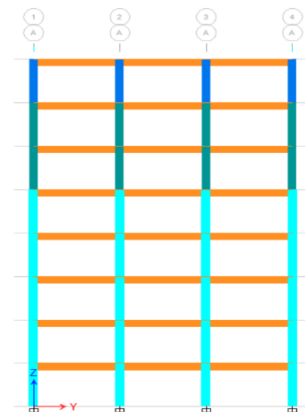


Figura 4. Pórtico en 2D, Ejes A, B, C, D, E, F

3.2. ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES SEGÚN NEC-15

Estos tienen la propiedad de presentar parámetros de respuesta máxima ante un sismo, para (González et al., 2016) “los modelos matemáticos en programas computacionales representan un factor muy importante en la representación de la respuesta elástica de las estructuras”, además son de gran importancia en la dinámica estructuras y en el diseño sismo resistente.

Según la NEC-15, el espectro de diseño elástico se calcula de la siguiente manera:

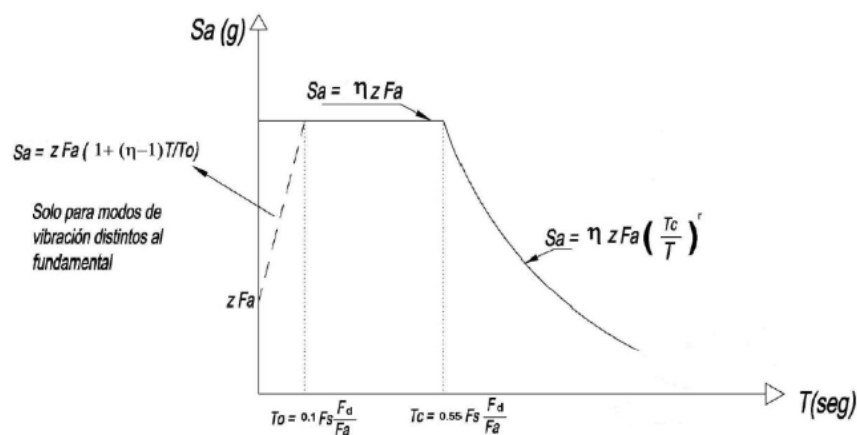


Figura 5. Espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)

Donde:

$n = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), $2,48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), $2,6$ (Provincias del Oriente).

$r = 1$ (Suelo tipo A, B o C), $1,5$ (Suelo tipo D o E)

Para el cálculo del periodo T_c se obtienen los factores F_s , F_d , F_a , son obtenidos de la siguiente tabla:

Tabla 1. Factores de sitio Fa

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85
F	Revisar norma NEC-SE-DS- Clasificación de los perfiles de suelo					

Coefficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto Fa, incrementa las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones, considerando los efectos de sitio

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

Tabla 2. Factores de sitio Fd

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	Revisar norma NEC-SE-DS- Clasificación de los perfiles de suelo					

Coefficiente de amplificación del suelo Fd, incrementa las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamiento, considerando los efectos de sitio.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

Tabla 3. Factores de sitio F_s

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Revisar norma NEC-SE-DS- Clasificación de los perfiles de suelo					

Comportamiento no lineal del suelo F_s , el valor del coeficiente es dependiente de la velocidad de propagación de ondas en el suelo y que consideran el comportamiento no lineal de los suelos.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

Se calculó el espectro elástico que actuará en la estructura de hormigón armado en el estudio, la cual se la estimará proyectada en una zona de sismicidad alta, donde:

$Z = 0,5$ para una zona sísmica VI (La libertad, en la Provincia de Santa Elena)

Tipo de suelo C (perfil de suelo muy denso o roca blanda), por lo tanto:

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (1)$$

$$T_o = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2)$$

PARA $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = n z F a \quad (3)$$

PARA $T \geq T_c$

$$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (4)$$

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la gravedad). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

3.2.1. Determinación Del Período De Vibración “T”

Para la NEC-SE-DS- (peligro sísmico) el valor de T obtenido es una aproximación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento

Se puede calcular con la siguiente expresión:

$$T = C_t H n^\alpha \quad (5)$$

T: Período de vibración aproximado

Ct: Coeficiente dependiente del tipo de edificio

Hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

α : Impedancia del semi espacio $\alpha = \rho_s V_s / \rho_o V_o$

de los cuales se pueden obtener en la siguiente tabla:

Tabla 4. coeficientes según el tipo de estructura

TIPO DE ESTRUCTURAS	Ct=	α =
Pórticos de hormigón sin muros ni diagonales	0,055	0,9
Pórticos de hormigón con muros o diagonales	0,055	0,75
Estructuras de acero sin arriostramiento	0,072	0,8
Estructuras de acero con arriostramiento	0,073	0,75

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

3.2.2. Procedimiento De Cálculo De Cortante Basal Según La NEC-15 SE-DS

“El cortante basal de diseño V , a nivel de cargas laterales, aplicado a una estructura en una dirección en la que el diseñador crea conveniente, según la NEC-SE-DS (peligro sísmico) se determina de la siguiente manera:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} W \quad (6)$$

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P y ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación

I : Coeficiente de importancia

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

V : Cortante basal total de diseño

W : Carga sísmica reactiva

T_a : Período de vibración

3.2.2.1. Coeficiente De Importancia

La finalidad de emplear el factor de importancia es incrementar la demanda sísmica de diseño para las estructuras para que estas sufran daños menores durante y después de un evento sísmico y así puedan permanecer en funcionamiento, para lo cual la NEC propone los siguientes valores:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

3.2.2.2. Coeficiente De Configuración Estructural En Planta ϕ_p y En Elevación ϕ_e

Estos coeficientes se toman en función de los tipos de irregularidades que presente la edificación tanto en elevación como en planta. Cabe recalcar que si una estructura no se encuentra entre los parámetros mencionados en las siguientes tablas se tomará el valor de 1

Tabla 5. Coeficientes de irregularidad en planta

Tipo	Configuración Estructural en planta	ϕ_p
1	irregularidad torcional	0,9
2	Retrocesos excesivos en las esquinas	0,9
3	Discontinuidades en el sistema de piso	0,9
4	Ejes estructurales no paralelos	0,9

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

Tabla 6. Coeficiente de irregularidad en elevación

Tipo	Configuración Estructural en elevación	ϕ_e
1	Piso Flexible	0,9
2	Distribución de masa	0,9
3	Irregularidad Geométrica	0,9

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

3.2.2.3. Factor De Reducción De Fuerzas Sísmicas

La (Norma Ecuatoriana de La Construcción, n.d.) indica que, “EL factor R implica una reducción de las fueras laterales sísmicas con las que se diseña” (CAPÍTULO 2. p.57) la misma que señala que el factor R depende de variables tales como tipo de sistema estructural, suelo en el que se construye, periodo fundamental, factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, recomienda únicamente valores del factor de reducción de fuerzas sísmicas que varían dependiendo la tipología de la estructura.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Figura 7. Coeficiente R para diferentes sistemas estructurales

Fuente: NEC-SE-SD-Peligro Sísmico (2015)

3.3. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN P-Δ, INDICE DE ESTABILIDAD Qi

Según la NEC-SE-DS- (peligro sísmico) los efectos **P-Δ** corresponden a efectos adicionales, en las dos direcciones de diseño de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un aumento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura.

El índice de estabilidad Qi para cada piso en la dirección propuesta se puede calcular así:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (7)$$

Qi: Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

Pi: Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i : Cortante sísmico del piso i

H_i : Altura del piso i considerado

3.4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SEGÚN NEC-15 PARA UN FACTOR DE REDUCCIÓN “R=8” y “R=5”

3.4.1. PREDISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para las combinaciones de cargas y para la obtención de las cargas y pesos específicos de los materiales empleados en la estructura se utilizó las especificaciones de la (Norma Ecuatoriana de La Construcción , 2014)

Tabla 7. Cálculo de Carga muerta sobreimpuesta de la estructura

Cargas Muertas sobreimpuesta piso 1-7			N° pisos	Cargas Vivas	NEC-15	
W-Mampostería =	150	kg/m2	1	Residencial	200	kg/m2
W-Instalaciones =	50	kg/m2	2	Residencial	200	kg/m2
W-Tumbado=	50	kg/m2	3	Residencial	200	kg/m2
W-ceramica=	125	kg/m2	4	Residencial	200	kg/m2
W-Losa y Nervios =	216	kg/m2	5	Residencial	200	kg/m2
W-ENLUCIDO	50	kg/m2	6	Residencial	200	kg/m2
W-TOTAL=	641	kg/m2	7	Residencial	200	kg/m2
				Total=	1400	kg/m2
Cargas Muertas sobreimpuesta cubierta			N° pisos	Cargas Vivas	NEC-15	
W-Tumbado=	50	kg/m2	8	Cubierta no Accesible	70	kg/m2
W-ENLUCIDO	50	kg/m2	Total=		70	kg/m2
W-Instalaciones =	50	kg/m2				
W-Losa y Nervios =	168	kg/m2				
W-TOTAL=	318	kg/m2				

Tabla 8. Combinaciones de cargas según la NEC-SE-CG

1,4D
1,2 D + 1,6 L
1,2 D + E + L
0,9 D + E

COMBINACIONES EN PISOS

N° pisos	W total	
1	1089,2	kg/m2
2	1089,2	kg/m2
3	1089,2	kg/m2
4	1089,2	kg/m2
5	1089,2	kg/m2
6	1089,2	kg/m2
7	1089,2	kg/m2
8	493,6	kg/m2
Total=	4356,8	kg/m2

Tabla 9. Resumen de Cargas aplicadas a la estructura

N° pisos	Peso propio	Peso propio por piso tonf	AREA m2	Peso propio por piso tonf/m2	carga muerta por piso tonf/m2	carga muerta sobrepuesta tonf/m2
	tonf					
PISO 8	82	81,85	369	0,222	0,318	0,096
PISO 7	177	94,96	369	0,257	0,641	0,384
PISO 6	272	94,96	369	0,257	0,641	0,384
PISO 5	367	94,96	369	0,257	0,641	0,384
PISO 4	462	94,96	369	0,257	0,641	0,384
PISO 3	557	94,96	369	0,257	0,641	0,384
PISO 2	652	94,96	369	0,257	0,641	0,384
PISO 1	747	94,96	369	0,257	0,641	0,384
		746,57				

3.4.1.1. Vigas

$$\text{Carga actuante } Q_u = U * \text{Ancho de influencia} \quad (8)$$

$$\text{Momento Flector } M_u = \frac{q_u * L^2}{10} \quad (9)$$

$$\text{Peralte de viga (altura efectiva) } d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * b * f'c * w(1 - 0,59w)}} \quad (10)$$

Tabla 10. Resumen de Dimensiones de vigas incorporadas en la

N° V	sección de Vigas		L
	b(m)	h(m)	m
V	0,25	0,5	5
V	0,25	0,5	4,8
V	0,35	0,65	5
V	0,35	0,65	4,8

3.4.1.2. Columnas

$$\text{Carga actuante: } Fz = Wu * \text{Área de influencia} \quad (11)$$

$$\text{Sección de columna: } Ac = \frac{Fz}{0,3 * f'c} \quad (12)$$

Tabla 11. Resumen de Dimensiones de columnas incorporadas en la estructura

N° C	sección de Columnas	
	a(m)	b(m)
esquineras	0,35	0,35
perimetrales	0,4	0,4
perimetrales centrales	0,45	0,45
centrales	0,55	0,55

3.4.2. CALCULO DE CORTANTE BASAL

Según la NEC-15 sección 6.1.7. la carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo. Se tomará la carga de la siguiente manera y se lo calculara para los dos tipos de factores apicados al estudio.

