



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**Influencia de parametros en el método alternativo de diseño
sismo-resistente parte I**

AUTOR:

Macas Espinosa, Iván Rodrigo

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Ing. José Andrés Barros Cabezas, M.Sc.

Guayaquil, Ecuador

15 de septiembre del 2021



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Macas Espinosa, Iván Rodrigo** como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. _____
Ing. José Andrés Barros Cabezas M.Sc.

DECANO DE LA CARRERA

f. _____
Ing. Carlos Chon Díaz, M.Sc.

Guayaquil, a los 15 días del mes de septiembre del año 2021



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Macas Espinosa, Iván Rodrigo**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Influencia de parámetros en el método alternativo de diseño sismo-resistente parte I**, previo a la obtención del título de **ingeniero civil** ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 15 días del mes de septiembre del año 2021

EL AUTOR

f. _____
Macas Espinosa, Iván Rodrigo



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Macas Espinosa, Iván Rodrigo**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Influencia de parámetros en el método alternativo de diseño sismo-resistente parte I**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 15 días del mes de septiembre del año 2021

EL AUTOR:

f. _____

Macas Espinosa, Iván Rodrigo

Reporte URKUND



Urkund Analysis Result

Analysed Document: MACAS_IVAN_FINAL.docx (D112904843)
Submitted: 9/19/2021 2:12:00 PM
Submitted By: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec
Significance: 6 %

Sources included in the report:

TRABAJO DE TITULO DIEGO CALVA.docx (D42647877)
David González final.docx (D98250748)
Tesis Gerardo Dick Pincay Brawn.pdf (D111443155)
<https://docplayer.es/amp/152193616-Departamento-de-ciencias-de-la-tierra-y-la-construccion.html>
<http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/20685/1/T-UCE-0011-ICF-234.pdf>

Instances where selected sources appear:

31



Firmado electrónicamente por:
**CLARA CATALINA
GLAS CEVALLOS**

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios ante todas las cosas por toda la fuerza y sabiduría que me da para guiar mis pasos.

A mis padres Herman (*q.e.p.d*) y Bertha, por ser el ejemplo de perseverancia, por demostrarme con valor y honestidad a salir adelante ante todas las circunstancias de la vida, a su amor infinito e incondicional para sobrellevar todas las cosas.

A mi abuelita María Lucía por el apoyo en toda mi vida y por todas sus enseñanzas.

A mi tutor de tesis el Ing. José Barros M.Sc., por permitirme realizar el trabajo de titulación bajo su supervisión, una persona admirable tanto en mi formación académica como en mi trabajo de titulación.

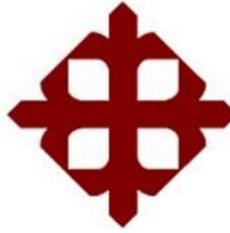
DEDICATORIA

A mis padres Herman (*q.e.p.d*) y Bertha que sin ellos no hubiera logrado esta meta profesional, mamá gracias por esta a mi lado en cada etapa, tu apoyo y entusiasmo que me brindas en seguir adelante en mis propósitos. Papá por el tiempo que estuviste conmigo compartiendo tus experiencias conocimientos y consejos, por tu amor, Gracias.

A mis hermanos Vinicio, Eliana y Sebas quienes con su calor humano me motivaron en cada momento con ahínco para culminar mi carrera.

A Ariana Villao por sus consejos y apoyo incondicional para culminar mi carrera.

A mis maestros por el tiempo y esfuerzo que dedicaron a compartir sus conocimientos, y en especial a mi tutor de Tesis el Ing. José Barros por todo el apoyo brindado para la realización de esta tesis.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

f. _____
Ing. José Andrés Barros Cabezas M.Sc.
TUTOR

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____
Ing. Carlos Chon Díaz, M.Sc.
DECANO DE LA FACULTAD

f. _____
Ing. Guillermo Ponce Vásquez, RE M.Sc.
DOCENTE DE LA CARRERA

f. _____
Ing. Jaime Francisco Hernández Barredo, M.Sc.
OPONENTE

INDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	2
1.1 Introducción	2
1.2 Antecedentes.....	3
1.3 Objetivos.....	4
1.3.1 Objetivo General	4
1.3.2 Objetivos Específicos.....	4
CAPÍTULO II	5
2 Marco Teórico.....	5
2.1 Requerimientos de NEC-15.....	5
2.2 Requisitos de la Normativa ACI 318-19.....	6
2.2.1 Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	6
2.2.2 Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF).....	6
2.2.3 Requerimientos mínimos para vigas (Normativa ACI 318 – 19). 6	
2.2.5 Requerimientos para conexiones o nudos (Normativa ACI 318 – 19) 15	
2.3 Cargas en la estructura	16
2.3.1 Cargas muertas	16
2.3.2 Cargas vivas	17
2.3.3 Cargas Sísmicas.....	17
2.3.4 Espectro de respuesta	17
CAPÍTULO III	19
3 Metodología	19
3.1 Descripción y configuración de la estructura	19
3.2 Materiales.....	21
3.3 Sistema Estructural	21
3.4 Cargas.....	22
3.4.1 Cargas Vivas.....	22
3.4.2 Cargas Muertas	22
3.4.3 Cargas Sísmicas.....	23
3.5 Combinaciones de Carga	27
3.6 Modelo Matemático	27
3.7 Resultados de los análisis de superposición modal	28
3.7.1 Dimensiones de los elementos	28

3.7.2 Periodos de las estructuras.....	29
3.7.3 Modo de vibración y participación de masas	30
3.7.4 Derivas de piso	32
3.8 Resumen de detalle estructural	33
3.8.1 D1-R8-Ia: Diseño de elementos estructurales	35
3.8.2 D2-RQ1-Ia: Diseño de elementos estructurales.....	35
3.8.3 D3-RQ1-Ig: Diseño de elementos estructurales.....	36
3.8.4 D4-RQ1-Ia: Diseño de elementos estructurales.....	36
3.8.5 D5-RQ2-Ia: Diseño de elementos estructurales.....	37
CAPÍTULO IV.....	38
4 Resultados	38
4.1 Áreas de los elementos estructurales.....	38
4.2 Cantidad de materiales.....	40
4.3 Relación Acero/Hormigón.....	41
4.4 Interpretación y comparación de modelos con inercia gruesa e inercia agrietada.....	41
4.5 Interpretación y comparación de modelos con respecto a los factores de sobrerresistencia	42
4.6 Interpretación y comparación de modelos respecto al nivel de detalle entre pórtico SMF e IMF.	42
CAPÍTULO V.....	44
5 Conclusiones y Recomendaciones.....	44
Bibliografía	46
ANEXO 1	47
ANEXO 2	57

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido.	7
Ilustración 2. Refuerzo Longitudinal. Pórticos Especiales (Vigas y Columnas Parecidas).....	8
Ilustración 3. Refuerzo Transversal. Pórticos Especiales (Vigas y Columnas Parecidas).....	9
Ilustración 4. Pórticos Intermedios (Vigas Descolgadas).	9
Ilustración 5. Estribos cerrados de confinamiento superpuesto e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de refuerzo longitudinal restringidas.	10
Ilustración 6. Cortante de diseño para vigas y columnas.	11
Ilustración 7. Requerimientos mínimos de Columnas.	12
Ilustración 8. Detalle de Resistencia a Flexión.....	13
Ilustración 9. Refuerzo Longitudinal (Vigas y Columnas Parecidas).....	13
Ilustración 10. Pórticos Especiales e Intermedios (Vigas y Columnas Parecidas - Vigas Descolgadas).....	15
Ilustración 11. Cargas a usar en la estructura.....	17
Ilustración 12. Espectro sísmico elástico de aceleración para representación del sismo de diseño.	18
Ilustración 13. Elevación del pórtico en el sentido "Y".....	19
Ilustración 14. Elevación del pórtico en el sentido "X".....	20
Ilustración 15. Vista en planta de la estructura.	20
Ilustración 16. Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas y Concentradas.	22
Ilustración 17. Sección transversal de losa en una dirección.....	23
Ilustración 18. Clasificación de los perfiles de suelo.	24
Ilustración 19. Curva de peligro sísmico para la ciudad de Guayaquil.	24
Ilustración 20 Tipo de suelo y factores de sitio F_a	25
Ilustración 21. Tipo de Suelo y factores de sitio F_d	25
Ilustración 22. Tipo de suelo y factores de sitio F_s	26
Ilustración 23. Espectros de respuesta para modelos estructurales.	26
Ilustración 24. Derivas de entrepiso eje X-X.	32
Ilustración 25. Derivas de entrepiso eje Y-Y.	33

Ilustración 26. Vista en planta de estructura especificando la ubicación de las vigas, en azul vigas cargadoras, en morado vigas de amarre.	34
Ilustración 27. Comparación de las áreas de las vigas con mayor demanda de la estructura, eje "X".....	38
Ilustración 28. Comparación de las áreas de las vigas con mayor demanda de la estructura, eje "Y".....	39
Ilustración 29. Comparación de las áreas de las columnas con mayor demanda de la estructura.	39
Ilustración 30. Comparación entre volúmenes de hormigón.	40
Ilustración 31. Comparación de kilos de acero de cada modelo.	40
Ilustración 32. Relación acero/hormigón del pórtico en el eje "Y".	41
Ilustración 33. Detalle de columna Modelo D1-R8-la.....	47
Ilustración 34. Detalle de viga de Modelo D1-R8-la.....	48
Ilustración 35. Detalle de columna Modelo D2-R1-la.....	49
Ilustración 36. Detalle de viga de Modelo D2-R1-la.....	50
Ilustración 37. Detalle de columna de Modelo D3-R1-lg.....	51
Ilustración 38. Detalle de viga de Modelo D3-R1-lg.....	52
Ilustración 39. Detalle de columna de Modelo D4-R1-la.....	53
Ilustración 40. Detalle de viga de Modelo D4-R1-la.....	54
Ilustración 41. Detalle de columna de Modelo D5-R2-la.....	55
Ilustración 42. Detalle de viga de Modelo D5-R2-la.....	56
Ilustración 43. Diagrama de Interacción Modelo D1-R8-la.....	59

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resumen de los distintos niveles de desempeño esperados por la NEC-15.	5
Tabla 2. Resistencia nominal del nudo a cortante V_n	16
Tabla 3. Cargas muertas consideradas en el modelo.	23
Tabla 4. Parámetros de los modelos estructurales.	27
Tabla 5. Dimensiones de elementos a usar en modelo 1, pórtico SMF.	28
Tabla 6. Dimensiones de elementos a usar en modelo 2, pórtico SMF.	28
Tabla 7. Dimensiones de elementos a usar en modelo 3, pórtico SMF.	28
Tabla 8. Dimensiones de elementos a usar en modelo 4, pórtico IMF.	29
Tabla 9. Dimensiones de elementos a usar en modelo 5, pórtico SMF.	29
Tabla 10. Resumen de periodos de los cinco modelos propuestos.	29
Tabla 11. Resumen de periodos modelo 1 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa.	30
Tabla 12. Resumen de periodos modelo 2 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa.	30
Tabla 13. Resumen de periodos modelo 2 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa.	31
Tabla 14. Resumen de periodos modelo 4 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa.	31
Tabla 15. Resumen de periodos modelo 5 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa.	32
Tabla 16. Resumen del diseño de elementos estructurales, modelo 1 edificio SMF.	35
Tabla 17. Resumen del diseño de elementos estructurales, modelo 2 edificio SMF.	35
Tabla 18. Resumen del diseño de elementos estructurales, modelo 3 edificio SMF.	36
Tabla 19. Resumen del diseño de elementos estructurales, modelo 4 edificio IMF.	36
Tabla 20. Resumen de diseño de elementos estructurales, modelo 5 edificio SMF.	37
Tabla 21. Diseño de Vigas de Modelo D1-R8-Ia.	57

Tabla 22. Criterio Columna Fuerte - Viga Debil D1-R8-la	58
Tabla 23. Diseño de Columna Modelo D1-R8-la	59
Tabla 24. Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D1-R8-la.....	60
Tabla 25. Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D2-R1-la.....	61
Tabla 26. Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D3-R1-Ig.....	62
Tabla 27. Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D4-R1-la.....	63
Tabla 28. Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D5-R2-la.....	64

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se realiza la comparación del comportamiento de cinco edificios los cuales tienen diferentes parámetros de diseño y tipologías estructurales. Se realiza un modelo en base a un sismo de diseño con un periodo de retorno (T_r) de 475 años y cuatro modelos en base a un nuevo método basado en un sismo con un periodo de retorno de 43 años. Todos los modelos cumplen los lineamientos de la Normativa ACI-318-19 siguiendo los detalles de pórticos especiales resistentes a momentos (SMF) y pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF). Un modelo cumple con el lineamiento propuesto por la NEC-15 con una deriva admisible del 2% y los otros modelos se limitan a una deriva del 0.5%. Con los resultados de los diseños, se calculan las áreas, cantidades de materiales (hormigón y acero) y se comparan. Se deja abierto el tema para, en una segunda entrega, se revise el desempeño esperado para cada uno de los modelos propuestos.

Palabras clave: Sismo de diseño, sismo de servicio, derivas, pórticos SMF, pórticos IMF, factor de sobrerresistencia.

ABSTRACT

In this degree work, a comparison of the behavior of five buildings with different design parameters and structural typologies is carried out. One model is based on a design earthquake with a return period (T_r) of 475 years and four models are based on a new method based on an earthquake with a return period of 43 years. All models comply with the guidelines of ACI-318-19 following the details of special moment resisting frames (SMF) and intermediate moment resisting frames (IMF). One model complies with the NEC-15 guidelines with a 2% allowable drift and the other models are limited to 0.5% drift. With the results of the designs, areas, quantities of materials (concrete and steel) are calculated and compared. The topic is left open for a second installment to review the expected performance for each of the proposed models.

Key words: Design earthquake, serviceability earthquake, drifts, SMF portal frames, IMF portal frames, over-resistance factor.

CAPÍTULO I

1.1 Introducción

En la actualidad el Ecuador tiene un gran dilema con respecto al comportamiento de la estructuras durante un sismo, ya que las edificaciones en muchos casos no fueron construidas correctamente ni cumplen los lineamientos que proponen las normativas de diseño, por otra parte en la región costa se suma la mala calidad del suelo que afecta a la vulnerabilidad sísmica, A esto se le agrega que aun así cumpliendo lo que estipula la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC-15) las edificaciones en muchos casos no siempre garantiza un nivel adecuado de seguridad (González, 2021).

Según la NEC-15 al diseñar una estructura se debe considerar un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años y reducir las fuerzas obtenidas por un factor de reducción (R), aun así, cumpliendo de manera correcta lo que diga la norma no es una condición suficiente para cumplir los niveles de desempeño que propone la misma (Barros & Santa-María, 2019).

En el presente trabajo se procede a evaluar la propuesta del método alternativo para el diseño sismorresistente de estructuras, propuesto por Barros & Santa-María (2019). Se han realizado cuatro diseños para un sismo de servicio con un periodo de retorno de 43 años con diferentes parámetros y que cumplan lo que solicita la ACI-318 y se lo comparará con los requerimientos típicos de la normativa.

1.2 Antecedentes

La Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente, “NEC-15”, establece diferentes niveles de desempeño permitido en estructuras sismo-resistentes, en que se definen requisitos de prevención de daños estructurales y prevención de colapso, ante la posible ocurrencia de sismos frecuentes, raros y muy raros.

Para realizar el análisis de una estructura, la mencionada norma define un factor “R” de reducción de fuerza lateral, el mismo que depende del sistema estructural usado. Luego se analiza la estructura mediante un modelo matemático lineal elástico. Las deformaciones laterales inelásticas se estiman amplificando las deformaciones obtenidas del modelo por un factor “Cd”.

Existe gran incertidumbre tanto por el uso de modelos lineales para predecir comportamientos de estructuras que entrarán en un rango no lineal, así como también, al diseñar para un sismo de recurrencia de 475 años, en donde no se tiene la certeza de que se van a cumplir los criterios de desempeño establecidos para los sismos frecuentes.

Se ha propuesto un método alternativo para el diseño sismo-resistente de estructuras, en que la demanda se estima a partir de un espectro de aceleraciones correspondiente a un periodo de retorno en que se debiera esperar un nivel de desempeño de operación inmediata (Barros, 2019). Este procedimiento asegura la funcionalidad continua durante un evento de baja intensidad, y permite mantener la probabilidad de colapso de la estructura frente a un sismo muy raro, en valores muy bajos. Sin embargo, las exigencias del método dan como resultado estructuras con costos elevados (González, 2021; Calva, 2018). En el presente trabajo de investigación, se propone evaluar cómo afectan los límites de diseño (por ejemplo, deriva máxima admisible, inercias agrietadas, detalles especiales/intermedios) en los costos de la estructura. En una segunda parte (trabajo futuro), se evaluarán las estructuras por medio de análisis no-lineales para establecer el desempeño que logren.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar la influencia de los distintos límites de diseño en los resultados del diseño estructural, en términos de cantidades de obra.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Evaluar la influencia de analizar considerando la inercia gruesa o agrietada para el sismo correspondiente a un período de retorno de 43 años (sismo de servicio).
- Evaluar la influencia del factor de sobre-resistencia en el diseño estructural usando el criterio de sismo de servicio.
- Evaluar la influencia del nivel de detalle (especial o intermedio) en el diseño estructural.

CAPÍTULO II

2 Marco Teórico

2.1 Requerimientos de NEC-15

La NEC-15 nos indica que las estructuras con capacidad estándar deben soportar desplazamientos adyacentes inducidos por el sismo de diseño, dando resultados de respuesta inelástica, ductilidad y resistencia. Mitigando la pérdida de vidas y materiales se trabaja siguiendo una misma guía comprobando el nivel de seguridad de la estructura.

Los objetivos de la NEC-15 van variar con respecto a la magnitud del sismo, en estructuras de servicio estándar las entidades de desempeño según esta son: (Construcción, 2015)

- Se previenen daños en elementos estructurales y no estructurales, ante los sismos frecuentes de baja aceleración.
- Contrarrestar daños estructurales y no estructurales ante terremotos moderados.
- Impedir el colapso ante posibles terremotos severos que puedan ocurrir en pocas ocasiones, intentando salvaguardar las vidas.

Tabla 1

Resumen de los distintos niveles de desempeño esperados por la NEC-15.

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015).

Estos objetivos se los logran al diseñar las estructuras con parámetros como los siguientes:

- Capacidad de resistir fuerzas
- Lograr derivas inelásticas menores a las máximas permisibles

- Disipación de energía de deformación inelástica, usando técnicas de diseño por capacidad

2.2 Requisitos de la Normativa ACI 318-19

Se encuentran diferentes requerimientos dentro de la Normativa ACI 318-19, estos dependerán del sistema estructural sismo-resistente a utilizar ya sean marcos resistentes a momento especiales, ordinarios o intermedios, términos establecidos de acuerdo al nivel de capacidad de deformación.

