



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
SEDE AZOGUES

INFORME FINAL DEL PROYECTO PROFESIONAL DE GRADO
PREVIO A LA OBTENCION DEL GRADO ACADÉMICO DE
INGENIERO CIVIL

TEMA:

ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO ECONÓMICO DE UN
EDIFICIO DE HASTA SIETE NIVELES UTILIZANDO
HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL

AUTOR:

KARINA FERNANDA GONZÁLEZ GONZÁLEZ

TUTOR:

ING. ROBERTO GAMÓN TORRES. Msc. Ph.D.

AZOGUES – ECUADOR

FEBRERO 2018

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del trabajo de grado, presentado por la Sra. **Karina Fernanda González González** para optar por el título de **INGENIERA CIVIL**, doy fe que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En la ciudad de Azogues, a los 01 del mes de marzo del 2018.

Firma:

Ing. Roberto Gamón Torres. Msc. Ph.D

1752913887

CERTIFICADO DE AUTORIA

El presente trabajo investigativo de proyecto profesional de grado previo a la obtención del título de INGENIERA CIVIL, cuyo tema es: **“Análisis comparativo técnico – económico de un edificio de hasta siete niveles utilizando hormigón armado y acero estructural”** corresponden al trabajo de investigación del autor, además certifico que he cumplido con todas las observaciones realizadas por el tribunal evaluador.

Estudiante:

Karina Fernanda González González

0302679618

AGRADECIMIENTO

A mi esposo por haberme brindado el apoyo necesario para poder alcanzar este sueño, por la dedicación y tiempo que ha invertido para ayudarme a pesar de no conocer los temas que aborde en esta tesis.

A mis padres por todo el esfuerzo y confianza que han depositado en mi para alcanzar este objetivo.

Al Ing. Roberto Gamón por guíame e instruirme en el desarrollo de este proyecto y por brindarme parte de su tiempo en las revisiones pertinentes.

Al Ing. Jorge Romero por transmitirme sus conocimientos acerca del tema de tesis y ayudarme en la utilización de las herramientas necesarias para su desarrollo.

A los profesores de la Unidad Académica de Ingeniería Civil, que me instruyeron con sus conocimientos durante esta carrera.

A todos mi mayor reconocimiento y gratitud.

DEDICATORIA

Con mucho cariño este documento va dedicado a mis hijos quienes son los testigos más silenciosos de mi lucha cotidiana por alcanzar un futuro mejor, a mi esposo quien me ha apoyado incondicionalmente durante esta trayectoria y me ha ayudado a no rendirme a pesar de escuchar malas noticias, a mi hermana porque es mi ejemplo de lucha y fortaleza para salir siempre adelante, a mi familia que me ha brindado la ayuda necesaria para poder cumplir esta meta.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene por objetivo el análisis técnico económico de una estructura proyectada para uso residencial. En el diseño de esta edificación se consideraron variables como, el tipo de material siendo este el hormigón armado y acero estructural, además del número de pisos de hasta siete niveles, los mismos que fueron utilizados para obtener diferentes estructuras con diseños comparables.

Se utilizó el programa ETABS para la modelación y análisis estructural de las edificaciones, mediante el cual se enfatizó en el cumplimiento de las normativas de sismo resistencia vigentes en el Ecuador, con los diseños obtenidos anteriormente se realizó un análisis de precios unitarios para obtener el costo de cada alternativa, dentro del cual se consideraron aspectos como material, mano de obra y equipos; como resultado de este proceso se observó que la alternativa en acero estructural es más económica con respecto al hormigón armado.

Palabras clave: análisis, hormigón, acero, diseño, niveles, edificio, costo.

ABSTRACT

The present investigation has by objective the technical economic analysis of a structure projected for residential use. In the design of this edifice, variables were considered such as, the type of material being this the reinforced concrete and structural steel, also the number of floors of up to seven levels, the same that were utilized to obtain different structures with comparable designs.

The program ETABS was used for the modeling and structural analysis of the edifices, through which it was emphasized in the fulfilment of the seismic resistance norms valid in Ecuador, with the designs obtained previously an analysis of unit prices has been made to obtain the cost of every alternative, within which considered aspects like material, labor and equipment; as a result of this process it was observed that the alternative in structural steel is more economical with regard to structural steel.

Keywords: analysis, concrete, steel, design, levels, edifices, cost.

ÍNDICE

CAPÍTULO I	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Formulación del problema	1
1.3 Justificación	2
1.4 Objetivos.....	3
1.4.1 Objetivo general.....	3
1.4.2 Objetivos específicos	3
CAPÍTULO II	5
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	5
2.1 Definición de estructura	5
2.2 Estructuras para edificaciones.....	5
2.2.1 Estructuras con paredes soportantes.....	6
2.2.2 Estructuras aporticadas	6
2.2.3 Estructuras de grandes dimensiones	6
2.2 Hormigón armado.....	7
2.2.1 Generalidades.....	7
2.2.2 Ventajas del hormigón armado como material constructivo	7
2.2.3 Desventajas del hormigón armado como material constructivo	8
2.3 Acero estructural	8
2.3.1 Generalidades.....	8
2.3.2 Ventajas del acero estructural como material constructivo	9
2.3.3 Desventajas del acero estructural como material constructivo	9
CAPITULO III	10

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	10
3.1 Modelación de la estructura.....	10
3.1.1 Geometría de la planta del edificio tipo	10
3.1.2 Materiales	12
3.1.3 Cargas	12
3.2 Análisis de cargas	13
3.2.1 Cargas muertas	13
3.2.2 Cargas vivas	14
3.2.3 Carga sísmica	15
3.3 Combinaciones de carga	26
3.4 Metodología de diseño estructural.....	27
3.4.1 Diseño por factores de carga y resistencia LRFD	27
3.4.2 Metodología de diseño utilizada.....	28
CAPÍTULO IV	29
4. DISEÑO ESTRUCTURAL	29
4.1 Diseño estructural alternativa en hormigón armado	29
4.1.1 Generalidades.....	29
4.1.2 Datos generales utilizados para el diseño.....	30
4.1.3 Diseño de vigas	32
4.1.4 Diseño de columnas.....	36
4.1.5 Diseño de losas	41
4.1.6 Diseño de cimentaciones	44
4.2 Diseño estructural alternativa acero estructural.....	49
4.2.1 Generalidades.....	49
4.2.2 Diseño de vigas	49

4.2.3 Diseño de columnas.....	57
4.2.4 Vigas – Columnas	59
4.2.5 Diseño de Losa	59
4.3 Resultados del diseño estructural.....	62
4.3.1 Resultados del diseño en la alternativa en hormigón armado.....	62
4.3.2 Resultados del diseño en la alternativa acero estructural	72
CAPITULO V	82
5. ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO	82
5.1 Generalidades	82
5.2 Costos de construcción	82
5.2.1 Mano de obra.....	82
5.2.2 Materiales	82
5.2.3 Equipo.....	83
5.3 Precios unitarios para la alternativa en hormigón armado.....	83
5.4 Precios unitarios para la alternativa en acero estructural	84
5.5 Presupuesto	84
5.5.1 Presupuesto para la alternativa en hormigón armado.....	85
5.5.2 Presupuesto para la alternativa en acero estructural	87
5.6 Comparación de costos de construcción.....	90
5.6.1 Comparación de costos totales.....	90
5.6.2 Comparación entre los materiales	91
5.6.3 Comparación de la mano de obra.....	92
5.6.4 Comparación equipos y maquinaria.....	94
5.6.5 Comparación del peso de la estructura.....	95
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	97

BIBLIOGRAFÍA.....	99
-------------------	----

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Cargas muertas impuestas	13
Tabla 2. Cargas vivas utilizadas	14
Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	16
Tabla 4. Clasificación de los perfiles de suelos	16
Tabla 5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	17
Tabla 6. Tipos de suelo y factores de sitio F_d	17
Tabla 7. Tipos de suelo y factores de sitio F_s	18
Tabla 8. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	20
Tabla 9. Valores de Δm máximos, expresados como fracción de la altura de piso	21
Tabla 10. Coeficiente, C_t para el periodo de vibración	23
Tabla 11. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R	24
Tabla 12. Coeficiente k, relacionado con el periodo de vibración.....	25
Tabla 13. Combinaciones de carga	26
Tabla 14. Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados.....	31
Tabla 15. Límites para f'_c	31
Tabla 16. Presión máxima permisible del suelo.....	45
Tabla 17. Localización de la sección crítica para M_u	48
Tabla 18. Razones Ancho – Espesor	51
Tabla 19. Límites de deflexión tomados del IBC 2009.....	56
Tabla 20. Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial.....	57
Tabla 21. Resultado del diseño de vigas	62
Tabla 22. Acero de refuerzo para las vigas	62

Tabla 23. Resultado del diseño de columnas	63
Tabla 24. Acero de refuerzo para columnas	63
Tabla 25. Resultado del diseño de losas	63
Tabla 26. Acero de refuerzo para losas	64
Tabla 27. Resultado del diseño de la losa de piso.....	64
Tabla 28. Resultado del diseño de zapatas perimetrales	64
Tabla 29. Resultado del diseño de zapatas centrales	65
Tabla 30. Acero de refuerzo para zapatas.....	65
Tabla 31. Resultado del diseño de vigas	65
Tabla 32. Acero de refuerzo para las vigas	66
Tabla 33. Resultado del diseño de columnas	66
Tabla 34. Acero de refuerzo para columnas	66
Tabla 35. Resultado del diseño de losas	67
Tabla 36. Acero de refuerzo para losas	67
Tabla 37. Resultado del diseño de la losa de piso.....	67
Tabla 38. Resultado del diseño de zapatas perimetrales	68
Tabla 39. Resultado del diseño de zapatas centrales	68
Tabla 40. Acero de refuerzo para zapatas.....	69
Tabla 41. Resultado del diseño de vigas	69
Tabla 42. Acero de refuerzo para las vigas	69
Tabla 43. Resultado del diseño de columnas	70
Tabla 44. Acero de refuerzo para columnas	70
Tabla 45. Resultado del diseño de losas	70
Tabla 46. Acero de refuerzo para losas.....	71
Tabla 47. Resultado del diseño de la losa de piso.....	71

Tabla 48. Resultado del diseño de zapatas.....	71
Tabla 49. Acero de refuerzo para zapatas.....	72
Tabla 50. Resumen de cantidades para la alternativa en hormigón armado	72
Tabla 51. Resultado del diseño de vigas de acero estructural	73
Tabla 52. Resultado del diseño de columnas de acero estructural.....	73
Tabla 53. Resultado de losa con placa colaborante	73
Tabla 54. Resultado del diseño de la losa de piso.....	74
Tabla 55. Resultado del diseño de zapatas perimetrales	74
Tabla 56. Resultado del diseño de zapatas centrales	75
Tabla 57. Acero de refuerzo para pedestales.....	75
Tabla 58. Acero de refuerzo para zapatas.....	76
Tabla 59. Resultado del diseño de vigas de acero estructural	76
Tabla 60. Resultado del diseño de columnas de acero estructural.....	76
Tabla 61. Resultado de losa con placa colaborante	77
Tabla 62. Resultado del diseño de la losa de piso.....	77
Tabla 63. Resultado del diseño de zapatas perimetrales	77
Tabla 64. Resultado del diseño de zapatas centrales	78
Tabla 66. Acero de refuerzo para zapatas.....	78
Tabla 67. Resultado del diseño de vigas de acero estructural	78
Tabla 68. Resultado del diseño de columnas de acero estructural.....	79
Tabla 69. Resultado de losa con placa colaborante	79
Tabla 70. Resultado del diseño de la losa de piso.....	79
Tabla 71. Resultado del diseño de zapatas perimetrales	80
Tabla 72. Acero de refuerzo para zapatas perimetrales.....	80
Tabla 73. Resultado del diseño de zapatas centrales	80

Tabla 74. Acero de refuerzo para zapatas centrales	81
Tabla 75. Acero de refuerzo para pedestales	81
Tabla 76. Resumen de cantidades para la alternativa en acero estructural	81
Tabla 77. Lista de rubros utilizados para la alternativa hormigón armado...	83
Tabla 78. Lista de rubros utilizados para la alternativa en acero estructural	84
Tabla 79. Presupuesto edificio con 3 niveles en hormigón armado	85
Tabla 80. Presupuesto edificio 5 pisos alternativa en hormigón armado.....	86
Tabla 81. Presupuesto edificio de 7 pisos alternativa en hormigón armado	86
Tabla 82. Resumen de presupuestos alternativa en hormigón armado.....	87
Tabla 83. Presupuesto edificio de 3 pisos alternativa en acero estructural .	87
Tabla 84. Presupuesto edificio de 5 pisos alternativa en acero estructural .	88
Tabla 85. Presupuesto edificio de 7 pisos alternativa en acero estructural .	89
Tabla 86. Resumen de presupuestos alternativa acero estructural	89
Tabla 87. Costo total de materiales	91
Tabla 88. Costo total de materiales	93
Tabla 89. Costo total de equipos y maquinaria.....	94
Tabla 90. Costo total de equipos y maquinaria.....	96

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Modelo estructural – Edificio de 3 pisos	10
Figura 2. Modelo estructural – Edificio de 5 pisos	11
Figura 3. Modelo estructural – Edificio de 7 pisos	11
Figura 4. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	15
Figura 5. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	18
Figura 6. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.	41
Figura 7. Franjas de columna y central	43
Figura 8. Sección crítica al cortante tipo viga en una zapata	46
Figura 9. Sección crítica al cortante por punzonamiento.....	47
Figura 10. Sección crítica a la flexión en cimentaciones de columnas y muros de hormigón fundidos monolíticamente con la zapata.	48
Figura 11. Sección transversal tipo para viga de acero estructural	49
Figura 12. Propiedades de sección tipo I para Pandeo lateral – Torsional .	53
Figura 13. Losa armada con placa colaborante	60
Figura 14. Sección transversal de losa armada con placa colaborante	60
Figura 15. Costo total de las alternativas respecto al área de construcción	90
Figura 16. Costo total de materiales respecto al área	92
Figura 17. Costo total de mano de obra respecto al área	93
Figura 18. Costo total de la maquinaria y equipo respecto al área.....	95
Figura 19. Peso de la estructura con respecto al área	96

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

Actualmente se ve necesario evolucionar progresivamente en todos los campos científicos y tecnológicos, de manera que se pueda optimizar recursos, tanto naturales como económicos.

En el campo constructivo se han desarrollado varias y numerosas soluciones estructurales para edificaciones, de modo que los costos en las mismas han cambiado radicalmente; además, cabe mencionar que los cambios generados en las técnicas constructivas y de diseño, así como el mejoramiento de los materiales de construcción, han permitido estructuras cuyo comportamiento estructural sea satisfactorio y económico.

Se ha observado en nuestro medio la utilización de materiales como el Hormigón armado y el Acero estructural para llevar a cabo el diseño, proyección y construcción de un edificio, de tal manera que para escoger cualquiera de estas dos soluciones estructurales se ve necesario conocer sus características, de modo que la construcción de una edificación sea segura, funcional y duradera.

Cabe mencionar, que el uso de cualquiera de estas dos alternativas se ve restringido también por la economía de la construcción, siendo este un factor de relevancia para el inversionista de una edificación, además de que el usuario se limite al número de pisos de la misma pensando relativamente que mientras más pisos mayor será el costo de esta; por lo que resulta interesante comparar las dos soluciones de manera que se pueda escoger la alternativa que resulte factible según el número de pisos y el costo-beneficio.

1.2 Formulación del problema

El sector constructivo ha ido evolucionando con el objeto de alcanzar estructuras seguras, funcionales, durables y económicas; de modo que cada

uno de estos aspectos se toman en consideración al momento de realizar el diseño de una edificación.

El hormigón armado ha sido la solución estructural preferida en el Ecuador al instante de proyectar una estructura, debido a que el aspecto estético de este genera una sensación de solidez y seguridad sumándole entre una de sus ventajas la facilidad de acceder a sus componentes en cualquier lugar de nuestro medio, mientras que “el acero ha sido un material que se ha introducido en el mercado de manera progresiva y que ha generado poca credibilidad en los usuarios por sus relativos perfiles delgados” (Rojas Lopez & Arenas Giraldo, 2008), además necesita mano de obra calificada, y no puede fabricarse in situ, según lo anteriormente mencionado el costo de una edificación depende de las ventajas y desventajas que presenta cada alternativa.

De tal manera que esto ha proporcionado una diferencia de carácter cultural entre el hormigón armado y el acero, ocasionado por la inadecuada información del usuario, es por ello que el sector constructivo no lo considera en la mayoría de casos como una alternativa estructural en proyectos habitacionales.

De ahí que, la economía es un punto fundamental en todo proyecto estructural ya que los costos determinaran si es viable o no la ejecución de una obra, de esta manera es necesario realizar un análisis técnico-económico que compare las dos alternativas de construcción, de manera que se establezca la más adecuada en relación al costo-beneficio de la inversión total, todo esto considerando la variable número de pisos de una edificación.

1.3 Justificación

Debido al acelerado crecimiento demográfico el proceso de crear nuevas y modernas edificaciones se ha vuelto cada vez más riguroso, buscando la optimización de recursos tales como el tiempo, el espacio y dinero.

El factor económico es uno de los principales aspectos considerados a la hora de proyectar una estructura; de esta circunstancia, nace el hecho de un análisis Técnico – Económico que compare dos soluciones estructurales como el hormigón armado y el acero estructural es fundamental para percatarse de las ventajas y desventajas que presenta un sistema constructivo frente a otro, de modo que esto colaborará a la mejor utilización de los recursos, tanto humanos como materiales disponibles.

De acuerdo con lo mencionado anteriormente se tomará en consideración que para este análisis la variable principal será el número de pisos, dado que mientras más alta es una estructura, su peso propio será mayor y su diseño deberá cumplir con cada uno de los requerimientos para que sea funcional, segura y duradera, afectando principalmente la economía de cada inversionista.

Por lo tanto, es significativa la importancia que tiene realizar esta investigación debido a que la falta de un análisis específico – técnico que garantice la viabilidad de un sistema constructivo respecto al número de pisos, será beneficiosa para la selección de cualquiera de las alternativas constructivas antes mencionadas.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Realizar una comparación Técnica – Económica de un edificio de hasta siete niveles empleando dos materiales constructivos: Hormigón armado y Acero estructural.

1.4.2 Objetivos específicos

- Diseñar una edificación de manera que se utilicen las dos alternativas estructurales: Hormigón armado y Acero estructural
- Elaborar un costo de construcción de la estructura para las dos soluciones consideradas, utilizando los precios actuales en el medio.

- Obtener un cuadro resumen que relacione el Hormigón armado y el Acero estructural con su respectivo análisis Técnico – Económico.