- **FACTOR DE REDUCCION “R=8”**

$$W = D + 0,25L \quad (13)$$

Tabla 12. Cálculo del cortante Basal para el sistema de R=8

DATOS INICIALES											
AREA TRIBUTARIA			CARGA VIVA			CARGA MUERTA			PESO SISMICO		
A ₈	369	m ²	W _L	0,07	Ton/m ²	W _D	0,60	Ton/m ²	W _s	228,79	Ton
A ₇	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	0,97	Ton/m ²	W _s	374,58	Ton
A ₆	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	0,97	Ton/m ²	W _s	374,58	Ton
A ₅	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	0,98	Ton/m ²	W _s	381,62	Ton
A ₄	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	0,98	Ton/m ²	W _s	381,62	Ton
A ₃	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	0,98	Ton/m ²	W _s	381,62	Ton
A ₂	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	0,98	Ton/m ²	W _s	381,62	Ton
A ₁	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	0,98	Ton/m ²	W _s	381,62	Ton

$C_s = \frac{I * S_a}{R * \varphi_p * \varphi_E} \quad V = C_s * W$											
Sa	0,67	I	1	R	8	φ_p	1	φ_E	1	C _s	0,084
		T	0,96	k	1,23	W	2886,06	Ton	V	242,37	Ton

Fuerza lateral del Sismo Sx						
PISO	h _i	ω _i	ω _i * (h _i) ^k	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	F _i ton	
8	24	228,79	11416,43538	0,163505	39,63	
7	21	374,58	15859,32357	0,227136	55,05	
6	18	374,58	13119,55993	0,187897	45,54	
5	15	381,62	10680,51037	0,152965	37,07	
4	12	381,62	8116,380662	0,116242	28,17	
3	9	381,62	5697,036223	0,081592	19,78	
2	6	381,62	3459,408114	0,049545	12,01	
1	3	381,62	1474,487829	0,021117	5,12	
TOTALES			2886,0606	69823,14207	1	242

- **FACTOR DE REDUCCION “R=5”**

Tabla 13. Cálculo del cortante Basal para el sistema de R=5

DATOS INICIALES											
AREA TRIBUTARIA			CARGA VIVA			CARGA MUERTA			PESO SISMICO		
A ₈	369	m ²	W _L	0,07	Ton/m ²	W _D	0,693	Ton/m ²	W _S	262,24	Ton
A ₇	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	1,023	Ton/m ²	W _S	396,12	Ton
A ₆	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	1,023	Ton/m ²	W _S	396,12	Ton
A ₅	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	1,031	Ton/m ²	W _S	399,00	Ton
A ₄	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	1,031	Ton/m ²	W _S	399,00	Ton
A ₃	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	1,031	Ton/m ²	W _S	399,00	Ton
A ₂	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	1,031	Ton/m ²	W _S	399,00	Ton
A ₁	369	m ²	W _L	0,2	Ton/m ²	W _D	1,031	Ton/m ²	W _S	399,00	Ton

$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E} \qquad V = C_s * W$											
Sa	0,672	I	1	R	5	ϕ_p	1	ϕ_E	1	C _s	0,134
		T	0,96	k	1,23	W	3049,46	Ton	V	409,75	Ton

Fuerza lateral del Sismo Sx

PISO	h _i	ω _i	ω _i * (h _i) ^k	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	F _i ton
8	24	262,24	13085,37826	0,175647	71,97
7	21	396,12	16771,25641	0,225123	92,24
6	18	396,12	13873,9526	0,186232	76,31
5	15	399,00	11166,75878	0,149893	61,42
4	12	399,00	8485,894925	0,113907	46,67
3	9	399,00	5956,40349	0,079954	32,76
2	6	399,00	3616,904503	0,048550	19,89
1	3	399,00	1541,6168	0,020693	8,48
TOTALES			74498,16576	1,000000	409,75

3.4.3. CHEQUEO DE DERIVAS DE PISO Y TORSIÓN EXCESIVA Y EFECTOS DE ESTABILIDAD, SEGÚN NEC-15

Según la NEC-SE-DS-(peligro sísmico), sección 6.3.9. Se tendrá en cuenta las deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

“El estudio de derivas está muy relacionado a daños en elementos estructurales y no estructurales que no precisamente se deban a la presencia de fuerzas causadas por el sismo, sino por el contrario, también debido al control de deformaciones inelásticas.”
(Manosalvas Katherine & Tarapues Jorge, 2017)

Las derivas máximas no pueden exceder los límites de deriva inelástica establecidos en la figura:

Tabla 14. Control máximo de deriva permitida

Estructuras de:	Δ_{iv} máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (2015)

Tabla 15. control de derivas en el primer análisis de la estructura estudiada para un factor de reducción R=8

PISO	Label	CASO DE CARGA	UX	UY	DESPLAZAMIENTO RESULTANTE	H	Δ_E		$R_{MAX} = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$	$\Delta_{Ey}prom$	$\Delta_E/\Delta_Eprom > 1,2$
			m	m		m	m/m					
PISO 8	4	Ey-0,3Ex	-0,018897	0,054071	0,0573	3	0,0008	8	0,005	SI CUMPLE	0,0484112	1,18
PISO 7	4	Ey-0,3Ex	-0,018102	0,051655	0,0547	3	0,0015	8	0,009	SI CUMPLE	0,0462176	1,18
PISO 6	4	Ey-0,3Ex	-0,016664	0,047461	0,0503	3	0,0022	8	0,013	SI CUMPLE	0,0424517	1,18
PISO 5	4	Ey-0,3Ex	-0,014542	0,04135	0,0438	3	0,0027	8	0,016	SI CUMPLE	0,0369745	1,19
PISO 4	4	Ey-0,3Ex	-0,011851	0,033639	0,0357	3	0,0031	8	0,019	SI CUMPLE	0,0300687	1,19
PISO 3	4	Ey-0,3Ex	-0,008731	0,024733	0,0262	3	0,0034	8	0,0204	NO CUMPLE	0,0220949	1,19
PISO 2	4	Ey-0,3Ex	-0,005352	0,015119	0,0160	3	0,0033	8	0,020	SI CUMPLE	0,0134929	1,19
PISO 1	4	Ey-0,3Ex	-0,002038	0,005733	0,0061	3	0,0020	8	0,012	SI CUMPLE	0,0051059	1,19
PISO 8	2	Ey-0,3Ex	-0,018897	0,034737	0,0395	3	0,0006	8	0,004	SI CUMPLE	0,0484112	0,82
PISO 7	2	Ey-0,3Ex	-0,018102	0,03307	0,0377	3	0,0010	8	0,006	SI CUMPLE	0,0462176	0,82
PISO 6	2	Ey-0,3Ex	-0,016664	0,030325	0,0346	3	0,0015	8	0,009	SI CUMPLE	0,0424517	0,82
PISO 5	2	Ey-0,3Ex	-0,014542	0,026373	0,0301	3	0,0019	8	0,011	SI CUMPLE	0,0369745	0,81
PISO 4	2	Ey-0,3Ex	-0,011851	0,021411	0,0245	3	0,0022	8	0,013	SI CUMPLE	0,0300687	0,81
PISO 3	2	Ey-0,3Ex	-0,008731	0,015696	0,0180	3	0,0023	8	0,014	SI CUMPLE	0,0220949	0,81
PISO 2	2	Ey-0,3Ex	-0,005352	0,00955	0,0109	3	0,0023	8	0,014	SI CUMPLE	0,0134929	0,81
PISO 1	2	Ey-0,3Ex	-0,002038	0,003589	0,0041	3	0,0014	8	0,008	SI CUMPLE	0,0051059	0,81
PISO 8	3	-Ey-0,3Ex	-0,017074	-0,051081	0,0539	3	0,0008	8	0,005	SI CUMPLE	0,0476349	1,13
PISO 7	3	-Ey-0,3Ex	-0,01635	-0,048781	0,0514	3	0,0014	8	0,008	SI CUMPLE	0,045468	1,13
PISO 6	3	-Ey-0,3Ex	-0,015048	-0,044811	0,0473	3	0,0020	8	0,012	SI CUMPLE	0,0417582	1,13
PISO 5	3	-Ey-0,3Ex	-0,01313	-0,039034	0,0412	3	0,0026	8	0,015	SI CUMPLE	0,036367	1,13
PISO 4	3	-Ey-0,3Ex	-0,010698	-0,031748	0,0335	3	0,0030	8	0,018	SI CUMPLE	0,0295712	1,13
PISO 3	3	-Ey-0,3Ex	-0,007879	-0,023335	0,0246	3	0,0032	8	0,019	SI CUMPLE	0,0217258	1,13
PISO 2	3	-Ey-0,3Ex	-0,004827	-0,014258	0,0151	3	0,0031	8	0,019	SI CUMPLE	0,0132647	1,13
PISO 1	3	-Ey-0,3Ex	-0,001836	-0,005401	0,0057	3	0,0019	8	0,011	SI CUMPLE	0,005017	1,14
PISO 8	1	-Ey-0,3Ex	-0,017074	-0,037727	0,0414	3	0,0006	8	0,004	SI CUMPLE	0,0476349	0,87
PISO 7	1	-Ey-0,3Ex	-0,01635	-0,035944	0,0395	3	0,0011	8	0,006	SI CUMPLE	0,045468	0,87
PISO 6	1	-Ey-0,3Ex	-0,015048	-0,032975	0,0362	3	0,0016	8	0,009	SI CUMPLE	0,0417582	0,87
PISO 5	1	-Ey-0,3Ex	-0,01313	-0,028689	0,0316	3	0,0020	8	0,012	SI CUMPLE	0,036367	0,87
PISO 4	1	-Ey-0,3Ex	-0,010698	-0,023302	0,0256	3	0,0023	8	0,014	SI CUMPLE	0,0295712	0,87
PISO 3	1	-Ey-0,3Ex	-0,007879	-0,017094	0,0188	3	0,0024	8	0,015	SI CUMPLE	0,0217258	0,87
PISO 2	1	-Ey-0,3Ex	-0,004827	-0,010412	0,0115	3	0,0024	8	0,014	SI CUMPLE	0,0132647	0,87
PISO 1	1	-Ey-0,3Ex	-0,001836	-0,003921	0,0043	3	0,0014	8	0,009	SI CUMPLE	0,005017	0,86

- FACTOR DE REDUCCION “R=8”

Modificaciones en la rigidez de la estructura para el control de derivas, nuevas secciones de columnas

N° C	sección de Columnas	
	a(m)	b(m)
C	0,6	0,6
C	0,55	0,55
C	0,5	0,55
C	0,5	0,5
C	0,45	0,5

Tabla 16. Control de derivas en el segundo análisis de la estructura con secciones modificadas para un factor R=8

