



RESUMEN

El presente trabajo de investigación trata sobre el planteamiento, análisis y diseño estructural de una serie de edificios tipo. Estos edificios serán hipotéticamente destinados a vivienda y estarán localizados en la ciudad de Cuenca, Ecuador. Dentro de los edificios tipo se plantearán algunas variables para el diseño, como son el material, el número de pisos y las luces entre columnas. Los materiales analizados serán hormigón armado, acero estructural y hormigón prefabricado; se analizarán edificios de cinco, diez y quince pisos de altura; y se utilizarán luces entre columnas que varían entre los cinco y los ocho metros de longitud. Con estos parámetros, se dispondrá de una serie de edificaciones que permitirán realizar una evaluación técnica y económica de las diferentes alternativas planteadas.

El proceso de análisis estructural se realizará mediante la utilización del software ETABS Versión 9.7.2; en el diseño estructural se pondrá especial énfasis en el aspecto sismo-resistente, ya que la ciudad de Cuenca se localiza en una zona susceptible a sufrir daños por movimientos sísmicos, para esto se considerarán los lineamientos planteados en los reglamentos vigentes tanto en el plano nacional como internacional. Se realizará además un análisis de precios unitarios y tiempos de construcción, lo cual permitirá realizar un presupuesto para cada edificio tipo.

Con los datos obtenidos de los diseños y presupuestos, se realizará una comparación de las diferentes alternativas, con lo que se podrá determinar las ventajas y desventajas de utilizar una u otra alternativa.

PALABRAS CLAVES:

Edificio, hormigón, acero, prefabricado, costos, sismo-resistente, construcción, presupuesto, análisis estructural, diseño estructural.



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Paul Andrés Villavicencio Fernández, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Paul Andrés Villavicencio Fernández
0104230305

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Paul Andrés Villavicencio Fernández, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Paul Andrés Villavicencio Fernández
0104230305

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Luis Adrián Sigcha Sigcha, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Luis Adrián Sigcha Sigcha
0105602536

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



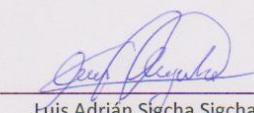
UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Luis Adrián Sigcha Sigcha, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.



Luis Adrián Sigcha Sigcha.
0105602536

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Mario Andrés Minga Seminario, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Mario Andrés Minga Seminario
1400674204

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Mario Andrés Minga Seminario, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Mario Andrés Minga Seminario.
1400674204

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	23
1.1	INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	23
1.2	JUSTIFICACIÓN.....	24
1.3	OBJETIVOS.....	25
1.3.1	OBJETIVO GENERAL.....	25
1.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	25
2.	FORMULACIÓN ESTRUCTURAL.....	26
2.1	GENERALIDADES	26
2.1.1	TIPOS DE ESTRUCTURAS PARA EDIFICACIONES.....	26
2.1.2	EXIGENCIAS DE COMPORTAMIENTO	26
2.2	DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES.....	27
2.2.1	HORMIGÓN ARMADO.....	27
2.2.2	ACERO ESTRUCTURAL	31
2.2.3	HORMIGÓN PREFABRICADO	35
2.3	DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LOS EDIFICIOS TIPO	39
2.3.1	GENERALIDADES	39
2.3.2	EDIFICIO 1	40
2.3.3	EDIFICIO 2	42
3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	43
3.1	GENERALIDADES	43
3.2	ANÁLISIS DE CARGA.....	43
3.2.1	CARGAS MUERTAS	44
3.2.2	CARGAS VIVAS.....	45
3.2.3	CARGA SÍSMICA	46
3.2.4	CARGA DE VIENTO.....	70
3.3	COMBINACIONES DE CARGA	71
3.3.1	DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)	71
3.3.2	COMBINACIONES DE CARGA MÉTODO LRFD	72
3.3.3	DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD).....	73
3.3.4	COMBINACIONES DE CARGA MÉTODO ASD	74
3.3.5	METODOLOGÍA DE DISEÑO EMPLEADA.....	74
3.4	METODOLOGÍA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	74
3.4.1	ASPECTOS ESTRUCTURALES COMUNES.....	74
3.4.2	METODOLOGÍA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO	75
3.4.3	METODOLOGÍA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURA DE ACERO	75
3.4.4	METODOLOGÍA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PREFABRICADO	76



UNIVERSIDAD DE CUENCA

4.	METODOLOGÍAS DE DISEÑO	78
4.1	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO	78
4.1.1	GENERALIDADES	78
4.1.2	ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO.....	78
4.1.3	DISEÑO DE COLUMNAS.....	79
4.1.4	DISEÑO DE VIGAS	82
4.1.5	DISEÑO DE NUDOS	87
4.2	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA LA ALTERNATIVA EN ACERO ESTRUCTURAL.....	88
4.2.1	GENERALIDADES	88
4.2.2	DISEÑO DE COLUMNAS.....	88
4.2.3	DISEÑO DE VIGAS	92
4.3	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN PREFABRICADO.....	98
4.3.1	GENERALIDADES	98
4.3.2	ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO.....	98
4.3.3	DISEÑO DE COLUMNAS.....	99
4.3.4	DISEÑO DE VIGAS	99
4.3.5	DISEÑO DE NUDOS	97
4.3.6	DISEÑO DE LOSAS.....	97
5.	ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO	106
5.1	GENERALIDADES	106
5.2	SISTEMA DE ENTREPISO.....	106
5.2.1	ENTREPISOS MONOLÍTICOS DE VIGAS (LOSA EN UNA DIRECCIÓN APOYADA EN VIGAS)	107
5.2.2	ENTREPISOS CON VIGUETAS EN DOS DIRECCIONES	107
5.2.3	LOSAS PLANAS	108
5.2.4	SELECCIÓN DEL SISTEMA DE ENTREPISO A SER UTILIZADO	109
5.3	SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES.....	109
5.3.1	5.3.1SISTEMAS DE GRAVEDAD O CARGAS VERTICALES	109
5.3.2	SISTEMAS PARA CARGAS LATERALES	109
5.3.3	ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES.....	109
5.3.4	SELECCIÓN DEL SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES A SER UTILIZADO.....	112
5.4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	112
5.4.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES.....	112
5.4.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE ENTREPISO.....	123
5.5	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO	
	125	
5.5.1	GENERALIDADES	125



UNIVERSIDAD DE CUENCA

5.5.2	RESULTADOS DEL DISEÑO.....	125
6.	ALTERNATIVA EN ACERO ESTRUCTURAL	133
6.1	GENERALIDADES	133
6.2	SISTEMA DE ENTREPISO.....	133
6.2.1	METODOLOGÍA DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE LOSAS CON PLACA COLABORANTE	134
6.3	SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES.....	135
6.3.1	SISTEMAS PARA CARGAS DE GRAVEDAD.....	135
6.3.2	SISTEMAS PARA CARGAS LATERALES	135
6.3.3	ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES.....	135
6.4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	137
6.4.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES.....	137
6.5	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALTERNATIVA EN ACERO ESTRUCTURAL	147
6.5.1	GENERALIDADES	147
6.5.2	NOMENCLATURA Y SIMBOLOGÍA UTILIZADAS	147
6.5.3	RESULTADOS DEL DISEÑO.....	148
7.	ALTERNATIVA EN HORMIGÓN PREFABRICADO	160
7.1	GENERALIDADES	160
7.2	SISTEMA DE ENTREPISO (VIGAS Y LOSAS)	160
7.2.1	SISTEMAS DOBLE T	160
7.2.2	HOLLOWCORE.....	161
7.2.3	VIGAS L.....	162
7.2.4	VIGAS T INVERTIDAS.....	162
7.2.5	VIGUETAS	163
7.2.6	SELECCIÓN DEL SISTEMA DE ENTREPISO A SER UTILIZADO	163
7.3	SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES.....	163
7.4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	164
7.4.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES.....	164
7.4.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE ENTREPISO.....	174
7.5	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALTERNATIVA CON SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS	175
7.5.1	GENERALIDADES	175
7.5.2	RESULTADOS DEL DISEÑO.....	175
8.	ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO.....	183
8.1	GENERALIDADES	183
8.2	COSTOS DE CONSTRUCCIÓN.....	183
8.2.1	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	183
8.2.2	PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO.....	184



UNIVERSIDAD DE CUENCA

8.2.3	PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA EN ACERO ESTRUCTURAL .	185
8.2.4	PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN PREFABRICADO	185
8.3	RENDIMIENTO.....	186
8.4	PRESUPUESTO.....	187
8.5	ANÁLISIS DEL VALOR DEL DINERO EN EL TIEMPO	187
8.5.1	GENERALIDADES	187
8.6	TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN.....	188
8.7	PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN PARA CADA ALTERNATIVA.....	189
8.7.1	PRESUPUESTO PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO	189
8.7.2	PRESUPUESTO PARA LA ALTERNATIVA EN ACERO	190
8.7.3	PRESUPUESTO PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN PREFABRICADO..	190
9.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	191
a.	GENERALIDADES	191
b.	COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA	191
i.	COMPARACIÓN DE COSTOS.	191
ii.	COMPARACIÓN DE TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN.	192
iii.	COMPARACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA.....	193
iv.	COMPORTAMIENTO SEGÚN EL NUMERO DE PISOS	194
10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	196
c.	CONCLUSIONES.....	196
11.	BIBLIOGRAFÍA.....	198