En el presente trabajo de titulación se analizaron cuatro modelos de pórticos. Tres de ellos son pórticos especiales resistentes a momento (SMF) y uno, pórtico intermedio resistente a momento (IMF).

2.2.1 Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)

Los pórticos intermedios resistentes a momento son lo que poseen capacidad de deformación o disipación de energía moderada. Bajo este requerimiento la estructura se diseña con un factor de respuesta menor a los pórticos especiales el cual permite que las deformaciones inelásticas se presenten principalmente en las vigas.

2.2.2 Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)

Los pórticos especiales resistentes a momento son lo que poseen la mayor capacidad de deformación o disipación de energía. Bajo este requerimiento la estructura se diseña con un factor de respuesta elevado el cual permite que sea dúctil y estable.

2.2.3 Requerimientos mínimos para vigas (Normativa ACI 318 – 19)

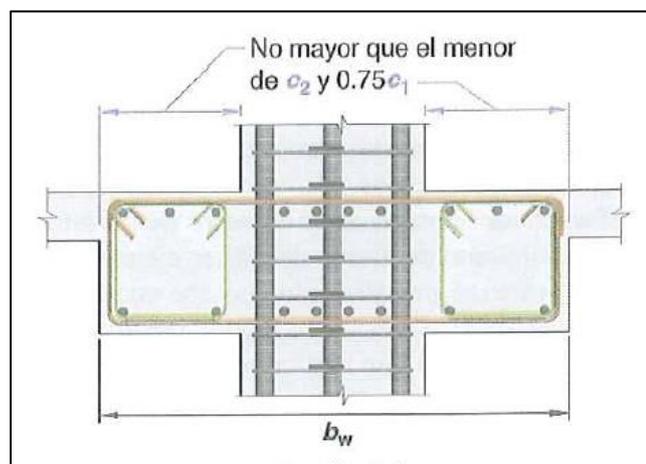
LÍMITES DIMENSIONALES

Diseñadas para resistir flexión y cortante, son aquellas que resisten cargas laterales que surgen como efecto de los movimientos sísmicos. Estas deben cumplir los siguientes requisitos presentados en la sección 18.6.2 del ACI 318 – 19:

- La luz libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- El ancho mínimo debe ser menor al valor entre el 30% la altura del elemento y 250mm
- El ancho de la viga puede ser mayor al de la columna siempre y cuando a los extremos no exceda el ancho de columna o el 75% del largo de columna. Arguero Macías, J. (2016)

Ilustración 1

Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido.



Fuente. Normativa ACI 318 – 19.

REFUERZO LONGITUDINAL

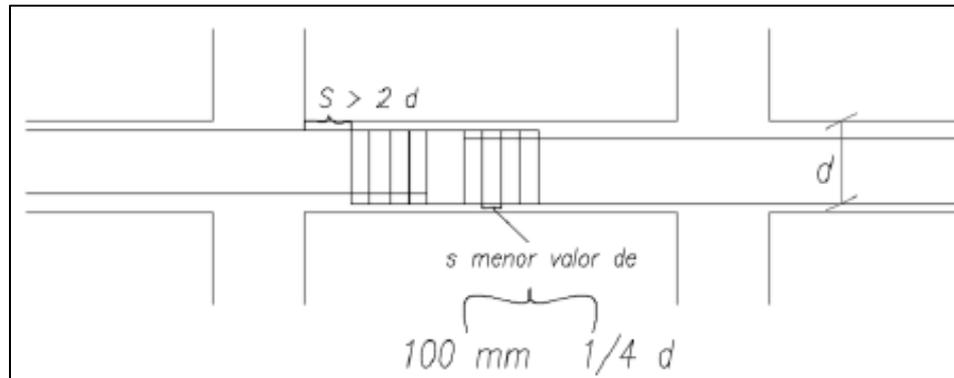
Las vigas deben contar con al menos un refuerzo longitudinal tanto superior como inferior. En la sección 18.6.3.2 de la Normativa ACI 318 – 19 se establece lo siguiente:

- Para pórticos especiales la cuantía máxima de refuerzo es 0.025. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser mínimo la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo en cualquier sección a lo largo de la viga debe ser mínimo un cuarto de la resistencia máxima a momento de la cara del nudo.
- Para pórticos intermedios no existe límite superior de cuantía La resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser mínimo

un tercio del momento negativo. La resistencia en cualquier sección de la viga debe ser mínimo un quinto de la resistencia máxima a momento.

Ilustración 2

Refuerzo Longitudinal. Pórticos Especiales (Vigas y Columnas Parecidas).



Fuente: Arguero Macías, J. (2016).

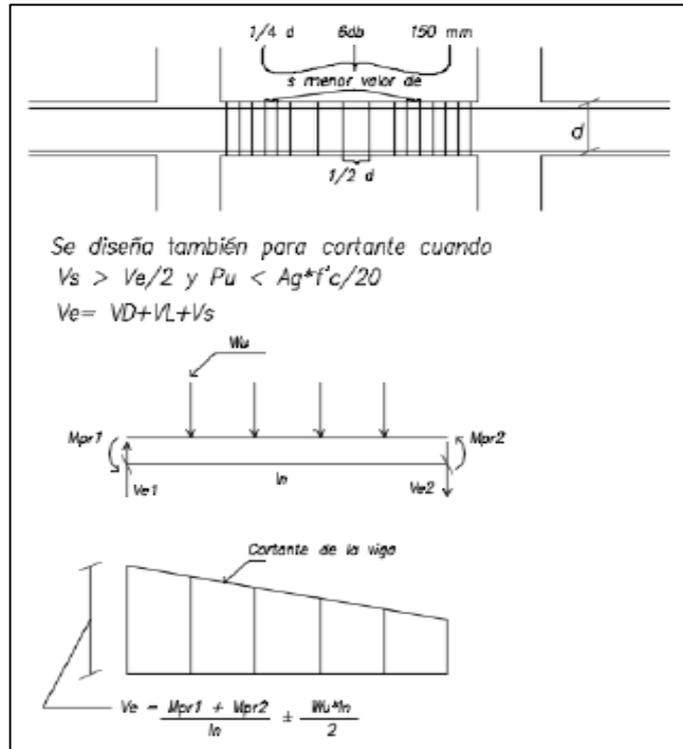
REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal tiene como función principal confinar el hormigón y proveer soporte al refuerzo longitudinal en secciones donde se espera fluencia. Según la sección 18.6.4.1 de la Normativa ACI 318-19 los estribos cerrados de confinamiento deben ser colocados en las siguientes regiones de viga:

- En pórticos especiales en la zona de posible fluencia por flexión desde la cara del nudo hasta una distancia de dos veces el peralte de la viga y el espaciamiento mínimo será entre la cuarta parte del peralte, seis veces el menor diámetro del refuerzo longitudinal y 150mm. Fuera de la zona de posible fluencia, el espaciamiento será menor que la mitad del peralte.

Ilustración 3

Refuerzo Transversal. Pórticos Especiales (Vigas y Columnas Parecidas).

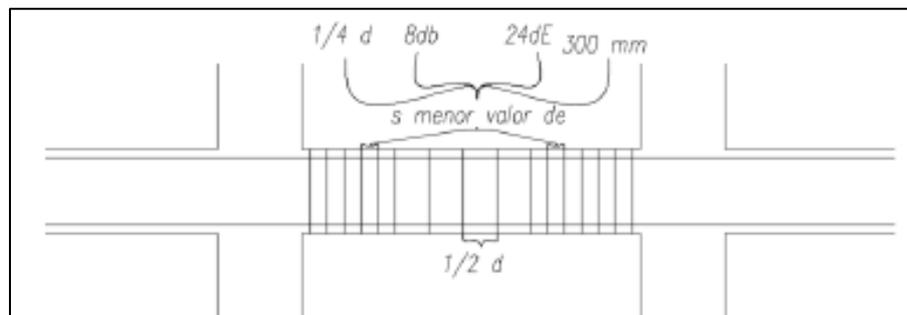


Fuente: Arguero Macías, J. (2016).

- En pórticos intermedios de igual manera, pero con la excepción del espaciamiento en las zonas de posible fluencia. La normativa establece que será el mínimo entre la cuarta parte del peralte, ocho veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, veinticuatro veces el diámetro del estribo y 300mm.

Ilustración 4

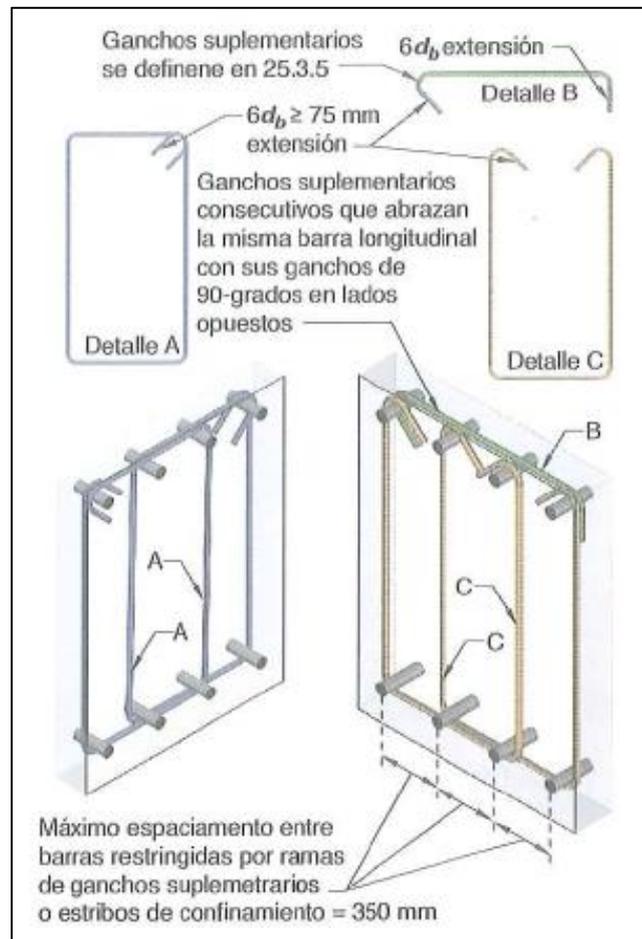
Pórticos Intermedios (Vigas Descolgadas)



Fuente: Arguero Macías, J. (2016).

Ilustración 5

Estribos cerrados de confinamiento superpuesto e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de refuerzo longitudinal restringidas



Fuente: Normativa ACI 318-19.

RESISTENCIA A CORTANTE

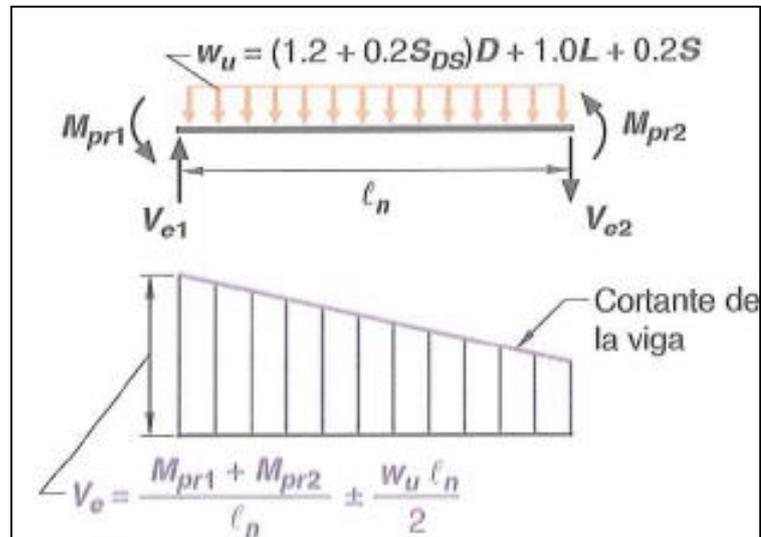
La resistencia a cortante se determina mediante la fuerza entre las caras del nudo de la viga suponiendo que en la misma actúan momentos opuestos correspondientes a la resistencia a flexión probable.

- En pórticos especiales, la fuerza de diseño es calculada considerando cargas estáticas.
- En pórticos intermedios, la fuerza de diseño es la mayor entre el corte por cargas estáticas más el producido por los momentos resistentes

nominales o el máximo cortante considerando el doble de aportación del cortante sísmico en combinaciones.

Ilustración 6

Cortante de diseño para vigas y columnas.



Fuente: Normativa ACI 318-19.

2.2.4 Requerimientos mínimos para columnas (Normativa ACI 318 – 19)

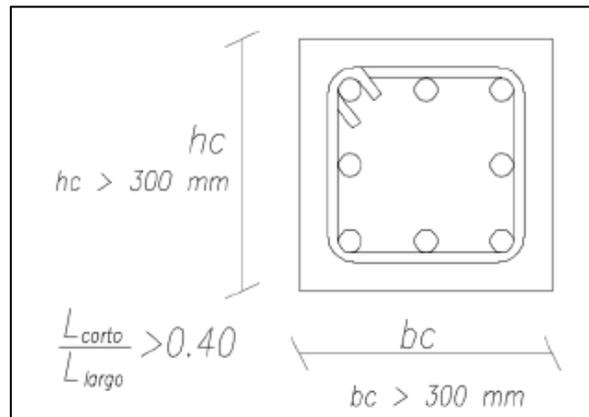
LÍMITES DIMENSIONALES

Las columnas deben cumplir con dos requerimientos esenciales:

- La dimensión de la sección transversal será mínimo 300mm.
- La relación entre las dimensiones de la sección transversal y perpendicular será al menos 0.4.

Ilustración 7

Requerimientos mínimos de Columnas



Fuente: Arguero Macías, J. (2016).

RESISTENCIA A FLEXIÓN

La resistencia a flexión de columnas responde a la ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

Dónde:

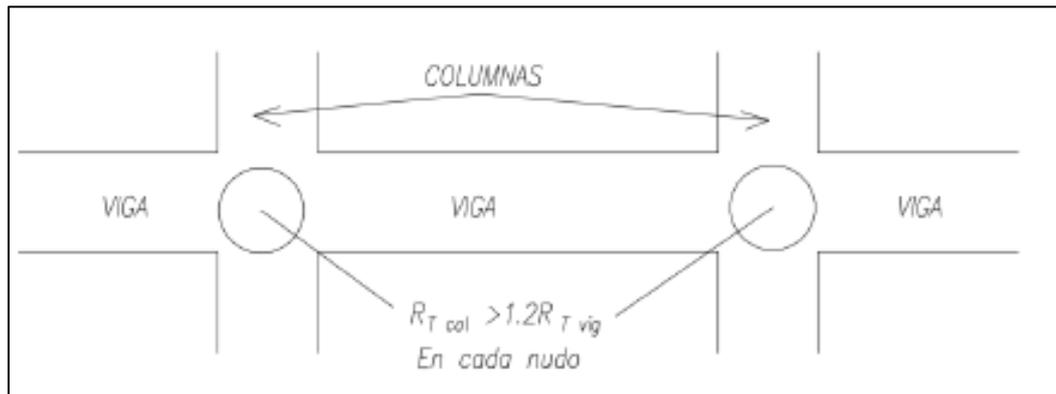
$\sum M_{nc}$: Corresponde a la sumatoria de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo.

$\sum M_{nb}$: Corresponde a la sumatoria de momentos nominales de flexión de las vigas que llegan al nudo.

Para pórticos especiales la sumatoria de resistencias nominales a flexión de las columnas sea mayor que el de vigas 1.20 veces. De no cumplirse en alguna columna, la rigidez lateral no se debe incluir en el modelo matemático.

Ilustración 8

Detalle de Resistencia a Flexión



Fuente: Arguero Macías, J. (2016).

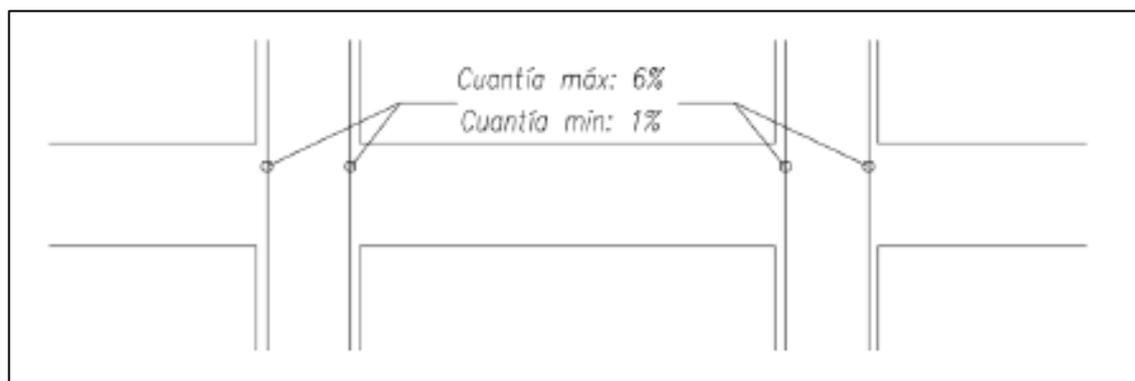
REFUERZO LONGITUDINAL

Para pórticos especiales se limita el área máxima de acero al 6% del área gruesa de la sección. De igual forma para pórticos intermedios.

$$0.01A_g < A_{st} < 0.06A_g \quad (18.7.4.1)$$

Ilustración 9

Refuerzo Longitudinal (Vigas y Columnas Parecidas)



Fuente: Arguero Macías, J. (2016).