CAPÍTULO II

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1 Definición de estructura

Una estructura es un conjunto de miembros estructurales conectados entre sí de manera tal que formen un sistema cinemáticamente invariable y que se diseña basada en el principio de servir para un fin determinado y que sea capaz de resistir las solicitaciones y las combinaciones a la que está sometida sus diferentes miembros estructurales; cumpliendo ciertos requerimientos para que funcione adecuadamente como son: resistencia, estabilidad, cumplimiento de las condiciones de servicio, ductilidad, durabilidad, costo y factibilidad de construcción.

Cabe mencionar que la resistencia mecánica no es el único aspecto a considerar en el diseño de una estructura es importante observar que además se debe garantizar la durabilidad, estabilidad y serviciabilidad de la estructura para el periodo de diseño en el que ha sido proyectada.

2.2 Estructuras para edificaciones

Una edificación está compuesta de miembros estructurales básicos como: las columnas, que son miembros verticales que se conectan a las vigas y a su vez sostienen las losas, miembros horizontales como las vigas, que soportan el peso de las losas y lo transmiten a las columnas, la cimentación, que proporciona soporte, estabilidad y conexión de la estructura al suelo en el que se encuentra, entre otros.

Los materiales más usados en la construcción de estructuras son por lo general el acero estructural y el hormigón armado, o pueden usarse conjuntamente (construcción mixta).

Los edificios generalmente son de dos tipos de estructura: con paredes soportantes (mampostería), estructuras aporticadas que pueden ser de pequeñas, medianas y grandes dimensiones.

2.2.1 Estructuras con paredes soportantes

En estas estructuras los miembros verticales que soportan las cargas son los muros y no las columnas como en el caso de las estructuras de hormigón armado y acero estructural, dichos muros poseen una función estructural; es decir, que soportan elementos como vigas o viguetas de las losas o una losa directa como ejemplo.

2.2.2 Estructuras aporticadas

Este sistema está constituido por vigas, columnas y cimentación, que mediante la conexión de vigas y columnas forman nudos que transmiten las cargas axiales y momentos flectores hacia las columnas, de tal manera, que sean capaces de resistir las solicitaciones del sistema; los mismos que pueden rellenarse con mampostería tipo bloque o ladrillo.

El sistema estructural aporticado permite realizar las variaciones que se requieran al interior de una edificación, sin tener problema alguno, debido a que la mampostería utilizada no soporta el peso de la estructura, es decir, es muy versátil en la distribución de ambientes.

2.2.3 Estructuras de grandes dimensiones

Por lo general estos tipos de estructuras se construyen de acero, puesto que este material en comparación con el hormigón armado posee peso y dimensiones más pequeñas y a su vez facilidad de construcción. Además, el acero posee la característica de cubrir grandes luces que soportan cargas considerables mediante perfiles laminados en caliente o perfiles de paredes delgadas dobladas en frío, pero además en el caso que fuera necesario se pueden obtener secciones utilizando placas que a su vez pueden ser soldadas o con pernos.

2.2 Hormigón armado

2.2.1 Generalidades

El hormigón es un material pétreo artificial que se obtiene al mezclar agua, grava, arena y cemento, y que, al combinarse la pasta de cemento con los agregados finos y gruesos, fragua y se endurece formando un material pétreo que con el paso del tiempo va incrementando su resistencia; a esta mezcla se puede incorporar uno o más aditivos para modificar ciertas características como durabilidad, tiempo de fraguado y ductilidad.

El hormigón simple posee diez veces más resistencia a la compresión que a la tracción por lo que es necesario utilizar acero de refuerzo que se encargue de soportar los esfuerzos a tracción; además, dicho material disminuye las grietas y deformaciones del hormigón proporcionándole, mayor ductilidad. A esta combinación comúnmente se la conoce como hormigón armado o concreto reforzado.

2.2.2 Ventajas del hormigón armado como material constructivo

1. Tiene una alta resistencia a las acciones del fuego y el agua, ya que, al ser un material incombustible, los miembros con un recubrimiento adecuado de hormigón sobre las varillas de refuerzo sufren daño superficial sin llegar a fallar.
2. Las estructuras de hormigón armado son rígidas.
3. Tiene una larga vida de servicio, debido a que al transcurrir de los años la resistencia del hormigón aumenta por el efecto de solidificación de la pasta de cemento.
4. El hormigón es un material que requiere poco mantenimiento.
5. Es el único material económico para zapatas, losas de piso, muros de sótano, columnas y construcciones similares.
6. Se requiere mano de obra no calificada para su montaje.
7. Es moldeable, es decir, se puede colar en una variedad de formas desde columnas y losas hasta grandes cascarones y arcos.

8. Los materiales utilizados para su construcción se pueden encontrar en abundancia en el mercado.
9. Es monolítico y se fabrica en obra. (J. McCormac & Brown, 2011)

2.2.3 Desventajas del hormigón armado como material constructivo

1. El hormigón es deficiente en cuanto a obtener resistencia a la tracción, por esto, se requiere el uso de refuerzo de tensión.
2. La baja resistencia por unidad de peso de hormigón conduce a miembros pesados.
3. La baja resistencia por unidad de volumen implica que los miembros serán relativamente grandes lo que afecta a edificios altos y estructuras de grandes claros.
4. El concreto necesita encofrado para mantenerse en posición hasta que endurezca; además puede llegar a necesitar obra falsa y apuntalamiento para los techos, losas, etc.; por esto debemos tomar en consideración, que en cuanto a mejorar costos, el factor principal reside en reducir el costo del encofrado. (J. McCormac & Brown, 2011)

2.3 Acero estructural

2.3.1 Generalidades

El acero estructural es un material que en su mayoría está compuesto por hierro puro y metaloides como el carbono, azufre, fósforo, silicio, magnesio y otros elementos. Esta composición química es importante debido a sus efectos en sus propiedades tales como: la soldabilidad, resistencia a la corrosión, resistencia a la fractura frágil, etc.

Se caracteriza por su alta resistencia, rigidez y ductilidad, por lo que es muy utilizado para proyectos estructurales sísmo – resistentes, se presenta en forma de perfilaría o laminas y es resistente a la compresión y tracción.

2.3.2 Ventajas del acero estructural como material constructivo

1. Se pueden proyectar estructuras relativamente más livianas debido a su alta resistencia por unidad de peso.
2. Es homogéneo sus propiedades no se alteran con respecto al tiempo.
3. Es dúctil puede deformarse soportando grandes esfuerzos de tensión sin llegar a romperse.
4. Posee gran tenacidad, el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación, es decir, es posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente.
5. Su tiempo de construcción es menor debido a que se puede unir fácilmente por medio de varios tipos de conexión simple, como son la soldadura y los pernos.
6. Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura.
7. Gran capacidad de laminarse y en gran cantidad de tamaños, formas y grados.
8. Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles ampliaciones. (J. C. McCormac & Csernak, 2013)

2.3.3 Desventajas del acero estructural como material constructivo

1. El acero es susceptible a la intemperie produciendo corrosión por lo que es necesario recubrirlos con esmaltes primarios anticorrosivos.
2. Es un buen conductor de calor por lo que debe protegerse con recubrimientos aislantes como: mortero, asbesto, concreto, etc.
3. Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor será el peligro a que se produzca pandeo, sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen, lo que lleva a reducir su economía.
4. Necesita mano de obra especializada para su montaje.
5. Es necesario transporte especializado. (J. C. McCormac & Csernak, 2013)

CAPITULO III

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 Modelación de la estructura

3.1.1 Geometría de la planta del edificio tipo

La edificación diseñada será destinada a uso residencial, debido al crecimiento demográfico que en la actualidad presenta el medio, por lo que, la necesidad de construir dicha estructura es primordial.

Este edificio será de 3, 5 y 7 niveles pues estas son alturas representativas dentro del entorno, además de que la separación entre niveles de 3,50 m ayudará a obtener parámetros que nos sirvan para su comparación.

Las luces entre columnas de la edificación varían entre los 3 metros hasta los 6 metros, debido a que representan luces típicas que se pueden encontrar dentro de cualquier estructura de tipo residencial, ayudando de tal manera a diferenciar el comportamiento estructural de cada una. Esta geometría se basa en varios modelos arquitectónicos analizados, tratando de simplificar su morfología, de modo que se obtenga un edificio tipo que constituya una idea clara de un edificio real.

Edificio 1

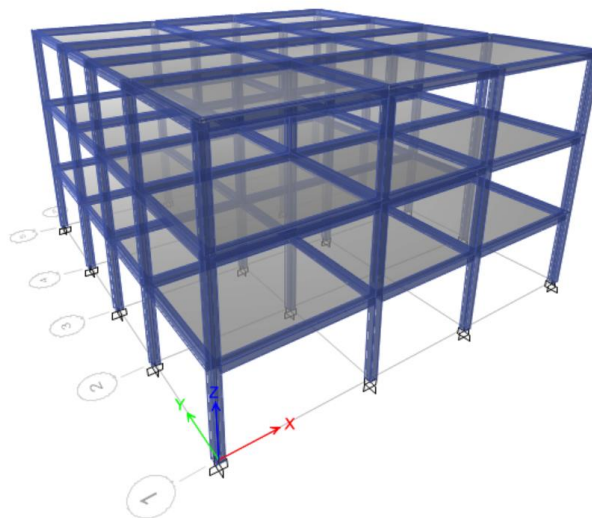


Figura 1. Modelo estructural – Edificio de 3 pisos
Fuente: Elaboración del autor

Edificio 2

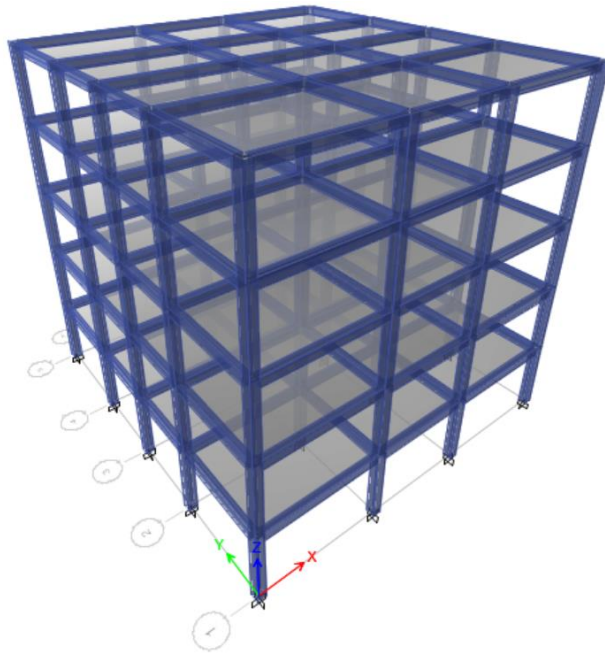


Figura 2. Modelo estructural – Edificio de 5 pisos
Fuente: Elaboración del autor

Edificio 3

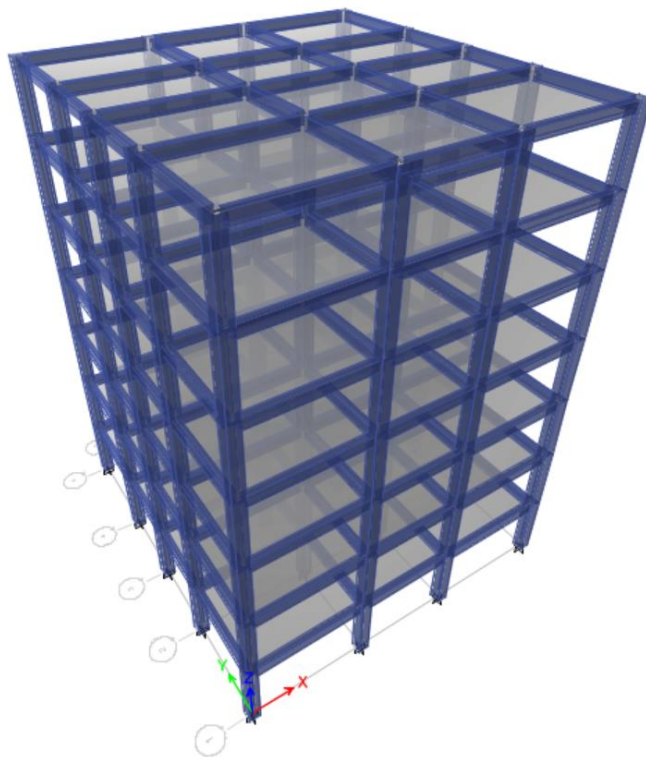


Figura 3. Modelo estructural – Edificio de 7 pisos
Fuente: Elaboración del autor

3.1.2 Materiales

Los materiales destinados a la construcción pueden ser productos procesados o fabricados, que son destinados a ser incorporados de manera permanente en cualquier obra de ingeniería civil. De manera general, estos materiales deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- a. Resistencias mecánicas de acuerdo al uso que reciban
- b. Estabilidad química (resistencia ante agentes agresivos)
- c. Estabilidad física (dimensiones)
- d. Seguridad para su manejo y utilización
- e. Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios
- f. No alterar el medio ambiente.
- g. Aislamiento térmico y acústico
- h. Estabilidad y protección en caso de incendios
- i. Comodidad de uso, estética y económica. (NEC, 2015c)

De acuerdo con lo mencionado anteriormente para el diseño de las edificaciones se emplearán los dos materiales más utilizados en el país, como son: el hormigón armado y el acero estructural, dado que estos poseen características técnicas y constructivas que ayudan a la funcionalidad de la edificación; además, de que estos materiales pueden cumplir con los requisitos mencionados anteriormente, lo que nos lleva a convertirlos en materiales ideales para proyectos habitacionales.

3.1.3 Cargas

En el diseño de una estructura es indispensable conocer las cargas a las que está sometida, puesto que estas influyen de manera directa en su comportamiento estructural, de tal manera que, un edificio debe estar diseñado para resistir fundamentalmente dos tipos de cargas, como son: las cargas gravitacionales y las cargas laterales; el peso propio de una estructura está incluido dentro de las cargas gravitacionales, mientras que las cargas laterales son el resultado de eventos sísmicos y de viento, por lo que, más

adelante se analizaran dichas cargas, debido a que serán utilizadas en la modelación y diseño de las estructura en estudio.

3.2 Análisis de cargas

3.2.1 Cargas muertas

Dentro de las cargas muertas podemos encontrar el peso de todos los materiales que componen la edificación entre los cuales tenemos: las paredes, los pisos, techos, escaleras, acabados, revestimientos, otros elementos arquitectónicos o estructurales, e instalaciones; además del peso propio de la estructura, vigas, columnas, losas y cimentaciones que conforman la estructura.

Dentro de las instalaciones se debe incluir canalizaciones verticales, tuberías, los alimentadores eléctricos, calefacción, ventilación y sistemas de aire acondicionado.

3.2.1.1 Carga muerta utilizada

Para determinar la carga muerta utilizada en el diseño de las edificaciones se consideró los siguientes componentes no estructurales que podrían estar presentes de manera permanente en la estructura:

Tabla 1. Cargas muertas impuestas

Elemento	Material	Peso (kg/m ²)
Muro de Mampostería (200mm)	Bloque liviano 200mm	200
Cielo Raso	Yeso 10mm	20
	Sistema de suspensión	
Instalaciones	Eléctrica – Plomería	10
Recubrimiento de piso	Mortero 20mm	44
Enlucido y Maquillado	Enlucido y Maquillado 20mm	88

Nota: Elaboración del autor

3.2.2 Cargas vivas

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC, 2015a)

3.2.2.1 Cargas vivas utilizadas

Dentro del capítulo 1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se especifica las cargas de acuerdo con la ocupación de uso como se observa en la siguiente tabla:

Tabla 2. Cargas vivas utilizadas

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kgf/m ²)
Edificios de oficinas Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista) Áreas de recepción y corredores del primer piso Oficinas Corredores sobre el primer piso	 480 240 400
Hospitales Sala de quirófanos, laboratorios Sala de pacientes Corredores en pisos superiores a la planta baja Carga	 290 200 400
Residencias Viviendas (unifamiliares y bifamiliares) Hoteles y residencias multifamiliares Habitaciones Salones de uso público y sus corredores	 200 200 480
Salas de baile	480
Unidades educativas Aulas Corredores segundo piso y superior Corredores primer piso	 200 400 480

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas (no sísmicas), Tabla 9, pág. 29

Los edificios se diseñarán con una carga viva de 200 kgf/m² correspondiente a viviendas.

3.2.3 Carga sísmica

La carga sísmica que va a ser aplicada en la presente investigación será la indicada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

Con lo anteriormente mencionado, se describirán a continuación los aspectos considerados para el desarrollo y obtención de la carga sísmica:

3.2.3.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z

Este factor depende principalmente del sitio en donde se construirá la estructura, con esto se escogerá una de las seis zonas sísmicas especificadas en el mapa de la figura.

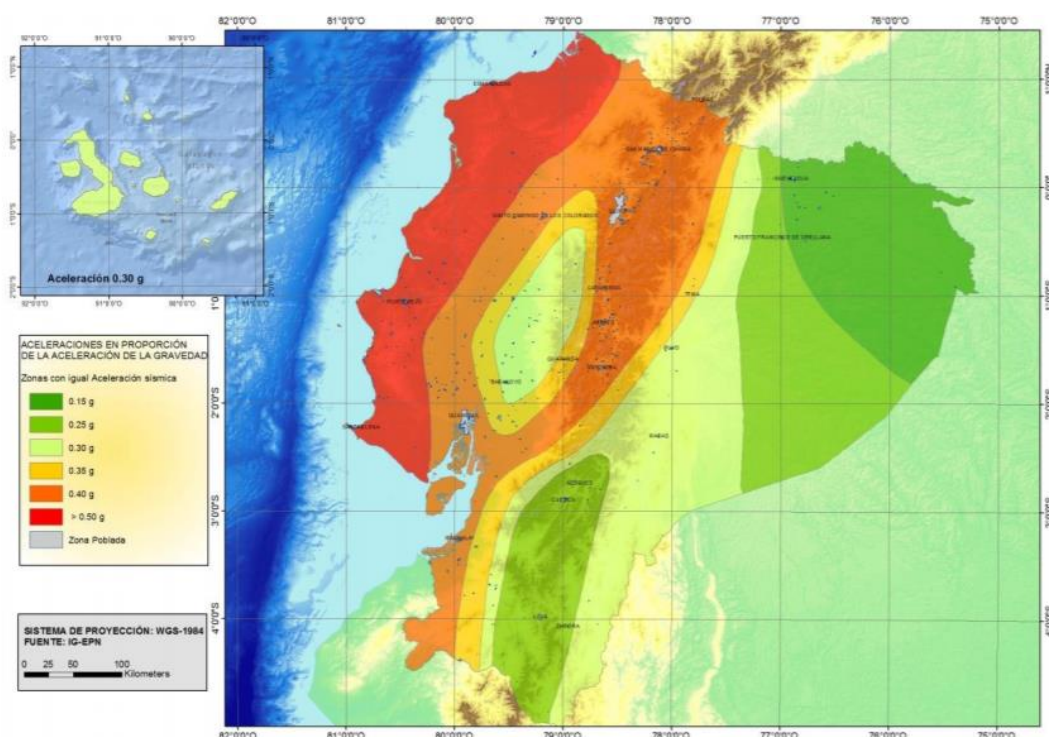


Figura 4. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sísmo resistente, Figura 1, pág. 27

Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sísmo resistente, Tabla 1, pág. 28

La ciudad de Azogues, se encuentra en una zona sísmica II, por tal motivo se le asignara un factor $Z=0,25$; para posteriores cálculos.