UNIVERSIDAD DE CUENCA

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.2.1: Aceros utilizados en la fabricación de elementos de hormigón prefabricado.....	35
Figura 2.3.1: Modelo Estructural Edificio 1 con 5 pisos	38
Figura 2.3.2: Modelo Estructural Edificio 1 con 10 pisos	39
Figura 2.3.3: Modelo Estructural Edificio 1 con 15 pisos	39
Figura 2.3.4: Modelo Estructural Edificio 2 con 5 pisos	40
Figura 2.3.5: Modelo Estructural Edificio 2 con 10 pisos	40
Figura 2.3.6: Modelo Estructural Edificio 2 con 15 pisos	41
Figura 3.2.1: Mapa sísmico del Ecuador.....	45
Figura 3.2.2: Espectro sísmico elástico (CPE INEN 5: 2001)	52
Figura 3.2.3: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z.....	53
Figura 3.2.4: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	58
Figura 3.2.5: Comparación de Espectros Inelásticos.....	68
Figura 3.2.6: Comparación de Espectros para desplazamientos.....	68
Figura 3.2.7: Espectro Inelástico para diseño de Edificios.....	69
Figura 4.1.1: Momentos plásticos para vigas.....	83
Figura 4.2.1: Esquema de columna de acero estructural rellena de hormigón	87
Figura 4.2.2: Diagrama típico de superficie de interacción para columna de acero estructural rellena de concreto	88
Figura 4.2.3: Diagrama de momentos para una determinada carga axial. Grafico M_x vs M_y	89
Figura 4.2.4: Diagrama típico de superficie de interacción para columna de acero estructural rellena de concreto	90
Figura 4.2.5: Esquema típico de viga de acero estructural utilizada	91
Figura 4.2.6: Variación de la capacidad de una viga en función de la longitud de arriostramiento para pandeo lateral torsionante	94
Figura 4.3.1: Determinación de f_{ps}	102
Figura 4.3.2: Deflexión causada por la fuerza de Pretensado (Camber)	105
Figura 4.3.3: Excentricidad “e” que produce el Camber.....	105
Figura 5.2.1: Sistema entrepiso – Losa en una dirección	107
Figura 5.2.2: Sistema entrepiso – Losa nervada	108
Figura 5.2.3: Sistema entrepiso – Losa plana.....	108
Figura 5.3.1: Elevación Sistema de pórticos rígidos	110
Figura 5.3.2: Elevación Sistema de muros de cortante.....	111
Figura 5.3.3: Elevación Sistema dual.....	111
Figura 5.4.1: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 5 Pisos.....	117
Figura 5.4.2: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 10 Pisos.....	117
Figura 5.4.3: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 15 Pisos.....	118
Figura 5.4.4: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 5 Pisos.....	118
Figura 5.4.5: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 10 Pisos.....	119
Figura 5.4.6: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 15 Pisos.....	120
Figura 5.4.7: Modelo estructural SAFE – Losa 5 x 6 m.....	123
Figura 5.4.8: Sección losa nervada.....	124
Figura 6.2.1: Diagrama de losa con placa colaborante.....	133
Figura 6.2.2: Sección transversal para colocación de placa colaborante	134
Figura 6.4.1: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 5 Pisos.....	141
Figura 6.4.2: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 10 Pisos.....	142
Figura 6.4.3: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 15 Pisos.....	142
Figura 6.4.4: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 5 Pisos.....	143
Figura 6.4.5: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 10 Pisos.....	143
Figura 6.4.6: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 15 Pisos.....	144
Figura 7.2.1: Sistema de entrepiso de vigas doble T	160
Figura 7.2.2: Sistema de entrepiso Hollowcore	161
Figura 7.2.3: Viga L.....	162
Figura 7.2.4: Vigas T invertidas	162
Figura 7.2.5: Viguetas de pretensado	163
Figura 7.4.1: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 5 Pisos.....	168
Figura 7.4.2: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 10 Pisos.....	169

Autores: Mario Andrés Minga Seminario

Luis Adrián Sigcha Sigcha

Paúl Andrés Villavicencio Fernández



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Figura 7.4.3: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 15 Pisos.....	169
Figura 7.4.4: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 5 Pisos.....	170
Figura 7.4.5: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 10 Pisos.....	170
Figura 7.4.6: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 15 Pisos.....	171

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.2.1: Propiedades de aceros estructurales.....	30
Tabla 2.2.2: Propiedades de alambres utilizados en el pretensado.....	34
Tabla 2.2.3: Propiedades de cordones utilizados en el pretensado.....	34
Tabla 2.2.4: Propiedades de barras utilizadas en el pretensado	35
Tabla 2.3.1: Matriz de edificios analizados	38
Tabla 3.2.1: Cargas de pared	43
Tabla 3.2.2: Cargas muertas sobreimpuestas	43
Tabla 3.2.3: Cargas Vivas según NEC-2011	44
Tabla 3.2.4: Zona Sísmica y Valor de factor Z	45
Tabla 3.2.5: Velocidades de onda para suelos tipo S3	46
Tabla 3.2.6: Coeficientes de Tipo de suelo S y Cm	47
Tabla 3.2.7: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	47
Tabla 3.2.8: Coeficiente de reducción de respuesta estructural	49
Tabla 3.2.9: Valores de Δm máximos expresados como fracción de la altura de piso.....	52
Tabla 3.2.10: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	54
Tabla 3.2.11: Clasificación de los perfiles de suelo	55
Tabla 3.2.12: Tipo de suelo y factores de tipo Fa	56
Tabla 3.2.13: Tipos de suelo y factores de sitio Fd	56
Tabla 3.2.14: Tipos de suelo y factores de tipo Fs	57
Tabla 3.2.15: Valores de Δm máximos, expresados como fracción de la altura de piso	58
Tabla 3.2.16: Tipos de uso destino e importancia de la estructura	59
Tabla 3.2.17: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R	61
Tabla 3.2.18: Valores de variables para cálculo de Espectro Elástico de Diseño CPE INEN 5: 2001	66
Tabla 3.2.19: Valores de variables para cálculo de Espectro Elástico de Diseño NEC-2011 para suelo tipo B	66
Tabla 3.2.19: Valores de variables para cálculo de Espectro Elástico de Diseño NEC-2011 para suelo tipo C	67
Tabla 5.4.1: Propiedades del hormigón para la alternativa en hormigón armado.....	112
Tabla 5.4.2: Propiedades del acero de refuerzo para la alternativa en hormigón armado.....	113
Tabla 5.4.3: Cargas de diseño Edificios tipo – Alternativa en Hormigón Armado	116
Tabla 5.4.4: Resumen del comportamiento global – Edificios tipo en Hormigón Armado	121
Tabla 5.5.1: Resumen de cantidades para alternativa en Hormigón Armado	125
Tabla 5.5.2: Resumen de cantidades por unidad de área para alternativa en Hormigón Armado	125
Tabla 5.5.3: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	126
Tabla 5.5.4: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	126
Tabla 5.5.5: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	126
Tabla 5.5.6: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	127
Tabla 5.5.7: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	127
Tabla 5.5.8: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	127
Tabla 5.5.9: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	128
Tabla 5.5.10: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	128
Tabla 5.5.11: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	129
Tabla 5.5.12: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	129
Tabla 5.5.13: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	129
Tabla 5.5.14: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	129
Tabla 5.5.15: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	130
Tabla 5.5.16: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	130
Tabla 5.5.17: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	130
Tabla 5.5.18: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	131
Tabla 5.5.19: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	131
Tabla 5.5.20: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	132
Tabla 6.4.1: Propiedades del hormigón para la alternativa en Acero Estructural	137

Autores: Mario Andrés Minga Seminario

Luis Adrián Sigcha Sigcha

Paúl Andrés Villavicencio Fernández



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 6.4.2: Propiedades del acero de refuerzo de la malla para la alternativa en Acero Estructural	137
Tabla 6.4.3: Propiedades del Acero Estructural ASTM A36 para la alternativa en Acero estructural	137
Tabla 6.4.4: Cargas de diseño Edificios tipo – Alternativa en Acero Estructural.....	141
Tabla 6.4.5: Resumen del comportamiento global – Edificios tipo en Acero Estructural	145
Tabla 6.5.1: Resumen de cantidades para alternativa en Acero Estructural	148
Tabla 6.5.2: Resumen de cantidades por unidad de área para alternativa en Acero Estructural	148
Tabla 6.5.3: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	149
Tabla 6.5.4: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	149
Tabla 6.5.5: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	149
Tabla 6.5.6: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	150
Tabla 6.5.7: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	151
Tabla 6.5.8: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	151
Tabla 6.5.9: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	152
Tabla 6.5.10: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	152
Tabla 6.5.11: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	153
Tabla 6.5.12: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	154
Tabla 6.5.13: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	154
Tabla 6.5.14: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	155
Tabla 6.5.15: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	155
Tabla 6.5.16: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	156
Tabla 6.5.17: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	156
Tabla 6.5.18: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	157
Tabla 6.5.19: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	158
Tabla 6.5.20: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	158
Tabla 7.4.1 Propiedades del hormigón para el sistema de gravedad y cargas laterales	164
Tabla 7.4.2 Propiedades hormigón para sistemas de piso prefabricados.....	164
Tabla 7.4.3 Propiedades del acero para el sistema de gravedad y cargas laterales	164
Tabla 7.4.4 Propiedades del acero de preesfuerzo	165
Tabla 7.4.5: Cargas de diseño Edificios tipo – Alternativa en Hormigón Prefabricado	168
Tabla 7.4.6: Resumen del comportamiento global – Edificios tipo con sistema de piso de hormigón prefabricado.....	172
Tabla 7.5.1: Resumen de cantidades para alternativa con sistemas de piso prefabricados	175
Tabla 7.5.2: Resumen de cantidades por unidad de área para alternativa con sistemas de piso prefabricados	175
Tabla 7.5.3: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	176
Tabla 7.5.4: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	176
Tabla 7.5.5: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 5 Pisos.....	176
Tabla 7.5.6: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	177
Tabla 7.5.7: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	177
Tabla 7.5.8: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 10 Pisos.....	177
Tabla 7.5.9: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	178
Tabla 7.5.10: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	178
Tabla 7.5.11: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 15 Pisos.....	179
Tabla 7.5.12: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	179
Tabla 7.5.13: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	179
Tabla 7.5.14: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 5 Pisos.....	179
Tabla 7.5.15: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	180
Tabla 7.5.16: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	180
Tabla 7.5.17: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 10 Pisos.....	180
Tabla 7.5.18: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	181
Tabla 7.5.19: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	181
Tabla 7.5.20: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 15 Pisos.....	181
Tabla 8.2.1: Rubros utilizados para la alternativa en Hormigón Armado	184
Tabla 8.2.2: Rubros utilizados para la alternativa en Acero Estructural.....	185
Tabla 8.2.1: Rubros utilizados para la alternativa en Hormigón Prefabricado	186
Tabla 8.7.1: Presupuesto para la alternativa en Hormigón Armado	189
Tabla 8.7.2: Presupuesto para la alternativa en Acero Estructural	190
Tabla 8.7.3: Presupuesto para la alternativa en Hormigón Prefabricado.....	190

Autores: Mario Andrés Minga Seminario

Luis Adrián Sigcha Sigcha

Paúl Andrés Villavicencio Fernández



UNIVERSIDAD DE CUENCA

SIMBOLOGÍA.

kg= kilogramos.

kPa= kilopascales

I= factor de importancia

V= cortante basal de diseño

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

Φ_P , Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

T= periodo de vibración

hn= altura máxima de la edificación de 9 pisos

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.

δ_i = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Número de pisos de la estructura

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V.

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

δ_{prom} = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

$\delta_{\text{máx}}$ = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

ΔE = desplazamiento medio.

Z= valor de factor de aceleración

F_d = coeficiente q amplifica las ordenadas de espectro sísmico de respuestas de desplazamiento.

F_s = coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos, desplazamientos relativos de suelo

F_a = coeficiente que amplifica las ordenadas de espectro sísmico de respuesta de aceleraciones

S_a = espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la gravedad.

P = presión de cálculo expresada en N/m²

ρ = densidad del aire = 1.25 kg/m³

v_b = velocidad básica del viento = 21 m/s (75 km/h)

c_e = coeficiente de entorno/altura

c_f = coeficiente de forma = 1.3 para edificaciones aisladas

D = Carga muerta

E = Carga Sísmica

F = Carga de fluidos con máximasalturas y presiones

H = Carga de presión lateral de tierra, presión de agua en tierra, o presión de materiales bituminosos.