REFUERZO TRANSVERSAL

Para pórticos especiales, los estribos deben colocarse en la zona de mayor confinamiento es decir, a una distancia medida desde el nudo igual al mayor entre: la máxima dimensión del elemento, un sexto de la longitud libre y 450mm. Los estribos deben tener una separación igual al menor entre: un cuarto de la menor dimensión, seis veces el diámetro de la menor varilla longitudinal y So obtenida de la siguiente ecuación.

$$100 \text{ mm} \leq S_o = 100 + \frac{(350 - h_x)}{3} \leq 150 \text{ mm}$$

Donde:

h_x : Máxima separación entre patas de estribos

El área de estrio A_{sh} debe ser mayor a lo requerido en las siguientes ecuaciones:

$$A_{sh1} = 0.30 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh2} = 0.09 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}}$$

Donde:

s : Separación entre estribos

b_c : Sección de la zona confinada por el estribo

A_g : Área gruesa de la sección

A_{ch} : Área confinada por el estribo

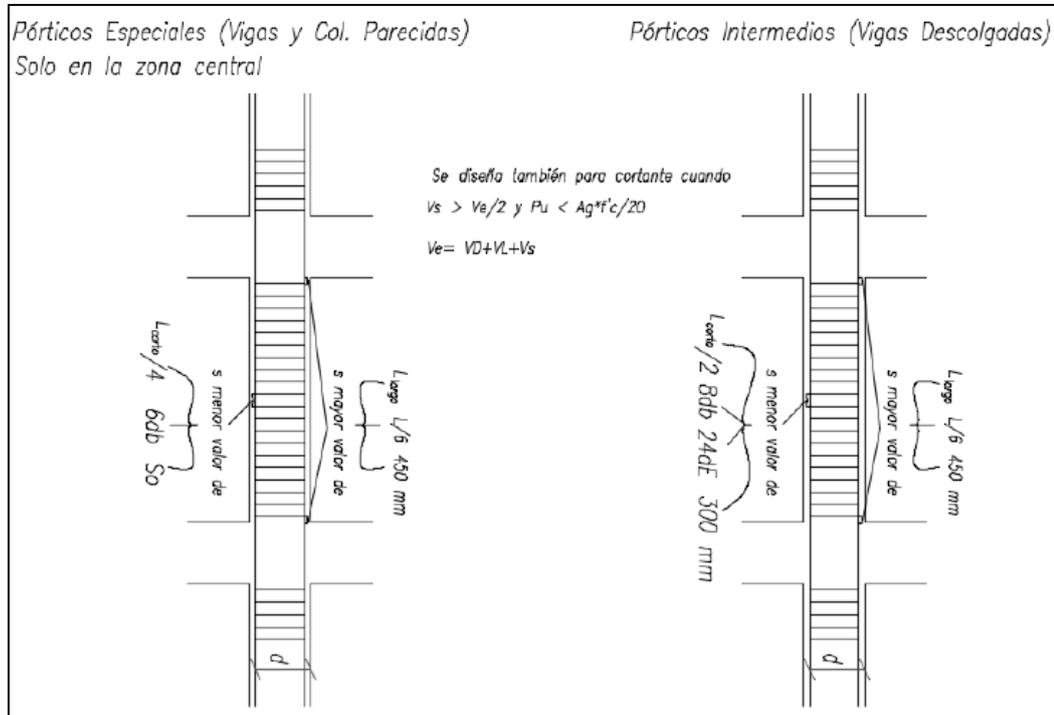
$f'c$: Resistencia a la compresión

f_{yt} : Resistencia a la fluencia de los estribos

Para pórticos intermedios al igual que los especiales la zona de mayor confinamiento se define de la misma manera. La separación de estribos es igual al menor entre: ocho veces el diámetro de la menor varilla longitudinal, veinticuatro veces el diámetro del estribo, la mitad de la menor dimensión de la sección y 300mm. Fuera de la zona de confinamiento se mantienen las exigencias de elementos no sismo resistentes. Arguero Macías, J. (2016).

Ilustración 10

Pórticos Especiales e Intermedios (Vigas y Columnas Parecidas - Vigas Descolgadas)



Fuente: Arguero Macías, J. (2016).

2.2.5 Requerimientos para conexiones o nudos (Normativa ACI 318 – 19)

Se aplica a todas las conexiones incluyendo nudos entre vigas y columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencias ante fuerzas sísmicas.

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo se determinan suponiendo una resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25 f_y$.

RESISTENCIA A CORTANTE

La resistencia se determina según tabla 18.8.4.3 de la Normativa ACI 318-19.

Tabla 2*Resistencia nominal del nudo a cortante V_n*

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	$V_n, N^{[1]}$
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

^[1] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

Fuente: Normativa ACI 318-19.

Se considera un nudo confinado si la base de la viga es mínimo tres cuartos de la base de la columna. El área efectiva del nudo se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo.

2.3 Cargas en la estructura

2.3.1 Cargas muertas

Se define como cargas muertas con la simbología “D” a las que intervienen durante todo el periodo de existencia de la estructura, es decir, pisos, techos, columnas, y todos los elementos arquitectónicos y de acabados.

Entre las principales cargas muertas a considerar está el peso propio de la estructura, dependiendo de los miembros de la estructura.

El resultado de las cargas muertas es $0.6 \frac{T}{m^2}$

2.3.2 Cargas vivas

Son causadas cuando la estructura es habitada, siendo aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud, denominadas con la letra L. En este modelo se usa la carga viva obtenida de la NEC-SE-CG, 2015 (Jaramillo Jiménez, 2004).

Ilustración 11

Cargas a usar en la estructura

Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00
Habitaciones	4.80
Salones de uso público y sus corredores	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015).

2.3.3 Cargas Sísmicas

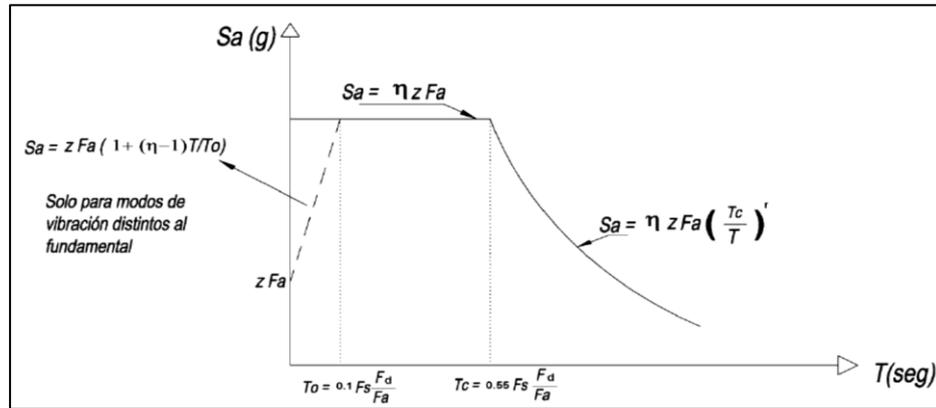
Son los movimientos que se producen en las estructuras con respecto a la actividad sísmica del suelo, la tierra le transmite aceleraciones produciendo reacciones de inercia de las mismas. La reacción de la estructura a los sismos dependerá de varios factores como si el edificio tiene más o menos pisos, la distribución de masa que posee, el tipo de suelo donde se asienta. (Burgos, 2007)

2.3.4 Espectro de respuesta

Se usa la NEC-15 para ambos espectros de respuesta, el primer modelo radica en implantar un espectro de respuesta para un sismo de $T= 475$ años el cual se reduce por un factor de modificación "R"; para el segundo modelo se implanta un espectro de respuesta para un sismo $T= 43$ años. Se considera el diseño de la estructura para un suelo tipo "D" en la ciudad de Guayaquil considerando en el método convencional que es una estructura dúctil $R=8$.

Ilustración 12

Espectro sísmico elástico de aceleración para representación del sismo de diseño



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015).

CAPÍTULO III

3 Metodología

Se diseñaron cinco modelos de trabajo siguiendo las recomendaciones de la NEC-15 y ACI 318-19. Se trabajará el primer modelo con el sismo de diseño y los cuatro restantes con el sismo de servicio.

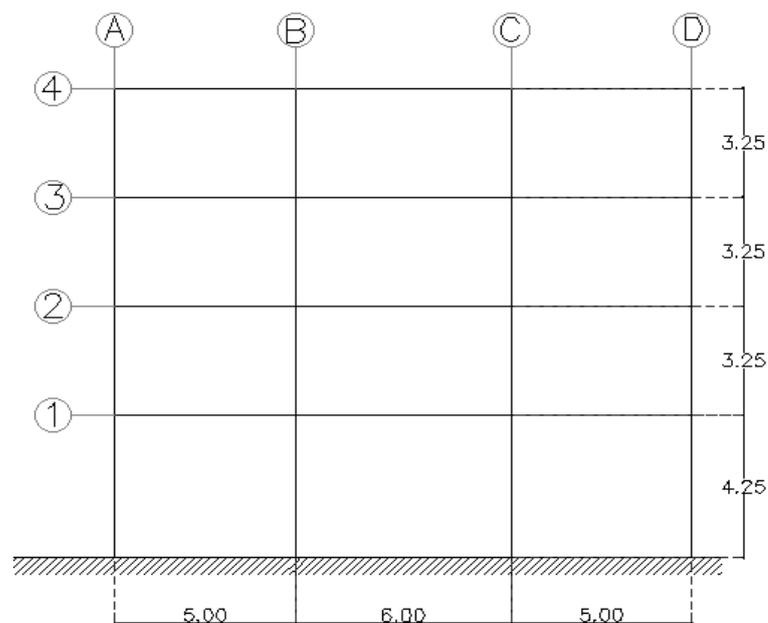
3.1 Descripción y configuración de la estructura

La estructura a considerar posee 4 pisos para uso residencial, la cual se asentará sobre suelo tipo D. Cuenta con 3 vanos en el eje X de 6 metros cada uno y 3 vanos en el eje Y de 5m, 6m y 5m respectivamente, teniendo una altura total de 14 metros, siendo la planta baja de 4.25 m y los pisos superiores con una altura de 3.25 metros.

Las paredes de la estructura fueron consideradas como cargas sobre las vigas; sin embargo, para el análisis, se asume que no aportan rigidez. Se tienen losas nervadas en una dirección tal como se muestra en el siguiente gráfico.

Ilustración 13

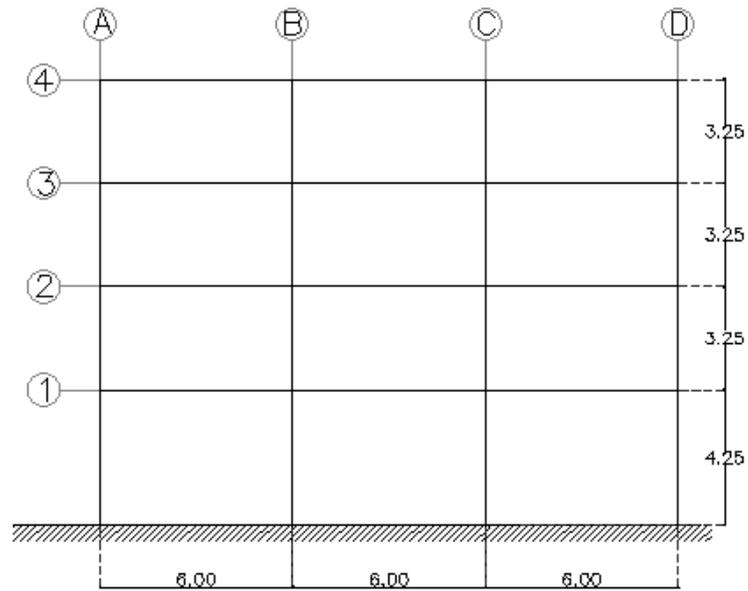
Elevación del pórtico en el sentido "Y"



Fuente: Autor

Ilustración 14

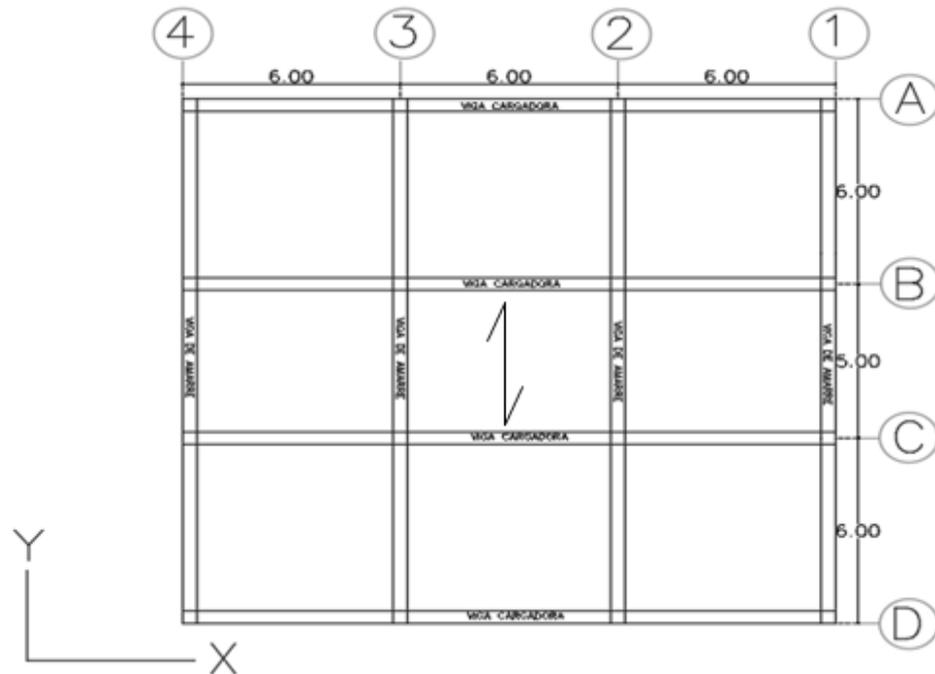
Elevación del pórtico en el sentido "X"



Fuente: Autor

Ilustración 15

Vista en planta de la estructura



Nota. Sección de losa en dirección del eje Y. Fuente: Autor

3.2 Materiales

En el análisis de toda la estructura se considerará las siguientes propiedades:

- Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 252671 \text{ kg/cm}^2 \quad \gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

- Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \quad \gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$$

3.3 Sistema Estructural

Se definen 5 modelos de diseño:

1. **D1-R8-1a:** Pórtico especial sismo resistente a momento de hormigón armado con vigas descolgadas (SMF), la fuerza sísmica aplicada a este modelo es la del sismo de diseño utilizando un factor de reducción "R" de 8, tomando en cuenta las recomendaciones la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC-15), utilizando un límite de deriva 0.02, se consideran inercias agrietadas.
2. **D2-R1-1a:** Pórtico especial sismo resistente a momento de hormigón armado con vigas descolgadas (SMF), la fuerza sísmica aplicada a este modelo es la del sismo de servicio con un factor de reducción "R" de 1, utilizando el límite de deriva de 0.005, se considera su inercia agrietada.
3. **D3-R1-1g:** Pórtico especial sismo resistente a momento de hormigón armado con vigas descolgadas (SMF), la fuerza sísmica aplicada a este modelo es la del sismo de servicio con un factor de reducción "R" de 1, utilizando el límite de deriva de 0.005, posee su inercia gruesa.
4. **D4-R1-1a:** Pórtico intermedio sismo resistente a momento de hormigón armado con vigas descolgadas (IMF), la fuerza sísmica aplicada a este modelo es la del sismo de servicio con un factor de reducción "R" de 1, utilizando el límite de deriva de 0.005, posee su inercia agrietada.

5. **D5-R2-1a:** Pórtico especial sismo resistente a momento de hormigón armado con vigas descolgadas (SMF), la fuerza sísmica aplicada a este modelo es la del sismo de servicio con un factor de reducción “R” de 2, utilizando el límite de deriva de 0.005, posee su inercia agrietada.

3.4 Cargas

3.4.1 Cargas Vivas

Son todas las cargas designadas por la normativa NEC-SE-CG. (2015), como cargas gravitacionales las mismas que se seleccionan según la ocupación, para los modelos utilizamos la de “Residencias” con ocupación de “Viviendas”. En el cuadro se observa las cargas a considerar:

Ilustración 16

Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas y Concentradas

Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00
Habitaciones	4.80
Salones de uso público y sus corredores	

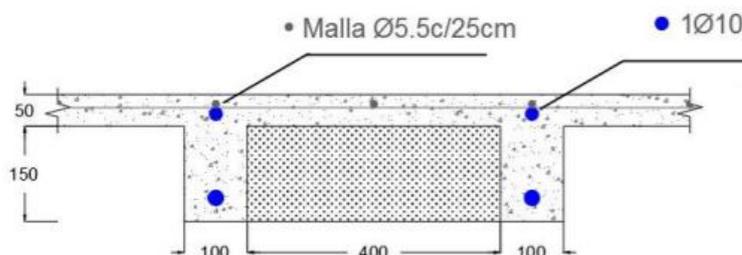
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015).

3.4.2 Cargas Muertas

Son cargas que contribuyen con su peso a la estructura sin importar donde sea su posición, estas cargas fueron calculadas y se detallan en la siguiente tabla:

Ilustración 17

Sección transversal de losa en una dirección



Fuente: Calva, D. (2018)

Tabla 3

Cargas muertas consideradas en el modelo

Carga muerta		
Peso propio	0,33	t/m ²
Eléctricas, sanitarias, ductos y varios	0,04	t/m ²
Tumbado	0,04	t/m ²
Mampostería	0,18	t/m ²
Total	0,6	t/m²

Fuente: Autor.

Nota: El peso propio del pórtico es determinado por el programa de análisis y se considerará la cubierta como una losa idéntica a la de los demás pisos.

3.4.3 Cargas Sísmicas

Para el análisis de la estructura se valoran cargas sísmicas a través de un espectro de respuesta el cual representa el peligro sísmico y la respuesta a un sismo. Ese espectro está representado por varios factores que van asociados al tipo de suelo, en este caso se considera que la estructura está localizada en la ciudad de Guayaquil que posee un suelo tipo D.

Ilustración 18

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015).

Como se mencionó anteriormente en varios modelos se considera el sismo de servicio en función de un sismo de período de retorno de $T_r=43$ años.

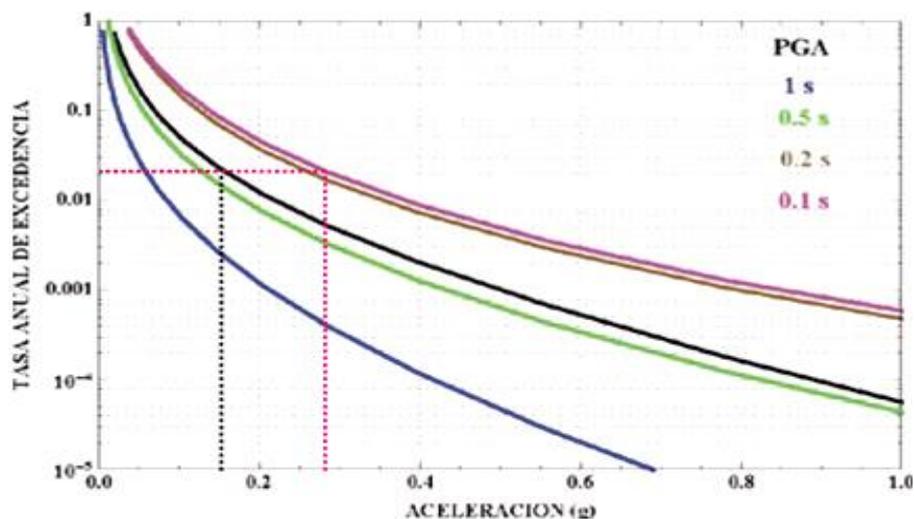
Con el periodo de retorno calculamos la tasa anual de excedencia (TAE):

$$TAE = \frac{1}{T_r} = \frac{1}{43} = 0.023$$

Con el valor obtenido del TAE nos dirigimos a la curva de peligro sísmico de la ciudad de Guayaquil y se intersecta con la curva del PGA para un sismo de servicio, siguiendo la línea roja y negra como muestra la ilustración 19.

Ilustración 19

Curva de peligro sísmico para la ciudad de Guayaquil



Fuente: Calva, D. (2018).