3.2.3.2 Geología local

La NEC – 15 define seis perfiles de suelo, y de acuerdo con la geología presente en la ciudad de Azogues se escogerá el Perfil tipo D para el diseño sísmico de la edificación, de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 4. Clasificación de los perfiles de suelos

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 con cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100\text{kPa} > S_u \geq 50\text{kPa}$

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sísmo resistente, Tabla 2, pág. 30

3.2.3.3 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

a) F_a : Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio, con lo que en la siguiente tabla se presentarán los respectivos valores de acuerdo al factor Z y al tipo de suelo: (NEC, 2015b)

Tabla 5. 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	$\geq 0,50$
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	1,5	1,39	1,26	1,14	0,97
F	Ver nota					

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente, Tabla 3, pág. 31

b) F_d : Coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio, con lo que en la siguiente tabla se presentarán los respectivos valores de acuerdo al factor Z y al tipo de suelo: (NEC, 2015b)

Tabla 6. Tipos 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	$\geq 0,50$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D	1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	Ver nota					

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente, Tabla 4, pág. 31

c) F_s : En este coeficiente se consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos

relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos, los valores respectivos se presentan a continuación: (NEC, 2015b)

Tabla 7. Tipos 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	≥ 0,50
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	1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Ver nota					

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sísmo resistente, Tabla 4, pág. 32

3.2.3.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

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

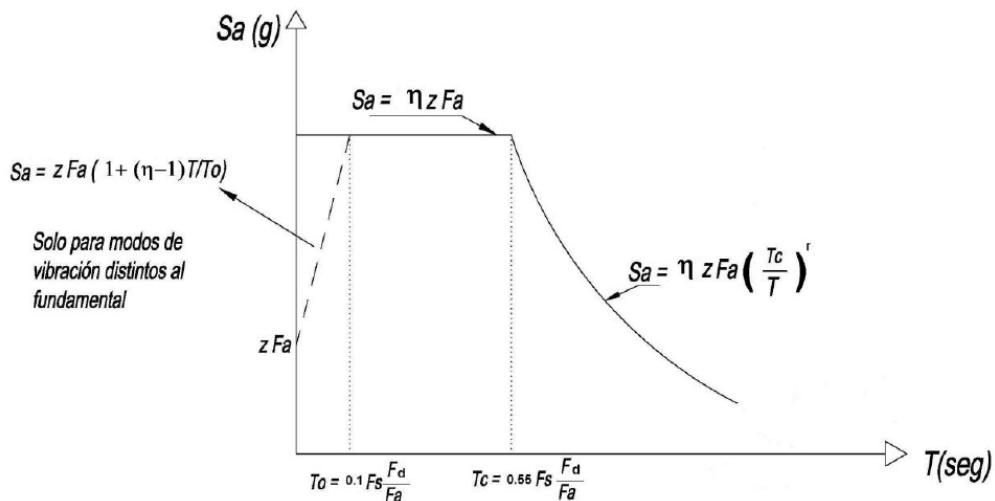


Figura 5. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sísmo resistente

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

T: Periodo fundamental de vibración de la estructura

T_0 : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

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

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ecuación 3.2.3.4-a}) \text{ (NEC-15, 3.3.1)}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ecuación 3.2.3.4-b}) \text{ (NEC-15, 3.3.1)}$$

Dónde:

r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$ para tipo de suelo A, B o C

$r = 1.5$ para tipo de suelo D o E

Se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente. (NEC, 2015b)

3.2.3.5 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La estructura se clasificará en una de las categorías mencionadas en la siguiente tabla y tomará el factor de importancia I correspondiente; este factor incrementará la demanda sísmica de diseño para las estructuras que deberán permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de un evento sísmico. (NEC, 2015b)

Tabla 8. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente 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

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente, Tabla 6, pág. 41

Debido a que la estructura no es de carácter esencial se tomará un factor de importancia 1 para posteriores análisis.

3.2.3.6 Límites permisibles de las derivas de los pisos

Se deberá comprobar la deriva máxima para cualquier piso y esta no excederá los límites establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 9. Valores de Δ_m máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_m máximos (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente, Tabla 13, pág. 48

3.2.3.7 Configuración estructural

La configuración estructural de las edificaciones tanto en hormigón armado como en acero estructural son totalmente regulares, es decir, que tanto en planta como en elevación, no presentan ejes verticales discontinuos, columnas cortas o pisos débiles; por lo que, los factores de configuración en planta y elevación ϕ_P y ϕ_E respectivamente serán igual a 1.

Basado en la regularidad de las edificaciones a diseñarse se puede aplicar el procedimiento DBF (diseño basado en fuerzas) para el cálculo de las fuerzas horizontales y verticales actuantes en la estructura, de tal modo, que se verifique los índices de deriva y no sobrepasen el valor permitido.

3.2.3.8 Procedimiento de cálculo del DBF

Se precisa que en el caso del DBF, se considera que la respuesta estructural se constituye principalmente del primer modo de vibración (modo fundamental). A continuación, se presentan los pasos a seguir para determinar las fuerzas actuantes en la edificación:

1. Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
2. Cálculo aproximado del período fundamental de vibración aproximado T_a

3. Determinación del cortante de base V con los resultados de los pasos anteriores
4. Determinación de la distribución vertical de V
5. Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido. (NEC, 2015b)

3.2.3.9 Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determina mediante las expresiones:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W \quad (\text{Ecuación 3.2.3.9-a}) \quad (\text{NEC-15, 6.3.2})$$

Dónde:

V: Cortante basal de diseño,

I: Factor de importancia,

W: Carga reactiva,

S_a: Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño,

R: Factor de reducción de respuesta estructural,

T_a: Periodo de vibración,

φ_p y φ_E: Factores de configuración estructural en planta y en elevación.
(NEC, 2015b)

Determinación del periodo de vibración T_a

Para estructuras de edificación, el valor de T_a puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T_a = Ct^{h_n^\alpha} \quad (\text{Ecuación 3.2.3.9-b}) \quad (\text{NEC-15, 6.3.3})$$

Dónde:

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

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio. (NEC, 2015b)

Tabla 10. Coeficiente, Ct para el periodo de vibración

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0,072	0,8
Con arriostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,047	0,9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,049	0,75

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente, pág. 65

Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Caso general

$$W = D \quad (\text{Ecuación 3.2.3.9-c}) \quad (\text{NEC-15, 6.1.7})$$

Dónde:

D: Carga muerta total de la estructura. (NEC, 2015b)

Factor de reducción de resistencia sísmica R

La NEC – 15 requiere que el diseñador seleccione el sistema estructural a utilizarse para la edificación de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 11. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales)	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
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

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente, Tabla 15, pág. 90

De acuerdo con la tabla presentada anteriormente por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 15, se considerarán pórticos resistentes a momentos, de hormigón armado con vigas descolgadas, cuyo factor de reducción es 8.

3.2.3.10 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Se distribuirán las fuerzas verticales de modo similar al modo fundamental de vibración, es decir de forma lineal (triangular); también, se distribuirá las fuerzas laterales totales de cálculo en la altura de la estructura, utilizando la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (\text{Ecuación 3.2.3.10}) \text{ (NEC-15, 6.3.5)}$$

Dónde:

V: Cortante total en la base de la estructura

V_x: Cortante total en el piso x de la estructura

F_i: Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n: Número de pisos de la estructura

w_x: Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

w_i: Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

h_x: Altura del piso x de la estructura

h_i: Altura del piso i de la estructura

k: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T. (NEC, 2015b)

Determinación de **k**

Tabla 12. Coeficiente k, relacionado con el periodo de vibración

Valores de T (s)	k
≤ 0,5	1
0,5 < T ≤ 2,5	0,75 + 0,50 T
> 2,5	2

Nota: Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC. Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente, pág. 70

Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas

Para la selección de la dirección de la aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la ocurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. (NEC, 2015b)

3.2.3.11 Control de la deriva de piso

El cálculo de las derivas de piso se debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P-Δ. Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

El valor de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0,75\Delta_E \quad (\text{Ecuación 3.2.3.11}) \quad (\text{NEC-15, 6.3.9})$$

Dónde:

ΔM: Deriva máxima inelástica

ΔE: Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas. (NEC, 2015b)

3.3 Combinaciones de carga

El factor que se les asigna a cada una de las cargas, está determinado por la precisión de cálculo de cada una y por la variación que sufra dicha carga durante la vida útil de la estructura, por lo que, a las cargas muertas se les asigna un factor más bajo debido a que se determinan con mayor precisión que las cargas vivas. A continuación, se presentan las combinaciones de carga recomendadas en ASCE/SEI 7:

Tabla 13. Combinaciones de carga

1. $U = 1,4D$
2. $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0L \text{ o } 0,5W)$
4. $U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S$
6. $U = 0,9D + 1,0W$
7. $U = 0,9D + 1,0E$

Nota: American Concrete Institute, ACI 318 – 14, Tabla 5.3.1, pág. 65

Dónde

D: Carga muerta debida al peso propio de los miembros estructurales y acciones permanentes de la estructura,

L: Carga viva debida a la ocupación o equipo,

Lr: Carga viva de techo,

S: Carga de nieve,

R: carga de lluvia,

W: Carga de viento,

E: Carga de sismo.

Se determinarán las combinaciones de carga necesarias para que el diseño alcance una condición de diseño crítica, esto si la resistencia depende de más de un efecto de carga tal como la resistencia a flexión y carga axial combinadas, o la resistencia a cortante, en elementos con carga axial.

3.4 Metodología de diseño estructural

3.4.1 Diseño por factores de carga y resistencia LRFD

Este método se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los que pueden definirse como una condición aplicable a toda la estructura o a uno de sus componentes, más allá de la cual no queda satisfecho el comportamiento requerido o esperado.

Los estados límites se dividen en dos grupos:

Estados límites de servicio, ELS: son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción.

Estados límites de resistencia (o últimos), ELU: son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Algunos de los estados límites de resistencia más usuales son: fluencia, rotura, formación de

rótulas plásticas, inestabilidad global de un componente, pandeo local y pandeo lateral torsional. (Crisafulli, Civil, & Ph, 2014)

3.4.2 Metodología de diseño utilizada

Para el desarrollo de la presente investigación se utilizarán las combinaciones de carga, análisis estructural, criterios de diseño y especificaciones de la metodología LRFD.

CAPÍTULO IV

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Diseño estructural alternativa en hormigón armado

4.1.1 Generalidades

Los diseños de los elementos estructurales en hormigón armado se desarrollarán de acuerdo a las disposiciones del *American Concrete Institute*, ACI 318-14, el cual se basa en el método de diseño LRFD mencionado en la sección 3.4.1

Este método de diseño hace especial énfasis en el diseño por rotura, se propone un factor de seguridad global que está basado en factores de incremento de cargas de servicio y factores de reducción de resistencia teórica de los elementos.

La carga ultima de diseño se calcula sumando las cargas actuantes en el edificio, pudiendo ser estas: vivas, muertas, de sismo, de viento, entre otras; previamente amplificadas por los factores de incremento de carga.

La resistencia de cada elemento estructural se calcula mediante los métodos especificados en el código y reduciendo la misma con factores de disminución de resistencia teórica, esto debido a que no se tiene un control total en el proceso de construcción del elemento, pudiendo variar sus propiedades.

El valor de estos coeficientes depende especialmente de la importancia que tenga el elemento dentro de la estructura, por ejemplo, en el caso de las vigas el factor de reducción de resistencia teórica será menor que para las columnas, debido a que el colapso de estas últimas sería mucho más perjudicial para la estructura. (Minga Seminario, Sigcha Sigcha, & Villavicencio Fernandez, 2012)

4.1.2 Datos generales utilizados para el diseño

4.1.2.1 Reducción de resistencia o factores ϕ

Los factores de reducción de resistencia se usan para tener en cuenta las incertidumbres respecto a la resistencia de los materiales, las inexactitudes en las ecuaciones de diseño, las aproximaciones del análisis, las variaciones posibles en las dimensiones de las secciones de concreto y la colocación del refuerzo, la importancia de los miembros en las estructuras de las cuales son en parte, etc. El código prescribe valores de ϕ o factores de reducción de resistencia para la mayoría de las situaciones. Algunos de estos valores dados son:

0.90 para losas y vigas controladas por tensión

0.75 para cortante y torsión en vigas

0.65 o 0.75 para columnas

0.65 o 0.75 a 0.9 para columnas que sustentan cargas axiales muy pequeñas

0.65 para soporte en concreto. (J. McCormac & Brown, 2011)

4.1.2.2 Recubrimiento de hormigón para el acero de refuerzo

Para que el acero de refuerzo no sufra daños, que generen incertidumbre en la seguridad de una estructura, deberá estar protegido con una capa mínima de hormigón, la cual se especifica en el código ACI 318-14 mediante la siguiente tabla:

Tabla 14. Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No.57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 o MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos espirales, y estribos cerrados para confinamiento	40

Nota: American Concrete Institute ACI 318-14, Capítulo 20 – Refuerzo de acero. Propiedades, durabilidad y embebido, Tabla 20.6.1.3.1, pág. 356

4.1.2.3 Resistencia del hormigón

Según el reglamento del *American Concrete Institute*, ACI 318-14, la resistencia especificada a la compresión del concreto, $f'c$, está limitada por la siguiente tabla:

Tabla 15. Límites para $f'c$

Aplicación	Concreto	$f'c$ Mínimo, MPa	$f'c$ Máximo, MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Peso liviano	21	35

Nota: American Concrete Institute ACI 318-14, Capítulo 19 – Concreto: Requisitos de diseño y durabilidad, Tabla 19.2.1.1, pág. 333

De acuerdo a lo mencionado anteriormente la resistencia a la compresión del concreto no deberá ser menor a 210 kg/cm², de ahí que para nuestro estudio utilizaremos un $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.2.4 Módulo de elasticidad del hormigón

El módulo de elasticidad del concreto, E_c , según el ACI 318 – 14, se define como la pendiente de la línea trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión de $0,45f'c$.

Se permite calcular el módulo de elasticidad, para el concreto por medio de:

Para valores de w_c entre 1440 y 2560 kg/m³

$$E_c = w_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f'c} \text{ en (MPa)} \quad (\text{Ecuación 4.1.2.4-0-a) (ACI 318-14, 19.2.2.1-a)}$$

Para concreto de peso normal

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} \text{ en (MPa)} \quad (\text{Ecuación 4.1.2.4-0-b) (ACI 318-14, 19.2.2.1-b)}$$

Dónde:

w_c: Peso del hormigón en kg/m³

f'c: Resistencia a la compresión del concreto en MPa

4.1.3 Diseño de vigas

4.1.3.1 Generalidades

Se realizará el diseño de las vigas a flexión y a corte cumpliendo con el reglamento del ACI.

4.1.3.2 Diseño a flexión

El dimensionamiento de la sección de una viga se realizará de acuerdo a lo establecido en los siguientes criterios:

“La luz libre ℓ_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil, d .” (ACI 18.6.2.1, a)

“El ancho b_w , debe ser al menos igual al menor de **0,3h** y **250mm**” (ACI 18.6.2.1, b)

Cuantías mínimas de armado en vigas

El código ACI 318 – 14, establece que el armado mínimo en una viga deberá ser:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot (b_w \cdot d) \quad (\text{Ecuación 4.1.3.2-0-a}) \text{ (ACI 318-14, 9.6.1.2-a)}$$

Donde:

f’c: Resistencia del hormigón (kg/cm²)

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

b_w: Ancho de la viga rectangular

d: altura efectiva de la viga rectangular

En ningún caso la sección de acero podrá ser menor que:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot (b_w \cdot d) \quad (\text{Ecuación 4.1.3.2-0-b}) \text{ (ACI 318-14, 9.6.1.2-b)}$$

Además la cuantía mínima, ρ , no deberá exceder los 0.025; y al menos se deberá tener dos barras continuas tanto en la cara superior como en la cara inferior.

La cuantía de acero de refuerzo a ser colocada, se calcula utilizando las siguientes ecuaciones:

1. Relación de momento que soporta la viga con respecto a la geometría de la misma:

$$Ru = \frac{Mu}{\phi \cdot b_w \cdot d^2} \quad (\text{Ecuación 4.1.3.2-0-c})$$

Donde:

Mu: Momento último (kg/cm²)

ϕ : Factor de reducción resistencia (**sección 4.1.2.1**)

2. Relación de la cantidad de acero para la geometría del concreto:

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Ru}{0,85 \cdot f'_c}} \right]$$

(Ecuación 4.1.3.2-0-d) (McCormac & Brown, ecuación 3-3)

Donde:

ρ : Cuantía de acero

3. Acero

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad \text{(Ecuación 4.1.3.2-0-e)}$$

Donde:

As: Cantidad de acero de refuerzo (cm²)

4.1.3.3 Diseño a corte

La resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{(Ecuación 4.1.3.3-a) (ACI 318-14, 22.5.1.1)}$$

Donde:

- **Vn**: Resistencia nominal al cortante
- **Vc**: Resistencia a cortante del hormigón simple
- **Vs**: Resistencia a corte del acero de refuerzo

La capacidad resistente a corte del hormigón simple se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{(Ecuación 4.1.3.3-b) (ACI 318-14, 22.5.5.1)}$$

Donde:

- **d**: Distancia desde el centriode del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema en compresión (cm)

Armado mínimo de cortante

El armado transversal mínimo de cortante en toda la viga debe proporcionarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_{v \min} = 0,2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w s}{f_y} \quad (\text{Ecuación 4.1.3.3-c}) \text{ (ACI 318-14, 18.12.7.6)}$$

Donde:

- **s**: Espaciamiento de los estribos (cm)

Pero el refuerzo transversal en ningún caso podrá ser menor que:

$$A_{v \min} = \frac{3.5 b_w s}{f_y} \quad (\text{Ecuación 4.1.3.3-d}) \text{ (ACI 318-14, 18.12.7.6)}$$

Se utilizará la *ecuación 4.1.3.3-c*, para hormigones con un peso específico mayor a 320 kg/cm², mientras que la *ecuación 4.1.3.3-d*, será utilizada para hormigones menores a 320 kg/cm², esta consideración se hace para un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm².