L = Carga viva



UNIVERSIDAD DE CUENCA

L_r= carga viva de techo

R = Carga de lluvia

S = Carga de nieve

T = Esfuerzo propio

W = Carga de Viento

R_u= Resistencia requerida usando las combinaciones de carga LRFD

R_n= Resistencia nominal.

Ø= Factor de resistencia

ØR_n= Resistencia de Diseño.

f'c= resistencia a compresión simple del hormigón

f_y= resistencia a fluencia del acero

P_u= carga ultima axial

A_g= área bruta de hormigón

A_{sh}= área total de la sección transversa de estribos.

M_{pr}= resistencia a flexión máxima probable

V_c= resistencia a corte del hormigón.

p= cuantía del acero dentro del hormigón.

A(v min)= area mínima de acero de refuerzo a corte.

V_s= fuerza cortante a ser resistida por el acero

d= distancia de el centro de gravedad del acero de refuerzo a la fibra extrema a compresión.

s= separación entre refuerzo.

V_n= cortante a ser resistido en el nudo.

h= altura del elemento.

E= módulo de Young de acero

t= espesor del elemento de acero

Øc= 0.75 factor de reducción de capacidad

P_e= Carga crítica de pandeo determinada

C₂=0.85para secciones rectangulares

F(y_b)= Esfuerzo mínimo de fluencia de la viga.

M(uv)=Momento adicional debido a la amplificación del cortante desde la localización de las rotulas plásticas al centroide de la columna basado en las combinaciones de carga LRFD.

ΣM_{pc} = Capacidad de la columna considerando la combinación de momento y carga axial suponiendo que la viga alcanza las resistencias esperadas.

Z_x= Modulo de sección plástico de la viga

L_b= distancia entre puntos que están arriostrados para evitar el pandeo de el patín a compresión

E= Modulo de elasticidad del acero

J= Constante torsional

S_x= Modulo de sección elástica tomado alrededor del eje x

h_o= Distancia entre los centroides de los patines

A_w= Área del alma

h=Distancia libre entre patines

Autores: Mario Andrés Minga Seminario

Luis Adrián Sigcha Sigcha

Paúl Andrés Villavicencio Fernández



UNIVERSIDAD DE CUENCA

tw= Espesor del alma

kv= Coeficiente de pandeo por cortante

ft= esfuerzo en la fibra superior

fb= esfuerzo en la fibra inferior

Pi= fuerza de pretensado inicial

Ac= Área de concreto.

e= excentricidad del cable de preesfuerzo al eje neutro.

ct= distancia del eje neutro (E.N.) a la fibra extrema superior.

cb= distancia del E.N. a la fibra extrema inferior.

r²= radio de giro al cuadrado

MD= momento por peso propio

St= modulo resistente respecto a la fibra superior I/ct

Sb= modulo resistente respecto a la fibra inferior I/cb

MSD= momento debido a la sobrecarga por la loseta

ML= momento por la carga viva

S't= modulo resistente respecto a la fibra superior de la sección transformada

S'b= modulo resistente respecto a la fibra inferior de la sección transformada

γp= factor por tipo de tendón pretensado

fps = esfuerzo nominal en el acero pretensado

β1= factor de resistencia

fpu=Esfuerzo último del acero

pp=A_ps/(b d_p)relación de acero de preesfuerzo

dp= distancia del extremo de la fibra a compresión al centroide del acero pretensado

Mnc= Momento debido al peso propio de la viga, mas cargas muertas antes de aplicar acciones compuestas.

Sb= Módulo de sección respecto a la fibra inferior de la sección compuesta.

fr= Módulo de ruptura.

Vd= fuerza cortante debido a carga muerta no mayorada

Vi= fuerza cortante mayorada debido a fuerzas que producen Mmax

Mcre= momento q produce fisuración por fricción.

yt= distancia del centroide a la fibra extrema a tracción.

fpe= esfuerzo de compresión en el hormigón debido al preesfuerzo

fd= esfuerzo debido a carga muerta.

fpc= esfuerzo de compresión en el hormigón en el centroide después de perdidas

Vp= componente vertical de la fuerza efectiva de preesfuerzo si no se tienen cables rectos.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y EFICIENCIA DE EDIFICIOS EN
DIFERENTES MATERIALES DE ACUERDO A LAS VARIABLES: NUMERO DE
PISOS Y LUCES ENTRE COLUMNAS**

Proyecto de graduación
previo a la obtención del
grado de Ingeniero Civil

DIRECTOR:

Ing. Juan Carrión, Ph.D.

AUTORES:

Mario Andrés Minga Seminario
Luis Adrián Sigcha Sigcha
Paúl Andrés Villavicencio Fernández

Cuenca - Ecuador
Septiembre 2012



UNIVERSIDAD DE CUENCA

DEDICATORIA

Este documento investigativo esta dedicado a mi abuelito que en paz descanse quien supo apoyarme e inculcarme muy buenos consejos, a mi madre que con su ejemplo me demostró que se puede lograr lo que uno se propone, a mi padre quien siempre estuvo a mi lado, a mis hermanos para que les sirva de pauta para seguir estudiando.

Mario

A mis padres Rosa y José Luis, por su apoyo, sus consejos, su paciencia y por haber estado presentes de manera incondicional durante esta etapa de mi vida.
A mi hermana Mayra, por ser mi ejemplo para seguir siempre adelante.
A mi hermana Luisa, por su cariño y su apoyo incondicional.

Luis

Con especial cariño y agradecimiento a mis abuelitos Cesario (†) y Victoria, por transmitirme el ejemplo de amor, honradez y trabajo con el que día a día se debe vivir la vida.
A mi madre Alba, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.
A mi esposa Greta por la paciencia y apoyo durante todo este tiempo.
A mi hijo Juan Manuel, testigo silencioso de mis luchas cotidianas en busca de un futuro mejor.

Paul



UNIVERSIDAD DE CUENCA

AGRADECIMIENTO

A nuestras FAMILIAS por la paciencia y el apoyo durante todo este tiempo de nuestra formación académica.

A los PROFESORES de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, por transmitirnos sus conocimientos y permitirnos ser parte de esta prestigiosa Institución.

A nuestro DIRECTOR DE TESIS, Doctor Ing. Juan Carrión Monsalve por la acertada dirección del presente trabajo, por todo el conocimiento transmitido durante este tiempo, y por enseñarnos que el esfuerzo y la responsabilidad tienen siempre sus frutos.

A todos, nuestro mayor reconocimiento y gratitud.



1. INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

A lo largo de la historia el hombre ha buscado soluciones para la proyección de estructuras o edificaciones destinadas a usos como: vivienda, comercio, centros educativos, etc.; la evolución constante tanto en las técnicas constructivas y de diseño, así como el desarrollo y mejoramiento de los materiales de construcción, han permitido que las estructuras presenten un comportamiento técnico satisfactorio y una economía aceptable.

Actualmente se han desarrollado nuevas soluciones para el diseño estructural de edificaciones y los costos de construcción han cambiado, por lo que resulta interesante comparar la solución clásica en nuestro medio, de hormigón armado, con otras soluciones. Es así que se ha visto en nuestro medio un aumento en la utilización de materiales alternativos al hormigón armado como por ejemplo las estructuras metálicas y las estructuras prefabricadas las cuales deberían ser consideradas al momento de realizar las proyecciones de las estructuras.

El hormigón armado ha sido la solución estructural preferida en el Ecuador a la hora de proyectar una estructura, esto debido a características ventajosas como son: su relativa facilidad de construcción, resistencia, buen comportamiento sísmico y ante vibraciones, disponibilidad de materiales existentes en el medio para su elaboración, buena resistencia al fuego, bajo mantenimiento, entre otras.

Las estructuras metálicas son seleccionadas al realizar un diseño por la alta resistencia del acero por unidad de peso lo que permite estructuras relativamente livianas y en consecuencia espacios más amplios, con menor número de apoyos, así como dimensiones menores de los elementos estructurales; las estructuras metálicas además presentan una alta ductilidad, lo cual les permite alcanzar grandes deformaciones sin llegar a la falla; en la parte constructiva las estructuras metálicas pueden ser levantadas en menor tiempo requiriendo por lo tanto una menor cantidad de mano de obra, reduciendo los tiempos y costos de construcción.

Por otra parte el hormigón prefabricado, al ser elaborado en planta presenta ventajas como una mayor calidad debido a que se da un mejor control en cuanto a materiales y a la geometría de las secciones; también permite una reducción en los tiempos de ejecución así como en los equipos utilizados. Dentro del hormigón prefabricado tenemos el hormigón pretensado y postensado, los cuales nos permiten obtener grandes luces con peraltes pequeños y al mismo tiempo flechas o deflexiones menores con relación a otras soluciones estructurales.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En el presente estudio se busca comparar en términos técnicos y económicos edificios tipo proyectados en tres alternativas estructurales (hormigón armado, acero estructural y hormigón prefabricado). Para este estudio se considerarán diferentes variables como son el número de pisos y las luces entre columnas, encontrando la alternativa más eficiente estructuralmente hablando y que a la vez sea viable económico. Dentro de cada solución estructural también se buscará el sistema que presente el mejor comportamiento para la morfología de cada edificio tipo estudiado.

Debido a que el Ecuador se encuentra dentro del cinturón de fuego del Pacífico y específicamente la ciudad de Cuenca se encuentra localizada en la Zona II de riesgo sísmico según el Código Ecuatoriano de la Construcción, cualquier análisis estructural que se realice debe tomar en cuenta normativas y especificaciones que garanticen un comportamiento sismo-resistente de las estructuras. Por lo antes mencionado para realizar el presente estudio se aplicarán las normas y recomendaciones especificadas por: el Código Ecuatoriano de la Construcción, el Instituto Americano del Concreto (ACI 318S-08) y el Instituto Americano de la Construcción con Acero (AISC 341-10 y AISC 360-10).

1.2 JUSTIFICACIÓN

Dado que actualmente se utiliza con frecuencia soluciones estructurales como son la de acero y la de hormigón prefabricado además de la solución clásica de hormigón armado, es necesario realizar un estudio que compare las diferentes alternativas, haciendo notar las ventajas y desventajas técnico-económicas de cada una de las soluciones frente a las otras consideradas.

Es importante además analizar para cada solución el comportamiento y eficiencia de diferentes sistemas estructurales y sus parámetros.

Además de los aspectos técnicos en una estructura, uno de los aspectos más importantes a considerar a la hora de seleccionar una solución estructural es el económico, debido a que los costos de la estructura determinan si es viable o no la realización de la misma. También es importante tomar en cuenta el valor del dinero a través del tiempo, debido a que el tiempo de construcción de cada solución es diferente, por lo tanto mientras más pronto se culmine la obra, se podrá disponer del dinero para ser invertido en otras actividades y a su vez el proyecto en sí comenzará a generar réditos. Por lo antes mencionado es importante realizar dentro de este estudio un análisis económico para cada alternativa.