PISO	Punto	CASO DE CARGA	UX m	UY m	DESPLAZAMIENTO RESULTANTE	H	Δ_E	R	$\Delta_{MAX} = 0,75 + R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$	$\Delta_{E,y}prom$	$\Delta_E/\Delta_Eprom < 1,2$
						m	m/m					
Story8	4	Ey-0,3Ex	-0,017381	0,050228	0,0532	3	0,0009	8	0,005	SI CUMPLE	0,0454938	1,17
Story7	4	Ey-0,3Ex	-0,016553	0,047715	0,0505	3	0,0015	8	0,009	SI CUMPLE	0,0432036	1,17
Story6	4	Ey-0,3Ex	-0,015097	0,043437	0,0460	3	0,0022	8	0,013	SI CUMPLE	0,0393272	1,17
Story5	4	Ey-0,3Ex	-0,012986	0,037277	0,0395	3	0,0025	8	0,015	SI CUMPLE	0,033751	1,17
Story4	4	Ey-0,3Ex	-0,010508	0,0301	0,0319	3	0,0029	8	0,017	SI CUMPLE	0,0272578	1,17
Story3	4	Ey-0,3Ex	-0,007669	0,021913	0,0232	3	0,0031	8	0,019	SI CUMPLE	0,0198495	1,17
Story2	4	Ey-0,3Ex	-0,004624	0,013164	0,0140	3	0,0029	8	0,018	SI CUMPLE	0,0119321	1,17
Story1	4	Ey-0,3Ex	-0,001703	0,004818	0,0051	3	0,0017	8	0,010	SI CUMPLE	0,0043737	1,17
Story8	2	Ey-0,3Ex	-0,017381	0,033609	0,0378	3	0,0006	8	0,004	SI CUMPLE	0,0454938	0,83
Story7	2	Ey-0,3Ex	-0,016553	0,031859	0,0359	3	0,0011	8	0,006	SI CUMPLE	0,0432036	0,83
Story6	2	Ey-0,3Ex	-0,015097	0,028971	0,0327	3	0,0015	8	0,009	SI CUMPLE	0,0393272	0,83
Story5	2	Ey-0,3Ex	-0,012986	0,024838	0,0280	3	0,0018	8	0,011	SI CUMPLE	0,033751	0,83
Story4	2	Ey-0,3Ex	-0,010508	0,020047	0,0226	3	0,0021	8	0,012	SI CUMPLE	0,0272578	0,83
Story3	2	Ey-0,3Ex	-0,007669	0,01459	0,0165	3	0,0022	8	0,013	SI CUMPLE	0,0198495	0,83
Story2	2	Ey-0,3Ex	-0,004624	0,008767	0,0099	3	0,0021	8	0,013	SI CUMPLE	0,0119321	0,83
Story1	2	Ey-0,3Ex	-0,001703	0,003214	0,0036	3	0,0012	8	0,007	SI CUMPLE	0,0043737	0,83
Story8	3	-Ey+0,3Ex	0,007248	-0,050228	0,0507	3	0,0008	8	0,005	SI CUMPLE	0,0519493	0,98
Story7	3	-Ey+0,3Ex	0,006884	-0,047715	0,0482	3	0,0014	8	0,009	SI CUMPLE	0,0493569	0,98
Story6	3	-Ey+0,3Ex	0,006276	-0,043437	0,0439	3	0,0021	8	0,012	SI CUMPLE	0,0449369	0,98
Story5	3	-Ey+0,3Ex	0,005401	-0,037277	0,0377	3	0,0024	8	0,014	SI CUMPLE	0,0385702	0,98
Story4	3	-Ey+0,3Ex	0,004377	-0,0301	0,0304	3	0,0028	8	0,017	SI CUMPLE	0,031149	0,98
Story3	3	-Ey+0,3Ex	0,003203	-0,021913	0,0221	3	0,0029	8	0,018	SI CUMPLE	0,022681	0,98
Story2	3	-Ey+0,3Ex	0,001943	-0,013164	0,0133	3	0,0028	8	0,017	SI CUMPLE	0,0136296	0,98
Story1	3	-Ey+0,3Ex	0,000725	-0,004818	0,0049	3	0,0016	8	0,010	SI CUMPLE	0,0049912	0,98
Story8	4	-Ey+0,3Ex	0,017381	-0,050228	0,0532	3	0,0009	8	0,005	SI CUMPLE	0,0519493	1,02
Story7	4	-Ey+0,3Ex	0,016553	-0,047715	0,0505	3	0,0015	8	0,009	SI CUMPLE	0,0493569	1,02
Story6	4	-Ey+0,3Ex	0,015097	-0,043437	0,0460	3	0,0022	8	0,013	SI CUMPLE	0,0449369	1,02
Story5	4	-Ey+0,3Ex	0,012986	-0,037277	0,0395	3	0,0025	8	0,015	SI CUMPLE	0,0385702	1,02
Story4	4	-Ey+0,3Ex	0,010508	-0,0301	0,0319	3	0,0029	8	0,017	SI CUMPLE	0,031149	1,02
Story3	4	-Ey+0,3Ex	0,007669	-0,021913	0,0232	3	0,0031	8	0,019	SI CUMPLE	0,022681	1,02
Story2	4	-Ey+0,3Ex	0,004624	-0,013164	0,0140	3	0,0029	8	0,018	SI CUMPLE	0,0136296	1,02
Story1	4	-Ey+0,3Ex	0,001703	-0,004818	0,0051	3	0,0017	8	0,010	SI CUMPLE	0,0049912	1,02

Tabla 17. Control de derivas en el segundo análisis de la estructura estudiada con un factor R=5

PISO	Punto	CASO DE CARGA	UX	UY	DESPLAZAMIENTO RESULTANTE	H	Δ_E	R	$\Delta_{MAX} = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$	$\Delta_{E,y,prom}$	$\Delta_E / \Delta_E^{prom} < 1,2$
			m	m		m	m/m					
Story8	4	Ey-0,3Ex	-0,024318	0,076735	0,0805	3	0,0013	5	0,005	SI CUMPLE	0,07025125	1,15
Story7	4	Ey-0,3Ex	-0,023221	0,073134	0,0767	3	0,0022	5	0,008	SI CUMPLE	0,06692966	1,15
Story6	4	Ey-0,3Ex	-0,021237	0,066724	0,0700	3	0,0032	5	0,012	SI CUMPLE	0,06103405	1,15
Story5	4	Ey-0,3Ex	-0,018395	0,057618	0,0605	3	0,0038	5	0,014	SI CUMPLE	0,05267062	1,15
Story4	4	Ey-0,3Ex	-0,014958	0,046697	0,0490	3	0,0044	5	0,016	SI CUMPLE	0,04266714	1,15
Story3	4	Ey-0,3Ex	-0,011018	0,034228	0,0360	3	0,0047	5	0,018	SI CUMPLE	0,03125388	1,15
Story2	4	Ey-0,3Ex	-0,00677	0,020857	0,0219	3	0,0045	5	0,017	SI CUMPLE	0,0190239	1,15
Story1	4	Ey-0,3Ex	-0,0026	0,007873	0,0083	3	0,0028	5	0,010	SI CUMPLE	0,00716617	1,16
Story8	2	Ey-0,3Ex	-0,024318	0,054858	0,0600	3	0,0010	5	0,004	SI CUMPLE	0,07025125	0,85
Story7	2	Ey-0,3Ex	-0,023221	0,052195	0,0571	3	0,0017	5	0,006	SI CUMPLE	0,06692966	0,85
Story6	2	Ey-0,3Ex	-0,021237	0,047516	0,0520	3	0,0024	5	0,009	SI CUMPLE	0,06103405	0,85
Story5	2	Ey-0,3Ex	-0,018395	0,040913	0,0449	3	0,0029	5	0,011	SI CUMPLE	0,05267062	0,85
Story4	2	Ey-0,3Ex	-0,014958	0,033075	0,0363	3	0,0032	5	0,012	SI CUMPLE	0,04266714	0,85
Story3	2	Ey-0,3Ex	-0,011018	0,024156	0,0266	3	0,0035	5	0,013	SI CUMPLE	0,03125388	0,85
Story2	2	Ey-0,3Ex	-0,00677	0,014629	0,0161	3	0,0034	5	0,013	SI CUMPLE	0,0190239	0,85
Story1	2	Ey-0,3Ex	-0,0026	0,005453	0,0060	3	0,0020	5	0,008	SI CUMPLE	0,00716617	0,84
Story8	3	-Ey+0,3Ex	0,010979	-0,076735	0,0775	3	0,0012	5	0,005	SI CUMPLE	0,07900628	0,98
Story7	3	-Ey+0,3Ex	0,010453	-0,073134	0,0739	3	0,0022	5	0,008	SI CUMPLE	0,07530461	0,98
Story6	3	-Ey+0,3Ex	0,009526	-0,066724	0,0674	3	0,0031	5	0,012	SI CUMPLE	0,06871136	0,98
Story5	3	-Ey+0,3Ex	0,008209	-0,057618	0,0582	3	0,0037	5	0,014	SI CUMPLE	0,05934149	0,98
Story4	3	-Ey+0,3Ex	0,006653	-0,046697	0,0472	3	0,0042	5	0,016	SI CUMPLE	0,04810137	0,98
Story3	3	-Ey+0,3Ex	0,004876	-0,034228	0,0346	3	0,0045	5	0,017	SI CUMPLE	0,03526561	0,98
Story2	3	-Ey+0,3Ex	0,002973	-0,020857	0,0211	3	0,0044	5	0,016	SI CUMPLE	0,02149803	0,98
Story1	3	-Ey+0,3Ex	0,001124	-0,007873	0,0080	3	0,0027	5	0,010	SI CUMPLE	0,00812202	0,98
Story8	4	-Ey+0,3Ex	0,024318	-0,076735	0,0805	3	0,0013	5	0,005	SI CUMPLE	0,06882072	1,17
Story7	4	-Ey+0,3Ex	0,023221	-0,073134	0,0767	3	0,0022	5	0,008	SI CUMPLE	0,06596597	1,16
Story6	4	-Ey+0,3Ex	0,021237	-0,066724	0,0700	3	0,0032	5	0,012	SI CUMPLE	0,06121455	1,14
Story5	4	-Ey+0,3Ex	0,018395	-0,057618	0,0605	3	0,0038	5	0,014	SI CUMPLE	0,05428491	1,11
Story4	4	-Ey+0,3Ex	0,014958	-0,046697	0,0490	3	0,0044	5	0,016	SI CUMPLE	0,04602866	1,07
Story3	4	-Ey+0,3Ex	0,011018	-0,034228	0,0360	3	0,0047	5	0,018	SI CUMPLE	0,03642205	0,99
Story2	4	-Ey+0,3Ex	0,00677	-0,020857	0,0219	3	0,0045	5	0,017	SI CUMPLE	0,02552002	0,86
Story1	4	-Ey+0,3Ex	0,0026	-0,007873	0,0083	3	0,0028	5	0,010	SI CUMPLE	0,01244524	0,67

3.4.4. CHEQUEO DE EFECTOS DE P-Δ Y ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

- FACTOR DE REDUCCION “R=8”

Tabla 18. Control de estabilidad de la estructura según la NEC-15

EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN E INDICE DE ESTABILIDAD NEC-15										
PISO	CASO DE CARGA	UX	UY	Z	DESPLAZAMIENTO RESULTANTE	Δ_E	P_i	V_i	Q_i	$Q_i \leq 0,30$
		m	m	m						
PISO 8	DIAFRAGMA 8	-0,017649	0,065796	3	0,0681	0,0010785	281,611	71,9707965	0,004	SI CUMPLE
PISO 7	DIAFRAGMA 7	-0,016837	0,062664	3	0,0649	0,0019106	733,079	164,214265	0,009	SI CUMPLE
PISO 6	DIAFRAGMA 6	-0,015381	0,05712	3	0,0592	0,0027085	1184,547	240,522294	0,013	SI CUMPLE
PISO 5	DIAFRAGMA 5	-0,013302	0,049265	3	0,0510	0,0032352	1638,893	301,940505	0,018	SI CUMPLE
PISO 4	DIAFRAGMA 4	-0,010805	0,039886	3	0,0413	0,0036897	2093,239	348,613716	0,022	SI CUMPLE
PISO 3	DIAFRAGMA 3	-0,007947	0,029192	3	0,0303	0,0039515	2547,585	381,374488	0,026	SI CUMPLE
PISO 2	DIAFRAGMA 2	-0,004872	0,017743	3	0,0184	0,0038272	3001,931	401,267799	0,029	SI CUMPLE
PISO 1	DIAFRAGMA 1	-0,001862	0,006663	3	0,0069	0,0023061	3456,278	409,746835	0,019	SI CUMPLE