Refuerzo para cortante en una dirección

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (\text{Ecuación 4.1.3.3-e}) \text{ (ACI 318-14, 22.5.10.1)}$$

Donde

- ϕ : Factor de reducción resistencia, 0.75 (**sección 4.1.2.1**)

La resistencia a corte del acero de refuerzo, V_s , para refuerzo a cortante se debe calcular como sigue:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (\text{Ecuación 4.1.3.3-f}) \text{ (ACI 318-14, 22.5.10.3)}$$

De las ecuaciones 4.1.3.3-e y 4.1.3.3-f, se calculará el valor del acero requerido por cortante con la siguiente expresión:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - V_c}{\phi \cdot f_y \cdot d} \quad (\text{Ecuación 4.1.3.3-g})$$

Espaciamiento mínimo de los estribos

1. El primer estribo no debe estar a más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo.
2. El espaciado de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:
 - $d/4$
 - 8ϕ (ϕ , diámetro de la varilla longitudinal)
 - 24ϕ (ϕ , diámetro de la varilla del estribo)
 - 300mm. (ACI 318-14, 18.4.2.4)

4.1.4 Diseño de columnas

El dimensionamiento de la sección de una columna se realizará de acuerdo a lo establecido en los siguientes criterios:

“La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centriode geométrico, debe ser al menos **300mm**”. (ACI 18.7.2.1, a)

“La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos **0,4**”. (ACI 18.7.2.1, b)

Diseño de columna considerando los efectos de esbeltez

Para diseñar este tipo de columnas, se considera un amplificador de momento δ , que debe multiplicarse por el momento en el extremo de la columna, el cual será M_2 , y este valor deberá usarse en el diseño.

Existen dos métodos que pueden ser utilizados en este diseño:

- Estructuras con desplazamiento lateral (no arriostradas)

- Estructuras sin desplazamiento lateral (arriostradas)

El código ACI 6.2.5, permite ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla:

a. Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 22 \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-a}) \quad (\text{ACI 318-14, 6.2.5-a})$$

Donde:

- **k**: Factor de longitud efectiva

$k > 1$, Pórticos no arriostrados

$k < 1$, Pórticos arriostrados

- **ℓ_u** : Longitud libre de pandeo

Esta longitud es la distancia libre existente entre losas de pisos, vigas u otros elementos que proporcionen apoyo lateral para la columna.

- **r**: Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (\text{ACI 6.2.5.1, a})$$

Para columnas cuadradas o rectangulares $r = 0,3h$

(ACI 6.2.5.1, b)

Para columnas circulares $r = 0,25D$ (ACI 6.2.5.1, c)

b. Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-b}) \quad (\text{ACI 318-14, 6.2.5-b})$$

Si cualquiera de estos dos literales no se cumplieran se deberá realizar la amplificación de momentos como anteriormente se mencionó.

El momento mayorado, **M_c** , y el factor de amplificación, **δ** , se obtienen según lo estipulado en el código:

Para pórticos arriostrados: (ACI 6.6.4.5)

$$M_c = \delta \cdot M_2 \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-c}) \quad (\text{ACI 318-14, 6.6.4.5.1})$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \geq 1.0 \quad (\text{Ecuación 4.1.4 -0-d}) \text{ (ACI 318-14, 6.6.4.5.2)}$$

Donde:

C_m: Factor de sensibilidad al primer modo de pandeo del elemento de compresión

P_u: Carga axial última de compresión que actúa sobre el elemento estructural

P_c: Carga crítica de pandeo (Euler)

C_m, debe calcularse de acuerdo con: (ACI 6.6.4.5.3)

a. Para columnas sin cargas transversales aplicadas entre los apoyos

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-e}) \text{ (ACI 318-14, 6.6.4.5.3-a)}$$

Donde:

El término M_1/M_2 , es negativo si la columna esta en curvatura simple y positivo si esta en doble curvatura.

b. Para columnas con cargas transversales aplicadas entre los apoyos

$$C_m = 1 \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-f}) \text{ (ACI 318-14, 6.6.4.5.3-b)}$$

En la ecuación 23 debe ser al menos $M_{2,min}$ calculado de acuerdo con la ecuación: (ACI 6.6.4.5.4)

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0,03h) \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-g}) \text{ (ACI 318-14, 6.6.4.5.4)}$$

Donde:

P_u: Carga axial última de compresión que actúa sobre el elemento estructural

h: ancho de la columna

Cuando $M_{2,min}$, exceda M_2 el valor de $C_m=1$.

P_c, debe calcularse como sigue: (ACI 6.6.4.4.2)

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k \ell_u)^2} \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-h}) \text{ (ACI 318-14, 6.6.4.4.2)}$$

Donde:

$(EI)_{eff}$: Rigidez relativa a flexión del miembro

La rigidez relativa se calcula según lo estimado por el código (ACI 6.6.4.4.4):

$$(EI)_{eff} = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-i}) \text{ (ACI 318-14, 6.6.4.4.4-a)}$$

Donde:

Ec: Módulo de elasticidad, **(sección 4.1.2.4)**

Ig: Momento de inercia de la sección bruta

β_{dns} : Relación entre la máxima carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga.

Cuantía de acero para columnas

Se utilizarán diagramas de interacción para poder obtener el acero necesario para una columna, dichos diagramas se ven representados por dos coordenadas cuyas ecuaciones se presentan a continuación:

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c \cdot A_g} \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-j}) \text{ (McCormac \& Brown, 10.6)}$$

$$R_n = \frac{P_n \cdot e}{f'_c \cdot A_g \cdot h} \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-k}) \text{ (McCormac \& Brown, 10.6)}$$

Donde:

Pn: Resistencia nominal o resistencia teórica

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-l})$$

ϕ : 0,65 **(sección 4.1.2.1)**

Ag: Área bruta de hormigón

e: Excentricidad de la carga

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (\text{Ecuación 4.1.4-0-m}) \text{ (McCormac \& Brown, 9.7)}$$

h: Altura de la sección de la columna

Con el objeto de utilizar correctamente los diagramas el ACI, ve necesario calcular el valor de γ (gamma), el cual es igual a la distancia centro a centro de las varillas de cada lado de la columna dividida entre h, altura de la sección columna, obteniendo un valor de γ , que se sitúa en el intermedio de un par de curvas teniendo que efectuar una interpolación de las lecturas entre ambas curvas.

Con los datos obtenidos anteriormente se obtendrá la cuantía la ecuación 4.1.3.2-e

Refuerzo transversal

Se deberá colocar refuerzo transversal en la columna de acuerdo a lo estipulado en el código ACI 18.7.5.1, en una longitud ℓ_o , medida a partir de la cara de cada nudo, y dicha longitud no puede ser menor que:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión
- Un sexto de la luz libre del elemento
- 450mm

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de: (ACI 18.7.5.3)

- La cuarta parte de la dimensión mínima de la columna
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal
- S_o , según se calcule por medio de la ecuación:

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (\text{Ecuación 4.1.4-n}) \quad (\text{ACI 318-14, 18.7.5.3})$$

Donde:

S_o : Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm); no debe ser mayor a 150mm ni necesariamente menor 100mm.

h_x : Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

El refuerzo transversal debe disponerse de tal manera que el espaciamiento h_x de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350mm alrededor del perímetro de la sección de la columna. (ACI 18.7.5.2)

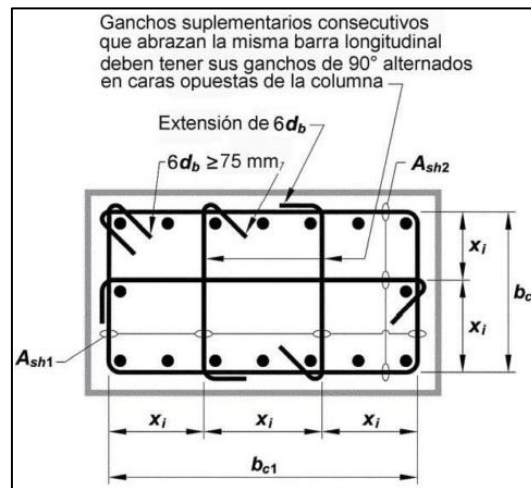


Figura 6. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.
Fuente: American Concrete Institute, ACI 318-14

El termino h_x , usado en la ecuación 29, se toma como el mayor valor de x_i

Más allá de la longitud ℓ_o , especificada en ACI 18.7.5.1, la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, con espaciamiento, s , que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm, a menos que se requiera mayores cantidades de refuerzo transversal. (ACI 18.7.5.5)

4.1.5 Diseño de losas

4.1.5.1 Generalidades

Las losas por lo general se clasifican en unidireccionales y bidireccionales, cuando las deflexiones ocurren principalmente en una dirección se denominan losas unidireccionales; mientras que cuando las losas están soportadas por columnas dispuestas en hileras, sufren deflexiones en dos direcciones y a estas se las denomina losas bidireccionales.

Así como lo mencionado anteriormente, también se puede clasificar a las losas en losas macizas y losas aligeradas, alivianadas o nervadas. De acuerdo a esto las losas macizas ocupan todo el espesor de la losa, mientras que, en las losas alivianadas materiales más livianos ocupan una parte del volumen de la losa.

Los alivianamientos de las losas, generalmente en nuestro medio, los podemos encontrar de: mampostería de hormigón, cerámica aligerada, casetones de plástico y casetones de madera; además de estos, se está incorporando alivianamientos de Poliestireno, debido a que el 98% de su volumen está compuesto por aire y lo vuelve sumamente liviano.

Las losas pueden estar soportadas perimetral e interiormente por vigas de acero o vigas monolíticas de concreto; así como pueden estar soportadas por muros de hormigón o muros de mampostería, a estas losas se las conoce como losas apoyadas sobre vigas o losas apoyadas sobre muros, respectivamente.

4.1.5.2 Método de los coeficientes

Este método se utiliza para losas apoyadas es vigas o en muros, usa tablas de coeficientes de momentos que se basan en análisis elásticos, pero también tienen en cuenta la redistribución inelástica, de modo que el momento de diseño en cada dirección es menor en cierta cantidad que el momento máximo elástico en esa dirección. Los momentos en las franjas centrales en las dos direcciones se calculan a partir de:

$$M_a = C_a w l_a^2 \quad (\text{Ecuación 4.1.5.2-0-a}) \quad (\text{Nilson, 12.1})$$

$$M_b = C_b w l_b^2 \quad (\text{Ecuación 4.1.5.2-0-b}) \quad (\text{Nilson, 12.2})$$

Donde:

Ca, Cb: Coeficientes de momentos tabulados

w: Carga amplificada uniforme (kg/m²)

la, lb: longitud de la luz libre en las direcciones corta y larga, respectivamente.

Se establece en este método, que los tableros, se deben dividir en franjas centrales y franjas de columna, de tal modo que, en cada una se estimarán los momentos positivos y negativos. La franja de columna es una losa con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $1/4$ de la menor dimensión del tablero, ℓ_1 o ℓ_2 , de acuerdo a la figura 7, y la franja central es la parte de la losa entre las franjas de columna.

Los cálculos de los momentos de un tablero dependen de las condiciones de continuidad de los cuatro bordes, es así que, para momentos negativos en bordes continuos, se obtienen cuando dos paneles adyacentes a un borde particular sostienen la totalidad de la carga muerta y viva; de ahí que el momento se calcula para la carga total. Los momentos negativos en bordes discontinuos se suponen igual a $1/3$ de los momentos positivos para la misma dirección.

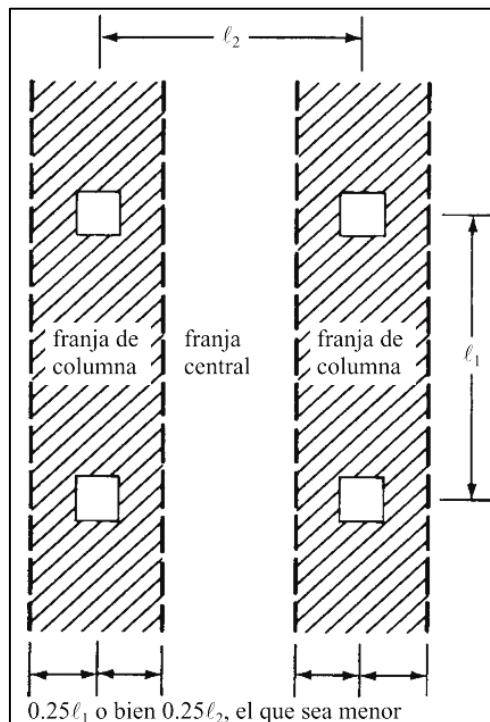


Figura 7. Franjas de columna y central
Fuente: Figura 16.3, Diseño de Concreto Reforzado, McCormac.

En el cálculo de los momentos positivos la carga muerta actúa sola porque las cargas en los dos paneles adyacentes tienden a producir rotaciones opuestas que se cancelan entre sí, para esta condición, los bordes continuos pueden considerarse empotrados. Por otra parte, los máximos momentos positivos generados por carga viva se obtienen cuando la carga viva se coloca únicamente en el panel, en este caso se presentaría algo de rotación en todos los bordes continuos. (Nilson, 2001)

Además de las tablas de coeficientes de momentos, este método proporciona una tabla de coeficientes en función de la carga que se transmite en las direcciones larga, y corta, obteniendo el porcentaje de carga en cada dirección, posteriormente con estos datos se hallara el cortante sobre la viga corta W_{la} , y la viga larga W_{lb} . El cortante que debe transmitir la losa a dichas vigas se obtiene con la ecuación 4.1.3.3-b.

De tal manera que, según lo mencionado anteriormente se deberán cumplir las siguientes condiciones:

$$\phi V_c > W_{la}$$

$$\phi V_c > W_{lb}$$

4.1.6 Diseño de cimentaciones

4.1.6.1 Generalidades

Las cimentaciones o zapatas son miembros estructurales que cumplen con la función de soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente, debido a esto el hormigón armado es un excelente material para su construcción, además las zapatas se pueden utilizar en edificios de concreto reforzado, acero estructural, torres, puentes, etc. Las cargas que son transmitidas a las zapatas deben ser repartidas en suficiente área de suelo, de tal manera que, no se generen asentamientos excesivos o diferenciales y que pueda resistir el deslizamiento y el volteo de una forma segura; además

se debe tomar en consideración la profundidad de una zapata siendo esta la necesaria para encontrar un material de apoyo satisfactorio.

Existen diferentes tipos de cimentaciones, estos están en función de los diferentes tipos de suelo además de tener en cuenta el tipo de estructura que se va a construir, de este modo podemos encontrar zapatas corridas, zapatas aisladas, zapatas combinadas, vigas de cimentación y losas de cimentación.

4.1.6.2 Presiones permisibles del suelo

Para diseñar la cimentación de una estructura particular es necesario obtener las presiones permisibles de un suelo, esto resultaría de un estudio de un ingeniero especializado en geotecnia, por esta razón los códigos establecen presiones aproximadas permisibles de apoyo que pueden usarse para los tipos y condiciones de suelos que se presentan en una localidad. “En la siguiente tabla se presentan valores que son típicos en diferentes códigos de construcciones, estos valores usualmente proveen coeficientes de seguridad de aproximadamente 3 contra los asentamientos severos.” (J. McCormac & Brown, 2011)

Tabla 16. Presión máxima permisible del suelo

Tipo de material	Presión máxima permisible del suelo	
	(kN/m ²)	(T/m ²)
Roca	20% de la resistencia última al aplastamiento	20% de la resistencia última al aplastamiento
Arena gruesa compacta, arena fina compacta, arcilla dura o arcilla arenosa	385	39,3
Arcilla semirrígida o arcilla arenosa	290	29,6
Arena inorgánica compacta y mezclas de limo	190	19,4
Arena suelta	145	14,8
Arcilla arenosa suave o arcilla simple	95	9,7
Arena inorgánica suelta y mezclas de limo	50	5,1

Arena orgánica suelta y mezclas de limo, humus o barro de color blanco amarillento	0	0
------------------------------------------------------------------------------------	---	---

Nota: Diseño de concreto reforzado, McCormac, Tabla 12.1, pág. 345

4.1.6.3 Criterios para el diseño de zapatas

- El recubrimiento mínimo para el hierro, cuando el concreto esta contra el suelo y permanentemente en contacto con él, es de 75mm (**sección 4.1.2.2**)
- Cuando dimensionamos una zapata no requerimos mayorar las cargas

4.1.6.4 Diseño a Corte

“Las bases deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes tipo viga en cada dirección independiente, tomando como sección crítica a una distancia d desde la cara de las columnas o elementos verticales” (Romo, 2008)

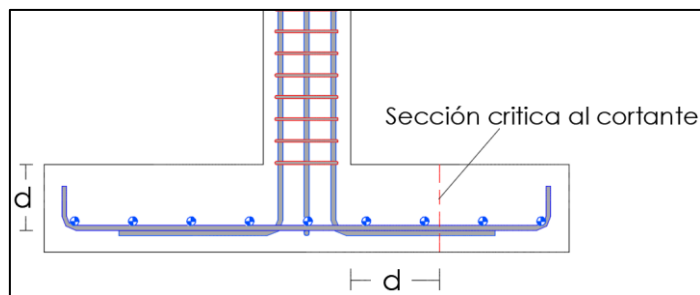


Figura 8. Sección crítica al cortante tipo viga en una zapata
Fuente: Elaboración del autor

La capacidad resistente del hormigón al cortante tipo viga se da por la ecuación 4.1.3.3-b.