Esta investigación incluye el análisis completo de una alternativa estructural para los edificios tipo, es decir para un determinado tipo de material, se



UNIVERSIDAD DE CUENCA

realizará el modelamiento, la selección del sistema estructural más eficiente, el diseño de los elementos y análisis económico.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar una comparación técnica-económica en edificios de acuerdo a las variables: material, número de pisos y longitud de las luces.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar los diseños en cada uno de los tres materiales constructivos (hormigón armado, acero estructural y hormigón prefabricado).
- Obtener el costo aproximado de construcción de la estructura para cada solución considerada, utilizando los precios actuales en el medio, y considerando en la estimación del costo el valor del dinero en el tiempo.
- Obtener un cuadro resumen que relacione cada una de las alternativas estructurales con sus respectivos costos y beneficios.



2. FORMULACIÓN ESTRUCTURAL

2.1 GENERALIDADES

El principio fundamental de toda estructura es que esta sea capaz de resistir las cargas o acciones a las que está sometida, pero esto no debe restringirse únicamente a la resistencia mecánica sino debe contemplar también otros aspectos importantes en la estructura como son los generados por las acciones del medio ambiente y la adecuada durabilidad en el periodo de diseño para el cual fue proyectada, así como su correcta serviciabilidad a lo largo de su vida útil.

2.1.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS PARA EDIFICACIONES

En la actualidad existe una gran variedad de opciones a la hora de diseñar un edificio, esto debido a la disponibilidad de múltiples materiales y al desarrollo de nuevas técnicas de diseño y construcción.

Se puede proyectar estructuras de casi una infinidad de formas y con igual cantidad de soluciones de sistemas estructurales; en cuanto a los materiales, se puede emplear mampostería, madera, hormigón armado, hormigón prefabricado, acero, entre otros.

2.1.2 EXIGENCIAS DE COMPORTAMIENTO

Para que una estructura funcione adecuadamente, debe cumplir con ciertos requerimientos en cuanto a su comportamiento, entre estos tenemos:

2.1.2.1 RESISTENCIA

La estructura debe resistir adecuadamente las cargas para las que fue diseñada, esto se puede obtener a partir de un adecuado análisis estructural, el cual es cada vez más preciso gracias al progreso de los métodos de cálculo y de los estudios probabilísticos de la seguridad.

2.1.2.2 ESTABILIDAD

Se refiere a que la estructura debe conservar la configuración con la que fue concebida frente a acciones exteriores, esto implica que debe existir equilibrio de todas las fuerzas que se encuentran actuando sobre la misma y que se cumpla la condición física del equilibrio total y relativo de todas las fuerzas, tanto las activas como las reactivas.

2.1.2.3 CUMPLIMIENTO DE CONDICIONES DE SERVICIO

Durante la vida de la estructura, la misma debe presentar condiciones de servicio aceptables. Entre los principales aspectos a considerarse en este punto tenemos: deformaciones horizontales y verticales de los elementos



UNIVERSIDAD DE CUENCA

estructurales, agrietamiento en elementos de hormigón, percepción de movimiento dentro del edificio (vibraciones), entre otros.

2.1.2.4 DUCTILIDAD

La ductilidad es la “capacidad de soportar deformaciones después de alcanzada la deformación de agotamiento, mientras aun resiste cargas”¹, tiene especial importancia en el comportamiento sísmico de la estructura.

2.1.2.5 DURABILIDAD

La estructura debe permanecer en buenas condiciones de resistencia, funcionalidad y aspecto durante el periodo de tiempo para el cual fue diseñada, bajo las condiciones de uso y la exposición ambiental, para lograr esto se debe dar a la estructura un adecuado diseño, construcción y mantenimiento.

2.1.2.6 COSTO

El costo de una estructura es muy importante a la hora de seleccionar una alternativa, ya que de esto dependerá la viabilidad del proyecto. El diseñador deberá tratar de reducir lo más posible los costos pero sin disminuir la resistencia de la estructura, esto se logrará a partir de un adecuado análisis de alternativas y costos, haciendo variar factores como los materiales o el tipo de sistema estructural a utilizarse.

2.1.2.7 FACTIBILIDAD DE CONSTRUCCIÓN

La estructura diseñada debe ser factible de ser construida, para ello el diseñador debe considerar los materiales disponibles y las técnicas constructivas que mejor se puedan aplicar para cada estructura en particular.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES

2.2.1 HORMIGÓN ARMADO

2.2.1.1 GENERALIDADES

El hormigón es un material artificial obtenido de la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea los agregados, constituyendo un material heterogéneo; algunas veces se colocan sustancias llamadas aditivos para modificar sus propiedades.

El hormigón simple sin refuerzo, tiene una buena resistencia a compresión pero es débil a tensión, lo cual limita de cierta forma su aplicabilidad como material estructural. Para proporcionar al hormigón una mayor resistencia a la tensión

¹ (Calavera Ruiz), Pág. 16



UNIVERSIDAD DE CUENCA

se utiliza acero de refuerzo, este acero es el encargado de soportar los esfuerzos de tensión, dándole así al hormigón mejores características como material estructural; el acero de refuerzo también se utiliza para mejorar la resistencia a compresión del hormigón, así como para disminuir las grietas y deformaciones, y para darle una mayor ductilidad. La combinación del hormigón simple con el refuerzo de acero constituye el hormigón armado, llamado también concreto reforzado.

2.2.1.2 EL HORMIGÓN Y SUS COMPONENTES

El hormigón es una mezcla de cemento, agregado grueso o piedra, agregado fino o arena y agua. El cemento, el agua y la arena constituyen el mortero cuya función es unir las diversas partículas de agregado grueso llenando los vacíos entre ellas. En teoría, el volumen de mortero solo debería llenar el volumen entre partículas. En la práctica, este volumen es mayor por el uso de una mayor cantidad de mortero para asegurar que no se formen vacíos.

Para obtener un buen concreto no sólo basta contar con materiales de buena calidad mezclados en proporciones correctas. Es necesario también tener en cuenta factores como el proceso de mezclado, transporte, colocación o vaciado y curado.

Cemento

El cemento se obtiene de la pulverización del clinker el cual es producido por la calcinación hasta la fusión incipiente de materiales calcáreos y arcillosos.

Existen diversos tipos de cemento, los cuales están especificados en la norma ASTM C 150.

Ellos son:

- a) Tipo I.- que es de uso general y sin propiedades especiales.
- b) Tipo II.- de moderado calor de hidratación y alguna resistencia al ataque de los sulfatos.
- c) Tipo III.- de resistencia temprana y elevado calor de hidratación.
- d) Tipo IV.- de bajo calor de hidratación.
- e) Tipo V.- de alta resistencia al ataque de sulfatos.

Los tres primeros tipos de cemento son susceptibles de adicionarles incorporadores de aire, en cuyo caso, se le agrega el sufijo A, por ejemplo, cemento tipo IIIA.



Agregado fino o arena

Tanto el agregado fino como el grueso, constituyen los elementos inertes del concreto, ya que no intervienen en las reacciones químicas entre cemento y agua. El agregado fino debe ser durable, fuerte, limpio, duro y libre de materias impuras como polvo, limo, pizarra, álcalis y materias orgánicas. No debe tener más de 5% de arcilla o limos ni más de 1.5% de materias orgánicas. Sus partículas deben tener un tamaño menor a 1/4" y se deben satisfacer los requerimientos de la norma ASTM C 33 (ACI-3.3.1).

Agregado grueso o piedra

El agregado grueso está constituido por rocas graníticas, dioríticas y sieníticas. Puede usarse piedra partida en chancadora o grava zarandeada de los lechos de los ríos o yacimientos naturales. Al igual que el agregado fino, no deben contener más de un 5% de arcillas y finos ni más de 1.5% de materias orgánicas, carbón, etc. Es conveniente que su tamaño máximo sea menor que 1/5 de la distancia entre las paredes del encofrado, 3/4 de la distancia libre entre armaduras y 1/3 del espesor de las losas (ACI-3.3.2).

Agua

El agua empleada en el concreto debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias nocivas para el concreto o el refuerzo (ACI-3.3.4).

Aditivos

Los aditivos son sustancias que, añadidas al concreto, alteran sus propiedades tanto en estado fresco como endurecido. Por su naturaleza, se clasifican en aditivos químicos y aditivos minerales.

Entre los primeros, se tiene, principalmente, los plastificantes y superplastificantes, los incorporadores de aire y los controladores de fraguado.

2.2.1.3 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO

Docilidad

Puede considerarse como la aptitud de un hormigón para ser empleado en una obra determinada; para que un hormigón tenga docilidad, debe poseer una consistencia y una cohesión adecuada; así, cada obra tienen un concepto de docilidad, según sus medidas y características.



Densidad

Es un factor muy importante a tener en cuenta para la uniformidad del hormigón, pues el peso varía según las granulometrías, humedad de los áridos, agua de amasado y modificaciones en el asentamiento.

Impermeabilidad

El hormigón es un sistema poroso y nunca va a ser totalmente impermeable. Para una mayor impermeabilidad se pueden utilizar aditivos.

Permeabilidad

Es la capacidad que tiene un material de dejar pasar a través de sus poros un fluido, es importante que el hormigón sea lo menos permeable posible.

Durabilidad

Depende de los agentes agresivos, que pueden ser mecánicos, químicos o físicos.

2.2.1.4 VENTAJAS DEL HORMIGÓN ARMADO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Forma

Se le puede dar la forma que el diseñador requiera ya que se coloca en estado líquido, pudiendo así adaptarse a las condiciones arquitectónicas y estructurales que se requieran.

Costo de mantenimiento

El costo de mantenimiento del hormigón es mínimo o incluso nulo, ya que a diferencia de otros materiales como el acero, no se deteriora ante agentes externos como por ejemplo el agua.

Disponibilidad de mano de obra y materiales

La elaboración y colocación en obra del hormigón no requiere de mano de obra muy calificada y los materiales necesarios para su fabricación son fáciles de conseguir; esto hace que el hormigón sea la opción más práctica en cuanto a materiales en varios lugares.

Resistencia al fuego

En caso de incendios moderados, el hormigón no sufrirá grandes daños, a diferencia de otros materiales como el acero o la madera, los cuales en caso de fuga colapsan causando el daño total de la estructura.



Durabilidad

El hormigón una vez fraguado se mantiene en buenas condiciones durante el tiempo para el cual fue proyectado. Su resistencia se mantiene a pesar de las condiciones climáticas como el viento o el agua y protege a las armaduras y elementos metálicos del ataque de las mismas.