- FACTOR DE REDUCCION “R=5”

Tabla 19. Control de estabilidad de la estructura según la NEC-15

EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN E INDICE DE ESTABILIDAD NEC-15										
PISO	CASO DE CARGA	UX	UY	Z	DESPLAZAMIENTO RESULTANTE	Δ_E	P_i	V_i	Q_i	$Q_i \leq 0,30$
		m	m	m						
PISO 8	DIAFRAGMA 8	-0,012314	0,041918	3	0,0437	0,0007375	248,16	39,63	0,005	SI CUMPLE
PISO 7	DIAFRAGMA 7	-0,011718	0,039787	3	0,0415	0,0012429	678,09	94,68	0,009	SI CUMPLE
PISO 6	DIAFRAGMA 6	-0,010686	0,036204	3	0,0377	0,0017863	1108,02	140,22	0,014	SI CUMPLE
PISO 5	DIAFRAGMA 5	-0,009194	0,031057	3	0,0324	0,0020781	1544,99	177,29	0,018	SI CUMPLE
PISO 4	DIAFRAGMA 4	-0,007442	0,025074	3	0,0262	0,0023706	1981,97	205,47	0,023	SI CUMPLE
PISO 3	DIAFRAGMA 3	-0,005436	0,018251	3	0,0190	0,0025322	2418,94	225,24	0,027	SI CUMPLE
PISO 2	DIAFRAGMA 2	-0,003283	0,010966	3	0,0114	0,0024171	2855,91	237,25	0,029	SI CUMPLE
PISO 1	DIAFRAGMA 1	-0,001214	0,004016	3	0,0042	0,0013985	3292,88	242,37	0,019	SI CUMPLE

3.5. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Requisitos para diseño sísmico (NEC-SE-HM, 2.3), salvo lo indicado en (Comité ACI 318, 2019) “estructuras sismo resistentes”

Para los (Ing. Fabricio Yépez Moya & Ing. Marcelo Guerra, 2016) En la presencia de un gran sismo, el cortante que se desarrolla en vigas, columnas y muros, y también otras fuerzas internas, dependen de la capacidad total a la flexión de las rótulas plásticas que se han creado por el diseño a corte. Para obtener la capacidad a flexión de las rotulas plásticas se considera la sobre resistencia de los materiales y la cuantía de acero detallada.

3.5.1. REQUISITOS PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN (ACI -18.6.2)

- Ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas
- La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$
- Resistir esas fuerzas fundamentalmente por flexión
- Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento
- La luz libre sea mayor que 4 veces la altura efectiva de la sección transversal
- El ancho mínimo b sea 25cm
- El peralte mínimo cumpla con los requisitos de ACI 318 sección 9.5, control de deflexiones.

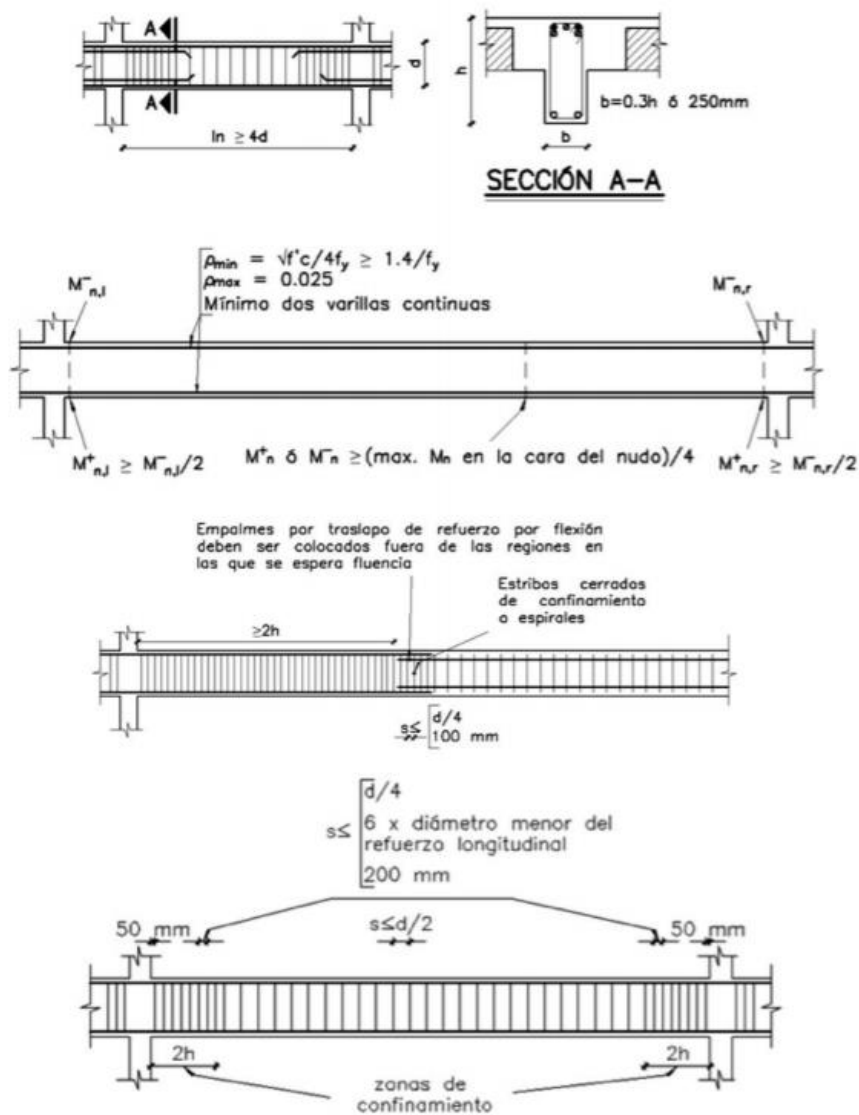


Figura 8. Características de los elementos sometidos a flexión bajo norma

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado según la NEC-15

- VIGA (2do piso, eje 3)** **35x65cm**
Fy= 4200 Kg/cm²
F'c=240 Kg/cm²
d=60cm

Tabla 20. Resumen de Momentos positivo y negativo para detalle de la viga crítica en el sistema con R=8

R=8	Momento de diseño - tonf-m	Momento de diseño + tonf-m	Refuerzo de momento + cm ²	Refuerzo de momento - cm ²	Refuerzo mínimo requerido cm ²	Acero de refuerzo requerido cm ²
Superior (+2 ejes)	-25,77		0	12,02	7	12,02
Inferior (-2 ejes)		13,68	6,19	0	7	7

$$A_{sd} > A_{smin} = 12,07\text{cm}^2 > 7,134\text{cm}^2 \text{ cumple}$$

$$\rho_b < \rho_{max} = 0,00574 < 0,0122 \text{ cumple}$$

$$\Phi V_n > V_e = 29,86 > 21,96 \text{ si cumple}$$

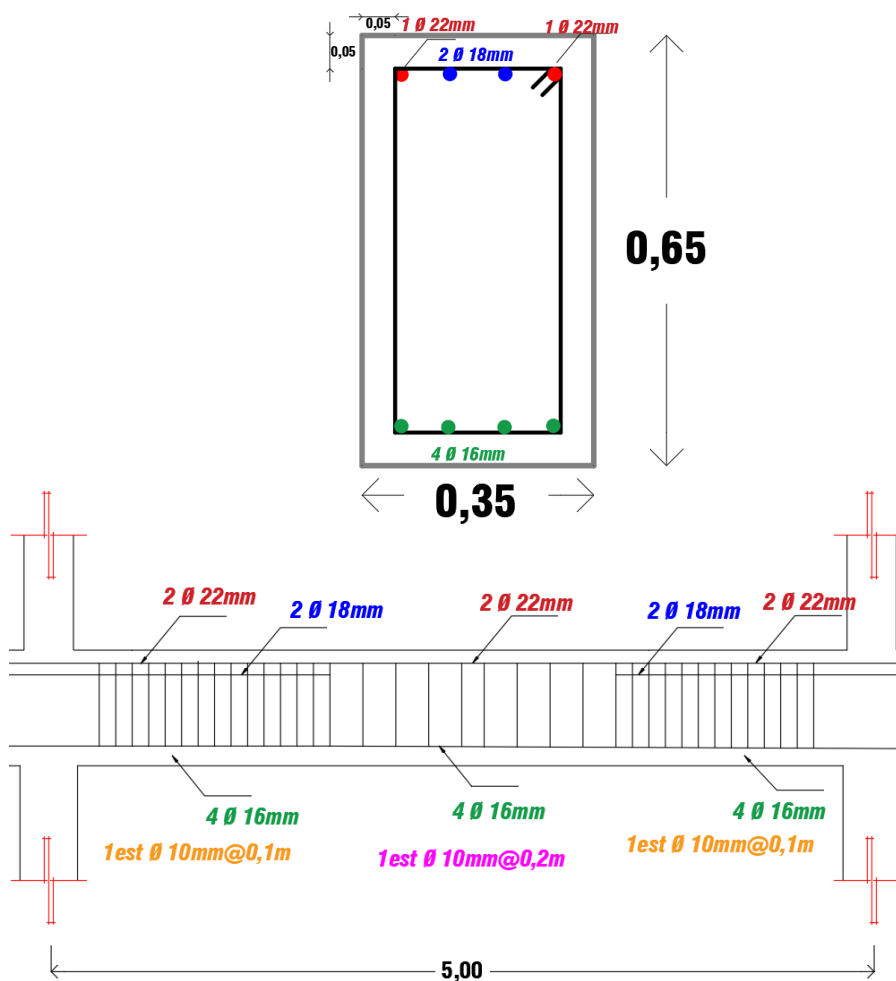


Figura 9. Detalle de la sección de acero de la viga crítica del sistema R=8

- VIGA (2do piso eje 3)

35x65cm

$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$F'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$

$d = 60 \text{ cm}$

Tabla 21. Resumen de Momentos positivo y negativo para detalle de la viga crítica en el sistema con R=5