Para el período de retorno $T_r = 43$ años se obtiene:

$$S a_{43 \text{ años}} = 0.15 g$$

$$S a_{T=0.1 \text{ seg}} = 0.28 g$$

A partir de los valores encontrados se encuentra la relación entre $S a$ ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno de 43 años, obtenemos el factor “ η ”.

$$\eta = \frac{S a (0.1s)}{S a \text{ PGA}} = \frac{0.28}{0.15}$$

$$\eta = 1,86$$

A continuación, se realiza la curva con la cual se obtiene los factores F_d , F_s y F_a para $S a_{T_r=43 \text{ años}}=0.15g$

Ya conocido el tipo de suelo y con la curva realizada se obtienen los factores de sitio para los modelos propuestos.

Los factores indicados con rojo son valores para el sismo de servicio y el señalado con negro son para el sismo de diseño:

Ilustración 20

Tipo de suelo y factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12

Fuente: Calva, D. (2018).

Ilustración 21

Tipo de Suelo y factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

Fuente: Calva, D. (2018).

Ilustración 22

Tipo de suelo y factores de sitio F_s

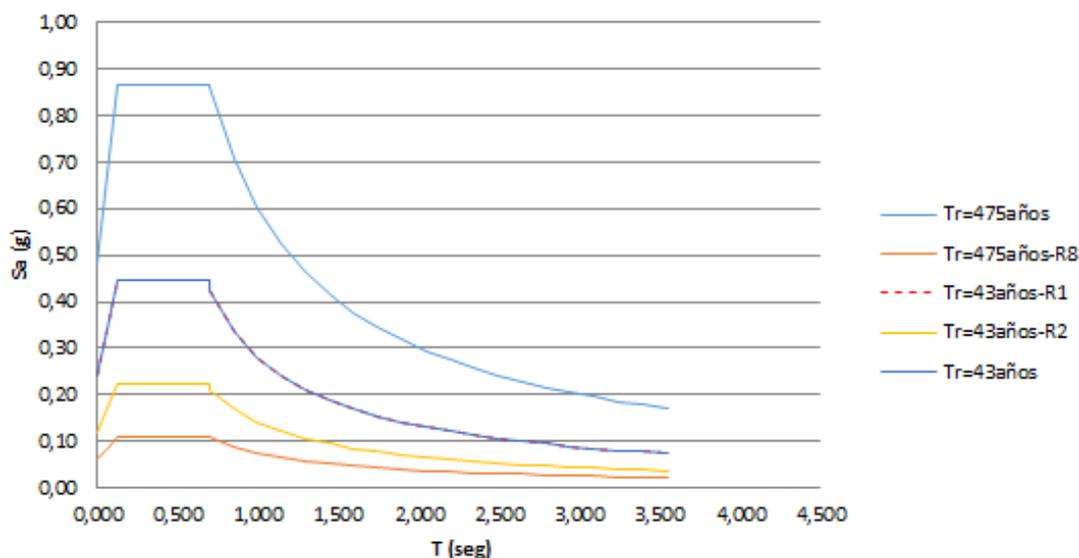
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40

Fuente: Calva, D. (2018).

Con todos los factores mencionados las ilustraciones 20, 21 y 22 se recurre a construir los espectros de diseño y servicio para posteriormente reducirlos con el factor “R”, el cual se utiliza para el análisis sísmico.

Ilustración 23

Espectros de respuesta para modelos estructurales



Fuente: Autor.

En la ilustración 23 se visualizan los espectros correspondientes para el sismo de diseño y sismo de servicio. Se muestra que los espectros de servicio tienen una aceleración mayor al espectro reducido de diseño.

3.5 Combinaciones de Carga

Para el diseño y revisión de elementos estructurales:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D + L ± E
4. 0.9D ± E
5. 1.2D + L (Cortante en vigas)
6. 1.2D + L ± ΩE (Cortante en columnas)
7. 0.9D ± ΩE (Cortante en columnas)

3.6 Modelo Matemático

Los edificios diseñados fueron realizados en un software de análisis estructural. Los modelos poseen diferentes parámetros de diseño como también comparten varias características como se indica en la Tabla 4.

Tabla 4

Parámetros de los modelos estructurales

	TIPO	R	DERIVAS	INERCIA	DESEMPEÑO
D1-R8-Ia	SMF	8	0.020	Agrietada	Sismo de Diseño
D2-RΩ1-Ia	SMF	1	0.005	Agrietada	Sismo de Servicio
D3-RΩ1-Ig	SMF	1	0.005	Gruesa	Sismo de Servicio
D4-RΩ1-Ia	IMF	1	0.005	Agrietada	Sismo de Servicio
D5-RΩ2-Ia	SMF	2	0.005	Agrietada	Sismo de Servicio

Fuente: Autor.

Las características que comparten el sistema estructural son:

- Combinaciones de carga
- Cargas de gravedad
- Sistema de piso
- Diafragmas Rígidos
- Definición de fuentes de masa.

3.7 Resultados de los análisis de superposición modal

Luego de haber realizado un proceso de pre-dimensionamiento de los elementos que conforman las estructuras se obtuvieron las dimensiones de cada uno los cuales cumplen los requerimientos de la normativa NEC-15 y ACI 318-19.

3.7.1 Dimensiones de los elementos

Tabla 5

Dimensiones de elementos a usar en modelo 1, pórtico SMF

Dimensiones	D1-R8-Ia	
	Base (cm)	Altura (cm)
Viga cargadora Eje "X"	35	45
Viga amarre "Y"	30	40
Columnas	40	40

Fuente: Autor.

Tabla 6

Dimensiones de elementos a usar en modelo 2, pórtico SMF

Dimensiones	D2-R Ω 1-Ia	
	Base (cm)	Altura (cm)
Viga cargadora Eje "X"	45	70
Viga amarre "Y"	40	55
Columnas	70	70

Fuente: Autor.

Tabla 7

Dimensiones de elementos a usar en modelo 3, pórtico SMF

Dimensiones	D3-R Ω 1-Ig	
	Base (cm)	Altura (cm)
Viga cargadora Eje "X"	40	60
Viga amarre "Y"	30	46
Columnas	60	60

Fuente: Autor.

Tabla 8*Dimensiones de elementos a usar en modelo 4, pórtico IMF*

Dimensiones	D4-R Ω 1-la	
	Base (cm)	Altura (cm)
Viga cargadora Eje "X"	40	65
Viga amarre "Y"	40	50
Columnas	65	65

Fuente: Autor.

Tabla 9*Dimensiones de elementos a usar en modelo 5, pórtico SMF*

Dimensiones	D5-R Ω 2-la	
	Base (cm)	Altura (cm)
Viga cargadora Eje "X"	35	50
Viga amarre "Y"	35	40
Columnas	50	50

Fuente: Autor.

3.7.2 Periodos de las estructuras**Tabla 10***Resumen de periodos de los cinco modelos propuestos*

Modelos	PERIODO DE LA ESTRUCTURA				
	D1-R8-la	D2-R Ω 1-la	D3-R Ω 1-lg	D4-R Ω 1-la	D5-R Ω 2-la
T(seg)	0.99	0.51	0.54	0.57	0.77

Fuente: Autor.

3.7.3 Modo de vibración y participación de masas

Tabla 11

Resumen de periodos modelo 1 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa.

EDIFICIO D1-R8-Ia				
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Participación de masas X	Participación de masas Y	Participación de masas Z
1	0.99	90%	0%	0%
2	0.938	90%	90%	0%
3	0.795	90%	90%	90%
4	0.301	98%	90%	90%
5	0.287	98%	98%	90%
6	0.243	98%	98%	98%

Fuente: Autor.

Tabla 12

Resumen de periodos modelo 2 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa

EDIFICIO D2-RQ1-Ia				
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Participación de masas X	Participación de masas Y	Participación de masas Z
1	0.513	0%	85%	0%
2	0.45	87%	85%	0%
3	0.404	87%	85%	87%
4	0.146	87%	97%	87%
5	0.132	97%	97%	87%
6	0.118	97%	97%	97%

Fuente: Autor.

Tabla 13

Resumen de periodos modelo 2 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa

EDIFICIO D3-RΩ1-Ig				
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Participación de masas X	Participación de masas Y	Participación de masas Z
1	0.542	0%	86%	0%
2	0.446	89%	86%	0%
3	0.411	89%	86%	88%
4	0.157	89%	97%	88%
5	0.135	98%	97%	88%
6	0.123	98%	97%	97%

Fuente: Autor.

Tabla 14

Resumen de periodos modelo 4 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa

EDIFICIO D4-RΩ1-Ia				
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Participación de masas X	Participación de masas Y	Participación de masas Z
1	0,566	0,00%	85,71%	0,00%
2	0,513	86,96%	85,71%	0,00%
3	0,452	86,96%	85,71%	86,50%
4	0,162	86,96%	96,60%	86,50%
5	0,15	96,99%	96,60%	86,50%
6	0,132	96,99%	96,60%	96,82%

Fuente: Autor.

Tabla 15

Resumen de periodos modelo 5 para que los modos lleguen al 90% de participación de masa

EDIFICIO D5-R Ω 1-1a				
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Participación de masas X	Participación de masas Y	Participación de masas Z
1	0.773	87%	0%	0%
2	0.773	87%	87%	0%
3	0.642	87%	87%	87%
4	0.228	97%	87%	87%
5	0.228	97%	97%	87%
6	0.19	97%	97%	97%

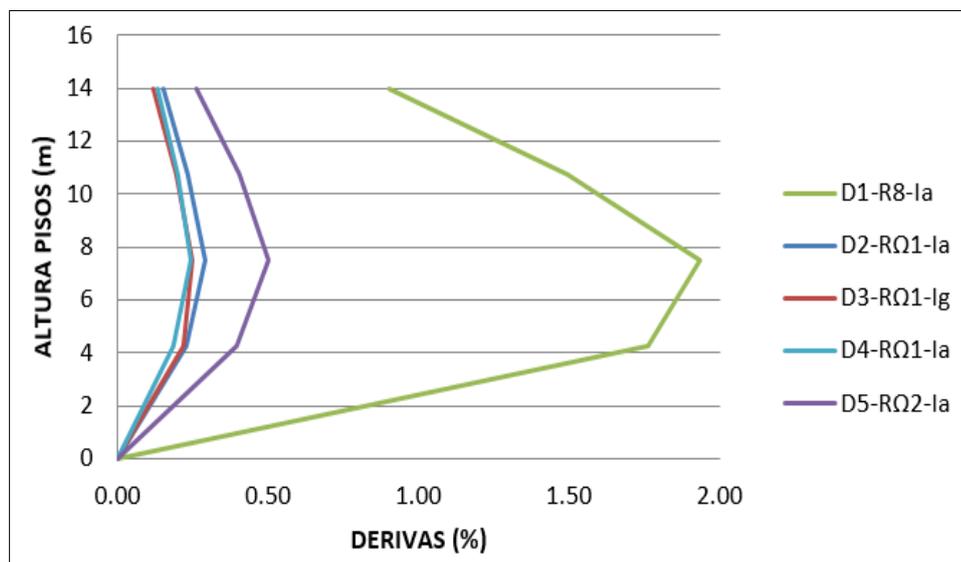
Fuente: Autor

3.7.4 Derivas de piso

Se presentan en la ilustración 24 las derivas inelásticas obtenidas a partir de las derivas máximas elásticas calculadas por un software, estas derivas inelásticas cumplen los requerimientos máximos permisibles de la NEC-15 siendo el caso del modelo 1, y cumplen una deriva máxima de 0.5% para el modelo 2, modelo 3, modelo 4 y modelo 5.

Ilustración 24

Derivas de entrepiso eje X-X.

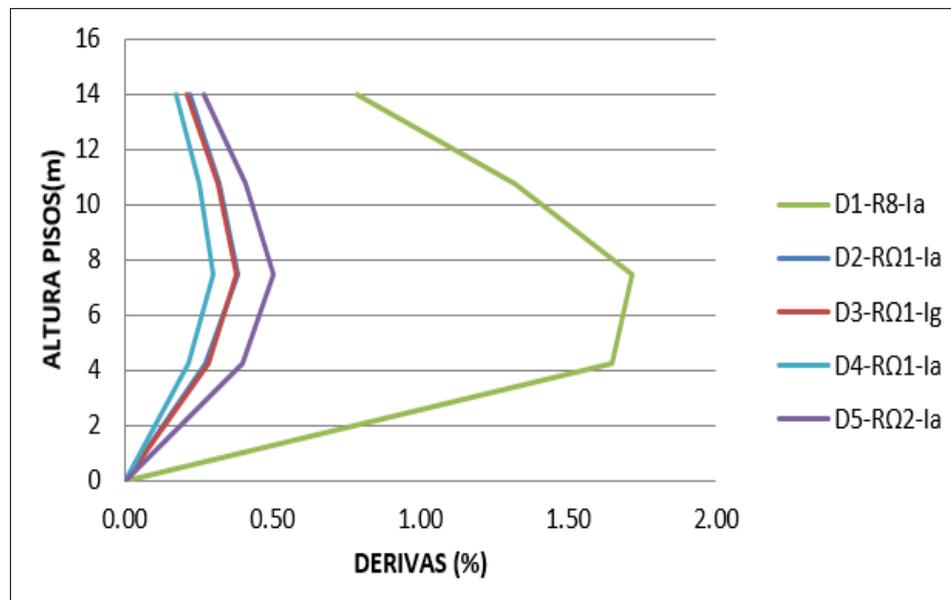


Nota. Derivas inelásticas de los modelos propuestos. Fuente: Autor.

En color verde se muestra el modelo 1 con una deriva máxima de 1.93%, seguido del morado correspondiente al modelo 5 con una deriva máxima del 0.5%, en color azul se muestra el modelo 2 con una deriva máxima del 0.29%, en color rojo se muestra el modelo 3 con una deriva máxima del 0.25% y en color celeste se muestra el modelo 4 con una deriva del 0.24%.

Ilustración 25

Derivas de entrepiso eje Y-Y



Nota. Derivas inelásticas de los modelos propuestos. Fuente: Autor.

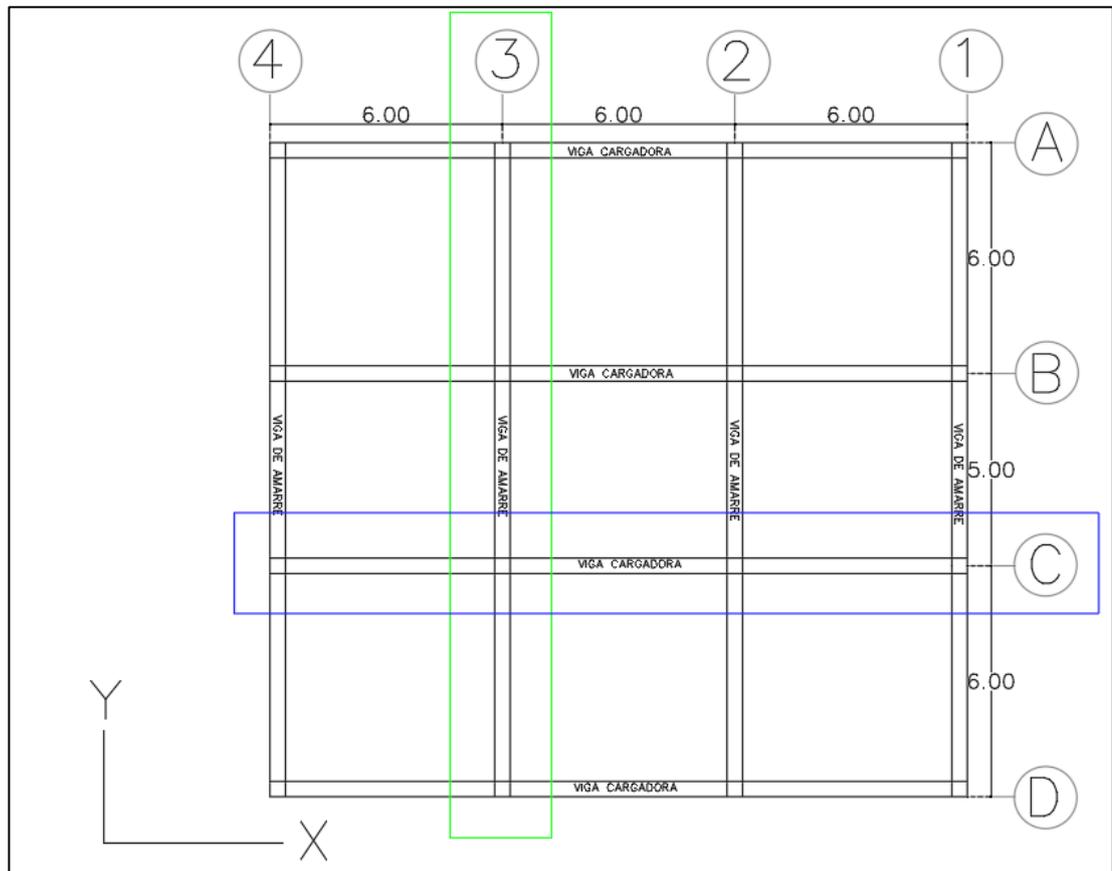
En color verde se muestra el modelo 1 con una deriva máxima de 1.72%, seguido color morado que corresponde al modelo 5 con una deriva máxima del 0.5%, en color azul se muestra el modelo 2 con una deriva máxima del 0.38%, en color rojo se muestra el modelo 3 con una deriva máxima igual a la del modelo 2 y en color celeste se muestra el modelo 4 con una deriva del 0.30%.

3.8 Resumen de detalle estructural

El diseño del modelo se realizó para que cumpla con todas las recomendaciones de la NEC-15 y ACI 318-19, las cuales fueron ejecutadas mediante hojas de cálculo en Excel.

Ilustración 26

Vista en planta de estructura especificando la ubicación de las vigas, en azul vigas cargadoras, en morado vigas de amarre.



Fuente: Autor.

A partir de los análisis realizados y cumpliendo con las normativas de diseño se muestra en resumen los resultados de las dimensiones de los elementos estructurales, cuantías de acero en las zonas más exigentes de vigas y columnas y separación de estribos en dichos elementos.

3.8.1 D1-R8-1a: Diseño de elementos estructurales

Tabla 16

Resumen del diseño de elementos estructurales, modelo 1 edificio SMF.

D1-R8-1a			
Vigas	Cargadora	Amarre	Columnas
Base (cm)	35	30	Base (cm) 40
Altura (cm)	45	40	Altura (cm) 40
As(-) (cm ²)	15.7	7.63	As (cm ²) 40.32
AS(+) (cm ²)	9.42	5.09	ρ (%) 2.52%
ρ (-) (%)	1.00%	0.64%	Estribos 2Pi 12c/100mm
ρ (+)	0.60%	0.42%	
Estribos	1Pi 10c/100mm	1Pi 10c/90mm	

Fuente: Autor.