2.2.1.5 DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN ARMADO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Peso

Debido a su naturaleza, los elementos construidos con hormigón tienen generalmente un volumen considerable, lo que lleva a tener estructuras pesadas y por consiguiente cargas muertas de diseño elevadas.

Resistencia a tracción

La resistencia a la tracción del hormigón es demasiado baja con respecto a su resistencia a compresión. Además esta poca resistencia a la tracción da como resultado la formación de grietas en las zonas sometidas a esfuerzos de tracción a pesar de que se coloca acero de refuerzo.

Tiempo de fraguado

Su colocación en la obra requiere de encofrados y luego de eso de cierto tiempo para que el hormigón fragüe, durante este tiempo no se puede realizar ninguna actividad sobre el mismo.

2.2.2 ACERO ESTRUCTURAL

2.2.2.1 GENERALIDADES

El acero estructural al ser un material de fabricación industrial garantiza que tenga un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por su alta resistencia, rigidez y ductilidad, lo que lo convierte en un material muy utilizado para la proyección de estructuras sismo-resistentes.

Para el diseño y verificación de los componentes estructurales se requieren conocer datos como la tensión mínima de fluencia, F_y , y en algunos estados límites vinculados con la fractura se aplica la resistencia de tracción mínima, F_u ; estos parámetros son propiedades nominales de cada tipo de acero especificado.

A continuación se expone los tipos de acero más comunes y las recomendaciones para su uso:

Tabla 2.2.1: Propiedades de aceros estructurales²

Designación ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo Mínimo de fluencia Fy, en kg/cm ²	Resistencia especificada a la tensión Fv, en kg/cm ²
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	2530, pero 2250 si el espesor es mayor de 8pulg	4000-5600
A529	Al carbono	Perfiles y placas hasta 1/2pulg	Similar al A36	2900-3500	4200-7000
A572	Columbio-vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 6pulg	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor	2950-4500	4200-5630
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión	Perfiles, placas y barras hasta 5pulg	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas, técnica de soldado muy importante	2950-3520	4430-4930
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión	Placas y barras hasta 4pulg	Construcción atornillada	2950-3520	4430-4930
A852	Aleación templada y revenida	Placas sólo hasta 4pulg	Construcción soldada o atornillada, principalmente para puentes y edificios soldados.	4930	6340-7750

² Tomado de (McCormac & Nelson, 2002) Pág. 20-21



UNIVERSIDAD DE CUENCA

			Proceso de soldadura de importancia fundamental		
A514	Baja aleación templada y revenida	Placas sólo de 21/2 a 6pulg	Estructura soldada con gran atención a la técnica; no se recomienda si la ductilidad es importante	6340-7040	7040-9150
A913		Perfiles, barras y placas	Uso en zonas con riesgo sísmico	3520-4930	4570-5630

2.2.2.2 VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Las principales ventajas que ofrece el acero como material estructural tenemos:

Alta resistencia

El acero ofrece una alta resistencia por unidad de peso comparado con otros materiales como: el hormigón, la madera, la mampostería, etc. Por esto se pueden proyectar estructuras más ligeras, lo cual resulta conveniente en edificios altos y puentes de grandes luces donde la carga muerta es muy importante dentro de la carga de diseño.

Uniformidad

Las propiedades físicas del acero no presentaran grandes cambios dentro del elemento.

Gran ductilidad

La capacidad del acero estructural de deformarse sin llegar a romperse cuando se encuentra sometido a grandes esfuerzos. Una estructura dúctil antes de colapsar presentará grandes deformaciones advirtiendo que se encuentra próxima al colapso.

Tenacidad.

La tenacidad es la energía total que absorbe un material antes de alcanzar la rotura, los aceros estructurales tienen por lo general gran tenacidad.



Rapidez de montaje

Las estructuras para edificios de acero se levantan más rápidamente que otras alternativas, lo cual reduce los costos de construcción y permite que las estructuras generen beneficios más rápidamente. Es un factor a considerar muy importante en especial cuando se producen altas tasas de interés.

Flexibilidad en el diseño

Los miembros de acero pueden encontrarse en una gran variedad de formas, tamaños, y grados; además de la gran variedad de dispositivos simples de conexión como tornillos, sujetadores y soldadura. Esta característica del acero es muy importante al momento de realizar un diseño ya que presenta soluciones a casi todas las necesidades en la proyección de elementos.

2.2.2.3 DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

A pesar de todas sus ventajas el acero presenta problemas como la corrosión por el agua y otros productos químicos. Así mismo el acero presenta problemas en elevadas temperaturas y en presencia del fuego por lo cual estas estructuras deben tener protección contra el fuego. En algunos casos el acero puede presentar problemas y fallar por alguna fractura frágil en vez de fallar en su modo dúctil normal. La falla frágil tiene lugar con poca o ninguna deformación plástica, debido a esto la falla ocurre con poco o ningún aviso.

Se pueden considerar principalmente las siguientes desventajas del acero como material estructural:

Costo de mantenimiento

Los aceros al estar expuestos a la intemperie y a la humedad presentan problemas por corrosión. Para evitar esto se deben pintar periódicamente los aceros lo cual significa un costo adicional.

Costo de protección contra el fuego

El acero es un excelente conductor del calor, se ha visto que la conducción del calor por los miembros estructurales de acero ha servido para propagar el incendio hacia otras partes del edificio. Por esta razón es necesario brindar una protección contra el fuego a los elementos estructurales de acero.

Susceptibilidad al pandeo

Mientras más largos y esbeltos sean los miembros a compresión el riesgo de pandeo será mayor. Al incrementar las secciones de las columnas para evitar el pandeo se incrementan considerablemente los costos de la estructura.



Fatiga³

Se produce la falla del acero estructural por la repetición de ciclos de carga. Esto es consecuencia de la propagación de fisuras iniciadas en imperfecciones o dislocaciones en la estructura cristalina del material.

Fractura frágil

Bajo ciertas condiciones el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil se puede dar en lugares de concentración de esfuerzos. En resumen: “La falla frágil es influida por parámetros como baja temperatura, nivel de esfuerzo de tensión y restricción de la unión en la región que rodea al punto de inicio de la falla”⁴.

2.2.3 HORMIGÓN PREFABRICADO

2.2.3.1 GENERALIDADES

En la última década el hormigón prefabricado se ha vuelto un material cada vez más utilizado en nuestro medio, proveyendo de formas nuevas, acabados mejores y por ende siendo muy atractivo para las nuevas tendencias de construcción.

El hormigón prefabricado consiste en construir elementos de concreto con refuerzo de acero, pero a diferencia del hormigón armado estos elementos no son fundidos en obra sino se construyen en fábricas en grandes cantidades y con un riguroso sistema de selección de agregados, dosificación y control de calidad.

Dentro del hormigón prefabricado tenemos el hormigón pretensado y el hormigón postensado, para ambos se utilizan tensores o cables tensores que proporcionan compresión al hormigón en donde antes se producían tracciones. La diferencia radica en que en el pretensado se tensa el cable antes del endurecimiento del hormigón y en el postensado después que el hormigón haya endurecido.

2.2.3.2 COMPONENTES DEL HORMIGÓN PREFABRICADO

Hormigón

El hormigón para el prefabricado y en especial para el presforzado generalmente tiene una mayor resistencia que el hormigón normal utilizado en estructuras de hormigón armado debido a que al hormigón prefabricado se le

³ Tomado de (Crisafulli, 2010) Pág. 5

⁴ (Vinnakota, 2006) Pág. 44



UNIVERSIDAD DE CUENCA

proporciona una mayor carga de compresión logrando así una menor dimensión de los elementos y por ende menor carga muerta.

Acero de refuerzo

En el hormigón pretensado después de endurecido el hormigón las tracciones en los tensores disminuyen por relajación del acero y por deformación del hormigón, es por eso que esta pérdida de pre-esfuerzo debe ser un pequeño porcentaje del pre-esfuerzo inicial, debido a esto se usan aceros cuya resistencia a tracción se ubique entre 10000 y 19000 kg/cm².

Los diferentes tipos de aceros utilizados para el hormigón pretensado son:

- Alambre: elementos que se pueden proporcionar en rollo individuales o con 2 o 3 hilos y se los denomina trenzas.

Tabla 2.2.2: Propiedades de alambres utilizados en el pretensado

Diámetro nominal		Mínima resistencia de Tensión				Mínimo esfzo. Para una elongación de 1%			
		Tipo BA		Tipo WA		Tipo BA		Tipo WA	
Pulg.	mm.	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²	Lb/pulg ²	Kg/cm ²
0.192	4.88	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.196	4.98	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.250	6.35	240,000	16,880	240,000	16,880	192,000	13,510	192,000	14,070
0.276	7.01	240,000	16,880	235,000	16,880	192,000	13,510	182,000	14,070

- Torones o cordones: son los más usados, consisten en 6 o 7 alambres enrollados en helicoide en torno a un alambre central de eje longitudinal.

Tabla 2.2.3: Propiedades de cordones utilizados en el pretensado

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg	mm	Lb	kN	pulg ²	mm ²	Lb	kN
GRADO 250							
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22	7,650	34.0
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90	30,600	136.2
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2
GRADO 270							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87.0
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,550	117.2
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

- Barras: elementos más rígidos que van desde 12.7mm hasta 34.93mm.

Tabla 2.2.4: Propiedades de barras utilizadas en el pretensado

Diámetro nominal		Área nominal de la varilla		Resistencia a la ruptura		Mínima carga para una elongación de 0.7%	
Pulg	mm	Pulg ²	mm ²	Lb	kN	Lb	kN
GRADO 145							
1/2	12.7	0.196	127	28,000	125	25,000	111
5/8	15.88	0.307	198	45,000	200	40,000	178
3/4	19.05	0.442	285	64,000	285	58,000	258
7/8	22.23	0.601	388	87,000	387	78,000	347
1	25.40	0.785	507	114,000	507	102,000	454
1 1/8	28.58	0.994	642	144,000	641	129,000	574
1 1/4	31.75	1.227	792	178,000	792	160,000	712
1 3/8	34.93	1.485	957	215,000	957	193,000	859
GRADO 160							
1/2	12.7	0.196	127	31,000	138	27,000	120
5/8	15.88	0.307	1989	49,000	218	43,000	191
3/4	19.05	0.442	285	71,000	316	62,000	276
7/8	22.23	0.601	388	96,000	427	84,000	374
1	25.40	0.785	507	126,000	561	110,000	490
1 1/8	28.58	0.994	642	159,000	708	139,000	619
1 1/4	31.75	1.227	792	196,000	872	172,000	765
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059	208,000	926



Figura 2.2.1: Aceros utilizados en la fabricación de elementos de hormigón prefabricado

Hay que tomar en cuenta que la corrosión es un factor crítico para el acero de preesfuerzo, dado que la resistencia a tracción está ligada con el área de acero y si disminuye el área, la resistencia baja y se puede producir una falla prematura; en el hormigón pretensado la protección a la corrosión está dada por el hormigón pero en el hormigón postensado la corrosión se puede evitar inyectando lechadas en los canales después de terminado el proceso de postensión.