Las bases deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento en dos direcciones simultáneamente, tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia $d/2$ alrededor del elemento vertical de carga (columna, muro, etc.). (Romo, 2008)

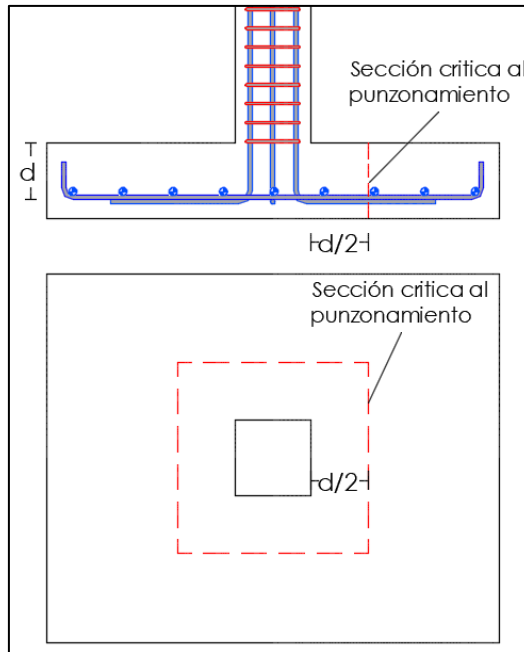


Figura 9. Sección crítica al cortante por punzonamiento
Fuente: Elaboración del autor

La capacidad resistente del hormigón al cortante por punzonamiento se da por la siguiente expresión:

$$V_c = 1,06 \sqrt{f'_c} b d \quad (\text{Ecuación 4.1.6.4-a}) \quad (\text{Romo, Ecuación 10.2})$$

Donde:

b: Perímetro de la zona crítica de punzonamiento

El cortante nominal será igual a la carga, obtenida al multiplicar el esfuerzo máximo permisible del suelo por el área de la sección crítica del cortante, como sigue en la siguiente ecuación:

$$V_n = P = \sigma A \quad (\text{Ecuación 4.1.6.4-b})$$

El cortante tipo viga y por punzonamiento deberán ser mayores que el cortante nominal para que el peralte de la base sea aceptable para las solicitaciones analizadas.

4.1.6.5 Diseño a flexión

El momento ultimo M_u , se debe calcular de acuerdo a la siguiente tabla presentada en el ACI 318-14:

Tabla 17. Localización de la sección crítica para M_u

Localización de la sección crítica	Miembro soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de concreto
En el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

Nota: American Concrete Institute, ACI 318-14, Tabla 13.2.7.1, pág. 202

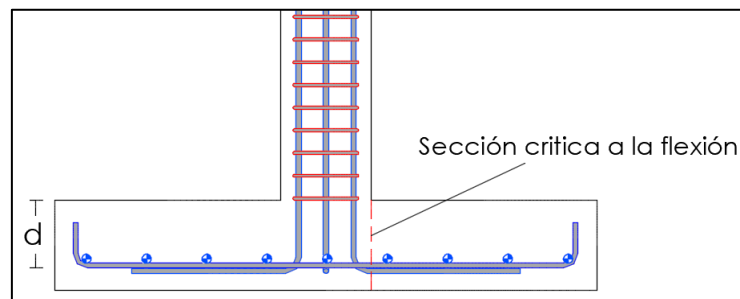


Figura 10. Sección crítica a la flexión en cimentaciones de columnas y muros de hormigón fundidos monolíticamente con la zapata.

Fuente: Elaboración del autor

El refuerzo en zapatas aisladas cuadradas en una dirección, deberá colocarse de manera uniforme, a lo largo del ancho total de la misma. (ACI 13.3.3.2)

El acero que se requerirá en una zapata se deberá hallar por las ecuaciones especificadas en la sección 4.1.3.2.

4.2 Diseño estructural alternativa acero estructural

4.2.1 Generalidades

Para el diseño de los miembros estructurales en acero, se tomará como referencia las especificaciones y recomendaciones del American Institute of Steel Construction ANSI/AISC 360-10 y el ANSI/AISC 348-10, además de utilizar el diseño basado en factores de carga y resistencia LRFD mencionado en la sección 3.4.1.

4.2.2 Diseño de vigas

4.2.2.1 Generalidades

Para desarrollar el diseño de las vigas, se tomará como referencia el ANSI/AISC 360-10 que en su capítulo F especifica las consideraciones que se tomarán en miembros sometidos a flexión.

Dentro de este diseño, las vigas se clasificarán en dos tipos siendo estos:

Vigas principales: Estas vigas reciben las cargas de las losas de los pisos o cubiertas, y las transmiten a los apoyos, muros o columnas; por lo que, las cargas de gravedad serán considerables, además de resistirán la carga producida por un sismo.

Vigas secundarias: Estas vigas se apoyan en las vigas principales y deberán transmitir las cargas de gravedad a la viga principal.

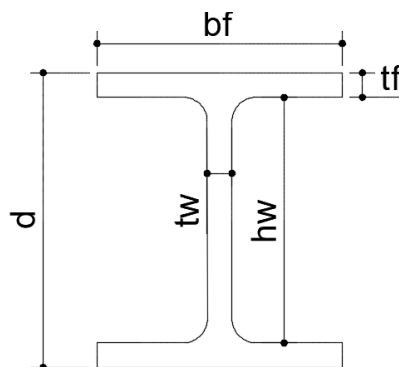


Figura 11. Sección transversal tipo para viga de acero estructural
Fuente: Elaboración del autor

Donde:

bf: Ancho del patín, mm

d: Altura de la viga, mm

hw: Altura libre entre patines, mm

tf: Espesor del patín, mm

tw: Espesor del alma, mm

4.2.2.2 Diseño a flexión

El ANSI/AISC 360-10 en su sección B4, clasifica a los perfiles de acero para flexión en compactas, no compactas y esbeltas, dependiendo de los valores de la razón ancho-espesor, de esta manera se tiene:

λ : Razón ancho – espesor

λ_p : Límite superior para la categoría de compactas

λ_r : Límite superior para la categoría de no compactas

Entonces:

Si $\lambda \leq \lambda_p$ y el patín está conectado en forma continua al alma, la sección es compacta;

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, la sección es no compacta; y

Si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta.

En la tabla B4.1b presentada en el AISC podemos encontrar las razones ancho – espesor para las secciones transversales de perfiles de acero, a continuación, se presentará un extracto de dicha tabla para perfiles tipo I y H:

Tabla 18. Razones Ancho – Espesor

Descripción del elemento	Razón Ancho – Espesor λ	Razones Ancho-Espesor Límite			
		λ_p (compacta compacta)	–	no	λ_r (esbelto esbelto) – no
Patín	$\frac{b}{t_f}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			$1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Nota: American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 360-10, Tabla B4.1b, pág. 83

De esta manera se clasificará a la viga como compacta, no compacta o esbelta y luego se determinará la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral.

Secciones I compactas con doble simetría

De manera general, el factor de reducción de capacidad para flexión que se tomará para el diseño de las vigas será:

$$\phi_b = 0,90$$

La resistencia nominal de flexión M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral - torsional.

Resistencia Nominal

$$M_n = M_p = \phi_b F_y Z_x \quad (\text{Ecuación 4.2.2.2-0-a) (AISC 360-10, F2-1)}$$

Donde:

Fy: Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kg/cm²

Zx: Módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³

Pandeo Lateral – Torsional

- a) Si $L_b \leq L_p$; no hay pandeo lateral – torsional

$$M_n = M_p$$

se clasificará a la viga como corta

- b) Si $L_p < L_b \leq L_r$; existe pandeo lateral – torsional inelástico

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

(Ecuación 4.2.2.2-0-b) (AISC 360-10, F2-2)

se clasificará a la viga como intermedia

- c) Si $L_b > L_r$; existe pandeo lateral – torsional

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{Ecuación 4.2.2.2-0-c) (AISC 360-10, F2-3)}$$

se clasificará a la viga como larga

Donde:

L_p: longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección, cm.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J \cdot c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

(Ecuación 4.2.2.2-0-d) (AISC 360-10, F2-4)

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero = 2×10^6 kg/cm²

J: Constante torsional, cm⁴

S_x: Módulo de sección elástico en torno al eje x, cm³

h_o: Distancia entre los centroides de los patines, cm

Las longitudes límites L_p y L_r se determinarán de la siguiente manera:
(ANSI/AISC 360-10, 2010)

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 4.2.2.2-0-e) (AISC 360-10, F2-5)}$$

Dónde:

ry: radio de giro en el eje débil

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}}$$

(Ecuación 4.2.2.2-0-f) (AISC 360-10, F2-6)

Donde:

El coeficiente c para perfiles tipo I con doble simetría es igual a 1

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (\text{Ecuación 4.2.2.2-0-g) (AISC 360-10, F2-7)}$$

Los coeficientes C_w y J para vigas tipo I con doble simetría se calcula como sigue:

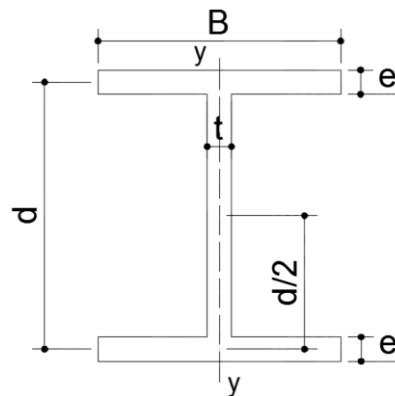


Figura 12. Propiedades de sección tipo I para Pandeo lateral – Torsional

Fuente: Análisis de Estabilidad Elástica Flexo-Torsional para Barras de Acero, de acuerdo a Normas y Programas Computacionales, Anexo 4

C_b: factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento. (ANSI/AISC 360-10, 2010)

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{Ecuación 4.2.2.2-0-h) (AISC 360-10, F1-1)}$$

Donde:

M_{max}: Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, kg-m

M_A: Valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, kg-m

M_B: Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, kg-m

M_C: valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, kg-m

4.2.2.3 Diseño a Corte

El factor de reducción de capacidad para cortante, que se tomará para realizar este diseño, según al ANSI/AISC 360-10 es:

$$\phi = 0,90$$

Se realizará este análisis para miembros con almas atiesadas o no atiesadas con simetría doble.

Resistencia nominal de corte

$$V_n = \phi_b \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v \quad (\text{Ecuación 4.2.2.3-a}) \text{ (AISC 360-10, G2-1)}$$

Donde:

A_w: Área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, $d \cdot t_w$, cm²

C_v: Coeficiente de corte del alma

El coeficiente C_v se seleccionará según ciertos criterios presentados por el ANSI/AISC 360-10, por lo que se mencionaran a continuación cada uno de ellos:

a) Para almas de miembros laminados de Sección H con $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\phi_b = 1,0 \text{ y } C_v = 1 \quad (\text{Ecuación 4.2.2.3-b}) \text{ (AISC 360-10, G2-2)}$$

b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares

I. Cuando $\frac{h}{tw} \leq 1.10 \sqrt{\frac{Kv \cdot E}{F_y}}$

$$Cv = 1 \quad (\text{Ecuación 4.2.2.3-c}) \text{ (AISC 360-10, G2-3)}$$

II. Cuando $1.1 \sqrt{\frac{Kv \cdot E}{F_y}} < \frac{h}{tw} \leq 1.37 \sqrt{\frac{Kv \cdot E}{F_y}}$

$$Cv = \frac{1.10 \sqrt{Kv \cdot E / F_y}}{h/tw} \quad (\text{Ecuación 4.2.2.3-d}) \text{ (AISC 360-10, G2-4)}$$

III. Cuando $\frac{h}{tw} > 1.37 \sqrt{\frac{Kv \cdot E}{F_y}}$

$$Cv = \frac{1.51 \cdot E \cdot Kv}{(h/tw)^2 F_y} \quad (\text{Ecuación 4.2.2.3-e}) \text{ (AISC 360-10, G2-5)}$$

Donde:

h: Distancia libre entre patines, cm

tw: Espesor del alma, cm

Kv: Coeficiente de pandeo por corte del alma

El coeficiente de pandeo por corte del alma según el ANSI/AISC 360-10, se determina como se indica a continuación:

I. Para almas sin atiesadores transversales y con $\frac{h}{tw} \leq 260$

$$kv = 5$$

II. Para almas atiesadas:

$$kv = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{Ecuación 4.2.2.3-f}) \text{ (AISC 360-10, G2-6)}$$

$$kv = 5 \text{ cuando } a/h > 3,0 \text{ o } a/h > \left[\frac{260}{(h/tw)} \right]^2$$

Donde:

a: distancia libre entre atiesadores transversales, tw, cm

4.2.2.4 Control de deflexión en vigas de acero

La deflexión vertical de una viga de acero debe ser controlada debido a que esta puede deformarse de tal manera que proporcione incertidumbre en los

usuarios de una estructura; además de que esta deflexión pueda causar problemas en los elementos unidos a la viga dañándolos por pequeñas distorsiones. En una viga se pueden producir problemas de carácter vibratorio debido a que su deflexión es excesiva y por lo tanto se tendrá una viga muy flexible.

Los códigos no especifican una tabla de valores máximos permisibles para las deflexiones que puede tener una viga, debido a que existen diferentes tipos de características como; el tipo de material, la distribución de la carga e incluso el tipo de estructura que afectan este cálculo, sin embargo, existen varios métodos teóricos con los cuales podemos obtener las deflexiones entre tantos de estos tenemos el trabajo virtual, de esta manera, el proyectista debe establecer sus valores permisibles basándose en su experiencia y buen juicio.

En la tabla 1604.3 del IBC 2009 se presentan deflexiones máximas permisibles para varios tipos de miembros y condiciones de carga. A continuación se presentarán varios de estos valores en la siguiente tabla: (J. C. McCormac & Csernak, 2013)

Tabla 19. Límites de deflexión tomados del IBC 2009

Miembros	Condiciones de carga		
	L	D + L	S o W
Para miembros de piso	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso*	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso*	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{240}$
Para miembros de techo que no soportan plafones*	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{120}$	$\frac{L}{180}$
*Todos los miembros de techo deberán investigarse en cuanto al encharcamiento.			

Nota: McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, tabla 10.1, pág. 313

4.2.3 Diseño de columnas

Para el diseño de las columnas, se considera secciones rectangulares de acero rellenas de hormigón; además se utilizara el método de distribución de las tensiones plásticas en el cual se supone que en el cálculo de la resistencia nominal los componentes del acero han alcanzado la tensión F_y en compresión, y que los componentes de hormigón debido a cargas axiales han alcanzado la tensión de $0,85f'c$. (ANSI/AISC 360-10, 2010)

En la sección I1.4 del ANSI/AISC 360-10 se clasifican a las columnas como compactas, no compactas o esbeltas; de esta manera, las condiciones de dicha clasificación se presentan a continuación:

- Si $\lambda \leq \lambda_p$, la sección es compacta
- Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, la sección es no compacta, y
- Si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta

La máxima razón ancho-espesor permitida deberá ser la especificada en la tabla:

Tabla 20. Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial

Descripción del elemento	Razón Acho – Espesor	λ_p , Compacto o no compacto	λ_r , No compacto / esbelto	Máximo permitido
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0,15E}{F_y}$	$\frac{0,19E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$

Nota: American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 360 – 10, Tabla I1.1a, pág. 157

Una vez clasificada la columna en compacta, no compacta o esbelta; se continuará el diseño, determinando la resistencia de compresión de miembros compuestos rellenos con doble simetría cargados axialmente basado en el ANSI/AISC 360-10 sección I2.2b como sigue:

a) Para secciones compactas

$$P_{no} = P_p$$

Donde:

$$P_p = F_y A_s + C_2 f' c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (\text{Ecuación 4.2.3-0-a}) \quad (\text{AISC 360-10, I2-9b})$$

As: Área de la sección de acero, cm²

C2: 0,85 para secciones rectangulares

Ac: Área de concreto, cm²

Asr: Área de barras de refuerzo continuo, cm²

Es: Módulo de elasticidad del acero = 2.040.000 kg/cm²

Ec: Módulo de elasticidad del concreto = $0,136 w_c^{1,5} \sqrt{f' c}$, kg/cm²

b) Para secciones no compactas

$$P_p = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (\text{Ecuación 4.2.3-0-b}) \quad (\text{AISC 360-10, I2-9c})$$

Donde

λ , λ_p y λ_r : razones de esbeltez calculadas en la tabla 17

P_p : determinada en la ecuación 55

$$P_y = F_y A_s + 0,7 f' c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

(Ecuación 4.2.3-0-c) (AISC 360-10, I2-9c)

c) Para secciones esbeltas

$$P_y = F_{cr} A_s + 0,7 f' c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (\text{Ecuación 4.2.3-0-d}) \quad (\text{AISC 360-10, I2-9d})$$

Donde

I. Para secciones rectangulares rellenas

$$F_{cr} = \frac{9,0 E_s}{(b/t)^2} \quad (\text{Ecuación 4.2.3-0-e}) \quad (\text{AISC 360-10, I2-10})$$

La resistencia disponible a tracción de miembros compuestos rellenos axialmente cargados, deberá ser determinada para el estado límite de fluencia como sigue: (ANSI/AISC 360-10, 2010)

$$P_n = \phi_t (A_s F_y + A_{sr} F_{yr}) \quad (\text{Ecuación 4.2.3-f}) \quad (\text{AISC 360-10, I2-14})$$

Donde

$$\phi_t = 0,90$$

4.2.4 Vigas – Columnas

Los miembros estructurales como las columnas y las vigas, están por una parte sometidos a un cierto grado de flexión y a la carga axial que se genera en una estructura; de tal manera que se deberá tomar en consideración ambos efectos debido a que se generarán varios de estos en la edificación por lo que a tales miembros se los llamará vigas – columnas.

La determinación de la capacidad a momento la obtenemos de las siguientes fórmulas de interacción: (Segui, 1999)

Para $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Ecuación 4.2.4-a) (AISC 360-10, H1-1a)}$$

Para $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Ecuación 4.2.4-b) (AISC 360-10, H1-1b)}$$

Donde:

- P_u**: Carga axial última de compresión, kg
- P_n**: Resistencia de compresión axial disponible, kg
- M_u**: Momento último, kg-cm
- M_n**: Resistencia de flexión disponible, kg-m
- x**: Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte
- y**: Subíndice que indica flexión en torno al eje débil
- φ_c**: Factor de resistencia en compresión = 0,9
- φ_b**: Factor de resistencia en flexión = 0,9

4.2.5 Diseño de Losa

Este sistema de piso utiliza vigas principales y vigas secundarias, mencionadas anteriormente en la sección 4.2.2.1; dicho esto, sobre las vigas secundarias se montará una placa colaborante metálica, en la cual se

colocará una capa de hormigón, que formará la losa en una estructura de acero.