R=5	Momento de diseño - tonf-m	Momento de diseño + tonf-m	Refuerzo de momento + cm^2	Refuerzo de momento - cm^2	Refuerzo mínimo requerido cm^2	Acero de refuerzo requerido cm^2
Superior (+2 ejes)	-33,75		0	16,42	6,88	16,42
Inferior (-2 ejes)		16,88	7,84	0	6,88	7,84

$$A_{sd} > A_{smin} = 16,15 \text{ cm}^2 > 7,134 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

$$\rho_b < \rho_{max} = 0,0077 < 0,0122 \text{ cumple}$$

$$\Phi V_n > V_e = 29,85 > 24,86 \text{ cumple}$$

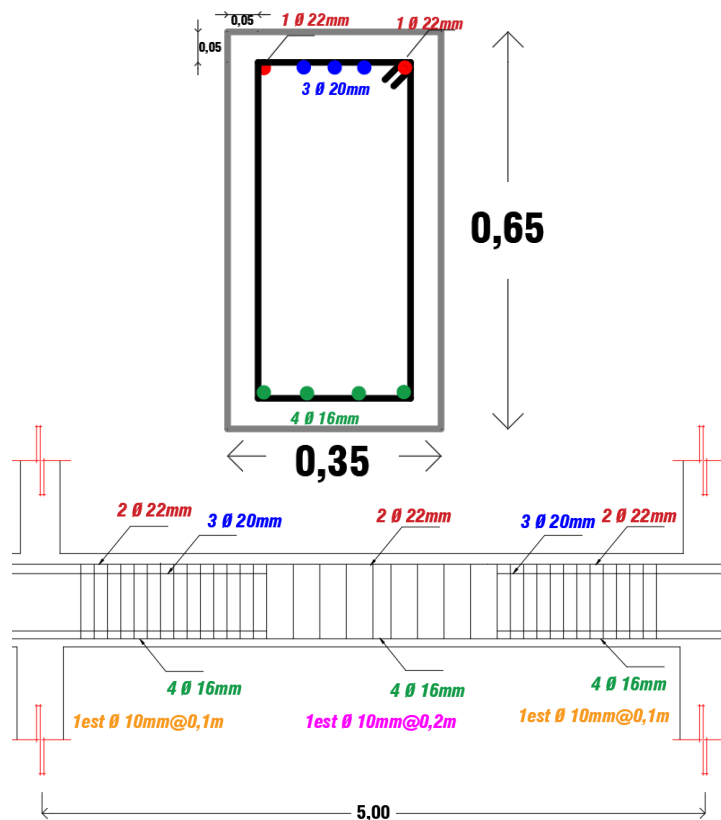


Figura 10. Detalle de la sección de acero de la viga crítica del sistema R=5

3.5.2. REQUISITO PARA ELEMENTOS EN FLEJO-COMPRESIÓN

- Estos elementos deben ser parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas
- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300mm
- Soportar fuerzas axiales que excedan $0,1 * f'c * Ag$ en las combinaciones de carga que participen las cargas sísmicas

El área de refuerzo longitudinal debe ser al menos $0,01Ag$ y no debe exceder de $0,06 Ag$

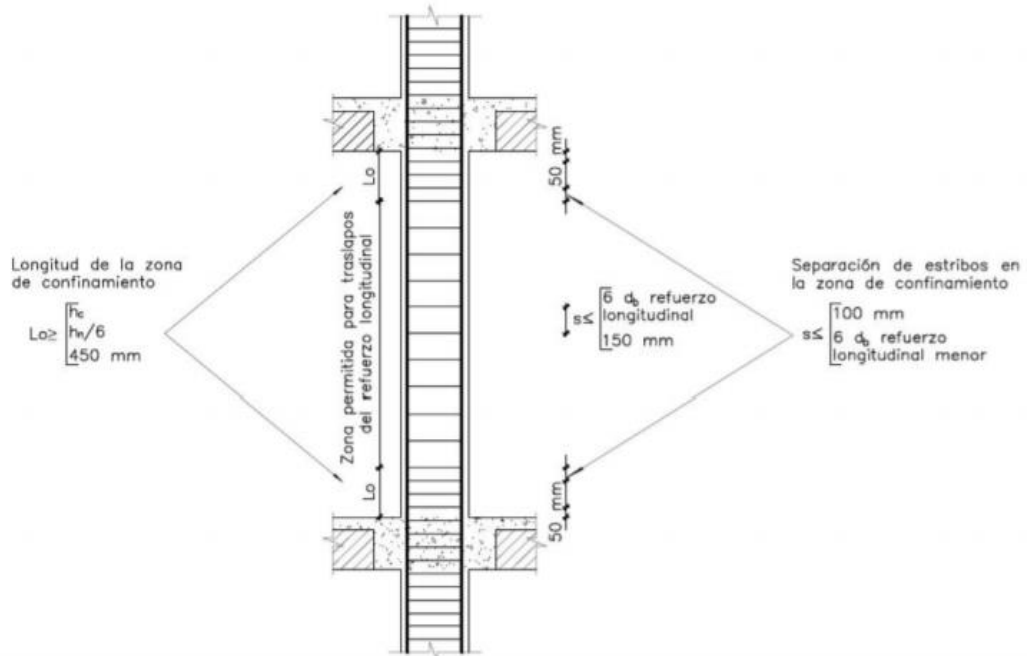


Figura 11. Separación de estribos

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado según la NEC-15

$$Columna\ interior = 0,01(60)(60) = 36cm^2$$

$$Columna\ interior = 0,06(60)(60) = 216cm^2$$

Según la norma NEC-SE-HM

$$0,01 \leq \frac{A_s}{b * h} \leq 0,03$$

$$0,01 \leq \frac{36cm^2}{(60)(60)cm^2} \leq 0,03$$

$$0,01 \leq 0,03 \text{ si cumple}$$

Tabla 22. Resumen de Carga Axial última y Momento para el diagrama en el sistema de R=8

COLUMNA	Diseño Pu Ton	Momento de diseño Mu2 tonf-m	Momento de diseño Mu3 tonf-m	Momento mínimo M2	Momento mínimo M3	Acero de refuerzo requerido cm ²
Interior eje 3	235,46	-2,014	30,95	7,82	7,82	36

$$M_2 = Pu * (15 + 0,03 * h) \text{ (KN.m)}$$

$$M_2 = 235,46 * 10^3 * (1,5 + 0,03 * 60cm) = 7,75$$

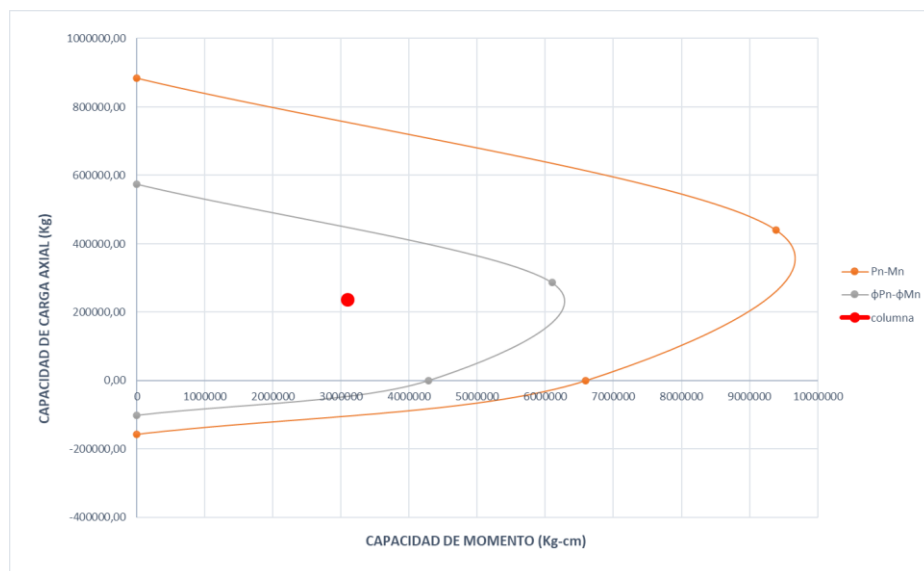


Figura 12. Diagrama de iteración Pu vs Mu para la columna del sistema R=8

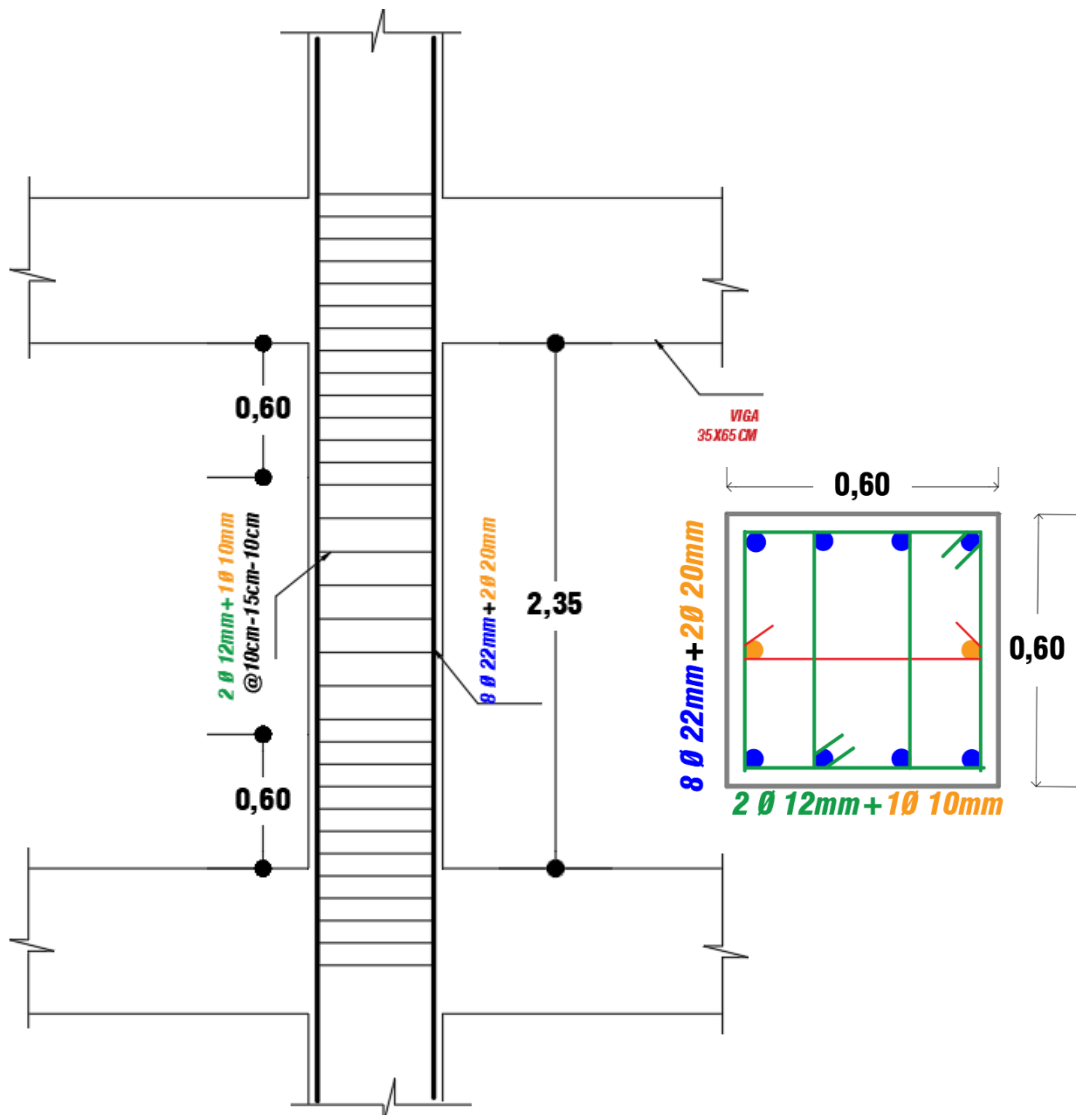


Figura 13. Detalle de Acero transversal y longitudinal de la columna del sistema $R=8$

Tabla 23. Resumen de Carga Axial última y Momento para el diagrama en el sistema de R=5