2.2.3.3 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN PREFABRICADO

El hormigón prefabricado, específicamente el hormigón pretensado tiene propiedades similares a las del hormigón armado, con unas pequeñas diferencias, entre las principales tenemos:



Permeabilidad

Es la capacidad que tiene un material de dejar pasar a través de sus poros un fluido, es importante que el hormigón sea lo menos permeable posible.

Durabilidad

Depende de los agentes agresivos, que pueden ser mecánicos, químicos o físicos.

Retracción

El hormigón presenta un acortamiento debido a la evaporación progresiva del agua que forma meniscos en la periferia.

Resistencia

El hormigón presenta elevadas resistencias a compresión ofreciendo un mejor comportamiento a los esfuerzos recibidos.

Densidad

Es la relación de la masa para el volumen de hormigón, esta relación fluctúa entre 2300 y 2500 kg/cm² para hormigones bien compactados.

2.2.3.4 VENTAJAS DEL HORMIGÓN PREFABRICADO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Rapidez constructiva

El elaborar el hormigón en fábricas nos permite obtener miembros estructurales en menor tiempo posible, con lo cual el armado se agiliza, terminando estructuras en tiempos inferiores que con el método de colocado en sitio.

Control de calidad

Al hacer el hormigón en una fábrica se tiene un mayor control de los materiales y dosificación, resultando en elementos con mejores acabados y de alta resistencia.

Menores secciones

Como el hormigón obtenido es de alta resistencia, para soportar la misma carga se utilizan menores secciones, lo mismo que reduce el peso muerto del miembro estructural.

Mayores luces

Con el hormigón pretensado se logran grandes luces, porque utiliza la capacidad de resistir compresión del hormigón.



2.2.3.5 DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN PREFABRICADO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Diseño de conexiones

El diseño de uniones y juntas es más complejo, con la finalidad de que las mismas soporten cargas laterales, cíclicas y sean capaces de transmitir todas esas cargas al sistema resistente de gravedad y este a su vez a la cimentación.

Transporte y montaje

Se requiere transporte y montaje de elementos, si la planta de elaboración de los elementos estructurales está muy lejos, esto encarece la obra.

Control de calidad

Se debe tener especial atención a la hora del armado o montaje de los elementos estructurales, ya que de su correcto armado depende el funcionamiento correcto de la estructura.

2.3 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LOS EDIFICIOS TIPO

2.3.1 GENERALIDADES

Los edificios que hemos diseñado serán de tipo residencial. Se ha decidido investigar este tipo de edificios ya que son los que mas se construyen actualmente, dadas las necesidades de vivienda dentro del país. Estos edificios son de 5, 10 y 15 pisos pues estas son alturas representativas y además esta separación entre numero de plantas en los edificios es lo suficientemente grande como para poder abarcar un amplio rango de edificaciones y poder obtener parámetros que nos sirvan para la comparación.

Las luces entre columnas se eligieron de tal manera que representen luces típicas que pueden ser encontradas dentro de edificaciones; las luces van desde los 5 metros hasta los 8 metros que consideramos es un rango razonable para darnos diferencias en el comportamiento estructural de los edificios.

La geometría de los edificios tipo se ha hecho basados en áreas y modelos arquitectónicos analizados, tratando de simplificar su morfología haciendo edificios tipo que puedan dar una clara idea de un edificio real.

Para cada altura de edificio se analizarán combinaciones de 5 metros de largo por 6 metros de ancho y de 7 metros por 8 metros respectivamente. Al dar estas luces entre columnas se busca también verificar cómo influye el crecimiento de las mismas en el comportamiento global de la estructura y cómo en el costo del edificio.

Los edificios a analizar serán los siguientes:

Tabla 2.3.1: Matriz de edificios analizados

NÚMERO DE PISOS	EDIFICIO 1	EDIFICIO 2
	[5-6]	[7-8]
5	x	x
10	x	x
15	x	x

La matriz anterior muestra los edificios y las luces a ser analizadas. Cada edificio será diseñado en hormigón armado, acero y hormigón prefabricado, con altura de entrepiso de 3.50 metros, las áreas de piso de los edificios son de 1200 m² para el edificio 1 y 1120m² para el edificio 2.

2.3.2 EDIFICIO 1

Consta de luces entre columnas de 5 y 6 metros en alturas de 5, 10 y 15 pisos.

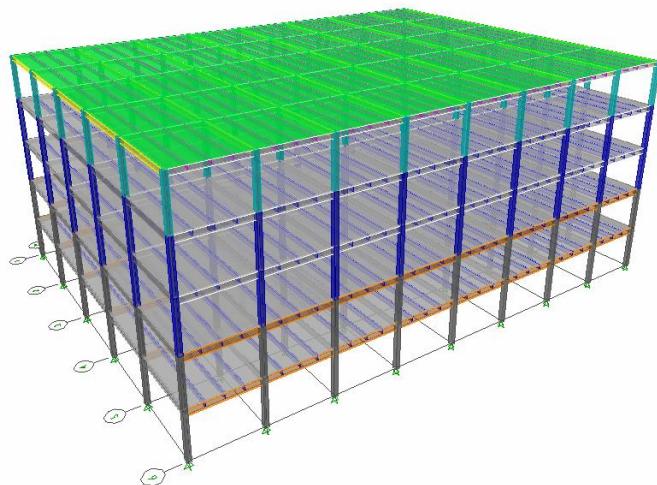


Figura 2.3.1: Modelo Estructural Edificio 1 con 5 pisos

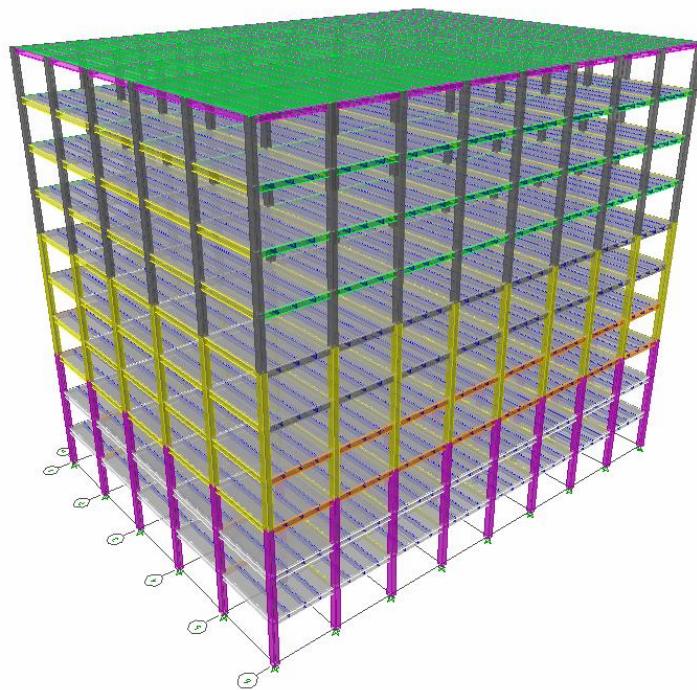


Figura 2.3.2: Modelo Estructural Edificio 1 con 10 pisos

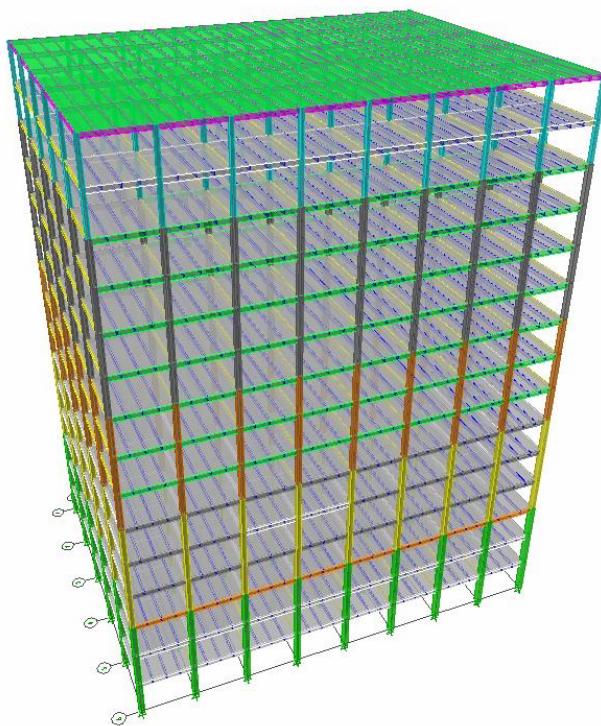


Figura 2.3.3: Modelo Estructural Edificio 1 con 15 pisos

2.3.3 EDIFICIO 2

Consta de luces entre columnas de 7 y 8 metros en alturas de 5, 10 y 15 pisos.