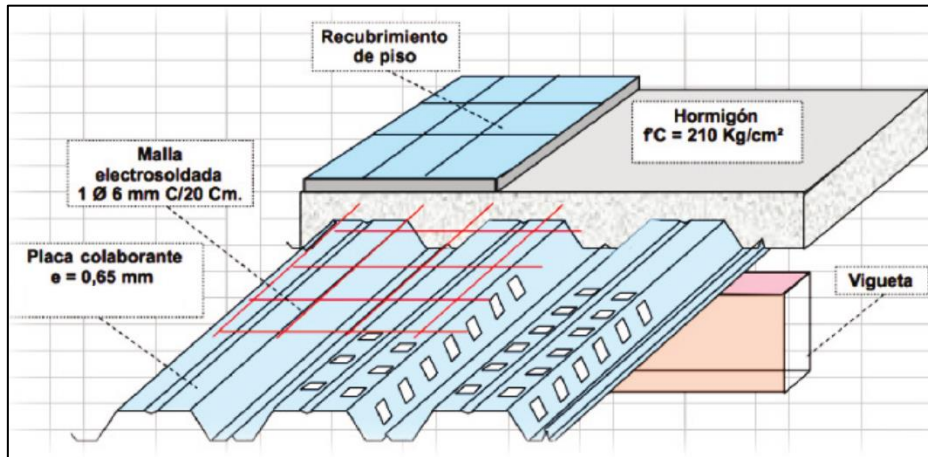


Figura 13. Losa armada con placa colaborante
Fuente: Manual técnico de placa colaborante, TUGALT

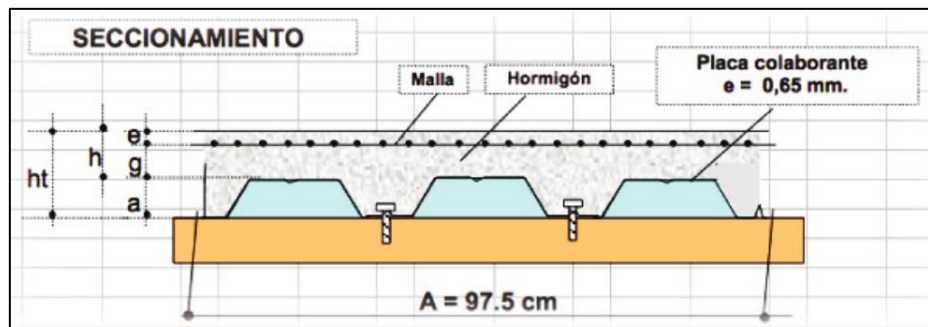


Figura 14. Sección transversal de losa armada con placa colaborante
Fuente: Manual técnico de placa colaborante, TUGALT

Donde:

e: Recubrimiento del acero por temperatura y retracción = 2cm

ht: Altura total de hormigón, cm

h: Altura de la chapa de compresión, cm

a: Altura de la placa colaborante = 5,5cm

A: Ancho útil = 97,5cm

La placa colaborante funciona como un elemento compuesto de acero – hormigón debido a que cuenta con resaltes superiores y laterales que permiten la adherencia del hormigón a la misma, además de esto, se puede

utilizar conectores de cortante que garanticen la resistencia del entramado y eliminen el exceso de vibración en grandes luces.

En nuestro medio, los conectores de cortante tienen baja disponibilidad comercial, de manera que, no se considerará que, trabajen conjuntamente la losa con la viga de acero.

Para obtener la carga por unidad de área que soporta la losa, primero se deberá seleccionar un espesor de la placa colaborante y un espesor de hormigón, de esta manera, y con el tipo de apoyo se obtendrá la separación máxima, determinada por el fabricante; como parte del procedimiento y con los datos mencionados anteriormente se determinará la carga por unidad de área, con ayuda de tablas presentadas por el fabricante.

En nuestra investigación se utilizará una placa colaborante con las siguientes características:

- Placa Colaborante espesor de 0.76mm.
- Altura total de losa incluyendo el hormigón: 100mm
- Malla electrosoldada $1\varnothing 3,5\text{mm}@150\text{mm}$
- Resistencia del hormigón: $f'c=210\text{kg/cm}^2$

4.3 Resultados del diseño estructural

4.3.1 Resultados del diseño en la alternativa en hormigón armado

4.3.1.1 Generalidades

Los resultados que se presentan a continuación, se basan en las especificaciones tomadas anteriormente para el diseño de estructuras de hormigón armado detalladas en la sección 4.1.

4.3.1.2 Edificio con 3 pisos

Vigas

Tabla 21. Resultado del diseño de vigas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Base	m	0,25
Altura	m	0,30
Volumen de hormigón	m ³	33,234
Peso del acero de refuerzo	kg	19113,81

Nota: Elaboración del autor

Tabla 22. Acero de refuerzo para las vigas

	Dirección x		Dirección y	
Luz	6m	5m	5m	4m
Acero de refuerzo	8Ø14mm	5Ø14mm	7Ø12mm	5Ø12mm
Estribos	1Ø10mm@5cm y 10cm			

Nota: Elaboración del autor

Columnas

Tabla 23. Resultado del diseño de columnas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Base	m	0,30
Altura	m	0,30
Volumen de hormigón	m ³	17,55
Peso del acero de refuerzo	kg	3584

Nota: Elaboración del autor

Tabla 24. Acero de refuerzo para columnas

Acero de refuerzo	● 4Ø14mm	● 4Ø12mm	
Estribos	1Ø10mm@7,5cm y 15cm		

Nota: Elaboración del autor

Losas

Tabla 25. Resultado del diseño de losas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,25
Volumen de hormigón	m ³	157,9
Peso del acero de refuerzo	kg	6555,84
Malla electrosoldada	m ²	918

Nota: Elaboración del autor

Tabla 26. Acero de refuerzo para losas

Momento negativo	1Ø12mm@50cm
Momento positivo	1Ø12mm@50cm

Nota: Elaboración del autor

Losa de piso

Tabla 27. Resultado del diseño de la losa de piso

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,10
Volumen de hormigón	m ³	30,6
Malla electrosoldada	m ²	306

Nota: Elaboración del autor

Cimentaciones

Zapatas perimetrales

Tabla 28. Resultado del diseño de zapatas perimetrales

	Unidad	Total	
Dimensiones			
B	m	1,80	
L	m	1,40	
e	m	0,30	
Volumen de hormigón f'c=240 kg/cm ²	m ³	12,096	
Volumen de hormigón f'c=180 kg/cm ²	m ³	1,764	
Peso del acero de refuerzo	kg	410,94	

Nota: Elaboración del autor

Zapatas centrales

Tabla 29. Resultado del diseño de zapatas centrales

	Unidad	Total
Dimensiones		
B	m	1,80
L	m	2
e	m	0,30
Volumen de hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$	m ³	7,128
Volumen de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$	m ³	1,08
Peso del acero de refuerzo	kg	246,72

Nota: Elaboración del autor

Tabla 30. Acero de refuerzo para zapatas

Dirección x	1Ø16mm@20cm
Dirección y	1Ø16mm@20cm

Nota: Elaboración del autor

4.3.1.3 Edificio con 5 pisos

Vigas

Tabla 31. Resultado del diseño de vigas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Base	m	0,30
Altura	m	0,40
Volumen de hormigón	m ³	86,80
Peso del acero de refuerzo	kg	45784,13

Nota: Elaboración del autor

Tabla 32. Acero de refuerzo para las vigas

	Dirección x		Dirección y	
	Luz	6m	5m	5m
Acero de refuerzo	8Ø16mm	8Ø16mm	8Ø16mm	8Ø16mm
Estribos	1Ø10mm@5cm y 10cm			

Nota: Elaboración del autor

Columnas

Tabla 33. Resultado del diseño de columnas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Base	m	0,40
Altura	m	0,40
Volumen de hormigón	m ³	51,68
Peso del acero de refuerzo	kg	6559,29

Nota: Elaboración del autor

Tabla 34. Acero de refuerzo para columnas

Acero de refuerzo	● 4Ø16mm	● 4Ø14mm	
Estribos	1Ø10mm@7,5cm y 15cm		

Nota: Elaboración del autor

Losas

Tabla 35. Resultado del diseño de losas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,30
Volumen de hormigón	m ³	263,16
Peso del acero de refuerzo	kg	10926,4
Malla electrosoldada	m ²	1530

Nota: Elaboración del autor

Tabla 36. Acero de refuerzo para losas

Momento negativo	1Ø12mm@50cm
Momento positivo	1Ø12mm@50cm

Nota: Elaboración del autor

Losa de piso

Tabla 37. Resultado del diseño de la losa de piso

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,10
Volumen de hormigón	m ³	30,6
Malla electrosoldada	m ²	306

Nota: Elaboración del autor

Cimentaciones

Zapatas perimetrales

Tabla 38. Resultado del diseño de zapatas perimetrales

	Unidad	Total
Dimensiones		
B	m	2
L	m	2,20
e	m	0,40
Volumen de hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$	m^3	26,992
Volumen de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$	m^3	3,08
Peso del acero de refuerzo	kg	1560,92

Nota: Elaboración del autor

Zapatas centrales

Tabla 39. Resultado del diseño de zapatas centrales

	Unidad	Total
Dimensiones		
B	m	2,6
L	m	2,6
e	m	0,40
Volumen de hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$	m^3	17,232
Volumen de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$	m^3	2,028
Peso del acero de refuerzo	kg	763,99

Nota: Elaboración del autor

Tabla 40. Acero de refuerzo para zapatas

Dirección x	1Ø16mm@15cm
Dirección y	1Ø16mm@15cm

Nota: Elaboración del autor

4.3.1.4 Edificio con 7 pisos

Vigas

Tabla 41. Resultado del diseño de vigas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Base	m	0,30
Altura	m	0,50
Volumen de hormigón	m ³	147
Peso del acero de refuerzo	kg	82570,61

Nota: Elaboración del autor

Tabla 42. Acero de refuerzo para las vigas

	Dirección x		Dirección y	
Luz	6m	5m	5m	4m
Acero de refuerzo	12Ø16mm	12Ø16mm	12Ø16mm	12Ø16mm
Estribos	1Ø10mm@5cm y 10cm			

Nota: Elaboración del autor

Columnas

Tabla 43. Resultado del diseño de columnas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Base	m	0,55
Altura	m	0,55
Volumen de hormigón	m ³	136,43
Peso del acero de refuerzo	kg	18024,31

Nota: Elaboración del autor

Tabla 44. Acero de refuerzo para columnas

Acero de refuerzo	● 12Ø16mm	
Estribos	1Ø10mm@7,5cm y 15cm 2Ø10mm@7,5cm y 15cm	

Nota: Elaboración del autor

Losas

Tabla 45. Resultado del diseño de losas

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,30
Volumen de hormigón	m ³	368,42
Peso del acero de refuerzo	kg	15296,95
Malla electrosoldada	m ²	2142

Tabla 46. Acero de refuerzo para losas

Momento negativo	1Ø12mm@50cm
Momento positivo	1Ø12mm@50cm

Nota: Elaboración del autor

Losa de piso

Tabla 47. Resultado del diseño de la losa de piso

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,10
Volumen de hormigón	m ³	30,6
Malla electrosoldada	m ²	306

Nota: Elaboración del autor

Cimentaciones

Zapatas corridas en el sentido de las cuatro luces

Tabla 48. Resultado del diseño de zapatas

	Unidad	Total	
Dimensiones			
B	m	2,6	
e	m	0,45	
Volumen de hormigón f'c=240 kg/cm ²	m ³	123,98	
Volumen de hormigón f'c=180 kg/cm ²	m ³	13,10	
Peso del acero de refuerzo	kg	3513,67	

Nota: Elaboración del autor

Tabla 49. Acero de refuerzo para zapatas

Dirección x	1Ø16mm@15cm
Dirección y	1Ø16mm@15cm

Nota: Elaboración del autor

4.3.1.5 Resumen de cantidades para la alternativa en hormigón armado

Tabla 50. Resumen de cantidades para la alternativa en hormigón armado

Miembro Estructural	Unidad	3 pisos	5 pisos	7 pisos
Hormigón				
Vigas	m ³	33	87	147
Columnas	m ³	18	52	136
Losas	m ³	158	263	368
Losa de piso	m ³	31	31	31
Cimentaciones	m ³	19	44	119
Total	m³	259	477	801
Acero de refuerzo				
Vigas	kg	19114	45784	82571
Columnas	kg	3584	6559	18024
Losas	kg	6556	10926	15297
Cimentaciones	kg	658	2325	3514
Total	kg	29912	65594	119406

Nota: Elaboración del autor

4.3.2 Resultados del diseño en la alternativa acero estructural

4.3.2.1 Generalidades

Los resultados presentados a continuación, se basan en las especificaciones mencionadas en la sección 4.2, donde se expuso a detalle el diseño de cada uno de los miembros estructurales a diseñarse, de tal manera que cumplan con los requisitos de resistencia y servicio de las normas; además de esto, se utilizó acero estructural ASTM A 36 en el diseño de las columnas y vigas, con un peso específico de 7850 kg/m³.

4.3.2.2 Edificio con 3 pisos

Vigas

Para el diseño de las vigas de acero, se utilizaron perfiles tipo I, de esta manera los resultados son los siguientes:

Tabla 51. Resultado del diseño de vigas de acero estructural

Tipo	bf (mm)	hw (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	Longitud total (m)	Peso Unitario (kg/m)	Peso total (kg)
Vigas Principales	250	338	6	4	350	288,79	35,87	10358,96
Vigas Secundarias	200	242	4	4	250	313,47	21,17	6636,09
Total:								16995,05

Nota: Elaboración del autor

Columnas

En el diseño de las columnas de acero se utilizaron perfiles tipo caja, por lo que el resultado es el siguiente:

Tabla 52. Resultado del diseño de columnas de acero estructural

B (mm)	H (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Longitud total (m)	Peso Unitario (kg/m)	Peso total (kg)
250	250	6	6	142,17	45,97	6535,55

Nota: Elaboración del autor

Losa con placa colaborante

Tabla 53. Resultado de losa con placa colaborante

	Unidad	Total
Placa colaborante e=0,76mm	m ²	918
Volumen de hormigón f'c=210kg/cm ²	m ³	114,75
Malla electrosoldada 1Ø6mm@15cm	m ²	918

Losa de piso

Tabla 54. Resultado del diseño de la losa de piso

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,10
Volumen de hormigón	m ³	30,6
Malla electrosoldada	m ²	306

Nota: Elaboración del autor

Cimentaciones

Para las cimentaciones de la estructura de acero, se realizó el diseño de zapatas aisladas para cada columna, de este modo el resultado se presenta a continuación:

Zapatas perimetrales

Tabla 55. Resultado del diseño de zapatas perimetrales

	Unidad	Total	
Dimensiones			
B	m	1,4	
L	m	1,2	
e	m	0,30	
Volumen de hormigón f'c=240 kg/cm ²	m ³	8,942	
Volumen de hormigón f'c=180 kg/cm ²	m ³	2,352	
Peso del acero de refuerzo	kg	659,22	

Nota: Elaboración del autor

Zapatas centrales

Tabla 56. Resultado del diseño de zapatas centrales

	Unidad	Total
Dimensiones		
B	m	1,6
L	m	1,6
e	m	0,30
Volumen de hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$	m^3	5,417
Volumen de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$	m^3	1,536
Peso del acero de refuerzo	kg	344,76

Nota: Elaboración del autor

Acero de refuerzo para zapatas

Tabla 57. Acero de refuerzo para pedestales

Acero de refuerzo	● 8Ø14mm	
Estribos	1Ø10mm@8cm	

Nota: Elaboración del autor

Tabla 58. Acero de refuerzo para zapatas

Dirección x	1Ø16mm@25cm
Dirección y	1Ø16mm@25cm

Nota: Elaboración del autor

4.3.2.3 Edificio con 5 pisos

Vigas

Tabla 59. Resultado del diseño de vigas de acero estructural

Tipo	bf (mm)	hw (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	Longitud total (m)	Peso Unitario (kg/m)	Peso total (kg)
Vigas Principales	300	488	6	5	500	470,74	49,78	23433,62
Vigas Secundarias	25	242	4	4	250	486,68	24,46	11904,28
Total:								35337,90

Nota: Elaboración del autor

Columnas

Tabla 60. Resultado del diseño de columnas de acero estructural

B (mm)	H (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Longitud total (m)	Peso Unitario (kg/m)	Peso total (kg)
450	450	5	5	234,15	69,87	16360,14

Nota: Elaboración del autor

Losa con placa colaborante

Tabla 61. Resultado de losa con placa colaborante

	Unidad	Total
Placa colaborante e=0,76mm	m ²	1530
Volumen de hormigón f'c=210kg/cm ²	m ³	191,25
Malla electrosoldada 1Ø6mm@15cm	m ²	1530

Nota: Elaboración del autor

Losa de piso

Tabla 62. Resultado del diseño de la losa de piso

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,10
Volumen de hormigón	m ³	30,6
Malla electrosoldada	m ²	306

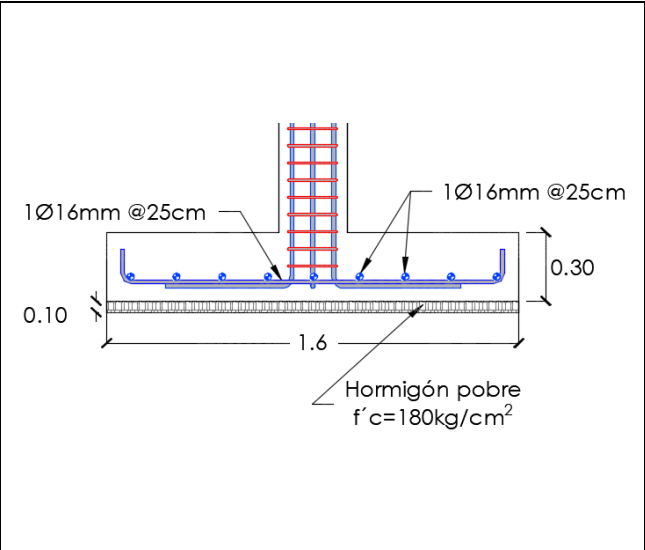
Nota: Elaboración del autor

Cimentaciones

Zapatas perimetrales

Tabla 63. Resultado del diseño de zapatas perimetrales

	Unidad	Total
Dimensiones		
B	m	1,6
L	m	1,6
e	m	0,30
Volumen de hormigón f'c=240 kg/cm ²	m ³	15,437
Volumen de hormigón f'c=180 kg/cm ²	m ³	3,584
Peso del acero de refuerzo	kg	1419,38



Zapatas centrales

Tabla 64. Resultado del diseño de zapatas centrales

	Unidad	Total
Dimensiones		
B	m	2
L	m	2
e	m	0,30
Volumen de hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$	m ³	9,19
Volumen de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$	m ³	2,40
Peso del acero de refuerzo	kg	708,37

Nota: Elaboración del autor

Tabla 65. Acero de refuerzo para zapatas

Dirección x	1Ø16mm@25cm
Dirección y	1Ø16mm@25cm

Nota: Elaboración del autor

4.3.2.4 Edificio con 7 pisos

Vigas

Tabla 66. Resultado del diseño de vigas de acero estructural

Tipo	bf (mm)	hw (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	Longitud total (m)	Peso Unitario (kg/m)	Peso total (kg)
Vigas Principales	300	538	6	5	550	636,76	51,85	33015,93
Vigas Secundarias	250	292	4	4	300	728,35	26,11	19017,18
Total:								52033,11