3.8.2 D2-RΩ1-1a: Diseño de elementos estructurales

Tabla 17

Resumen del diseño de elementos estructurales, modelo 2 edificio SMF

D2-RΩ1-1a			
Vigas	Cargadora	Amarre	Columnas
Base (cm)	45	40	Base (cm) 70
Altura (cm)	70	55	Altura (cm) 70
As(-) (cm ²)	29.44	29.44	As (cm ²) 98.13
AS(+) (cm ²)	19.63	17.91	ρ (%) 2.00%
ρ (-) (%)	0.93%	1.34%	Estribos 2Pi 12c/100mm
ρ (+)	0.62%	0.69%	
Estribos	1Pi 10c/100mm	1Pi 10c/100mm	

Fuente: Autor.

3.8.3 D3-R Ω 1-Ig: Diseño de elementos estructurales

Tabla 18

Resumen del diseño de elementos estructurales, modelo 3 edificio SMF

D3-RΩ1-Ig					
Vigas	Cargadora		Amarre	Columnas	
Base (cm)	40		30	Base (cm)	60
Altura (cm)	60		46	Altura (cm)	60
As(-) (cm ²)	29.44		19.63	As (cm ²)	78.5
AS(+) (cm ²)	19.63		11.4	ρ (%)	2.18%
ρ (-) (%)	1.23%		1.42%	Estribos	2Pi 12c/100mm
ρ (+)	0.82%		0.83%		
Estribos	1Pi 10c/100mm		1Pi 10c/100mm		

Fuente: Autor.

3.8.4 D4-R Ω 1-Ia: Diseño de elementos estructurales

Tabla 19

Resumen del diseño de elementos estructurales, modelo 4 edificio IMF

D4-RΩ1-Ia					
Vigas	Cargadora		Amarre	Columnas	
Base (cm)	40		40	Base (cm)	65
Altura (cm)	65		50	Altura (cm)	65
As(-) (cm ²)	29.44		19.63	As (cm ²)	60.79
AS(+) (cm ²)	14.72		9.81	ρ (%)	1.44%
ρ (-) (%)	1.13%		0.98%	Estribos	2Pi 12c/180mm
ρ (+)	0.57%		0.49%		
Estribos	1Pi 10c/150mm		1Pi 10c/110mm		

Fuente: Autor.

3.8.5 D5-RQ2-1a: Diseño de elementos estructurales

Tabla 20

Resumen de diseño de elementos estructurales, modelo 5 edificio SMF

D5-RQ2-1a					
Vigas	Cargadora		Amarre	Columnas	
Base (cm)		35	35	Base (cm)	50
Altura (cm)		50	40	Altura (cm)	50
As(-) (cm ²)		19.00	12.56	As (cm ²)	50.24
AS(+) (cm ²)		11.40	6.28	ρ (%)	2.01%
ρ (-) (%)		1.09%	0.90%	Estribos	2Pi 12c/100mm
ρ (+)		0.65%	0.45%		
Estribos		1Pi 10c/100mm	1Pi 10c/90mm		

Fuente: Autor.

CAPÍTULO IV

4 Resultados

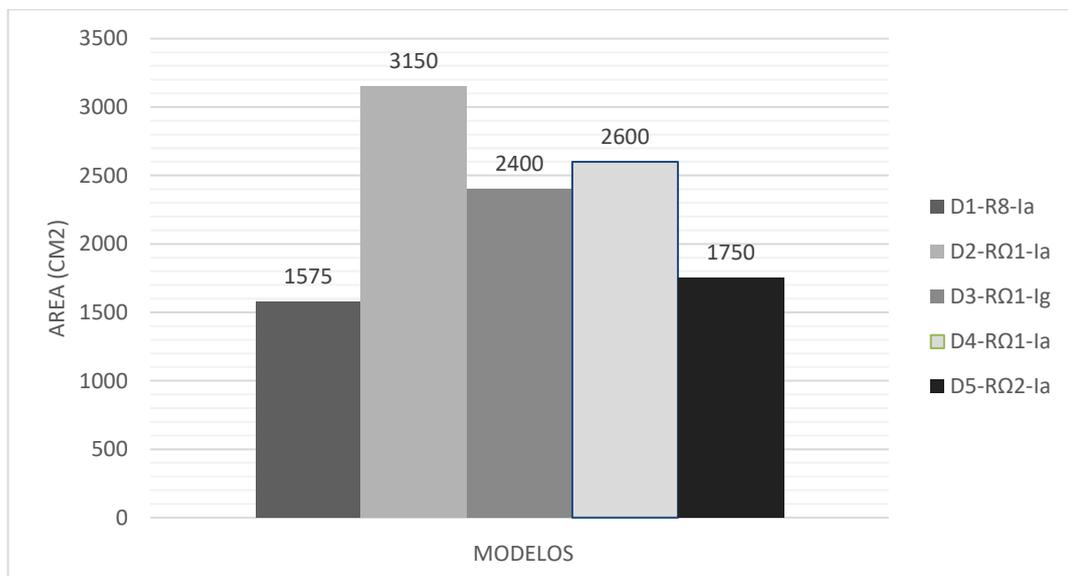
Los modelos tienen distintos parámetros de diseño, por lo que han sido comparados de acuerdo a su a su factor de sobre-resistencia, inercia y tipo de estructura.

4.1 Áreas de los elementos estructurales

En los diagramas de barras que se muestran a continuación, se observa que tanto para las vigas en el eje “X”, vigas en el eje “Y” y columnas, el edificio D2-R Ω 1-la es el de mayor área en las secciones de los elementos mientras que el modelo D1-R8-la es el menor.

Ilustración 27

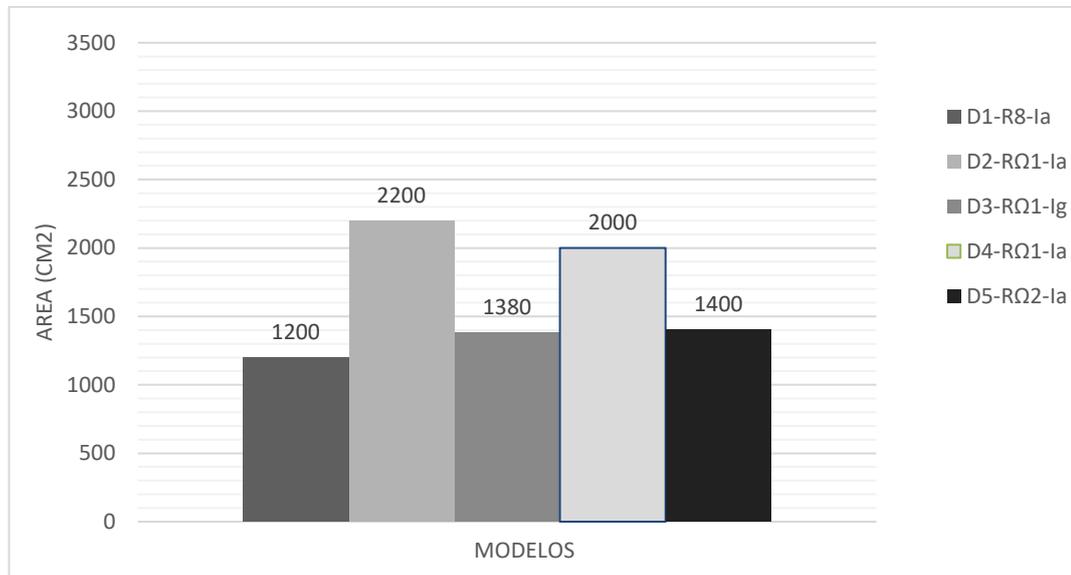
Comparación de las áreas de las vigas con mayor demanda de la estructura, eje “X”



Nota. Las barras representan al área de la sección transversal de la viga con mayor demanda en cada modelo. Fuente: Autor.

Ilustración 28

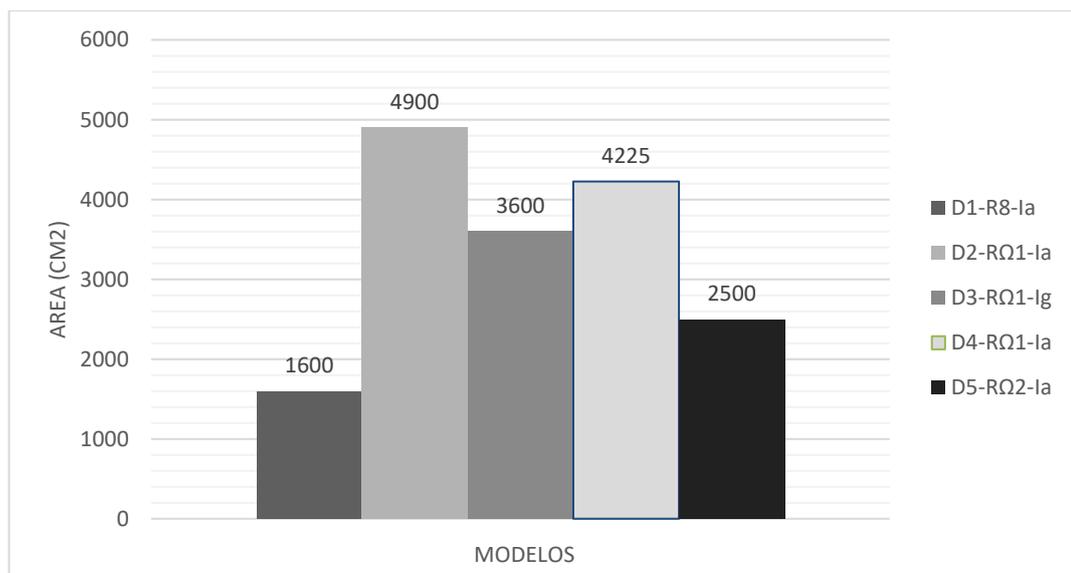
Comparación de las áreas de las vigas con mayor demanda de la estructura, eje "Y"



Nota. Las barras representan al área de la sección transversal de la viga con mayor demanda en cada modelo. Fuente: Autor.

Ilustración 29

Comparación de las áreas de las columnas con mayor demanda de la estructura



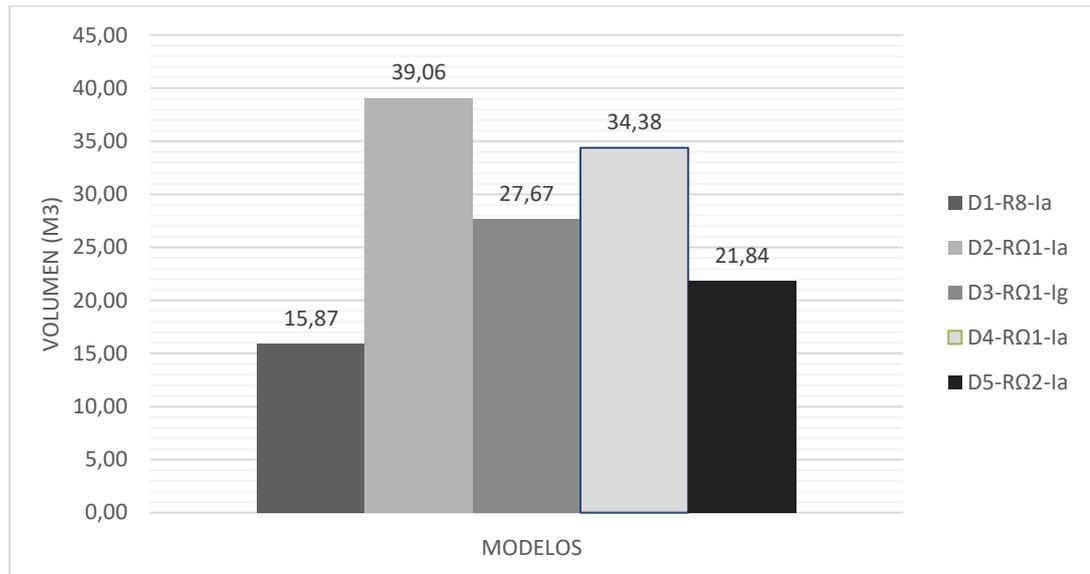
Nota. Las barras representan al área de la sección transversal de la columna con mayor demanda en cada modelo. Fuente: Autor.

4.2 Cantidad de materiales

Con los señalamientos establecidos en las normas se presenta las cantidades de materiales que corresponden al pórtico tres en sentido “Y”, los elementos que lo conforman son vigas de amarre y columnas.

Ilustración 30

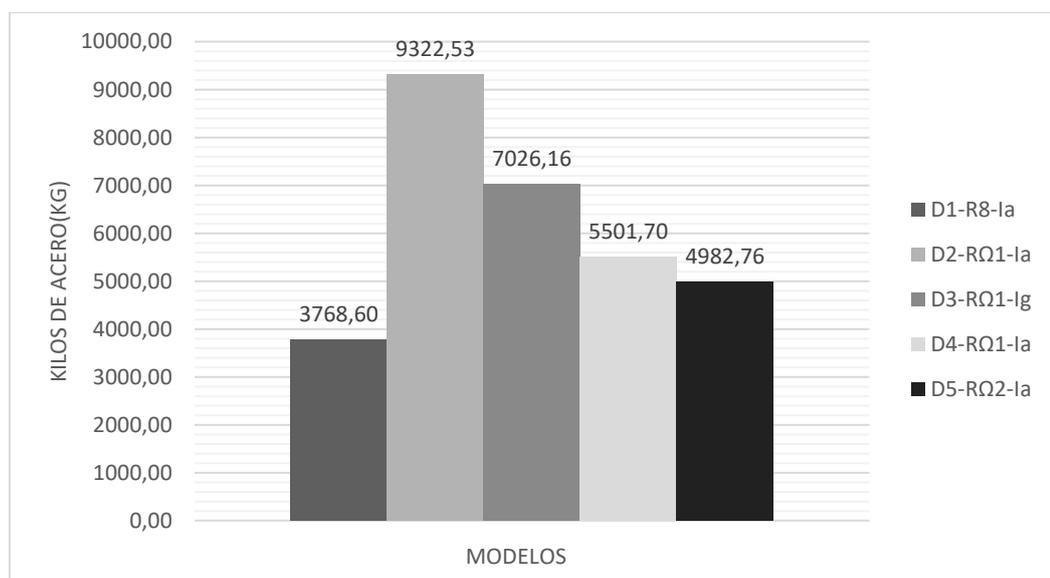
Comparación entre volúmenes de hormigón



Fuente: Autor.

Ilustración 31

Comparación de kilos de acero de cada modelo



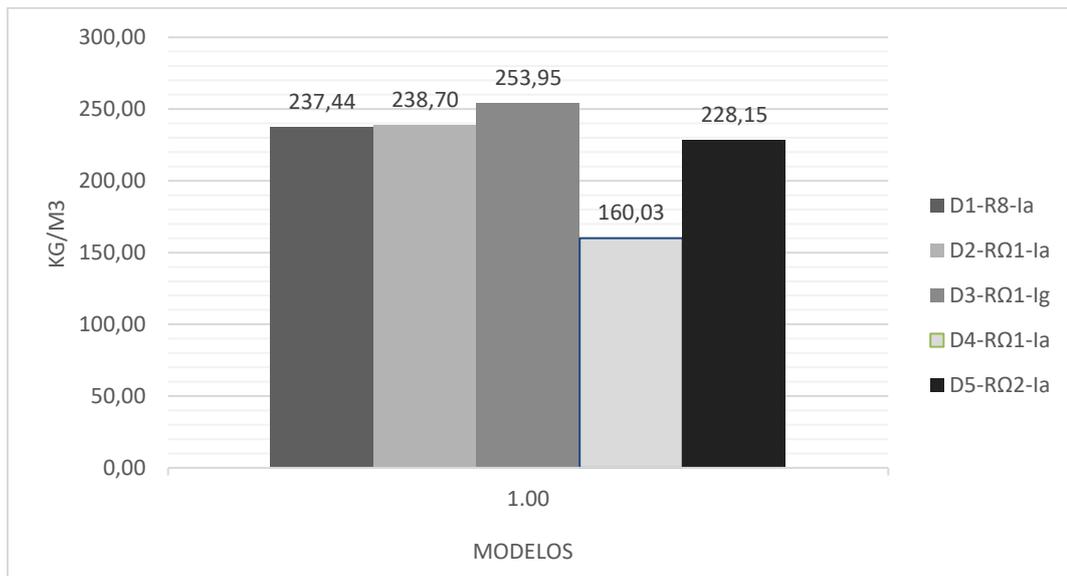
Fuente: Autor.

4.3 Relación Acero/Hormigón

En la relación acero/hormigón, la cantidad de acero corresponde a la sumatoria del peso (Kg) de todos los elementos que comprenden el pórtico incluyendo varillas longitudinales de vigas, columnas, estribos y ganchos, mientras que en la cantidad de hormigón se considera el volumen (m³) de las vigas y columnas.

Ilustración 32

Relación acero/hormigón del pórtico en el eje "Y"



Fuente: Autor.

4.4 Interpretación y comparación de modelos con inercia gruesa e inercia agrietada

El modelo D2-RQ1-la posee inercia agrietada y el modelo D3-RQ1-lg inercia gruesa, el primer modelo (D2-RQ1-la) tiene 1.31 veces más área en la sección transversal de viga que el modelo (D3-RQ1-lg) en el eje "X", 1.59 veces mayor en el eje "Y" y 1.36 veces mayor área de la sección en la columna.

Analizando el eje "Y" La relación en cantidad de materiales: el modelo D2 tiene 1.41 veces más volumen (m³) de hormigón que el modelo D3, mientras

que en el peso (kg) del acero el modelo D2 es 1.33 veces más pesado que el modelo D3.

Con los resultados mencionados se demuestra que, considerando la inercia agrietada de los elementos, la estructura tendrá mayores derivas, por lo tanto, el modelo D2-R Ω 1-la tiene las secciones de los elementos con mayor volumen de hormigón y peso del acero.

4.5 Interpretación y comparación de modelos con respecto a los factores de sobrerresistencia

El modelo D2-R Ω 1-la con un factor de sobrerresistencia de 1, tiene mayor área de sección de vigas y columnas que el modelo D5-R Ω 2-la. En las vigas del eje "X" tiene 1.8 veces más área y, en vigas del eje "Y", 1.57 veces más área. En cuanto a las columnas, la relación de tamaño entre modelos es igual a 1.96.

El modelo D2-R Ω 1-la, comparado con el diseño convencional D1-R8-la (con un factor de reducción R igual a 8) se observa que resulta con dimensiones mucho menores en sus elementos estructurales. En las vigas del eje "X" modelo D2-R Ω 1-la duplica el área de la sección y en las vigas del eje "Y" es 1.83 veces más grande, mientras que el área de las columnas se triplica.

Analizando el eje "Y", la relación entre cantidad de materiales resulta: modelo D2 tiene 1.79 más volumen (m³) de hormigón que el modelo D5 y 2.46 veces más que el modelo D1, mientras que en el peso (kg) del acero el modelo D2 resulta con 1.87 veces más peso que el modelo D3 y 2.47 más que el modelo D1.