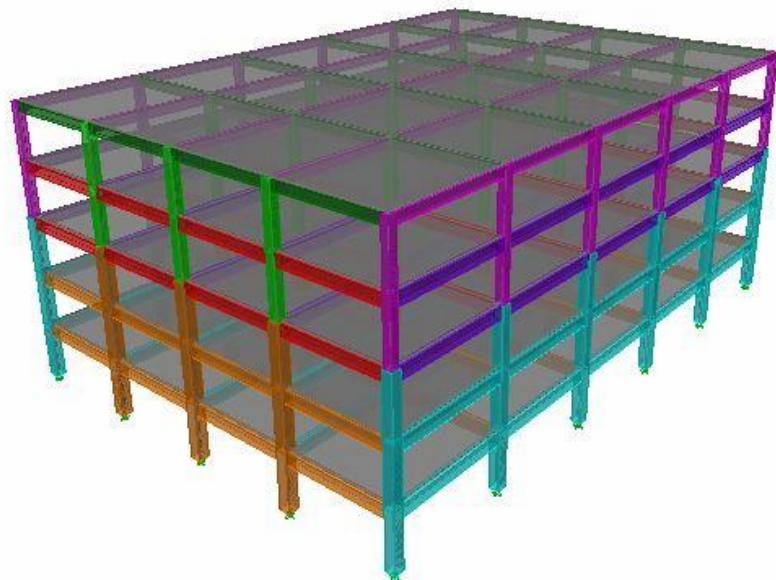


Figura 2.3.4: Modelo Estructural Edificio 2 con 5 pisos

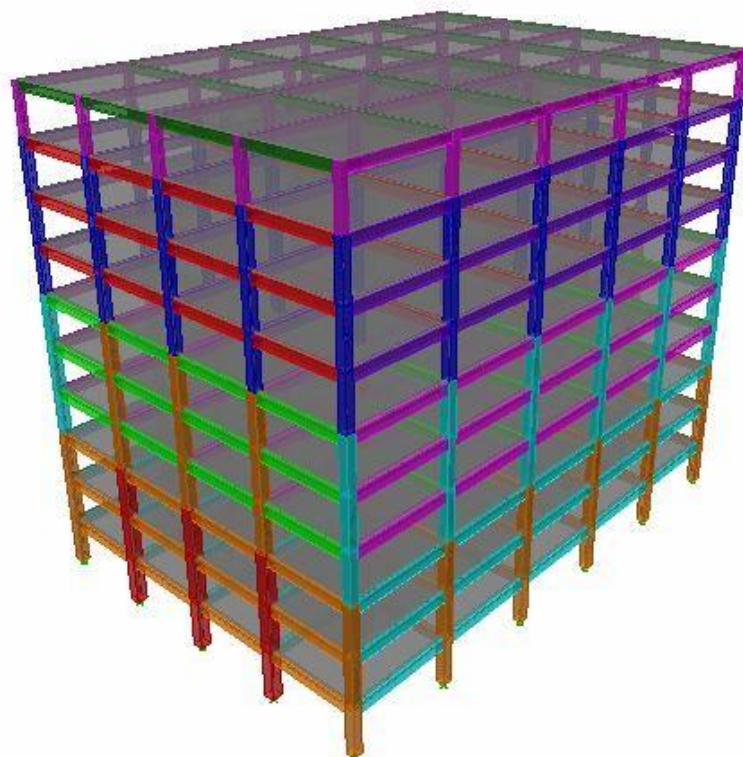


Figura 2.3.5: Modelo Estructural Edificio 2 con 10 pisos



UNIVERSIDAD DE CUENCA

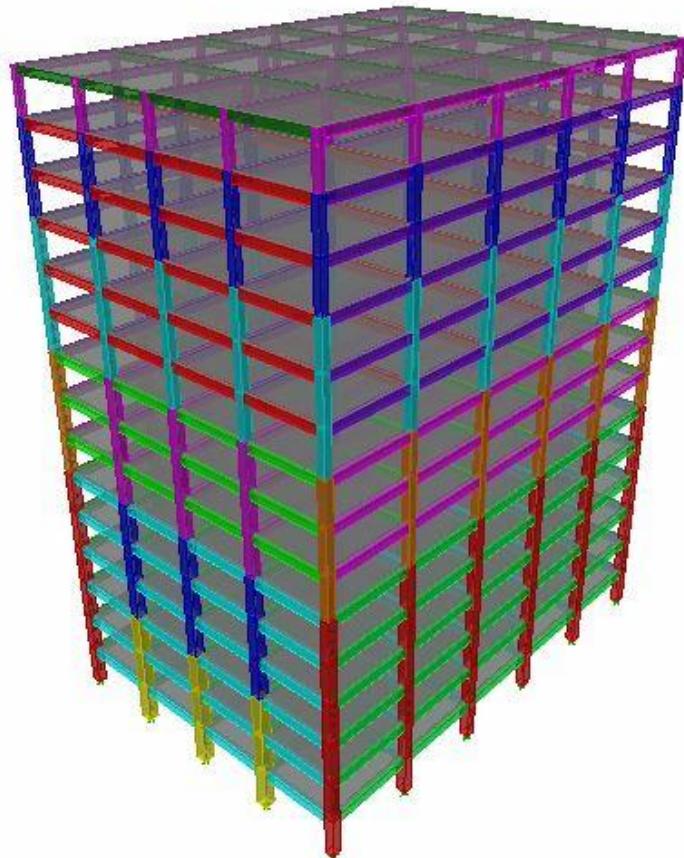


Figura 2.3.6: Modelo Estructural Edificio 2 con 15 pisos



3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 GENERALIDADES

En este capítulo se presentan las condiciones de carga y las metodologías que se emplearan para realizar el análisis estructural de los edificios.

3.2 ANÁLISIS DE CARGA

El sistema estructural de un edificio debe ser diseñado para resistir fundamentalmente dos tipos de cargas: cargas de gravedad y cargas laterales. Las cargas de gravedad incluyen el peso propio de la estructura y lo que esta contendrá, mientras que las cargas laterales son resultado de la acción de fuerzas sísmicas y de viento. Cada uno de estos tipos de cargas requiere de un tipo especial de análisis en el diseño. Las cargas que se analizaran a continuación son las cargas que fueron usadas para realizar el modelamiento y los cálculos de la presente investigación.

3.2.1 CARGAS MUERTAS

3.2.1.1 DEFINICIÓN

Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluyendo pero no limitado a, peso propio de la estructura, paredes, pisos, techos, escaleras, tabiques incorporados, acabados, revestimientos, otros elementos arquitectónicos y estructurales, y equipos fijos de servicio.

3.2.1.2 PESO DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCCIÓN

En el análisis de las cargas muertas para el diseño referente al peso de los materiales y las construcciones se utilizarán los valores determinados por la autoridad competente, en caso de ausencia de información definitiva.

3.2.1.3 PESO DE LOS EQUIPOS DE SERVICIO FIJOS

Deben ser incluidos para propósito de diseño el peso de equipo de servicio, pilas de las tuberías y canalizaciones verticales, los alimentadores eléctricos, calefacción, ventilación y sistemas de aire acondicionado.

3.2.1.4 CARGA MUERTA UTILIZADA

Para la determinación de la carga muerta a utilizar se consideran las siguientes hipótesis:

Los edificios serán utilizados para vivienda, se utilizaran particiones delgadas en el interior de los departamentos y se utilizará una pared gruesa para las



UNIVERSIDAD DE CUENCA

divisiones entre departamentos. Se determinó una carga equivalente distribuida por metro cuadrado de la siguiente manera:

Tabla 3.2.1: Cargas de pared

ELEMENTO	MATERIAL	PESO (kg/m ²) VERT.	ALTURA PARED (m)	ESPACIAMIENTO (m)	CARGA (kg/m ²)
Muro de mampostería (200mm)	Bloque liviano 200mm	200	3.5	5.6	125
	Enlucido 12mm c/lado	27	3.5	5.6	17
Muro de mampostería (100mm)	Bloque liviano 100mm	100	3.5	4.2	83
	Enlucido 10mm c/lado	22	3.5	4.2	18
				TOTAL:	243

La carga distribuida a utilizar para las paredes es de 243 kg/m² pero para fines de diseño, esta será redondeada a 250 kg/m².

La carga muerta sobre impuesta se calculó considerando los componentes no estructurales que podrían estar presentes de manera permanente en la estructura:

Tabla 3.2.2: Cargas muertas sobreimpuestas

ELEMENTO	MATERIAL	PESO (kg/m ²)
Piso Porcelana / Cerámica	Cerámica 8mm	18
	Mortero 20mm	44
Cielo raso	Yeso 10mm	8
	Sistema de suspensión	10
Instalaciones	Mecánica - plomería	20
TOTAL:		100



3.2.2 CARGAS VIVAS

3.2.2.1 DEFINICIÓN

“Dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación, y están conformadas por los pesos de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.”⁵

3.2.2.2 CARGAS VIVAS UTILIZADAS

El código NEC-11 en su capítulo 1 propone las siguientes cargas vivas para estructuras residenciales:

Tabla 3.2.3: Cargas Vivas según NEC-2011⁶

OCUPACIÓN O USO	CARGA UNIFORME	
	kg/m ²	(KPa)
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	200	(2.00)
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	200	(2.00)
Salas de uso público y sus corredores	480	(4.80)

Los edificios se cargaron con una carga viva de 200 kg/m² correspondiente a vivienda.

3.2.3 CARGA SÍSMICA

La carga sísmica a ser aplicada a las estructuras será la indicada en la “NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-11”, aun que hasta la fecha de culminación de este estudio no había entrado en funcionamiento. Creemos conveniente utilizar este nuevo código aun en etapa de revisión y compararlo con el código aun en vigencia “CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN 2001” para poder tener una clara idea de los cambios que se realizaron y cual de los dos códigos sería el mas exigente para las estructuras tipo edificio.

Lo que se realizó es un análisis comparativo de las fuerzas sísmicas, tanto para derivas, como para esfuerzos de diseño.

⁵ Definición tomada de Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011

⁶ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 1.2

3.2.3.1 ANÁLISIS DE CARGA SÍSMICA SEGÚN EL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CPE INEN 5: 2001.

A continuación se describen los aspectos considerados para el cálculo de la carga sísmica:

Zonas sísmicas y factor de zona z

El actual código en vigencia muestra cuatro zonas sísmicas las cuales dependen de la ubicación del proyecto.

La figura junto con la tabla representa las diferentes zonas sísmicas con sus factores Z

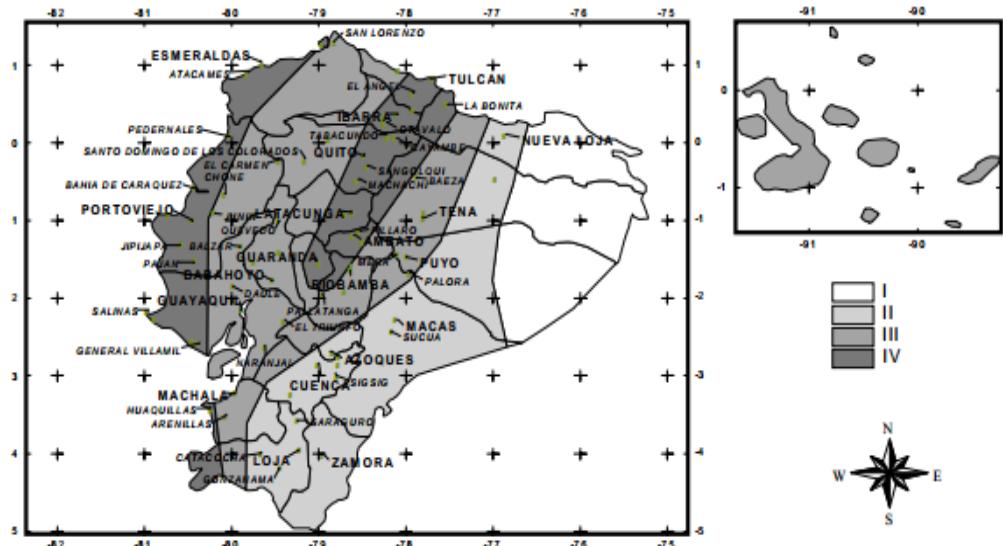


Figura 3.2.1: Mapa sísmico del Ecuador

Tabla 3.2.4: Zona Sísmica y Valor de factor Z⁷

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.4

El valor del factor Z correspondiente a la ciudad de Cuenca es de 0.25, valor utilizado en el presente estudio.

Geología local y perfiles de suelo. Coeficientes s y cm

Se reconocen 4 tipos de perfiles de suelo, según sus propiedades físicas.