COLUMNA	Diseño Pu Ton	Momento de diseño Mu2 tonf-m	Momento de diseño Mu3 tonf-m	Momento mínimo M2	Momento mínimo M3	Acero de refuerzo requerido cm ²
Interior eje 3	243,836	-8,105	50,24	8,105	8,105	52,16

$$M_2 = Pu * (15 + 0,03 * h) \text{ (KN.m)}$$

$$M_2 = 243,836 * 10^3 * (1,5 + 0,03 * 60\text{cm}) = 8,05$$

Según la norma NEC-SE-HM

$$0,01 \leq \frac{As}{b * h} \leq 0,03$$

$$0,01 \leq \frac{52,16\text{cm}^2}{(60)(60)\text{cm}^2} \leq 0,03$$

$$0,0144 \leq 0,03 \text{ si cumple}$$

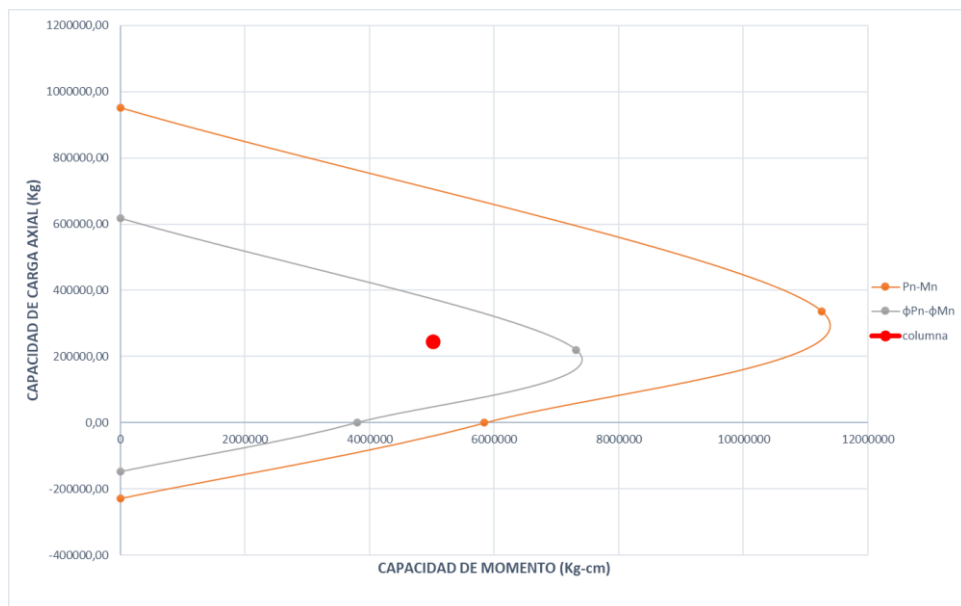


Figura 14. Diagrama de iteración Pu vs Mu para la columna del sistema R=5

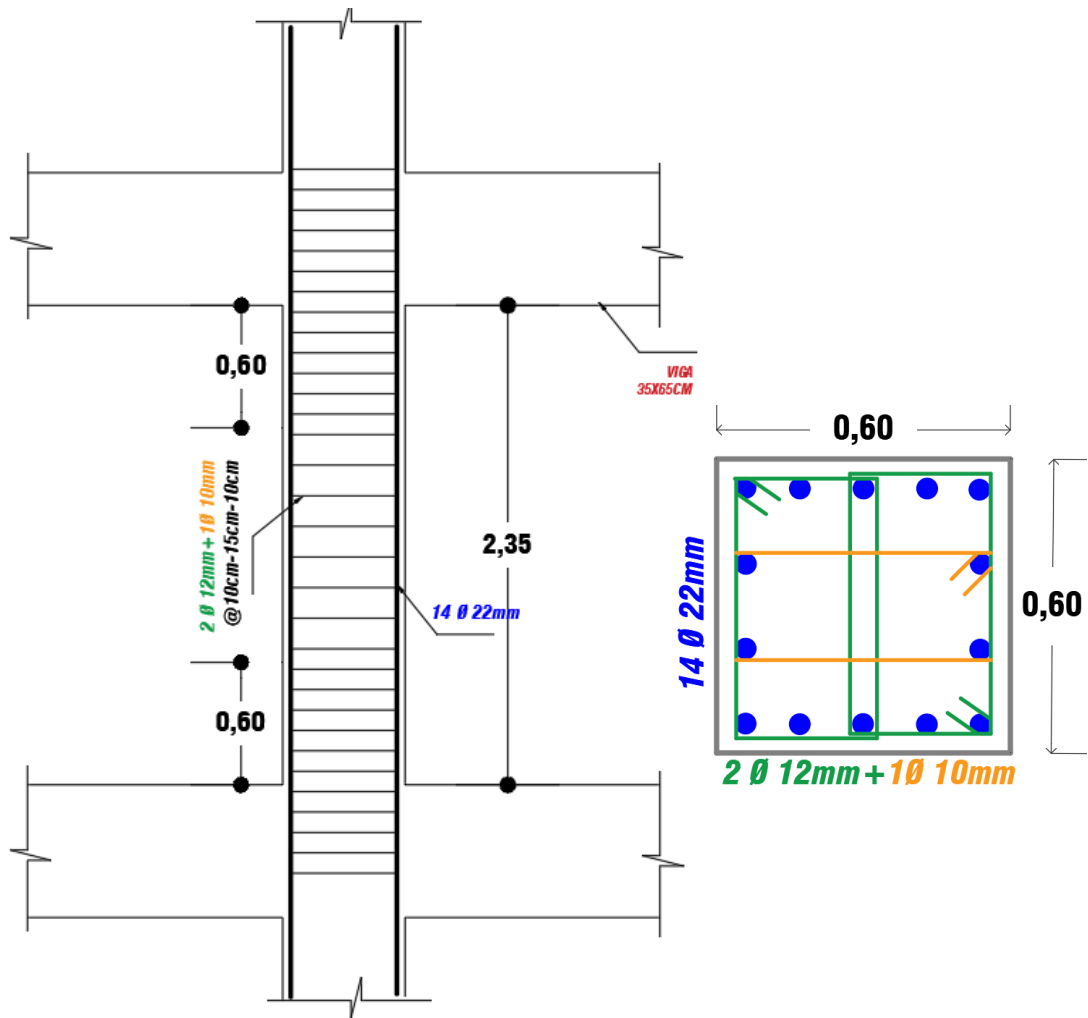


Figura 15. Detalle de Acero transversal y longitudinal de la columna del sistema R=5

CONCLUSIONES

- Estructuras como la estudiada presentan un buen desempeño global, sin embargo, un pre-dimensionamiento de los elementos no es suficiente para mantener a la estructura dentro de lo establecido en la Norma, la variación del factor de reducción de fuerzas sísmicas R solo controla las fuerzas laterales que afectan la estructura y no la capacidad que la estructura tiene de deformarse, el cambio de $R=8$ a $R=5$ presentó solo cambio de rigidez al sistema para mantenerlo dentro de los lineamientos de la NEC-15.
- Los elementos fueron prediseñados a partir de la norma NEC-15 y el código ACI capítulo 18, el sistema analizado de $R=8$ y $R=5$ tiene la misma sección en estado crítico sin embargo la sección del acero resulta diferente debido a los momentos que están sometidas cada una con una variación del 2,3% de su capacidad de resistencia, las columnas debido a la acción sísmica tienden a dirigirse hacia la zona a falla en compresión sin embargo, el modelo es óptimo debido a que se comprobó que la viga cede primero.
- Ecuador es un país con alta sismicidad, la estructura analizada se proyectó hacia una zona en donde se pueda analizar su capacidad máxima dando a conocer la importancia de seguir paso a paso la normativa de construcción en donde se asegure que la estructura es capaz de resistir un evento severo sin poner en riesgo la vida de la comunidad.

RECOMENDACIONES

- Es necesario proveer a las estructuras de un buen sistema constructivo y de requerimientos de ductilidad para un buen desempeño sísmico, lo cual se consigue a partir de una proporción de elementos tal que la carga lateral producida por el sismo pueda ser redistribuida en caso del fallo de uno de ellos y así evitar en el peor de los casos el colapso de la edificación.
- Las estructuras deben ser dimensionadas y detalladas de manera que las acciones seleccionadas en el diseño de los elementos permitan garantizar que puedan alcanzar la resistencia adecuada, por lo tanto, se debe utilizar una cantidad y una distribución de acero de refuerzo transversal adecuada que evite que los fallos en el sistema estructural sean por esfuerzos de cortante, además de tener en cuenta que el diseño estará basado “columna fuerte-viga débil”
- En caso de tener estructuras arquitectónicamente irregulares o con poca redundancia, se debe escoger un método de diseño aplicando penalizaciones según sea el caso, evitando así que la estructura tenga una respuesta diferente en el campo respecto al modelado en software, es aconsejable una combinación de elementos suficientes que tengan resistencia óptima a la vez que haya una rigidez adecuada que mantengan la estructura con un buen comportamiento ante un evento sísmico.

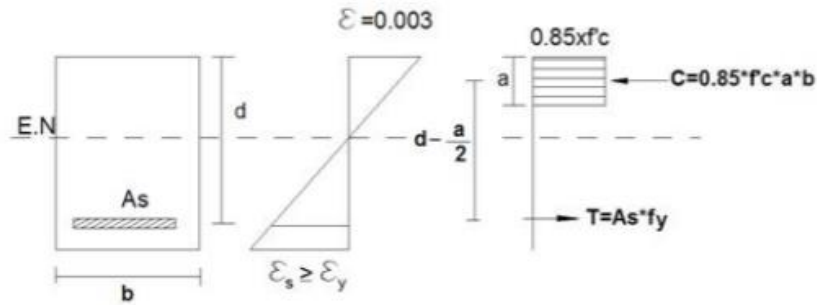
BIBLIOGRAFÍA

- Barragán Subía, A. A. (2019). *Diseño y análisis de la estructura de un edificio de Hormigón armado de 20 pisos situado en zona de alto riesgo sísmico*. Universitat Politècnica de Catalunya. <http://hdl.handle.net/2117/169271>
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. <http://hdl.handle.net/2117/93542>
- Comité ACI 318. (2019). *Código ACI 318-19. Requisito de Reglamento Para Concreto Estructural*, 1–688.
- González, H., Indira, R., Pírela, R., Alejandro, A., Garrido, U., & David, R. (2016). ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA Y DAÑO GLOBAL DE DOS EDIFICIOS IRREGULARES DE CONCRETO ARMADO. *Revista Multidisciplinaria Del Consejo de Investigación de La Universidad de Oriente*, 28(2), 2–19.
<https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=4277/427749623010>
- Ing. Fabricio Yépez Moya, Ph. D., & Ing. Marcelo Guerra, M. Sc. , M. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*.
- J.C. Vielma, A.H. Barbat, & S. Oller. (2011). *Proyecto sismoresistente de estructuras porticadas* (A.H. Barbat, Ed.). CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA .
https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/21172/Monografia_IS%20Vielma,%20Barbat,%20Oller,%202011.pdf
- Manosalvas Katherine, & Tarapues Jorge. (2017). *Análisis comparativo de las derivas de piso, para edificaciones de 3, 6 y 9 pisos entre un sistema de muros confinados con m2 y un sistema aporticado*. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/13272>
- MARTÍNEZ HERRERA, M. A. (2016). *FALLAS USUALES EN GUAYAQUIL EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN, CAUSAS Y SOLUCIONES*. <https://docplayer.es/83449932-Universidad-catolica-de-santiago-de-guayaquil.html>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo-resistente.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción , CARGAS (NO SÍSMICAS) 1 (2014).
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec>
- Pinoargote Rovello, V. A. (2014). *VERIFICACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICO R, PARA EL ANÁLISIS INELÁSTICO DE HORMIGÓN ARMADO DE ACUERDO AL NEC-11*.
<http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/1332>
- R. Aguiar. (2007). *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte* (A.H. Barbat, Ed.).
<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/28502/MIS58.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

R. PARK, & T. PAULAY. (1998). *Estructuras de Concreto Reforzado* (Primera edición, Vol. 1). EDITORIAL LIMUSA, S.A. de C.V.