4.6 Interpretación y comparación de modelos respecto al nivel de detalle entre pórtico SMF e IMF.

El modelo D2-R Ω 1-la siendo un pórtico especial resistente a momento tiene mayores exigencias dadas por las normativas al momento de su diseño, posee dimensiones de los elementos y cantidades de materiales superiores a las del modelo D4-R Ω 1-la que es un pórtico intermedio.

En cuanto al área de las secciones que corresponde a vigas en el eje "X", el modelo D2-R Ω 1-la es 1.21 veces mayor que el modelo D4-R Ω 1-la, de igual manera en el eje "Y" siendo 1.1 veces mayor y en las columnas, 1.16. En cuanto a cantidades de materiales respecto al eje "Y", el volumen de hormigón (m³) del modelo D2-R Ω 1-la es superior por 1.14 veces el modelo D4-R Ω 1-la, de igual manera el peso (kg) del acero, siendo 1.69 veces mayor.

CAPÍTULO V

5 Conclusiones y Recomendaciones

- Se demostró que las cantidades de obra de los modelos propuestos para el sismo de servicio son mayores a las del modelo propuesto por las normativas actuales, para el sismo de diseño. Se podría concluir inicialmente que no resultaría factible el método de diseño por el costo, no obstante queda pendiente (para una segunda entrega) determinar el desempeño sísmico de cada modelo propuesto para elaborar sobre la factibilidad del método de diseño propuesto.
- El reducir las derivas admisibles al 0.5% hizo que los modelos tengan grandes dimensiones teniendo un incremento importante en la cantidad de materiales (hormigón y acero) para que puedan cumplir las recomendaciones establecidas por la ACI-318-19 y la NEC-15.
- Con los resultados mencionados se demuestra que, considerando la inercia agrietada de los elementos, la estructura tendrá mayores derivas, por lo tanto, el modelo D2-R Ω 1-la tiene las secciones de los elementos con mayor área, volumen de hormigón y peso del acero mayor que el modelo D3-R Ω 1-lg, para poder cumplir con las derivas admisibles de 0.5% (propuesta para los modelos con sismo de servicio); por otro lado, se espera que el modelo con las dimensiones mayores tenga un mejor desempeño ante un sismo, quedando pendiente (para la segunda entrega de este trabajo de investigación) determinar cuál caso es técnicamente más adecuado.
- Se concluye que el nivel de detalle SMF con el IMF no tiene mucha diferencia entre las dimensiones de los elementos, pero sí existe una notable diferencia en la cantidad de acero necesaria para cada modelo.
- En los 4 modelos de pórticos especiales resistentes a momentos a pesar de los diferentes parámetros de diseño, se observó que en la relación acero/hormigón no existe mayor diferencia por lo que se puede concluir que, en la misma categoría de detalle, la variación de la relación acero/hormigón se espera una diferencia menor al 15%.

- Se recomienda tomar en cuenta un factor de reducción apropiado para que al momento de sufrir un sismo, la estructura tenga una buena capacidad de ductilidad y a su vez rigidez.

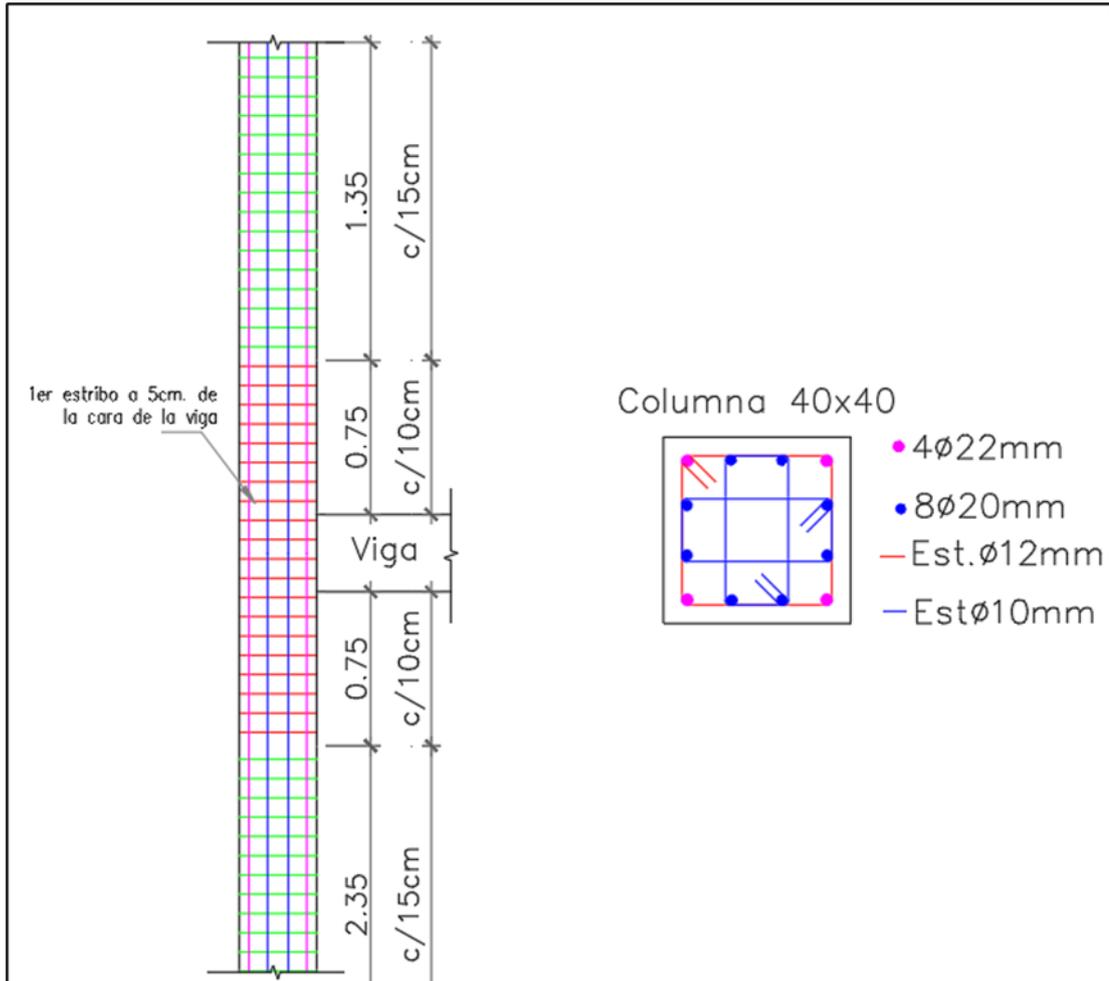
Bibliografía

- ACI (American Concrete Institute) Committee 318. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). Farmington Hills, MI.
- Arguero, J. (2016). *Flexibilización de requisitos mínimos de diseño para edificaciones de porticos de dos pisos*. Sangolquí: ESPE.
- Barros, J., & Santa Maria, H. (2019). Seismic design of low-rise buildings based on frequent earthquake response spectrum. *Journal of Building Engineering*, 366-372.
- Bozzo, L. M., & Barbat, A. H. (2000). Elemento de dinámica de estructuras. En *Diseño sismorresistente de edificios: Técnicas convencionales y avanzadas* (ISBN: 978-84-291-2011-0 ed.). Barcelona, España: REVERTÉ, S.A.
- Burgos, M. (2007). *Estudio de la metodología "diseño por capacidad" en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana e-060 como alternativa de diseño*. Peru.
- Calva, D. (2018). *Método alternativo de diseño sísmo resistente en base al sísmo frecuente [Tesis de grado]*. Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
- Construcción, N. E. (2015).
- González, D. (2021). *Método alternativo de diseño sísmo-resistente con espectros de periodo de retorno bajo, para edificios de 20 pisos [Tesis de grado]*. Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
- Jaramillo Jiménez, J. O. (2004). *Análisis clásico de estructuras*. Bogotá, Colombia: UNIBIBLOS.
- Standar, A. (2019). *ACI 318-19*.

ANEXO 1
PLANOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

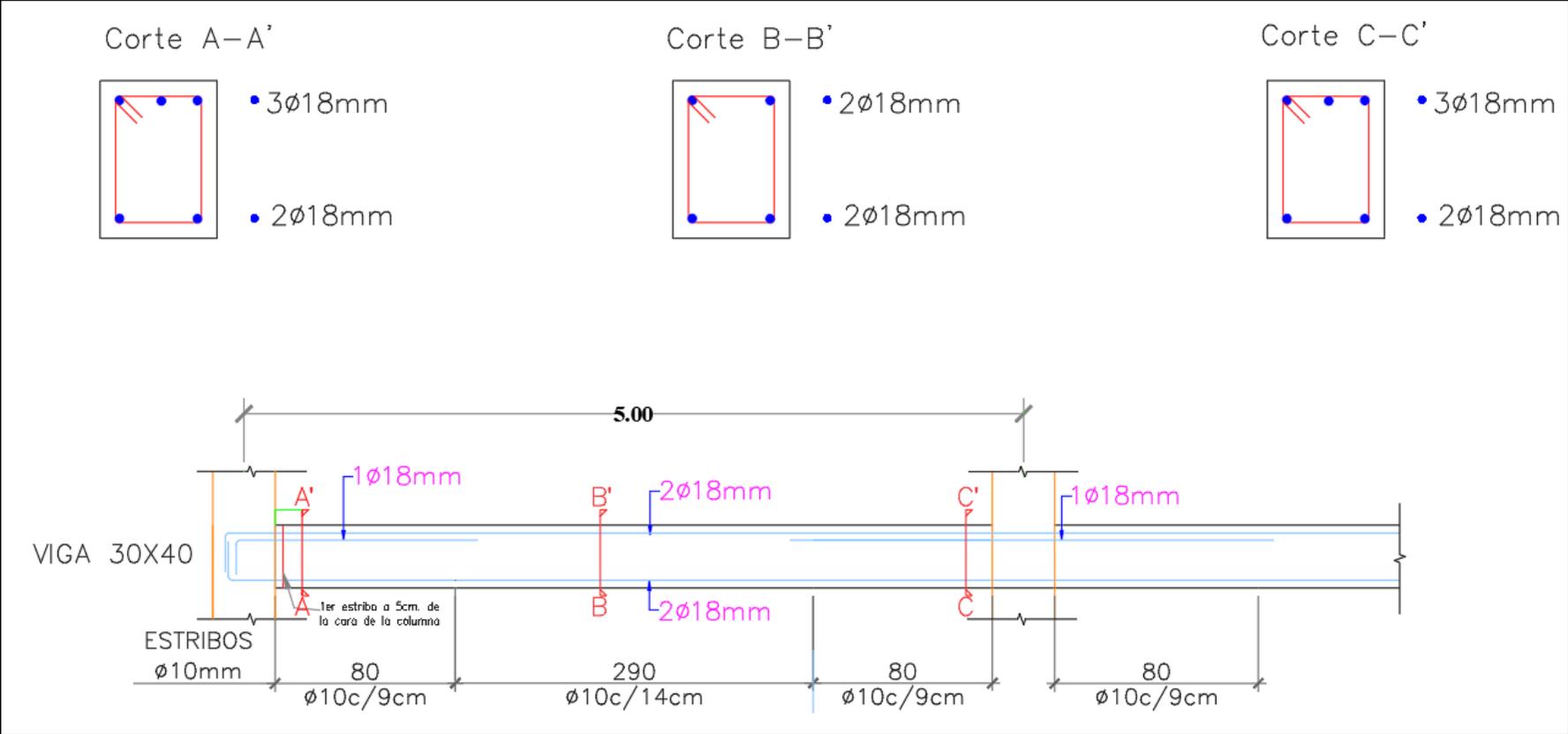
Ilustración 33

Detalle de columna Modelo D1-R8-la



Fuente: Autor

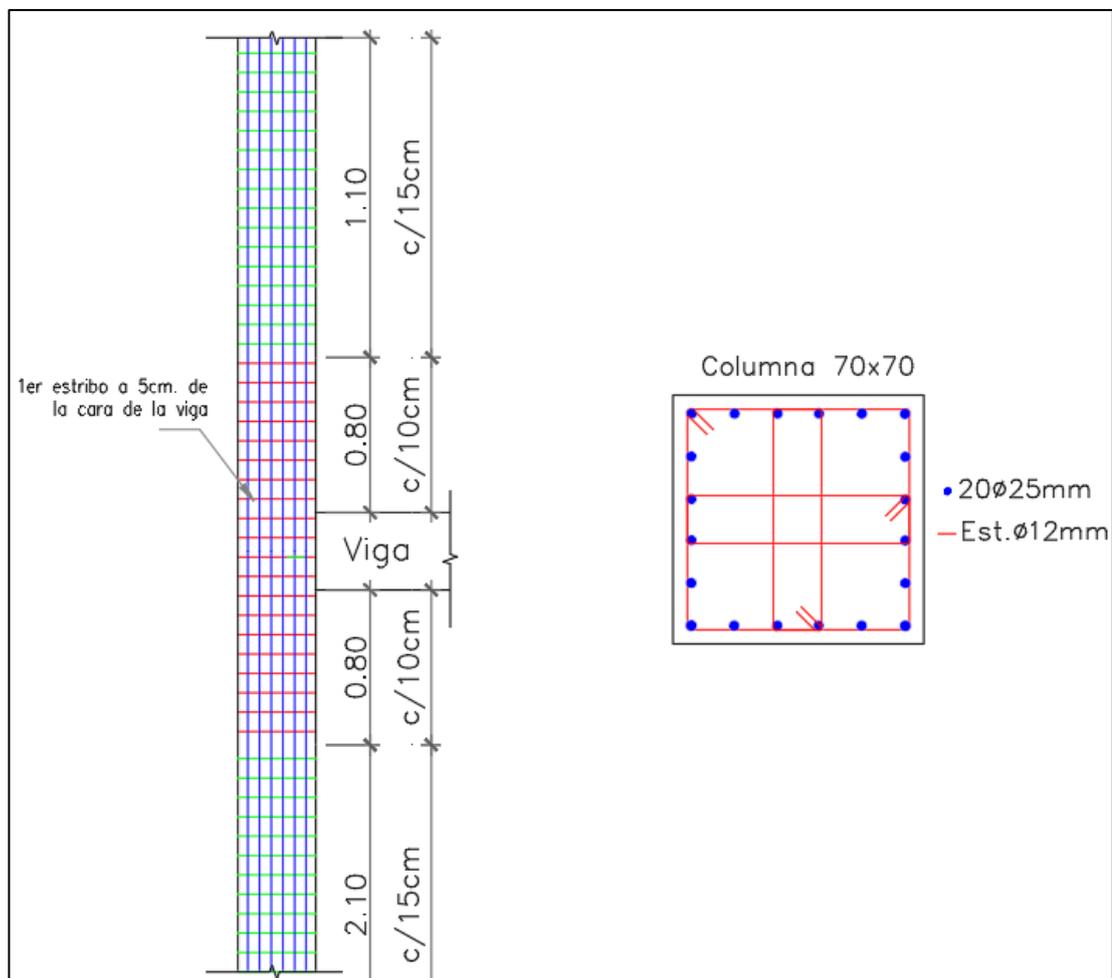
Ilustración 34.
Detalle de viga de Modelo D1-R8-1a



Fuente: Autor

Ilustración 35

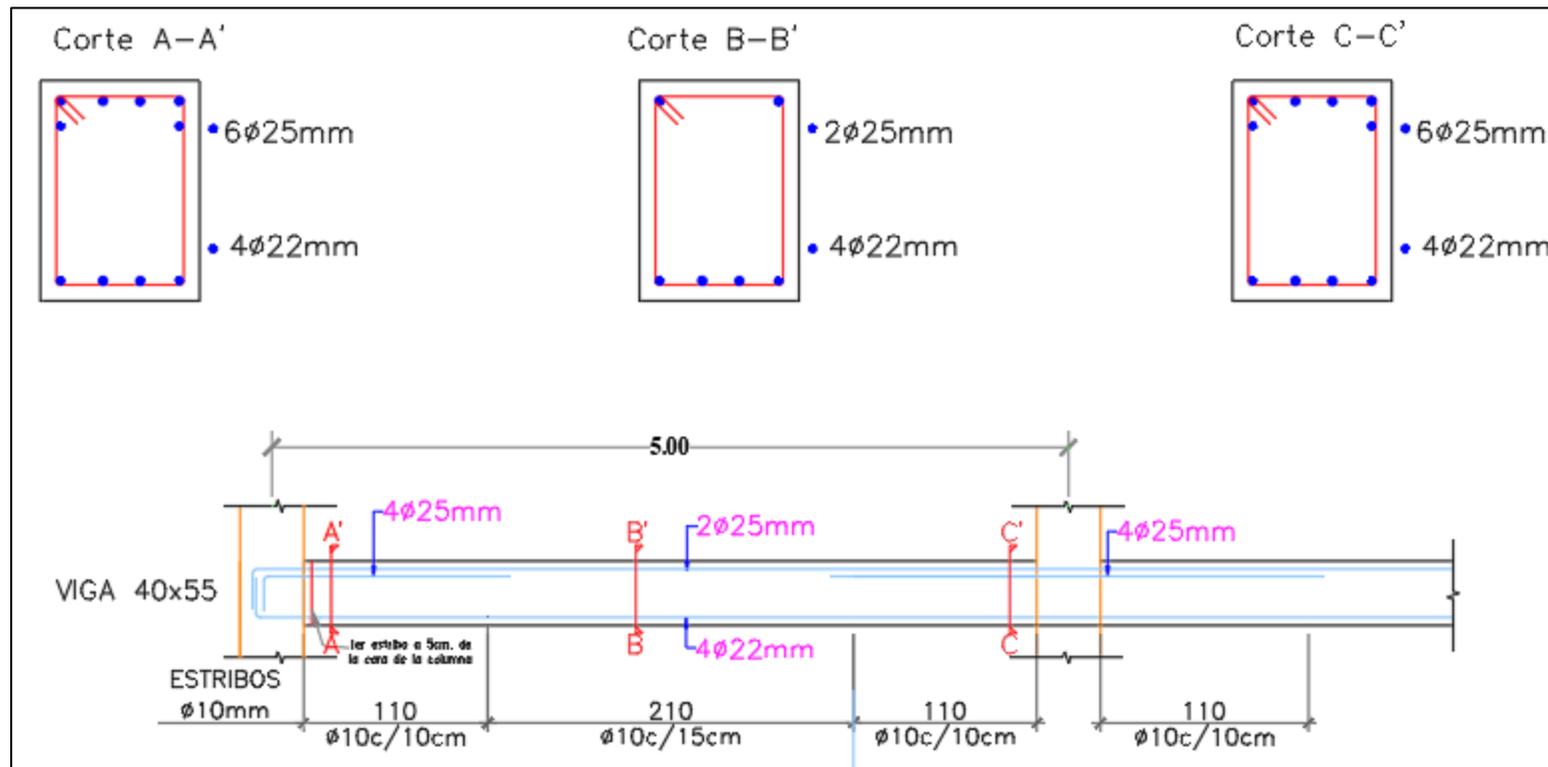
Detalle de columna Modelo D2-R1-la



Fuente: Autor

Ilustración 36.