Nota: Elaboración del autor

Columnas

Tabla 67. Resultado del diseño de columnas de acero estructural

B (mm)	H (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Longitud total (m)	Peso Unitario (kg/m)	Peso total (kg)
500	500	8	8	352,18	115,98	40845,99

Nota: Elaboración del autor

Losa con placa colaborante

Tabla 68. Resultado de losa con placa colaborante

	Unidad	Total
Placa colaborante $e=0,76\text{mm}$	m^2	2142
Volumen de hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m^3	267,75
Malla electrosoldada $1\text{Ø}6\text{mm}@15\text{cm}$	m^2	2142

Nota: Elaboración del autor

Losa de piso

Tabla 69. Resultado del diseño de la losa de piso

	Unidad	Total
Dimensiones		
Espesor	m	0,10
Volumen de hormigón	m^3	30,6
Malla electrosoldada	m^2	306

Nota: Elaboración del autor

Cimentaciones

Zapatas corridas en el sentido de las cuatro luces

Zapatas perimetrales

Tabla 70. Resultado del diseño de zapatas perimetrales

	Unidad	Total	
Dimensiones			
B	m	1,4	
e	m	0,30	
Volumen de hormigón $f'_c=240 \text{ kg/cm}^2$	m^3	34,94	
Volumen de hormigón $f'_c=180 \text{ kg/cm}^2$	m^3	9,80	
Peso del acero de refuerzo	kg	2367,26	

Nota: Elaboración del autor

Tabla 71. Acero de refuerzo para zapatas perimetrales

Dirección x	1Ø16mm@25cm
Dirección y	1Ø16mm@25cm

Nota: Elaboración del autor

Zapatas centrales

Tabla 72. Resultado del diseño de zapatas centrales

	Unidad	Total	
Dimensiones			
B	m	2,2	
e	m	0,30	
Volumen de hormigón $f'_c=240 \text{ kg/cm}^2$	m^3	24,28	
Volumen de hormigón $f'_c=180 \text{ kg/cm}^2$	m^3	7,30	
Peso del acero de refuerzo	kg	1233,56	

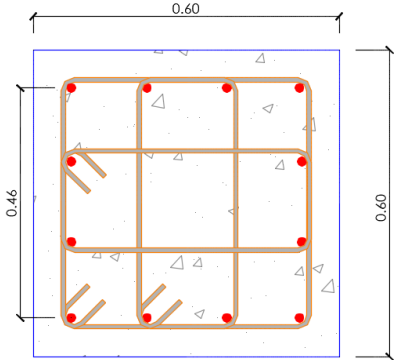
Nota: Elaboración del autor

Tabla 73. Acero de refuerzo para zapatas centrales

Dirección x	1Ø16mm@15cm
Dirección y	1Ø16mm@15cm

Nota: Elaboración del autor

Tabla 74. Acero de refuerzo para pedestales

Acero de refuerzo	● 12Ø18mm	
Estribos		1Ø10mm@10cm 2Ø10mm@10cm

Nota: Elaboración del autor

4.3.2.5 Resumen de cantidades para la alternativa en acero estructural

Tabla 75. Resumen de cantidades para la alternativa en acero estructural

Miembro Estructural	Unidad	3 pisos	5 pisos	7 pisos
Acero estructural				
Vigas	kg	16995	35338	52033
Columnas	kg	6536	16360	40846
Total	kg	23531	51698	92879
Hormigón				
Losas	m ³	115	191	268
Losa de piso	m ³	31	31	31
Cimentaciones	m ³	14	25	59
Total	m³	160	247	358
Acero de refuerzo				
Cimentaciones	kg	1004	2128	3601
Total	kg	1004	2128	3601

Nota: Elaboración del autor

CAPITULO V

5. ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO

5.1 Generalidades

En este capítulo se abordarán criterios para analizar los costos de construcción de una estructura, ya que la viabilidad de un proyecto depende en gran parte del factor económico, de este modo se realizará un análisis de precios unitarios, el cual consiste en obtener el costo total de una estructura a partir de la determinación del costo de cada una de las partes que integran una edificación.

Al costo de cada miembro se le denomina rubro, dentro del cual intervienen factores como mano de obra, materiales y equipo; para materiales como el acero estructural se considera el transporte.

5.2 Costos de construcción

5.2.1 Mano de obra

Se requiere obreros y operarios calificados para la construcción y colocación de los elementos de una edificación, el costo de la mano de obra se rige a los salarios que se pagan a los trabajadores, estos pueden basarse en horas, días, semanas u órdenes trabajadas.

5.2.2 Materiales

Los materiales a utilizarse será la materia prima para la elaboración de los miembros estructurales de una edificación, estos costos dependerán de la disponibilidad en el mercado y el análisis de diferentes proveedores.

5.2.3 Equipo

Dentro de este se requerirá maquinaria pesada, además de herramientas manuales como martillos, palas, carretillas, etc.; cuyos costos se verán reflejados en el mantenimiento de la maquinaria y la obtención de las herramientas necesarias.

Los rubros utilizados para las diferentes alternativas se obtuvieron del programa InterPro y de la Municipalidad de Azogues.

5.3 Precios unitarios para la alternativa en hormigón armado

Los rubros necesarios para la obtención del costo total de las estructuras de hormigón armado serán los presentados a continuación:

- Excavación a maquina
- Desalojo de material con maquina
- Excavación manual de cimientos
- Hormigón de limpieza $f'c=180\text{kg/cm}^2$
- Hormigón premezclado $f'c=240\text{kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo
- Malla electrosoldada
- Alivianamiento de losas (casetones de espuma Flex)
- Encofrado recto

Tabla 76. Lista de rubros utilizados para la alternativa hormigón armado

Código	Descripción	Unidad	P. Unitario
552008	Excavación con retroexcavadora	m3	2,39
552011	Excavación a mano de suelo sin clasificar profundidad de 0 a 2 m	m3	10,13
555003	Desalojo con volquete hasta 3km con material cargado a máquina	m3	3,32
557017	Hormigón premezclado $f'c=240\text{ kg/cm}^2$	m3	160,06
557018	Hormigón premezclado $f'c=180\text{ kg/cm}^2$	m3	152,25
558001	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	kg	1,71
559001	Encofrado recto	m2	10,20
558002	Malla electrosoldada R-64	m2	1,87
564001	Replanteo de piedra $e= 30\text{ cm}$	m2	10,22
557009	Casetón espuma Flex $0.40 \times 0.40 \times 0.20\text{ cm}$	u	7,60

Nota: Base de rubros Municipalidad de Azogues

5.4 Precios unitarios para la alternativa en acero estructural

Los rubros necesarios para la obtención del costo total de las estructuras de acero estructural serán los presentados a continuación:

- Excavación a maquina
- Desalojo de material con maquina
- Excavación manual de cimientos
- Hormigón de limpieza $f'c=180\text{kg/cm}^2$
- Hormigón premezclado $f'c=210\text{kg/cm}^2$
- Hormigón premezclado $f'c=240\text{kg/cm}^2$
- Encofrado recto
- Acero estructural en perfiles
- Placa colaborante
- Acero de refuerzo
- Malla electrosoldada

Tabla 77. Lista de rubros utilizados para la alternativa en acero estructural

Código	Descripción	Unidad	P. Unitario
552011	Excavación a mano en suelo sin clasificar profundidad de 0 a 2 m	m3	9,24
552008	Excavación con retroexcavadora	m3	2,39
555003	Desalojo con volquete hasta 3km con material cargado a máquina	m3	3,32
558005	Malla electrosoldada r - 188	m2	5,29
560001	Acero estructural (perfiles doblados en frío), $f_y= 2350 \text{ kg/cm}^2$	kg	2,42
557019	Hormigón premezclado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	m3	153,14
557018	Hormigón premezclado $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$	m3	150,11
557017	Hormigón premezclado $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$	m3	157,92
558001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1,64
564078	Replanto de piedra e= 30 cm	m2	10,22
559001	Encofrado recto	m2	9,83
560012	Dotación y colocación de Novalosa	m2	13,13

Nota: Base de rubros Municipalidad de Azogues

5.5 Presupuesto

El presupuesto es un cálculo anticipado de una obra, es decir un conjunto de gastos e ingresos que están previstos para un determinado tiempo, por lo que es de mucha importancia que este se aproxime al costo real de una

construcción, de modo que podamos tener un control adecuado de gastos y así lograr una mejor inversión.

El presupuesto se obtiene al multiplicar las cantidades de obra de cada rubro, obtenido para las dos alternativas, por el costo unitario de cada rubro, este cálculo se desarrollará con la ayuda del programa InterPro.

5.5.1 Presupuesto para la alternativa en hormigón armado

Según los rubros y con los precios unitarios detallados en la sección 5.3, los costos totales de las alternativas de hormigón armado se presentan a continuación:

5.5.1.1 Edificio con 3 pisos

Tabla 78. Presupuesto edificio con 3 niveles en hormigón armado

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	552008	Excavación con retroexcavadora	m3	56,88	2,39	135,94
2	552011	Excavación a mano en suelo sin clasificar profundidad de 0 a 2 m	m3	28,44	10,13	288,10
3	555003	Desalojo con volquete hasta 3km con material cargado a máquina	m3	85,32	3,32	283,26
4	557017	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	258,50	160,06	41.375,51
5	557018	Hormigón premezclado f'c=180 kg/cm2	m3	2,84	152,25	432,39
6	558001	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	Kg	29.911,30	1,71	51.148,32
7	559001	Encofrado recto	m2	1.223,04	10,20	12.475,01
8	558002	Malla electrosoldada R-64	m2	1.224,00	1,87	2.288,88
9	564001	Replanteo de piedra e= 30 cm	m2	304,20	10,22	3.108,92
10	557009	Casetón espuma Flex 0.40 x 0.40 x 0.20 cm	u	3.672,00	7,60	27.907,20
SUBTOTAL					=	139.443,53
IVA 12%					=	16.733,22
TOTAL					=	156.176,75

Nota: Precios Unitarios - InterPro

5.5.1.2 Edificio con 5 pisos

Tabla 79. Presupuesto edificio 5 pisos alternativa en hormigón armado

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total
1	552008	Excavación con retroexcavadora	m3	102,16	2,39	244,16
2	552011	Excavación a mano en suelo sin clasificar profundidad de 0 a 2 m	m3	51,08	10,13	517,44
3	555003	Desalojo con volquete hasta 3km con material cargado a máquina	m3	153,24	3,32	508,76
4	557017	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	476,46	160,06	76.262,19
5	557018	Hormigón premezclado f'c=180 kg/cm2	m3	5,11	152,25	777,69
6	558001	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	65.594,74	1,71	112.167,01
7	559001	Encofrado recto	m2	2.152,40	10,20	21.954,48
8	558002	Malla electrosoldada R-64	m2	1.836,00	1,87	3.433,32
9	564001	Replanto de piedra e= 30 cm	m2	302,80	10,22	3.094,62
10	557009	Casetón espuma Flex 0.40 x 0.40 x 0.20 cm	u	6.120,00	7,60	46.512,00
SUBTOTAL					=	265.471,67
IVA 12%					=	31.856,60
TOTAL					=	297.328,27

Nota: Precios Unitarios - InterPro

5.5.1.3 Edificio con 7 pisos

Tabla 80. Presupuesto edificio de 7 pisos alternativa en hormigón armado

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	552008	Excavación con retroexcavadora	m3	256,36	2,39	612,70
2	552011	Excavación a mano en suelo sin clasificar profundidad de 0 a 2 m	m3	128,18	10,13	1.298,46
3	555003	Desalojo con volquete hasta 3km con material cargado a máquina	m3	384,54	3,32	1.276,67
4	557017	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	801,14	160,06	128.230,47
5	557018	Hormigón premezclado f'c=180 kg/cm2	m3	12,52	152,25	1.906,17
6	558001	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	119.405,54	1,71	204.183,47
7	559001	Encofrado recto	m2	3.262,27	10,20	33.275,15

8	558002	Malla electrosoldada R-64	m2	2.448,00	1,87	4.577,76
9	564001	Replanto de piedra e= 30 cm	m2	299,95	10,22	3.065,49
10	557009	Casetón espuma Flex 0.40 x 0.40 x 0.20 cm	u	8.568,00	7,60	65.116,80
SUBTOTAL						= 443.543,14
IVA 12%						= 53.225,18
TOTAL						= 496.768,32

Nota: Precios Unitarios - InterPro

5.5.1.4 Resumen de los presupuestos para la alternativa en hormigón armado

Tabla 81. Resumen de presupuestos alternativa en hormigón armado

Edificio	Presupuesto (USD)
Edificio con 3 pisos	156.176,75
Edificio con 5 pisos	297.328,27
Edificio con 7 pisos	496.768,32

Nota: Elaboración del autor

5.5.2 Presupuesto para la alternativa en acero estructural

Según los rubros y con los precios unitarios detallados en la sección 5.4, los costos totales de las alternativas en acero estructural se presentan a continuación:

5.2.2.1 Edificio con 3 pisos

Tabla 82. Presupuesto edificio de 3 pisos alternativa en acero estructural

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
1	552011	Excavación a mano en suelo sin clasificar profundidad de 0 a 2 m	m3	19,44	9,24	179,63
2	552008	Excavación con retroexcavadora	m3	38,88	2,39	92,92
3	555003	Desalojo con volquete hasta 3km con material cargado a máquina	m3	58,32	3,32	193,62
4	558005	Malla electrosoldada r - 188	m2	918,00	5,29	4.856,22
5	560001	Acero estructural, fy= 2350 kg/cm2	kg	23.530,60	2,42	56.944,05

6	557019	Hormigón premezclado f'c=210 kg/cm2	m3	114,75	153,14	17.572,82
7	557018	Hormigón premezclado f'c=180 kg/cm2	m3	3,89	150,11	583,93
8	557017	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	44,50	157,92	7.027,44
9	558001	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.003,98	1,64	1.646,53
10	564078	Replanto de piedra e= 30 cm	m2	304,20	10,22	3.108,92
11	559001	Encofrado recto	m2	64,16	9,83	630,69
12	560012	Dotación y colocación de Novalosa	m2	918,00	13,13	12.053,34
SUBTOTAL					=	104.890,10
IVA 12%					=	12.586,81
TOTAL					=	117.476,91

Nota: Precios Unitarios - InterPro

5.2.2.2 Edificio con 5 pisos

Tabla 83. Presupuesto edificio de 5 pisos alternativa en acero estructural

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	552011	Excavación a mano en suelo sin clasificar profundidad de 0 a 2 m	m3	29,92	10,13	303,09
2	552008	Excavación con retroexcavadora	m3	59,84	2,39	143,02
3	555003	Desalojo con volquete hasta 3km con material cargado a máquina	m3	89,76	3,32	298,00
4	558005	Malla electrosoldada R-188	m2	1.530,00	5,29	8.093,70
5	560001	Acero estructural, fy= 2350 kg/cm2	kg	51.698,04	2,45	126.660,20
6	557019	Hormigón premezclado f'c=210 kg/cm2	m3	191,25	155,29	29.699,21
7	557018	Hormigón premezclado f'c=180 kg/cm2	m3	5,98	152,25	910,46
8	557017	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	55,23	160,06	8.840,11
9	558001	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	2.127,75	1,71	3.638,45
10	564078	Replanto de piedra e= 30 cm	m2	299,95	10,22	3.065,49
11	559001	Encofrado recto	m2	89,68	10,20	914,74
12	560012	Dotación y colocación de Novalosa	m2	1.531,00	13,24	20.270,44
SUBTOTAL					=	202.294,73
IVA 12%					=	24.275,37
TOTAL					=	226.570,10

5.2.2.3 Edificio con 7 pisos

Tabla 84. Presupuesto edificio de 7 pisos alternativa en acero estructural

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	552011	Excavación a mano en suelo sin clasificar profundidad de 0 a 2 m	m3	85,50	10,13	866,12
2	552008	Excavación con retroexcavadora	m3	171,00	2,39	408,69
3	555003	Desalojo con volquete hasta 3km con material cargado a máquina	m3	2.560,50	3,32	8.500,86
4	558005	Malla electrosoldada R-188	m2	2.142,00	5,29	11.331,18
5	560001	Acero estructural, fy= 2350 kg/cm2	kg	92.879,10	2,45	227.553,80
6	557019	Hormigón premezclado f'c=210 kg/cm2	m3	267,75	155,29	41.578,90
7	557018	Hormigón premezclado f'c=180 kg/cm2	m3	17,10	152,25	2.603,48
8	557017	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm2	m3	89,82	160,06	14.376,59
9	558001	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	3.600,82	1,71	6.157,40
10	564078	Replanteo de piedra e= 30 cm	m2	163,80	10,22	1.674,04
11	559001	Encofrado recto	m2	50,04	10,20	510,41
12	560012	Dotación y colocación de Novalosa	m2	2.142,00	13,24	28.360,08
SUBTOTAL					=	343.117,07
IVA 12%					=	41.174,05
TOTAL					=	384.291,11

Nota: Precios Unitarios - InterPro

5.5.2.4 Resumen de los presupuestos para la alternativa en acero estructural

Tabla 85. Resumen de presupuestos alternativa acero estructural

Edificio	Presupuesto (USD)
Edificio con 3 pisos	117.476,91
Edificio con 5 pisos	226.570,10
Edificio con 7 pisos	384.291,11

Nota: Elaboración del autor

5.6 Comparación de costos de construcción

5.6.1 Comparación de costos totales

De los resultados obtenidos en la sección 5.5.1 y 5.5.2, se compararon los costos totales entre cada una de las alternativas con respecto al número de pisos, de tal manera que para el edificio de 3 pisos se pudo evidenciar que la alternativa en hormigón armado tiene un incremento de 38.699,84 USD con respecto a la alternativa de acero estructural, de igual manera para los edificios de 5 y 7 niveles se incrementó en 70.758,17 USD y 112.477,21 USD, respectivamente.

En la siguiente figura podemos apreciar el comportamiento que tienen cada una de las alternativas con respecto al costo y área; cabe mencionar que esta última está en función del número de pisos, por lo que al incrementar los niveles de la edificación aumenta el área de construcción.