Tena, A., Cortés, J., & Godínez, E. (2016). IMPACTO DE LA REDUNDANCIA ESTRUCTURAL EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO. *“Economía y Desarrollo”, Universidad de La Habana, Revistas Académicas, 17(6)*.
<https://doi.org/10.23878/alternativas.v17i3.227>

Anexo 1 VERIFICACIÓN DE CALCULOS PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN DEL SISTEMA R=8



$$C = T$$

$$0,85 * f'c * b * a = As * fy$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$Mu = \Phi Mn$$

$$Mn = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = As * fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = \Phi * As * fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Reemplazando la ecuación de “a” en la ecuación de Mn

$$As = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0,85 * f'c * b * d}{fy} \right)^2 - \left(\frac{1,7 * f'c * b * Mu}{\Phi * fy^2} \right)}$$

Donde se puede considerar:

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$As = k - \sqrt{(k)^2 - \left(\frac{2 * 0,85 * f'c * b * Mu}{\Phi * fy^2} \right)}$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * k * d * fy}} \right)$$

R=8	Momento de diseño – tonf-m	Momento de diseño + tonf-m	Refuerzo de momento + cm ²	Refuerzo de momento – cm ²	Refuerzo mínimo requerido cm ²	Acero de refuerzo requerido cm ²
Superior (+2 ejes)	-25,77		0	12,02	7	12,02
Inferior (-2 ejes)		13,68	6,19	0	7	7

$$Mu = 25,77 \text{ ton.m} = 252717,37 \text{ N.m}$$

F'c y Fy en N/m²

$$F'c = 240 \text{ kg/cm}^2 = 23,54 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 412,08 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\Phi = 0,9$$

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$k = \frac{0,85 * 23,54 \times 10^6 \text{ N/m}^2 * 0,35 * 0,6}{412,08 \times 10^6 \text{ N/m}^2} = 0,0102 \text{ m}^2$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * k * d * fy}} \right)$$

$$As = 0,0102 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 252717,37 \text{ N.m}}{0,9 * 0,0102 * 0,6 * 412,08 \times 10^6 \text{ N/m}^2}} \right)$$

$$As = 0,001207 \text{ m}^2 = 12,07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{12,07 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 60 \text{ cm}} = 0,00574$$

Requerimiento mínimo de acero en flexión ACI sección 9.6.1.2 Asmin

$$Asmin = \frac{1,4}{fy} b_w d$$

$$Asmin = \frac{1,4}{412,08} (0,35)(0,6) = 7,134 \text{ cm}^2$$

$$As < Asmin = 12,07 \text{ cm}^2 < 7,134 \text{ cm}^2 \text{ cumple}$$

Cuantía máxima en zonas sísmicas (comparación)

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

Con $\beta_1=0,85$ (ACI 22.2.2.4.3)

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{23,54 \text{ MPa}}{412,08 \text{ MPa}} * \frac{0,003}{\frac{412,08 \text{ MPa}}{200055,66 \text{ MPa}} + 0,003} = 0,02447$$

$$\rho_{max} = 0,5\rho_b$$

$$\rho_{max} = 0,5(0,02447) = 0,0122$$

$$\rho_b < \rho_{max} = 0,00574 < 0,0122 \text{ *cumple*}$$

- **CORTANTE**

$$V_n = V_c + V_s$$

$$M_n^- = 25,77$$

$$M_n^+ = 13,689$$

$$W_u = 4,84 \text{ ton.m}$$

Sección de cara de columna derecha

$$\sum M_{pr}^+ + M_{pr}^- = 1,25(25,77 + 13,68) = 49,31 \text{ ton.m}$$

Cortante isostático

$$V_{iso} = \frac{W_u * l_n}{2} = \frac{4,84 \text{ ton.m} * 5\text{m}}{2} = 12,1 \text{ ton}$$

$$V_E = \frac{\sum M_{pr}}{l_n} = \frac{49,31 \text{ ton.m}}{5\text{m}} = 9,86 \text{ ton}$$

$$V_e = V_{iso} + V_E = 12,1\text{ton} + 9,86 = 21,96 \text{ ton}$$

$$V_c = 0$$

$$\Phi = 0,75$$

$$S = 10\text{cm con } \Phi = 10\text{mm}$$

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d}{s}$$

$$V_s = \frac{1,58\text{cm}^2 * 4,2\text{ton/cm}^2 * 60\text{cm}}{10\text{cm}} = 39,81\text{ton}$$

$$\Phi V_n = \Phi V_s = 0,75(39,81) = 29,86 \text{ ton}$$

$$\Phi V_n > V_e = 29,86 > 21,96 \text{ si cumple}$$

Estribos de $\Phi 10\text{mm}$ de 2 ramas

Fuera de la zona 2H

con $\Phi = 10\text{mm}$

$s = 20\text{cm}$

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d}{s}$$

$$V_s = \frac{1,58\text{cm}^2 * 4,2\text{ton/cm}^2 * 60\text{cm}}{20\text{cm}} = 19,9\text{ton}$$

$$\Phi V_s = 0,75(19,9) = 14,92\text{ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi(0,53\sqrt{f'c})(bw * d)$$

$$\Phi V_c = 0,75 \left(0,53 \sqrt{\frac{240\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) (60 * 35)\text{cm} = 12,93 \text{ ton}$$

$$\Phi V_n = 14,92 + 12,93 = 27,85 \text{ ton}$$

1 estribo de $\Phi = 10\text{mm}$ cada 20cm

- REVISIÓN DE TORSIÓN

$$T_u \leq T_{cr}$$

$$T_u \leq \lambda \Phi \sqrt{f'c} \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right)$$

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

$\Phi * T_u$ tonf-m	Tth tonf-m	Tcr tonf-m	Area A_c m ²	Perimeter, p_h m	Rebar A_s/s m ² /m	Rebar A_s cm ²
0,1558	0,7973	3,189	0,1245	1,8444	0	0

$$T_u < T_{cr}$$

No se requiere refuerzo a torsión

Anexo 2. VERIFICACIÓN DE CALCULOS PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN DEL SISTEMA R=5

$$C = T$$

$$0,85 * f'c * b * a = As * fy$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$Mu = \Phi Mn$$

$$Mn = T(d - \frac{a}{2})$$

$$Mn = As * fy(d - \frac{a}{2})$$

$$Mn = \Phi * As * fy(d - \frac{a}{2})$$

Reemplazando la ecuación de “a” en la ecuación de Mn

$$As = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}\right)^2 - \left(\frac{1,7 * f'c * b * Mu}{\Phi * fy^2}\right)}$$

Donde se puede considerar:

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$As = k - \sqrt{(k)^2 - \left(\frac{2 * 0,85 * f'c * b * Mu}{\Phi * fy^2}\right)}$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * k * d * fy}}\right)$$

R=5	Momento de diseño - tonf-m	Momento de diseño + tonf-m	Refuerzo de momento + cm ²	Refuerzo de momento - cm ²	Refuerzo mínimo requerido cm ²	Acero de refuerzo requerido cm ²
Superior (+2 ejes)	-33,75		0	16,42	6,88	16,42
Inferior (-2 ejes)		16,88	7,84	0	6,88	7,84

Mu= 33,75 ton.m = 330974,43 N.m

F'c y Fy en N/m²

F'c= 240 kg/cm² = 23,54 x 10⁶ N/m²

Fy= 4200 kg/cm² = 412,08 x 10⁶ N/m²

Φ=0,9

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

$$k = \frac{0,85 * 23,54 \times 10^6 \text{ N/m}^2 * 0,35 * 0,6}{412,08 \times 10^6 \text{ N/m}^2} = 0,0102 \text{ m}^2$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * k * d * fy}} \right)$$

$$As = 0,0102 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 330974,43 \text{ N.m}}{0,9 * 0,0102 * 0,6 * 412,08 \times 10^6 \text{ N/m}^2}} \right)$$

$$As = 0,001615 \text{ m}^2 = 16,15 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{16,15 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 60 \text{ cm}} = 0,00769$$

Requerimiento mínimo de acero en flexión ACI sección 9.6.1.2 As_{min}

$$As_{min} = \frac{1,4}{fy} b_w d$$

$$As_{min} = \frac{1,4}{412,08} (0,35)(0,6) = 7,134 \text{ cm}^2$$

$$As < As_{min} = 16,15 \text{ cm}^2 < 7,134 \text{ cm}^2 \text{ **cumple**}$$

Cuantía máxima en zonas sísmicas (comparación)

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0,003}{\frac{fy}{Es} + 0,003}$$

Con $\beta_1=0,85$ (ACI 22.2.2.4.3)

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{23,54 \text{ MPa}}{412,08 \text{ MPa}} * \frac{0,003}{\frac{412,08 \text{ MPa}}{200055,66 \text{ MPa}} + 0,003} = 0,02447$$

$$\rho_{max} = 0,5 \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0,5(0,02447) = 0,0122$$

$$\rho_b < \rho_{max} = 0,0077 < 0,0122 \text{ **cumple**}$$

- **CORTANTE**

$$V_n = V_c + V_s$$

$$Mn^- = 33,75$$

$$Mn^+ = 16,88$$

$$Wu = 4,84 \text{ ton.m}$$

Sección de cara de columna derecha

$$\sum Mpr^+ + Mpr^- = 1,25(33,75 + 16,88) = 63,28 \text{ ton.m}$$

Cortante isostático

$$V_{iso} = \frac{Wu * ln}{2} = \frac{4,84 \text{ ton.m} * 5m}{2} = 12,1 \text{ ton}$$

$$VE = \frac{\sum Mpr}{ln} = \frac{63,28 \text{ ton.m}}{5m} = 12,66 \text{ ton}$$

$$Ve = V_{iso} + VE = 12,1 \text{ ton} + 12,66 = 24,76 \text{ ton}$$

$$Vc = 0$$

$$\Phi = 0,75$$

$$S = 10 \text{ cm con } \Phi = 10 \text{ mm}$$

$$Vs = \frac{As * fy * d}{s}$$

$$Vs = \frac{1,58 \text{ cm}^2 * 4,2 \text{ ton/cm}^2 * 60 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 39,81 \text{ ton}$$

$$\Phi Vn = \Phi Vs = 0,75(39,81) = 29,85 \text{ ton}$$

$$\Phi Vn > Ve = 29,85 > 24,86 \quad \text{si cumple}$$

Estribos de $\Phi 10 \text{ mm}$ de 2 ramas

Fuera de la zona 2H

con $\Phi=10\text{mm}$

$s=20\text{cm}$

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d}{s}$$

$$V_s = \frac{1,58\text{cm}^2 * 4,2\text{ton/cm}^2 * 60\text{cm}}{20\text{cm}} = 19,9\text{ton}$$

$$\Phi V_s = 0,75(19,9) = 14,92\text{ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi(0,53\sqrt{f'c})(bw * d)$$

$$\Phi V_c = 0,75 \left(0,53 \sqrt{\frac{240\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) (60 * 35)\text{cm} = 12,93 \text{ ton}$$

$$\Phi V_n = 14,92 + 12,93 = 27,85 \text{ ton}$$

1 estribo de $\Phi=10\text{mm}$ cada 20cm

$\Phi V_s \text{ provisto} > V_u$ **si cumple**

- REVISIÓN DE TORSIÓN

$$T_u \leq T_{cr}$$

$$T_u \leq \lambda \Phi \sqrt{f'c} \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right)$$