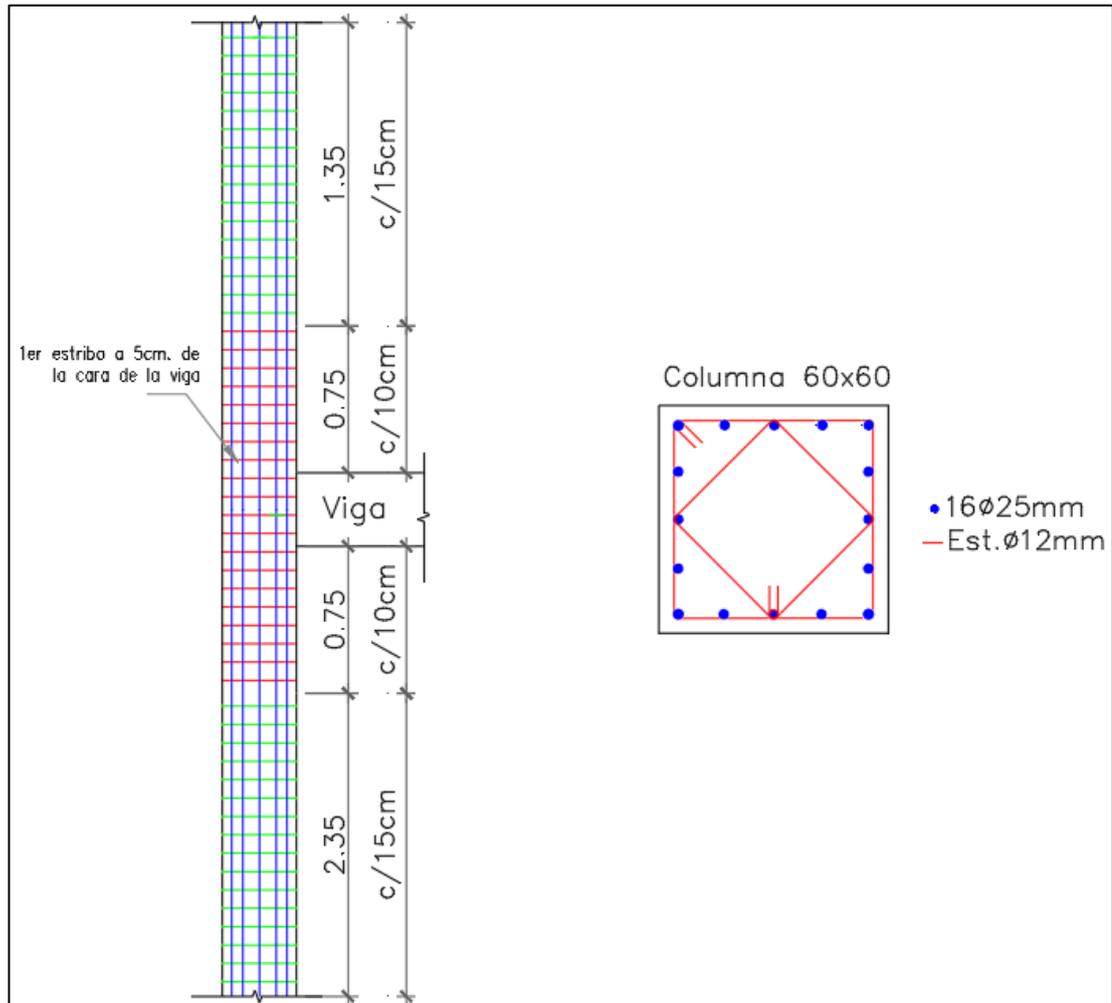
Detalle de viga de Modelo D2-R1-1a



Fuente: Autor

Ilustración 37

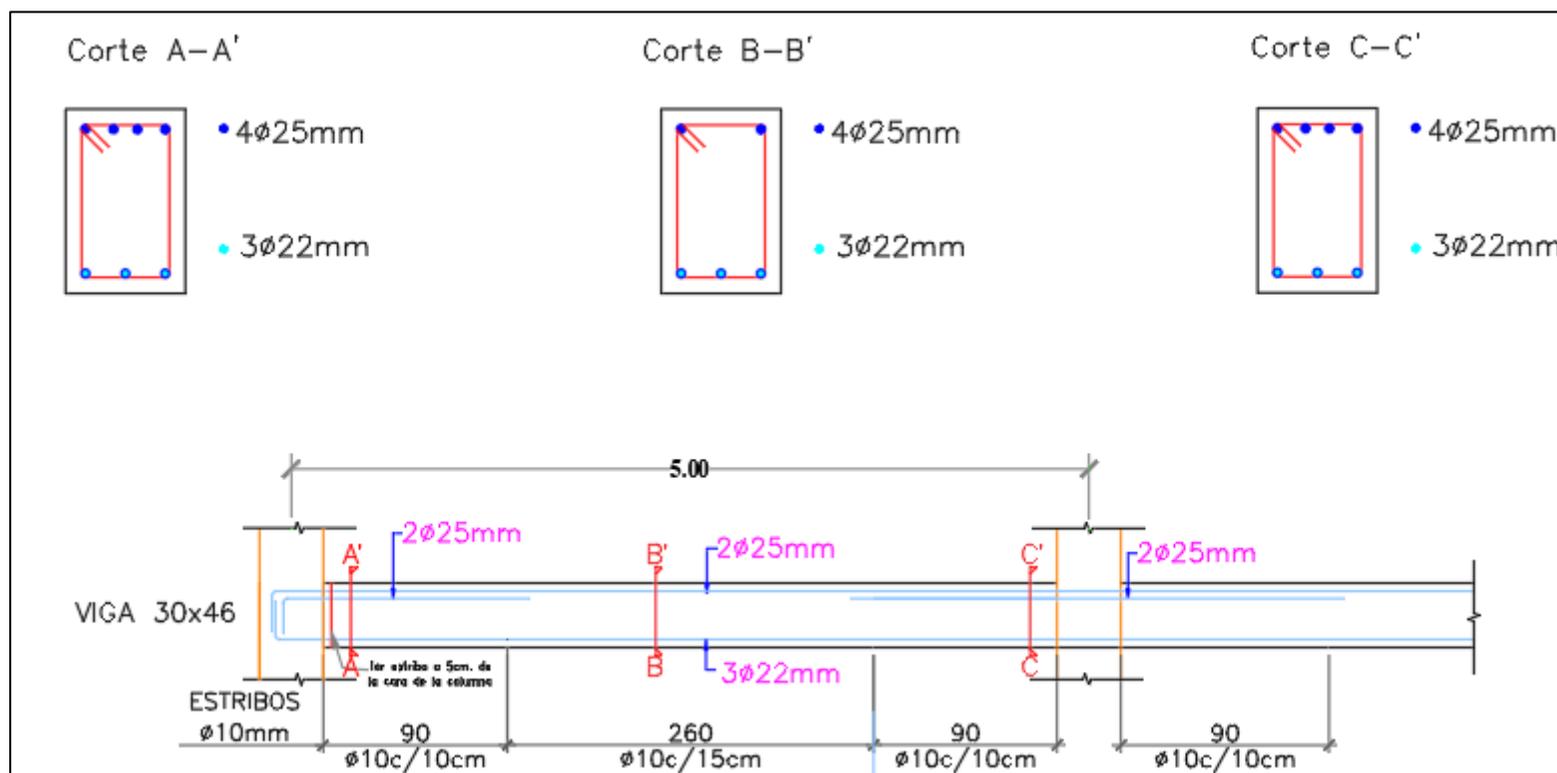
Detalle de columna de Modelo D3-R1-Ig



Fuente: Autor

Ilustración 38

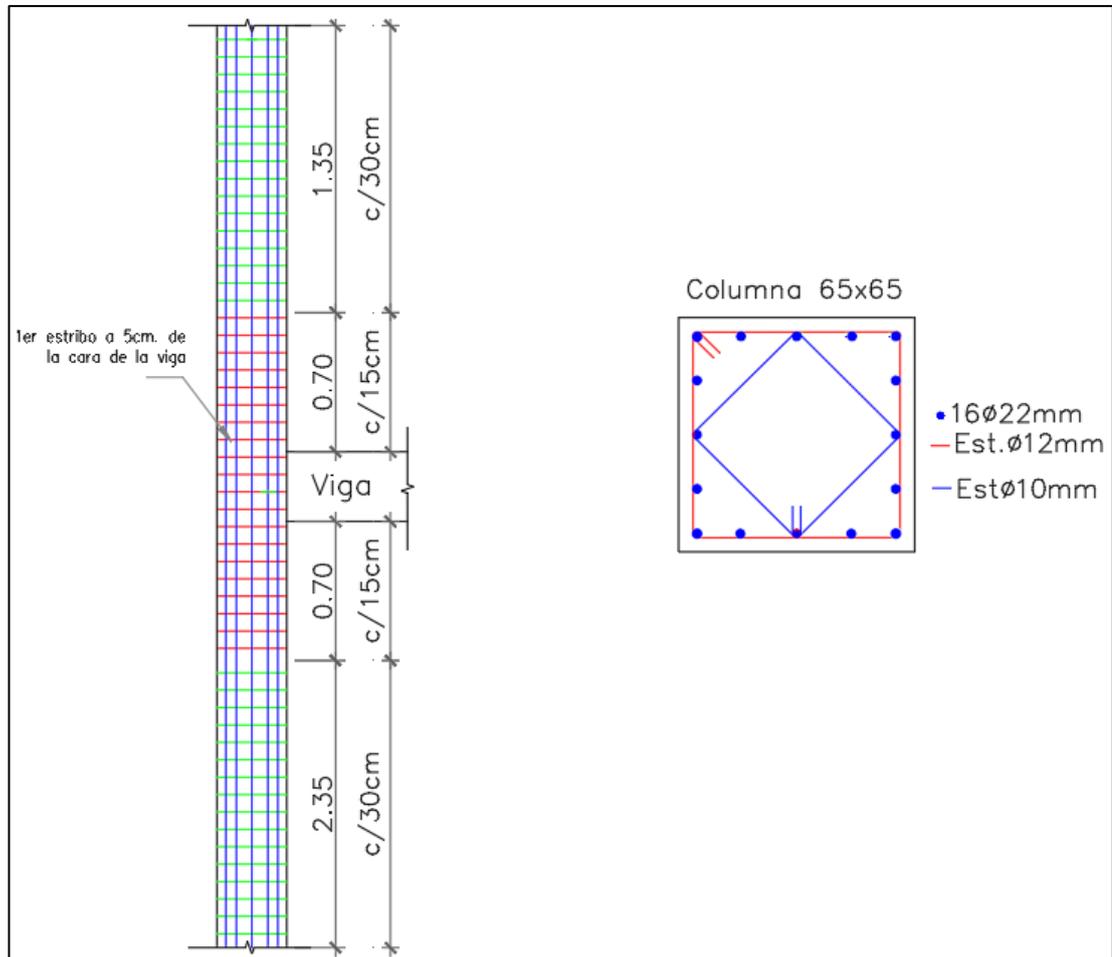
Detalle de viga de Modelo D3-R1-Ig



Fuente: Autor

Ilustración 39

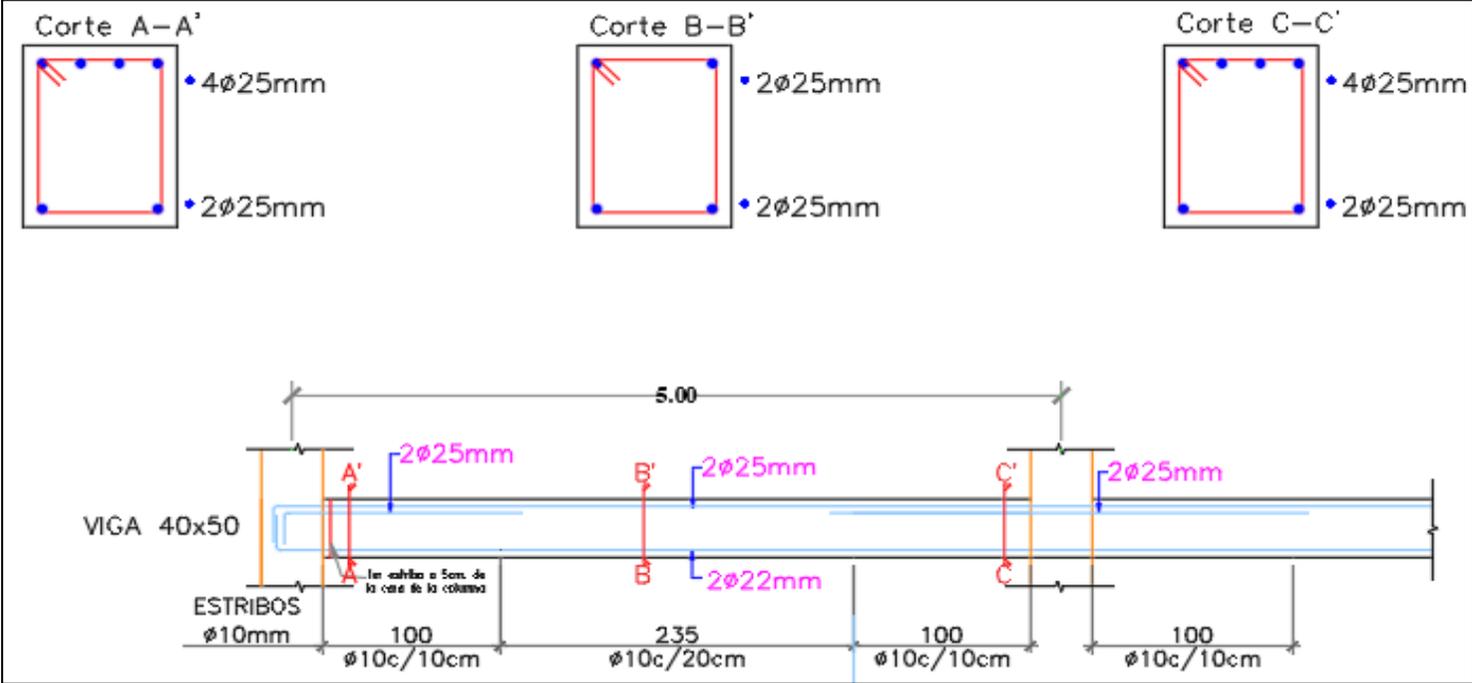
Detalle de columna de Modelo D4-R1-1a



Fuente: Autor

Ilustración 40

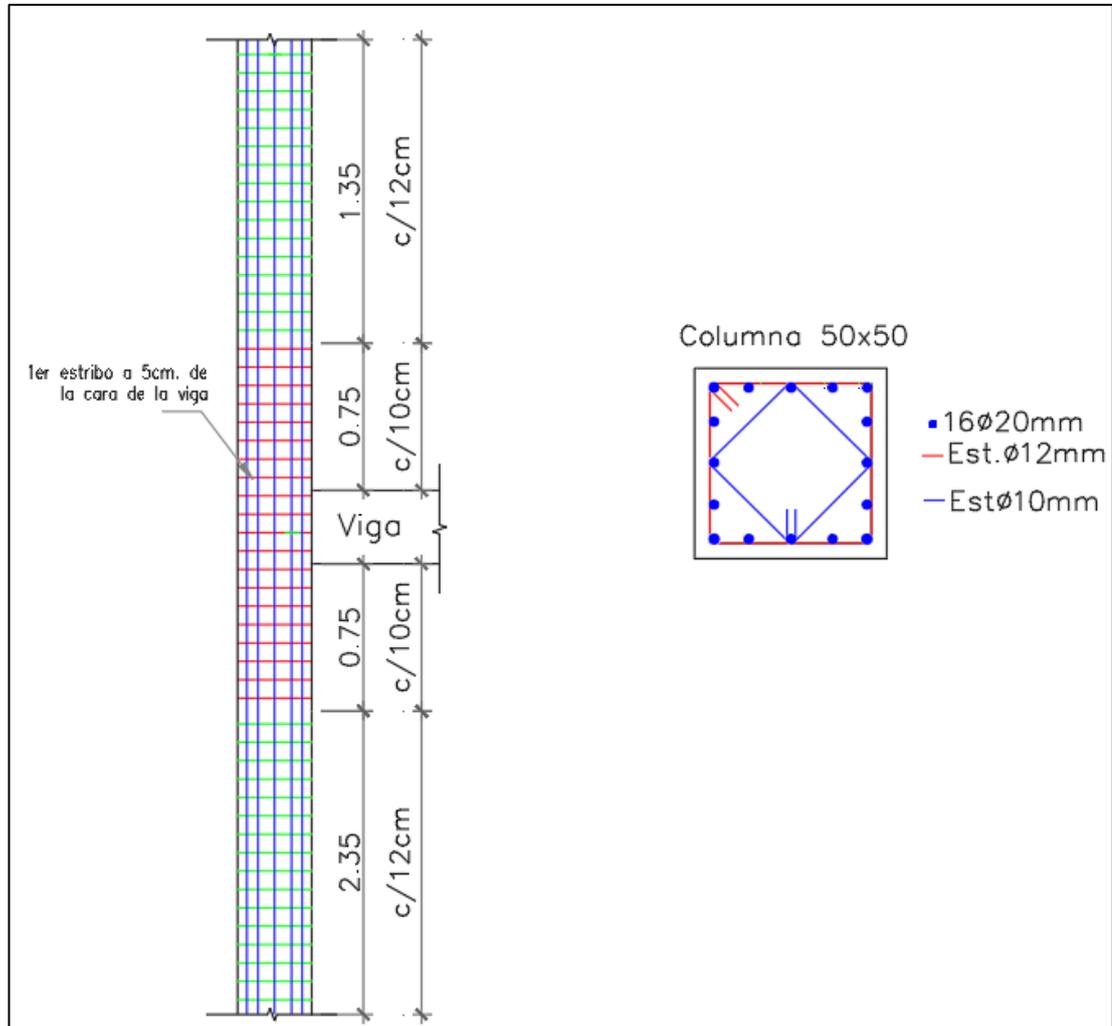
Detalle de viga de Modelo D4-R1-1a



Fuente: Autor

Ilustración 41

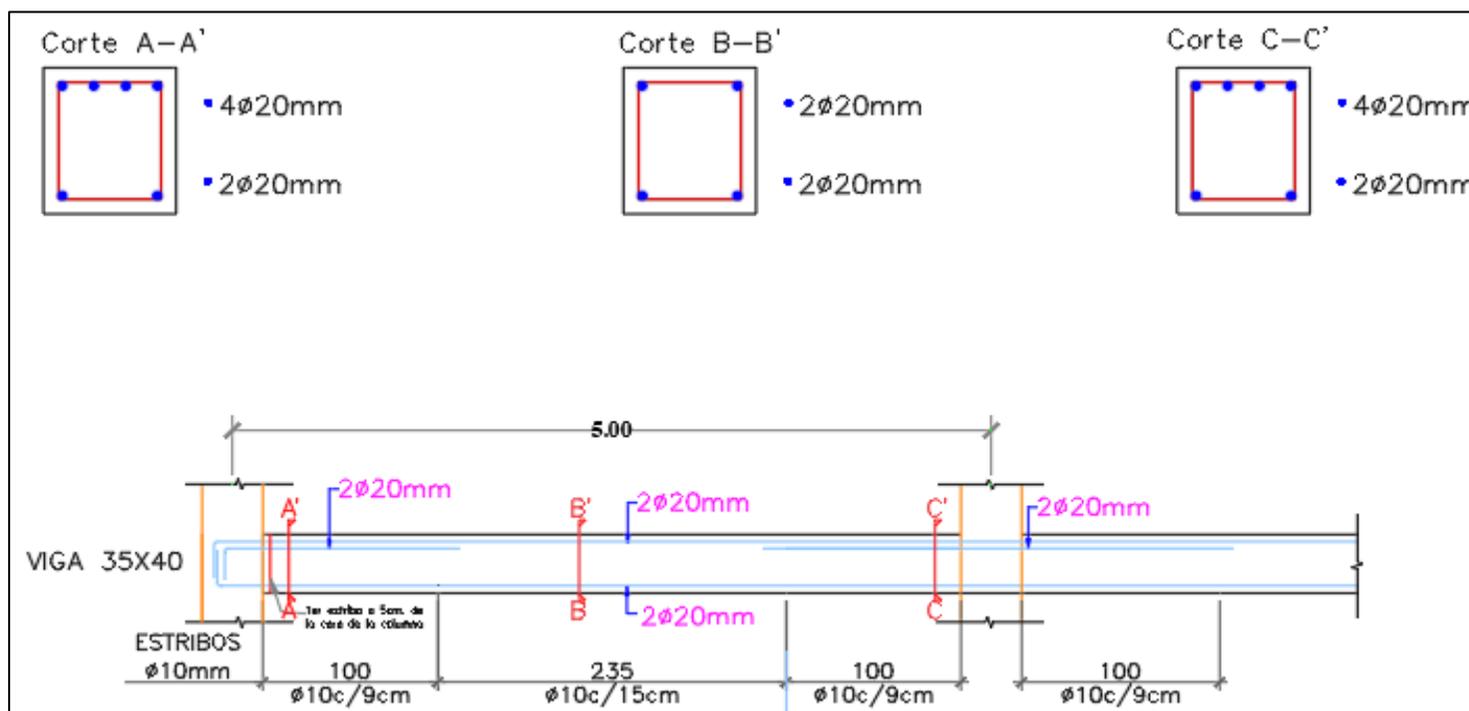
Detalle de columna de Modelo D5-R2-1a



Fuente: Autor

Ilustración 42

Detalle de viga de Modelo D5-R2-1a



Fuente: Autor

ANEXO 2
MEMORIA DE CÁLCULO

Tabla 21

Diseño de Vigas de Modelo D1-R8-la

Vigas		
	Viv	
<i>Lv</i>	6,00	m
<i>Lt</i>	6,00	m
<i>Pisos</i>	4	u
<i>Cm</i>	0,6	t/m ²
<i>Cv</i>	0,20	t/m ²
<i>Cu=Wu</i>	1,02	t/m²
<i>b col</i>	0,40	m
<i>Me</i>	24,08	t-m
<i>Fm</i>	1,15	
<i>Md</i>	7,40	t-m
<i>b vig</i>	30	cm
<i>h</i>	29	cm
<i>hdef</i>	40	cm
<i>relacio h/b</i>	1,33	
	OK	
<i>d</i>	34,1	cm
<i>As min</i>	3,41	cm ²
<i>fi</i>	18	mm
<i>num</i>	2	u
<i>As(-)</i>	6,51	cm ²
<i>num</i>	1	u
<i>As total</i>	7,63	cm ²
<i>cuant</i>	0,64%	
	OK	
<i>sep</i>	7,30	cm
<i>sep min</i>	2,54	cm
	OK	
<i>M (+)</i>	5,25	t-m
<i>As (+)</i>	4,62	cm ²
<i>fi</i>	18	mm
<i>Num</i>	2	u
<i>As real</i>	5,09	cm ²
Control de agrietamiento		
<i>dc</i>	5,90	cm
<i>z</i>	25508	
	INT	
<i>Zon prot</i>	80	cm
<i>a</i>	4,49	cm
<i>Mr</i>	9,19	t-m

Diseno de cortante		
Vu	13,15	t
Vs	8461	kg
fi	10	mm
s	13	cm
Z prot	80	cm
smax	9	cm
Z cent	400	cm
smax	14	cm
Nudo Fuerte - Viga Debil		
T1	40,06	t
T2	26,71	t
Mpr1	12,54	t-m
Mpr2	8,61	t-m
Vcol	5,56	t
Vj	61,20	t
Tipo	INT	
α	5,30	
Cond	Mantenga	
α def	5,30	
Ac	1400	cm ²
Vn	105,54	t
Vn>Vj	OK	
V hz	OK	
Adh	OK	

Fuente: Autor

Tabla 22

Criterio Columna Fuerte - Viga Debil D1-R8-Ia

CF-VD			CF-VD			CF-VD		
Opcion 2 Mnc>1,2Mnv			Opcion 2 Mnc>1,2Mnv			Opcion 2 Mnc>1,2Mnv		
			w1	0,112		w1	0,112	
			w2	0,075		w2	0,075	
Mnb1-	9,19	Ton	Mnb1-	10,21	Ton	Mnb1-	10,21	Ton
Mnb2+	6,27	Ton	Mnb2+	6,96	Ton	Mnb2+	6,96	Ton
			nMnb	17,17		nMnb	17,17	
Mc1	21,95	Ton	Mc1	21,95	Ton	Mc1	25,00	Ton
Mc2	21,95	Ton	Mc2	21,95	Ton	Mc2	25,00	Ton
Cumple			Cumple			Cumple		

Fuente: Autor

Tabla 23

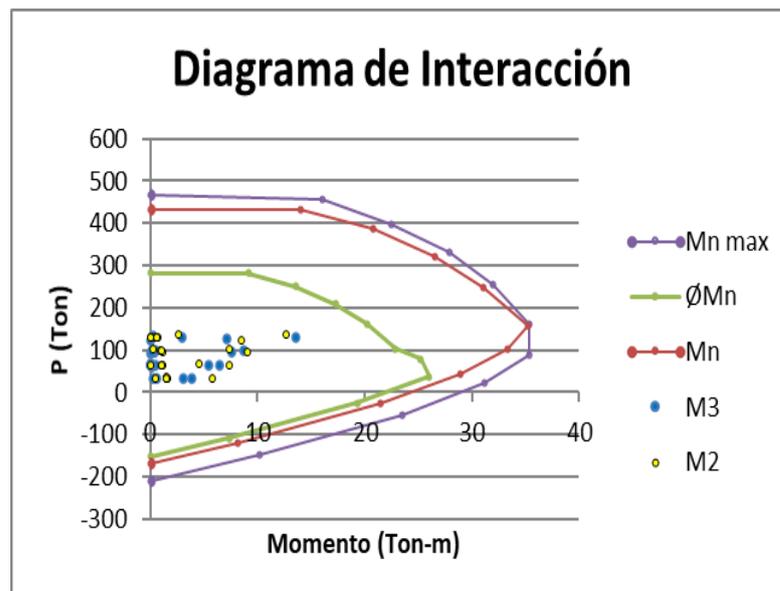
Diseño de Columna Modelo D1-R8-Ia

Columna					
At	33,00	m2	Num	12	u
Fm	1,20		bc	30,80	cm
Cu	4,09	t/m2	pc	30,80	cm
Pu	162,15	t	As	40,32	cm2
Ag	1687	cm2	Ag Real	1600	cm2
Datos de col			cuant	2,52%	OK
ancho	40	cm	sep a	7,07	OK
prof	40	cm	sep p	7,07	OK
var a	4	u	Ac	949	cm2
var p	4	u			
fi long	20	mm	Confinamiento		
fi esq	22	mm	Lo	71	cm
fi est	12	mm	s	10	cm
rec	4,00	cm	Z centr	283	cm
d	36,00	cm	s	12	cm
			Ash	4,23	cm2
			vinchas	3,7	u

Fuente: Autor

Ilustración 43

Diagrama de Interacción Modelo D1-R8-Ia



Fuente: Autor

Tabla 24

Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D1-R8-1a

DOCUMENTOS Y ANEXOS DE REFERENCIA DEL ACERO																
PROYECTO:		TESIS IVAN MACAS														
UBICACIÓN:		Guayaquil				ELEMENTO:		Edificio 4 Pisos								
MC	Φ (mm)	TIPO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)							LONGITUD		PESO		OBSERVACIÓN	TIPO
				a	b	c	d	e	r	t	L. PARCIAL	L. TOTAL	P. UNITARIO	P. TOTAL		
Long	20	L	8	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	114,400	2,466	282,110	COLUMNAS VAR LONG	
Esq	22	L	4	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	57,200	2,984	170,685	COLUMNAS VAR ESQ		
Est int	10	C	242	0,075	0,33	0,075	0,00	0,00	0,00	0,480	116,160	0,617	71,671			
Est	12	O	121	0,33	0,33	0,33	0,33	0,075	0,075	1,470	177,870	0,888	157,949	ESTRIBOS		
															682,415	
Sup Long	18	C	2	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	32,700	1,998	65,335	Vigas eje Y-Y'	
Sup esq	18	L	2	0,20	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	1,300	2,600	1,998	5,195			
Sup int	18	C	2	0,20	2,00	0,20	0,00	0,00	0,00	2,400	4,800	1,998	9,590			
Inf long	18	L	2	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	16,350	32,700	1,998	65,335			
Est	10	O	126	0,33	0,33	0,33	0,33	0,075	0,075	1,470	185,220	0,617	114,281			
															259,736	
													VALOR 1	942,151		
													TOTAL		3768,604	Kg

Fuente: Autor

Tabla 25

Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D2-R1-1a

DOCUMENTOS Y ANEXOS DE REFERENCIA DEL ACERO																	
PROYECTO:		TESIS IVAN MACAS															
UBICACIÓN:		Guayaquil				ELEMENTO:		Edificio 4 Pisos									
MC	Φ (mm)	TIPO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)							LONGITUD		PESO		OBSERVACIÓN	TIPO	
				a	b	c	d	e	r	t	L. PARCIAL	L. TOTAL	P. UNITARIO	P. TOTAL			
Long	25	L	16	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	228,800	3,853	881,566	COLUMNAS VAR LONG	
Esq	25	L	4	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	57,200	3,853	220,392	COLUMNAS VAR ESQ		
Est int	12	O	222	0,18	0,62	0,18	0,62	0,075	0,075	0,00	1,750	388,500	0,888	344,988	Vinchas		
Est	12	O	111	0,62	0,62	0,62	0,62	0,075	0,075	0,00	2,630	291,930	0,888	259,234	ESTRIBOS		
														1706,180			
Sup Long	25	C	2	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	32,700	3,853	125,993	Vigas eje Y-Y'		
Sup esq	25	L	8	0,30	1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,100	16,800	3,853	64,730			
Sup int	25	C	8	0,20	3,60	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	4,000	32,000	3,853	123,296			
Inf long	22	L	4	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	65,400	2,984	195,154			
Estribos	10	O	108	0,32	0,47	0,32	0,47	0,075	0,075	0,00	1,730	186,840	0,617	115,280			
														624,453			
														VALOR 1	2330,633		
														TOTAL	9322,532	Kg	

Fuente: Autor

Tabla 26

Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D3-R1-Ig

DOCUMENTOS Y ANEXOS DE REFERENCIA DEL ACERO																
PROYECTO:		TESIS IVAN MACAS														
UBICACIÓN:		Guayaquil			ELEMENTO:						Edificio 4 Pisos					
MC	Φ (mm)	TIPO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)						LONGITUD		PESO		OBSERVACIÓN	TIPO	
				a	b	c	d	e	r	t	L. PARCIAL	L. TOTAL	P. UNITARIO			P. TOTAL
Long	25	L	12	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	171,600	3,853	661,175	COLUMNAS VAR LONG	