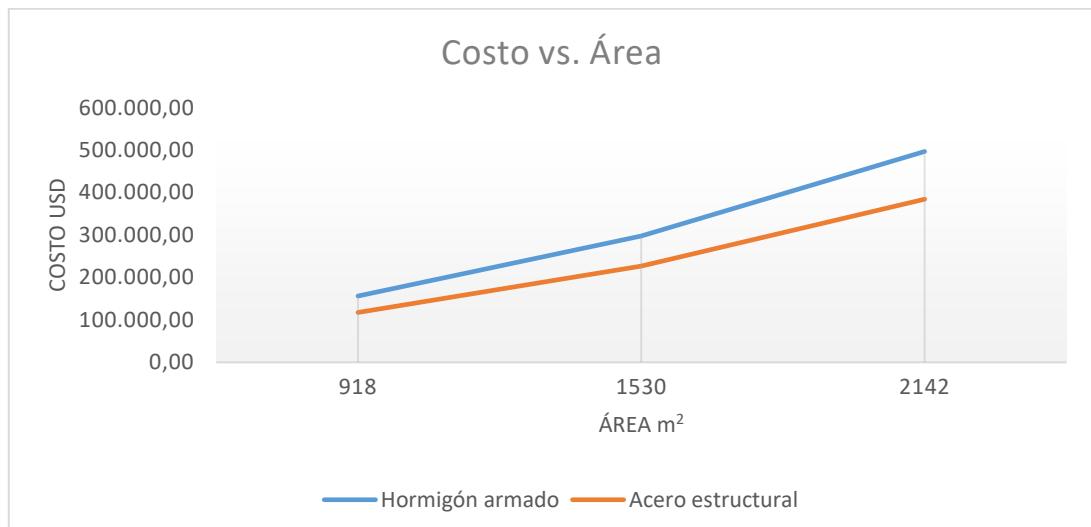


Figura 15. Costo total de las alternativas respecto al área de construcción
Fuente: Elaboración del autor

Como se observa en la figura y con los datos obtenidos anteriormente podemos apreciar que para un edificio de 3 niveles la alternativa en hormigón armado es un 24,78% más costosa con referencia a su similar en acero.

De igual manera para los edificios de 5 y 7 niveles el costo total se incrementa en un 23,80% y 22,64%, con respecto al acero estructural.

5.6.2 Comparación entre los materiales

Los materiales de construcción pueden ser adquiridos de diversas maneras, en el caso del hormigón armado, estos se compran de manera parcial, debido a que en especial el cemento no se puede conservar por un periodo largo de tiempo, además de esto la entrega de los mismos es casi inmediata debido a la facilidad de adquisición en el mercado; mientras que el acero estructural puede entregarse en su totalidad, debido a que el acero es un material sin fecha de caducidad, y no sufre daños considerables en el periodo de construcción, la entrega de este material tiende a tener un mayor plazo que el de hormigón debido a que existen pocos proveedores en el mercado.

Los costos totales obtenidos para los materiales tanto en hormigón armado como en acero estructural, para los edificios de 3, 5 y 7 pisos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 86. Costo total de materiales

Edificio	Área (m ²)	Hormigón armado (USD)	Acero estructural (USD)
Edificio de 3 pisos	918	83.178,58	96.183,94
Edificio de 5 pisos	1530	160.672,02	191.261,43
Edificio de 7 pisos	2142	272.143,13	320.833,68

Nota: Elaboración del autor

De estos resultados podemos observar que los materiales influyen en la mayoría del costo de una edificación por ende el porcentaje de influencia de estos es el mayor en toda la construcción, de ahí que, los aumentos de precios en los mismos encarecerían el presupuesto final de manera significativa en una obra.

La siguiente figura muestra la tendencia que tienen los materiales con respecto al área de construcción:

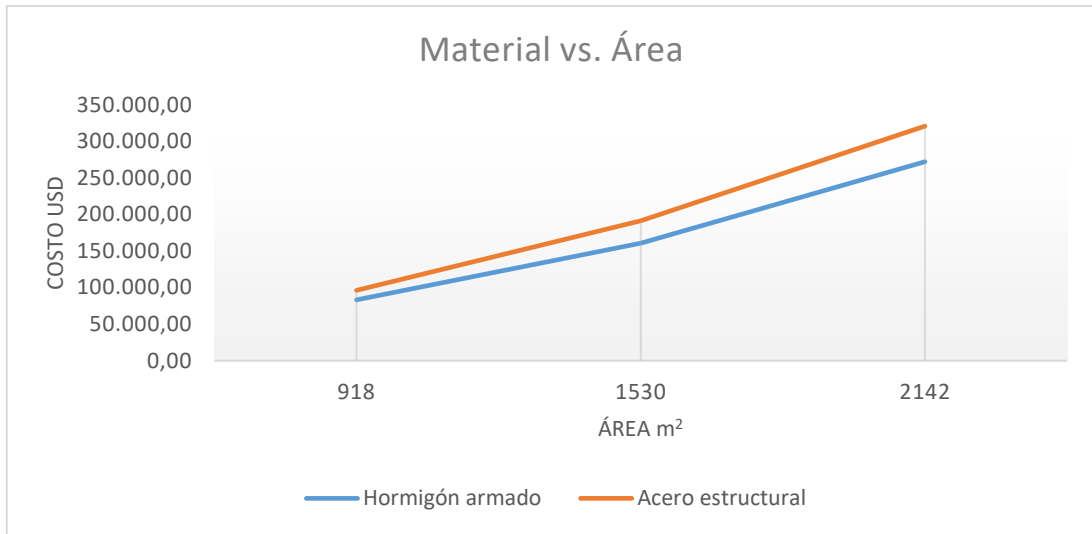


Figura 16. Costo total de materiales respecto al área
Fuente: Elaboración del autor

De la figura 16 podemos apreciar que para los edificios tanto de hormigón como de acero la tendencia es uniformemente lineal hasta un área de 1530 m² y va creciendo a medida que aumenta el área de construcción, es decir que, mientras mayor número de pisos, mayor área, y por consiguiente el costo de los materiales aumentarán, además de esto, las secciones y perfiles de los miembros estructurales serán de mayores dimensiones, de manera que se requerirá mayor cantidad de materia prima, aumentando el valor de sus costos finales.

5.6.3 Comparación de la mano de obra

Este es uno de los rubros principales que se consideran a la hora de construir una estructura, debido a que se puede requerir o no de mano de obra calificada, lo que sería un aspecto relevante en el presupuesto final de un proyecto; cabe mencionar que en la construcción de un edificio en hormigón armado no se requiere necesariamente de personal calificado, cosa contraria para las edificaciones de acero.

Los costos totales obtenidos para la mano de obra tanto en hormigón armado como en acero estructural, para los edificios de 3, 5 y 7 pisos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 87. Costo total de materiales

Edificio	Área (m ²)	Hormigón armado (USD)	Acero estructural (USD)
Edificio de 3 pisos	918	35.002,71	17.497,64
Edificio de 5 pisos	1530	64.306,11	34.924,75
Edificio de 7 pisos	2142	102.875,18	59.870,08

Nota: Elaboración del autor

De la tabla 85 se puede afirmar que el costo de la mano de obra para la alternativa en hormigón armado es mucho mayor que para la construcción de la estructura metálica

La siguiente figura muestra la tendencia que tiene la mano de obra con respecto al área de construcción:

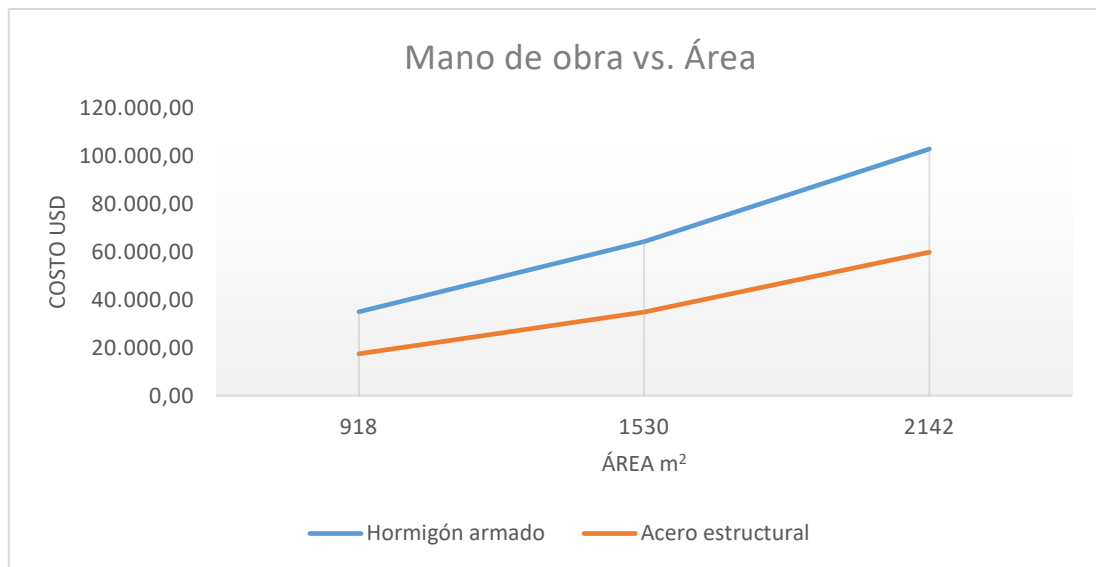


Figura 17. Costo total de mano de obra respecto al área

Fuente: Elaboración del autor

En la figura 17 se puede apreciar que mientras el área de construcción aumenta el costo de la mano de obra se incrementa, es decir que los costos se comportan de una manera casi lineal para las dos alternativas, por que como mencionamos anteriormente a mayor número de pisos mayor costo.

5.6.4 Comparación equipos y maquinaria

Para las edificaciones tanto de acero como de hormigón armado es necesario tener en consideración que para cada alternativa estructural existen diferentes tipos de maquinaria y equipos a utilizarse. Los costos diferirán de manera significativa debido a que para proyectos en acero estructural se emplearan equipos de mayor tecnología para la fabricación de los perfiles, mientras que los proyectos construidos en hormigón armado los equipos y maquinarias utilizadas son de fácil acceso y disponibilidad.

Los costos totales obtenidos para equipos y maquinaria en hormigón armado como en acero estructural, para los edificios de 3, 5 y 7 pisos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 88. Costo total de equipos y maquinaria

Edificio	Área (m ²)	Hormigón armado (USD)	Acero estructural (USD)
Edificio de 3 pisos	918	5.007,26	5.802,40
Edificio de 5 pisos	1530	9.719,16	12.091,24
Edificio de 7 pisos	2142	16.942,79	27.365,06

Nota: Elaboración del autor

Los resultados mostrados en la tabla 87 confirman lo mencionado anteriormente, es decir que para edificaciones de acero estructural la mano de obra es más costosa que su similar en hormigón armado.

La siguiente figura muestra la tendencia que tiene los equipos y maquinaria con respecto al área de construcción:

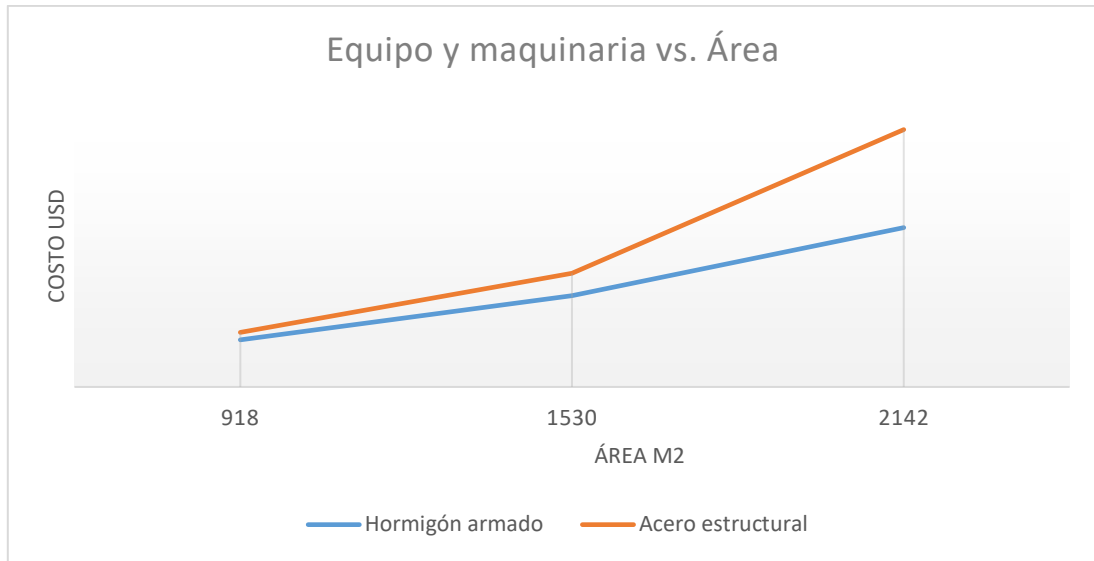


Figura 18. Costo total de la maquinaria y equipo respecto al área
Fuente: Elaboración del autor

De la figura 18 se puede observar que el incremento en el área de construcción afecta el costo de los equipos y maquinaria utilizados en la alternativa acero estructural.

5.6.5 Comparación del peso de la estructura

El acero es un material que posee alta resistencia por unidad de peso esto conlleva a que se produzcan estructuras relativamente más livianas con respecto al hormigón armado; esta característica proporciona bajas cargas muertas en una estructura, lo que permite cimentaciones más ligeras y menos elaboradas.

Los pesos totales obtenidos para las alternativas en hormigón armado y acero estructural, para los edificios de 3, 5 y 7 pisos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 89. Costo total de equipos y maquinaria

Edificio	Área (m ²)	Hormigón armado (Ton)	Acero estructural (Ton)
Edificio de 3 pisos	918	864,2	568,68
Edificio de 5 pisos	1530	1689,01	971,24
Edificio de 7 pisos	2142	2628,47	1043,64

Nota: Elaboración del autor

La siguiente figura muestra la tendencia que tiene los equipos y maquinaria con respecto al área de construcción:

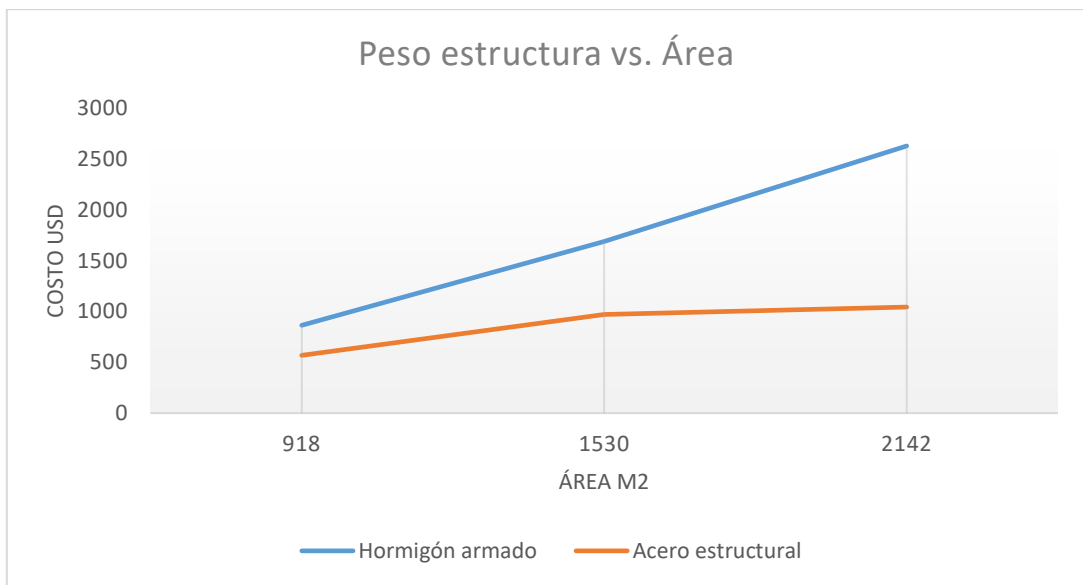


Figura 19. Peso de la estructura con respecto al área
Fuente: Elaboración del autor

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Posteriormente de desarrollar el diseño, análisis de costos y la comparación de los materiales constructivos utilizados en este trabajo, se puede concluir lo siguiente:

- El costo final para cada una de las edificaciones, tanto en hormigón armado como en acero estructural, tiene una relación directa con el número de pisos, es decir que, un aumento en el número de pisos incrementa el costo final de la obra.
- Para las edificaciones diseñadas, y según el número de pisos se muestra evidencia de que la alternativa en hormigón armado resulta más costosa, que su similar en acero estructural.
- En tanto a la comparación de los materiales el costo final para la alternativa en hormigón armado resulta ser más costosa, esto debido a que al aumentar el número de pisos las secciones aumentarían y por ende se necesitará mayor cantidad de materia prima.
- La mano de obra en comparación de costos resulta más beneficiosa en el acero estructural, esto debido a que por procesos constructivos la elaboración de los miembros estructurales en hormigón armado es más laboriosa.
- Las alternativas de acero estructural necesitan mayor costo en los equipos y maquinarias utilizadas debido a que su proceso constructivo se realiza en un taller donde la maquinaria es de mayor tecnología y más fácil de adquirir y que generalmente demanda un proceso de mayor rigurosidad.
- En los materiales considerados, las estructuras más pesadas son las de hormigón armado esto conlleva a que las fuerzas sísmicas como las reacciones que llegan a la cimentación sean más grandes y por ende el diseño estas, aumentarían el costo de una estructura, caso contrario en la alternativa de acero estructural debido a que es más ligera las

reacciones de la base serán más pequeñas y las cimentaciones serán menos elaboradas y contribuirán una disminución en su costo.

Recomendaciones

- Se recomienda que para escoger una alternativa estructural que cumpla con las características de un proyecto, no debe basarse solamente en los parámetros mencionados en este estudio, es necesario realizar un análisis tanto del tiempo de construcción, variación en la separación de luces entre columnas, además de tomar en consideración un incremento en el número de pisos y área de construcción.
- Se debe cumplir con todas las normativas y códigos establecidos en el Ecuador, de modo que se garantice seguridad y funcionalidad en una edificación.

BIBLIOGRAFÍA

- ANSI/AISC 360-10. (2010). Especificación ANSI / AISC 360-10 para Construcciones de Acero, 318.
- Crisafulli, F. J., Civil, I., & Ph, D. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado* (Octava Edi). Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V., México.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de estructuras de acero*.
- Minga Seminario, M. A., Sigcha Sigcha, L. A., & Villavicencio Fernandez, P. A. (2012). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y EFICIENCIA DE EDIFICIOS EN DIFERENTES MATERIALES DE ACUERDO A LAS VARIABLES: NUMERO DE PISOS Y LUCES ENTRE COLUMNAS*. *El Escorial*. Universidad de Cuenca.
- NEC. (2015a). *Cargas (no sísmicas)*.
- NEC. (2015b). *Cargas sísmicas (Diseño sismo resistente)*.
- NEC. (2015c). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15*.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*.
- Rojas Lopez, Mi. D., & Arenas Giraldo, J. J. (2008). Comparacion tecnico-financiera del acero estructural y el hormigon armado. *Dyna*, 75(155), 10. <https://doi.org/ISSN: 0012-7353>
- Romo, M. M. S. (2008). *Temas de hormigón armado*.
- Segui, W. (1999). *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. <https://doi.org/9706860231>