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

ΦT_u tonf-m	T_{th} tonf-m	T_{cr} tonf-m	Area A_c m ²	Perimeter, p_h m	Rebar A_s/s cm ² /m	Rebar A_s cm ²
0,1262	0,7973	3,189	0,1245	1,8444	0	0

$$T_u < T_{cr}$$

No se requiere refuerzo a torsión

Anexo 3. VERIFICACIÓN DE CÁLCULOS DE DETALLE DE ACERO EN COLUMNAS

- COLUMNAS

ACERO TRANSVERSAL

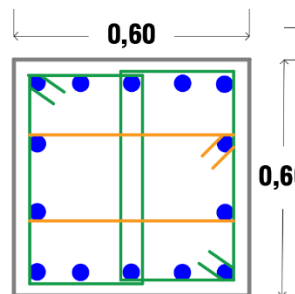
$$F'c=240 \text{ kg/cm}^2 \quad bc1=Hc-2Cc= 52\text{cm}$$

$$Fy=4200 \text{ kg/cm}^2 \quad bc2=Bc-2Cc=52\text{cm}$$

$$Cc=4\text{cm}$$

$$Bc=60\text{cm}$$

$$Hc=60\text{cm}$$



$$0,3 \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \left(\frac{f'c}{fy} \right)$$

$$\frac{Ag}{Ach} - 1 = \frac{60 \times 60}{52 \times 52} - 1 = 1,33 - 1 = 0,33 * 0,3 = 0,099$$

$$0,099 * \frac{240}{4200} = 0,005657$$

Ambas direcciones

$$\frac{As}{S} = 0,005657 * 52 = 0,29\text{cm}$$

Longitud L_o debe ser mayor de:

$$Hc=60\text{cm}$$

Espaciamiento máximo S dentro de L_o

$$Bc/4= 15\text{cm}$$

$$6db= 6(2,2) =13,2\text{cm}$$

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - hx}{3} \right)$$

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - 15,7}{3} \right) = 16,43$$

Utilizando un S=10cm

$$A_s = 0,005657 * 52 * 10 = 2,9cm^2$$

2 estribos de $\varnothing 12mm$ en los extremos y un estribo cerrado de $\varnothing 10mm$ cumplen con el requerimiento de área de acero $3,05cm^2$

Fuera de la zona Lo

Se usará el mismo acero especificado espaciado a 15cm y en la zona de traslape se usará la correspondiente a $L_o=10cm$

Especificación del acero de confinamiento

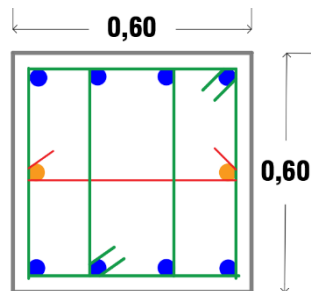
$$F'_c=240 \text{ kg/cm}^2 \quad bc_1=H_c-2C_c= 52cm$$

$$F_y=4200 \text{ kg/cm}^2 \quad bc_2=B_c-2C_c=52cm$$

$$C_c=4cm$$

$$B_c=60cm$$

$$H_c=60cm$$



$$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 = \frac{60 \times 60}{52 \times 52} - 1 = 1,33 - 1 = 0,33 * 0,3 = 0,099$$

$$0,099 * \frac{240}{4200} = 0,005657$$

Ambas direcciones

$$\frac{A_s}{S} = 0,005657 * 52 = 0,29cm$$

Longitud L_o debe ser mayor de:

$$H_c=60cm$$

Espaciamiento máximo S dentro de L_o

$$B_c/4 = 15\text{cm}$$

$$6d_b = 6(2,2) = 13,2\text{cm}$$

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$$

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - 22,6}{3}\right) = 16,43$$

Utilizando un $S=10\text{cm}$

$$A_s = 0,005657 * 52 * 10 = 2,9\text{cm}^2$$

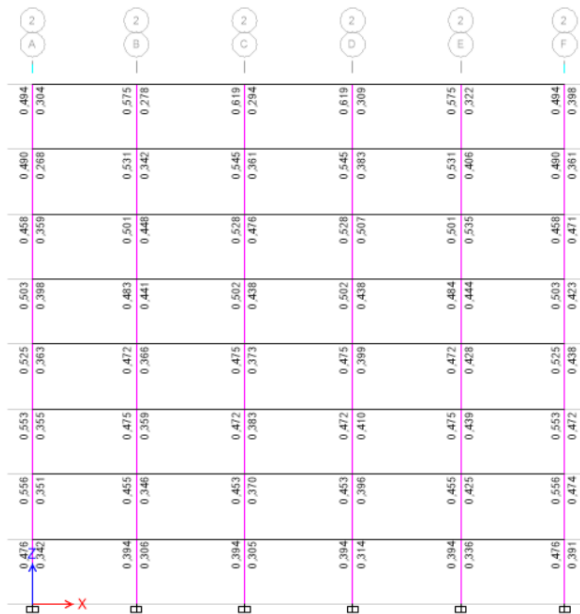
2 estribos de $\varnothing 12\text{mm}$ en los extremos y una vincha de $\varnothing 10\text{mm}$ cumplen con el requerimiento de área de acero $3,05\text{cm}^2$

Fuera de la zona L_o

Se usará el mismo acero especificado espaciado a 15cm y en la zona de traslape se usará la correspondiente a $L_o=10\text{cm}$

Especificación del acero de confinamiento

Anexo 4. CHEQUEO RAPIDO DE COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL



$$\frac{\text{CAPACIDAD DE COLUMNA}}{\text{CAPACIDAD DE VIGA}} \geq 1,2$$

$$\frac{1,2 * \text{CAPACIDAD DE COLUMNA}}{\text{CAPACIDAD DE VIGA}} = 0,394$$

$$\frac{\text{CAPACIDAD DE COLUMNA}}{\text{CAPACIDAD DE VIGA}} = \frac{1,2}{0,394}$$

$$\frac{\text{CAPACIDAD DE COLUMNA}}{\text{CAPACIDAD DE VIGA}} = 3,04 > 1,2$$

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_v$$

Momento en las vigas

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 f_c b}$$

Momento en la columna

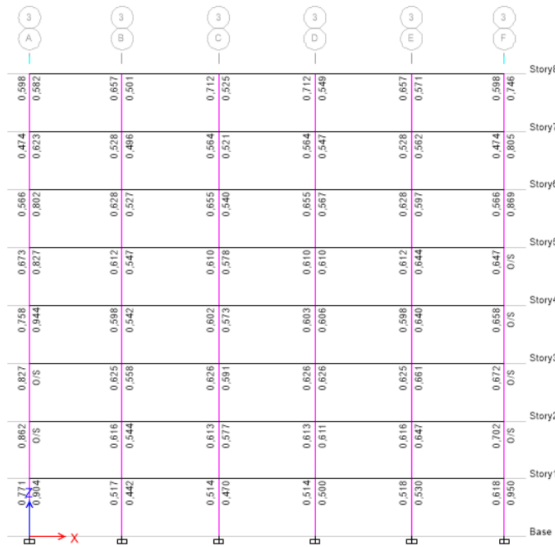
$$M_{c1} = \phi A_s f_y * j * d$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n$$

MOMENTO EN LAS VIGAS	MOMENTO EN LA COLUMNA
10643067,2	2002556,84
10643067,2	1751605,75

$$200 \text{ TON} > 63, \text{TON}$$



$$\frac{\text{CAPACIDAD DE COLUMNA}}{\text{CAPACIDAD DE VIGA}} \geq 1,2$$

$$\frac{1.2 * \text{CAPACIDAD DE COLUMNA}}{\text{CAPACIDAD DE VIGA}} = 0,394$$

$$\frac{\text{CAPACIDAD DE COLUMNA}}{\text{CAPACIDAD DE VIGA}} = \frac{1,2}{0,514}$$

$$\frac{\text{CAPACIDAD DE COLUMNA}}{\text{CAPACIDAD DE VIGA}} = 2,3 > 1,2$$

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_v$$

Momento en las vigas

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 f_c b}$$

Momento en la columna

$$M_{c1} = \phi A_s f_y * j * d$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n$$

MOMENTO EN LA COLUMNA	MOMENTO EN LA VIGA
7162886,4	4869739
7162886,4	875802,9

143,2 TON > 70 TON

Anexo 5. ESPECTRO ELASTICO SEGÚN LA NEC-15

Para la estructura con R=8

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

PARA $0 \leq T \leq T_c$

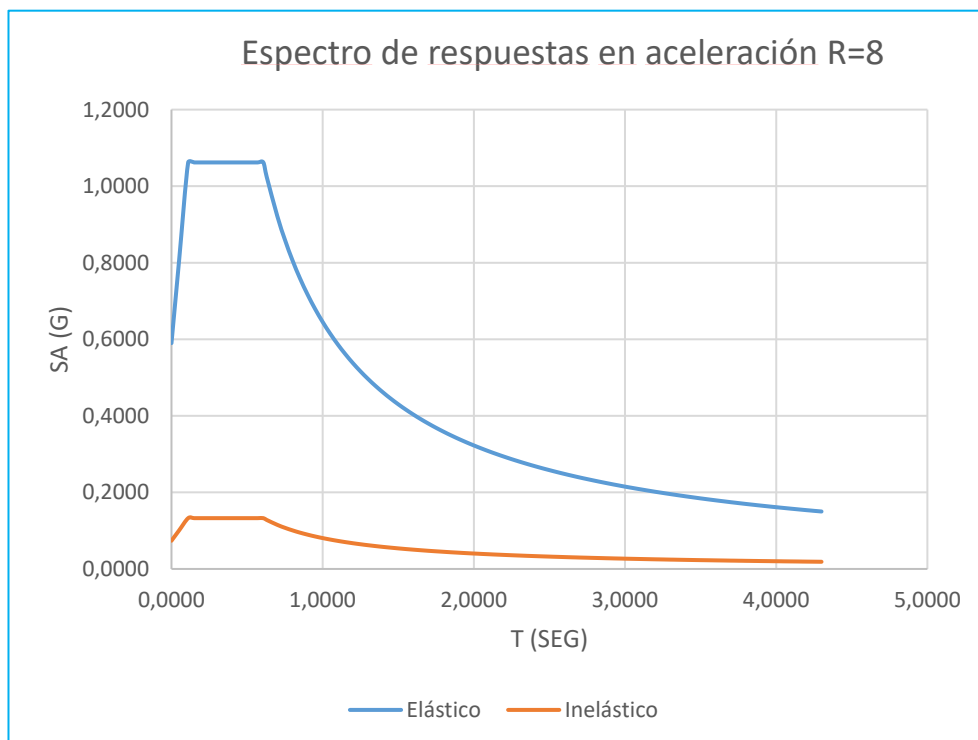
$$S_a = n z F a$$

PARA $T \geq T_c$

$$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = 0,576$$

Sistema de la estructura con R=8



$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

PARA $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = n z F a$$

PARA $T \geq T_c$

$$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = 0,586$$

Sistema de la estructura con R=5