Esq	25	L	4	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	57,200	3,853	220,392	COLUMNAS VAR ESQ	
Est int	12	O	108	0,52	0,52	0,52	0,52	0,075	0,075	0,00	2,230	240,840	0,888	213,866	Vinchas	
Est	12	O	108	0,52	0,52	0,52	0,52	0,075	0,075	0,00	2,230	240,840	0,888	213,866	ESTRIBOS	
Sup Long	25	C	2	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	32,700	3,853	125,993	Vigas eje Y-Y'	
Sup esq	25	L	4	0,30	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,650	6,600	3,853	25,430		
Sup int	25	C	4	0,20	3,60	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	4,000	16,000	3,853	61,648		
Inf long	22	L	3	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	49,050	2,984	146,365		
Estribos	10	O	107	0,22	0,37	0,22	0,37	0,075	0,075	0,00	1,330	142,310	0,617	87,805		
													447,241			
													VALOR 1	1756,540		
													TOTAL	7026,16	Kg	

Fuente: Autor

Tabla 27

Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D4-R1-1a

DOCUMENTOS Y ANEXOS DE REFERENCIA DEL ACERO																	
PROYECTO:		TESIS IVAN MACAS															
UBICACIÓN:		Guayaquil				ELEMENTO:		Edificio 4 Pisos									
MC	Φ (mm)	TIPO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)							LONGITUD		PESO		OBSERVACIÓN	TIPO	
				a	b	c	d	e	r	t	L. PARCIAL	L. TOTAL	P. UNITARIO	P. TOTAL			
Long	22	L	12	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	171,600	2,984	512,054	COLUMNAS VAR LONG		
Esq	22	L	4	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	57,200	2,984	170,685	COLUMNAS VAR ESQ			
Est int	10	O	69	0,57	0,57	0,57	0,57	0,075	0,075	0,00	2,430	167,670	0,617	103,452	Vinchas		
Est	12	O	69	0,57	0,54	0,57	0,57	0,075	0,075	0,00	2,400	165,600	0,888	147,053	ESTRIBOS		
														933,244			
Sup Long	25	C	2	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	32,700	3,853	125,993	Vigas eje Y-Y'		
Sup esq	25	L	4	0,30	1,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,750	7,000	3,853	26,971			
Sup int	25	C	4	0,20	3,60	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	4,000	16,000	3,853	61,648			
Inf long	25	L	2	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	32,700	3,853	125,993			
Estribos	10	O	101	0,32	0,42	0,32	0,42	0,075	0,075	0,00	1,630	164,630	0,617	101,577			
														442,182			
													VALOR 1	1375,426			
													TOTAL	5501,704	Kg		

Fuente: Autor

Tabla 28

Memoria de Cálculo de cantidades de Acero de Modelo D5-R2-1a

DOCUMENTOS Y ANEXOS DE REFERENCIA DEL ACERO																	
PROYECTO:		TESIS IVAN MACAS															
UBICACIÓN:		Guayaquil				ELEMENTO:		Edificio 4 Pisos									
MC	Φ (mm)	TIPO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)							LONGITUD		PESO		OBSERVACIÓN	TIPO	
				a	b	c	d	e	r	t	L. PARCIAL	L. TOTAL	P. UNITARIO	P. TOTAL			
Long	20	L	12	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	171,600	2,466	423,166	COLUMNAS VAR LONG	
Esq	20	L	4	0,30	14,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,300	57,200	2,466	141,055	COLUMNAS VAR ESQ		
Est int	10	O	125	0,42	0,42	0,42	0,42	0,075	0,075	0,00	1,830	228,750	0,617	141,139	Vinchas		
Est	12	O	125	0,42	0,42	0,42	0,42	0,075	0,075	0,00	1,830	228,750	0,888	203,130	ESTRIBOS		
														908,490			
Sup Long	20	C	2	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	32,700	2,466	80,638	Vigas eje Y-Y'		
Sup esq	20	L	4	0,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,600	6,400	2,466	15,782			
Sup int	20	C	4	0,20	3,60	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	4,000	16,000	2,466	39,456			
Inf long	20	L	2	0,30	15,75	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	16,350	32,700	2,466	80,638			
Estribos	10	O	120	0,32	0,42	0,32	0,42	0,075	0,075	0,00	1,630	195,600	0,617	120,685			
														337,199			
														VALOR 1	1245,689		
														TOTAL	4982,756 Kg		

Fuente: Autor



DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Macas Espinosa Iván Rodrigo**, con C.C: # 0705113942 autor/a del trabajo de titulación: **Influencia de parámetros en el método alternativo de diseño sismo-resistente parte I** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 15 días del mes de septiembre del año 2021

f. _____

Nombre: **Macas Espinosa Iván Rodrigo**

C.C: **0705113942**



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TEMA Y SUBTEMA:	Influencia de parámetros en el método alternativo de diseño sismo-resistente parte I		
AUTOR(ES)	Iván Rodrigo Macas Espinosa		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. José Andrés Barros Cabezas, M.Sc.		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	15 de septiembre del 2021	No. PÁGINAS:	DE 64
ÁREAS TEMÁTICAS:	Estructuras sísmicas e ingeniería.		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	Sismo de diseño, sismo de servicio, derivas, pórticos SMF, pórticos IMF, factor de sobrerresistencia		
RESUMEN/ABSTRACT (150-250 palabras):			
<p>En el presente trabajo de titulación se realiza la comparación del comportamiento de cinco edificios los cuales tienen diferentes parámetros de diseño y tipologías estructurales. Se realiza un modelo en base a un sismo de diseño con un periodo de retorno (T_r) de 475 años y cuatro modelos en base a un nuevo método basado en un sismo con un periodo de retorno de 43 años. Todos los modelos cumplen los lineamientos de la Normativa ACI-318-19 siguiendo los detalles de pórticos especiales resistentes a momentos (SMF) y pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF). Un modelo cumple con el lineamiento propuesto por la NEC-15 con una deriva admisible del 2% y los otros modelos se limitan a una deriva del 0.5%. Con los resultados de los diseños, se calculan las áreas, cantidades de materiales (hormigón y acero) y se comparan. Se deja abierto el tema para, en una segunda entrega, se revise el desempeño esperado para cada uno de los modelos propuestos.</p>			
ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: +593-994441675	E-mail: ivanmacas1@gmail.com	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE):	Nombre: Clara Catalina Glas Cevallos		
	Teléfono: +593-984616792		
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA			
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):			
Nº. DE CLASIFICACIÓN:			
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			