Los tipos de suelo son:

⁷Tomada de Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos de Diseño. Tabla 1.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- **Perfil S1:** Roca o suelo firme con una velocidad de onda de corte $>750\text{m/s}$ que se subdivide en los siguientes perfiles

- a) Roca sana o parcialmente alterada
- b) Gravas arenosas, limosa o arcillosas, densas y secas.
- c) Suelos cohesivos duros, con resistencia al corte en condiciones no drenadas $>1\text{kg/cm}^2$
- d) Arenas densas, con numero de golpes SPT: $N>50$.
- e) Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados $N>50$.

- **Perfil S2:** Suelos intermedios que no se ajustan a las características S1 o S3.

- **Perfil S3:** Suelos blandos o estratos profundos, en los que los periodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s, incluyéndose los siguientes casos:

Tabla 3.2.5: Velocidades de onda para suelos tipo S3⁸

Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, Vs(m/s)	Resistencia al corte no drenada, Su (kPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	<200	<25	>20
Semiblandos	200 - 400	25 - 50	>25
Duros	400 - 750	50 - 100	>40
Muy duros	>750	100 - 200	>60

Suelos granulares	Velocidad de ondas de corte, Vs(m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato (m)
Sueltos	<200	4 - 10	>40
Semisueltos	200 - 750	10 - 30	>45
Densos	>750	>30	>100

- **Perfil S4:** Condiciones especiales de evaluación del suelo. Se incluye:

- a) Suelos con alto potencial de licuefacción.
- b) Turbas, lodos y suelos orgánicos.
- c) Rellenos colocados sin control ingenieril.
- d) Arcillas y limos de alta plasticidad.

⁸ Tomada de Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos de Diseño. Tabla 2.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

e) Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor 30m

Con el tipo de suelo se obtienen los factores S y Cm que únicamente dependen del tipo de suelo.

El coeficiente S y el Cm se establecen según la tabla:

Tabla 3.2.6: Coeficientes de Tipo de suelo S y Cm⁹

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

(*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I

La intención de este código es de disponer de un mayor nivel de requisitos mínimos para el cálculo de diseño de estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante o después de la ocurrencia de un sismo, el factor I se establece según la tabla.

Tabla 3.2.7: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura¹⁰

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

⁹ Tomada de Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos de Diseño. Tabla 3.

¹⁰ Tomada de Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos de Diseño. Tabla 4



Determinación de las fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados

La estructura debe ser diseñada para resistir las cargas sísmicas que se indican en el código, para este fin se deben considerar las propiedades de los materiales, la geometría del edificio, el peso de la estructura, en caso de ser estructura de concreto se deberá considerar el agrietamiento del mismo, entre otros.

A continuación se expone el procedimiento para el cálculo de fuerzas laterales según este código:

Procedimiento de cálculo de fuerzas estáticas

Cortante basal de diseño

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

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} \cdot W$$

$$C = \frac{1,25S^s}{T}$$

Donde:

C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3.6 del presente documento

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

Φ_P , Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

Periodo de vibración T

El periodo de vibración T será determinado por uno de los dos métodos descritos a continuación:

Método 1: Se determina el valor de T para estructuras de edificación de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t(h_n)^{3/4}$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

$C_t = 0,09$ para pórticos de acero

$C_t = 0,08$ para pórticos espaciales de hormigón armado

$C_t = 0,06$ para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras

Método 2: El periodo T puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos para lo cual se cumple la siguiente ecuación;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.

δ_i = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

Para el diseño estructural de los elementos, el valor de T obtenido en cualquier análisis no debe exceder al 30% del valor de T obtenido con el método 1.

Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R de reducción de resistencia sísmica, debe tomarse de las tablas del código y, se deben cumplir los requerimientos del sistema estructural indicado en la tabla para usar el factor R que se indica.

A continuación se muestra la tabla con los factores R para distintos tipos de estructuras:

Tabla 3.2.8: Coeficiente de reducción de respuesta estructural¹¹

¹¹ Tomada de Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos de Diseño. Tabla 7.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado(sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.*	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

Distribución vertical de fuerzas laterales

Las cargas estáticas de sismo se distribuyen con la siguiente ecuación:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i$$
$$F_t = 0,07TV$$

Donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Número de pisos de la estructura

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V.

Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de 0,25 V, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a 0,7 s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

Donde:

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

Distribución horizontal del cortante

El cortante de piso V_x , en cualquier piso x, es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso. V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

Momentos torsionales horizontales

Cuando existe irregularidad torsional los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom}}^2$$

Donde:

δ_{prom} = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

δ_{max} = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

Límites de la deriva de piso

El valor de Δ_m debe calcularse mediante:

$$\Delta_m = R \Delta_E$$

Δ_m no puede ser mayor que el valor de la tabla siguiente:



Tabla 3.2.9: Valores de Δ_m máximos expresados como fracción de la altura de piso¹²

Tipo de estructura	Δ_m máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Procedimiento de cálculo dinámico de fuerzas

Análisis dinámico espectral

Debe representarse el espectro de diseño el cual deberá ser utilizado para realizar el análisis dinámico de la estructura. El código presenta los requerimientos a cumplir en cuanto a número de modos para lograr la participación de la masa requerida, combinación de los modos, reducción de los parámetros de respuesta elástica para diseño, efectos direccionales y los efectos de torsión.

Espectro sísmico elástico

El espectro elástico de respuesta sísmica tiene la forma siguiente:

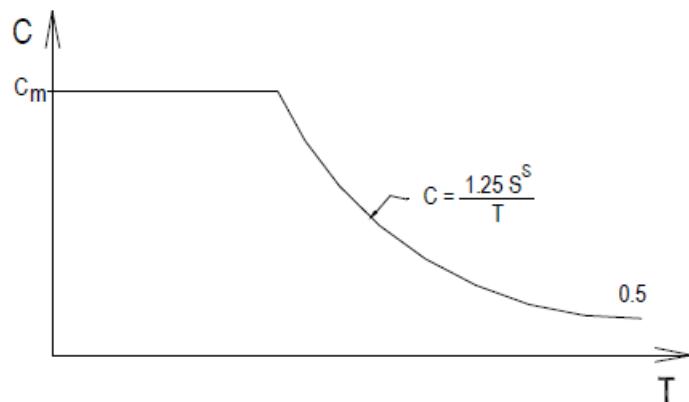


Figura 3.2.2: Espectro sísmico elástico (CPE INEN 5: 2001)

¹² Tomado de Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos de Diseño. Tabla 8.

3.2.3.2 ANÁLISIS DE CARGA SÍSMICA SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-11.

La revisión de la carga sísmica en esta sección se realizará de acuerdo a los lineamientos establecidos en el Capítulo 2: PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11.

Sismo de diseño

El sismo de diseño es un terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por la NEC-11.

Zonas sísmicas y factor de zona z

En la NEC-11 se especifican seis Zonas Sísmicas, como se muestra en la figura 3.2.3:

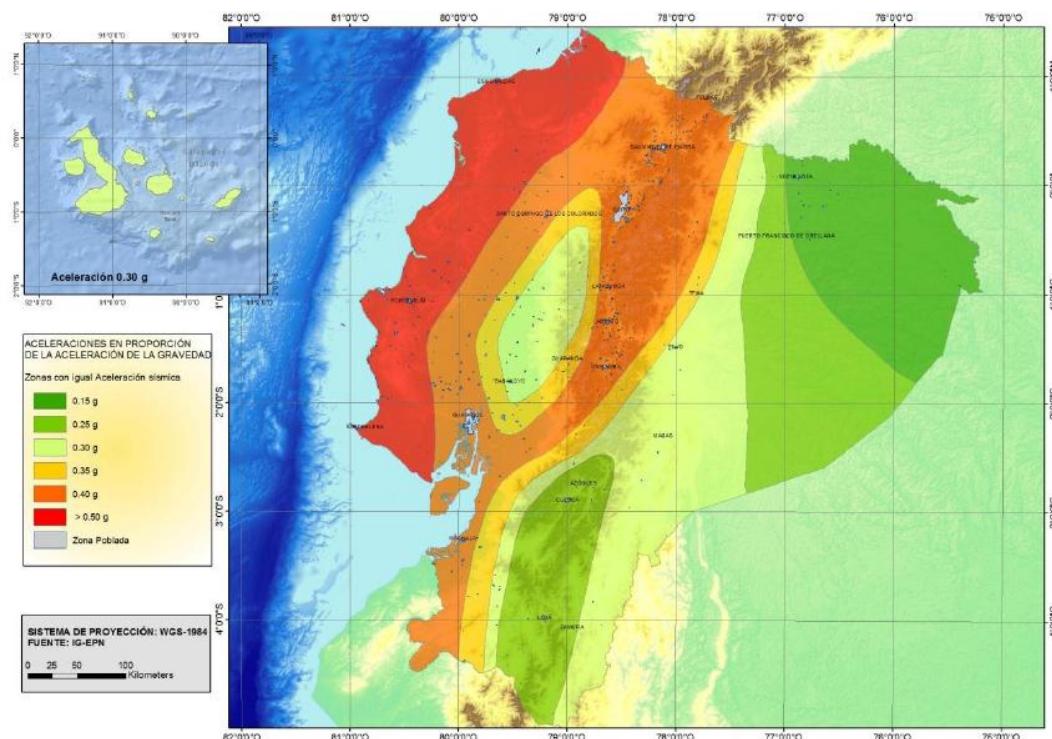


Figura 3.2.3: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z¹³

¹³ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Figura 2.1



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 3.2.10: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada¹⁴

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

La ciudad de Cuenca, se encuentra en la Zona Sísmica II, y se le asigna un factor de zona $Z = 0,25$. Este factor de zona Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Geología local, perfiles de suelo y comportamiento sísmico

Clasificación de los perfiles del suelo

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la tabla siguiente:

¹⁴ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 2.1



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 3.2.11: Clasificación de los perfiles de suelo¹⁵

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$) F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$) F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Coeficientes de amplificación o deamplificación dinámica de perfiles de suelo fa, fd y fs.

En la Tabla 3.2.12 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

¹⁵ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 2.3

Tabla 3.2.12: Tipo de suelo y factores de tipo Fa¹⁶

Tipo de Perfil de suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	≥VI
		Valor Factor Z (aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4
	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	11.2	1.18
	D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
	E	1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
	F	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

En la Tabla 3.2.13 se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 3.2.13: Tipos de suelo y factores de sitio Fd¹⁷

Tipo de Perfil de suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	≥VI
		Valor Factor Z (aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4
	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	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

En la Tabla 3.2.14 se presentan los valores del coeficiente Fs, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio, y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

¹⁶ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 2.5

¹⁷ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 2.6

Tabla 3.2.14: Tipos de suelo y factores de tipo F_s ¹⁸

Tipo de Perfil de suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	$\geq VI$
	Valor Factor Z (aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		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	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Espectro elástico de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 3.2.4. Dicho espectro, obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, validas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

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

$h = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente)

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a T_0 :

$$S_a = Z F_a \left(1 + \eta - 1\right) \frac{T}{T_0} \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

¹⁸ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 2.7

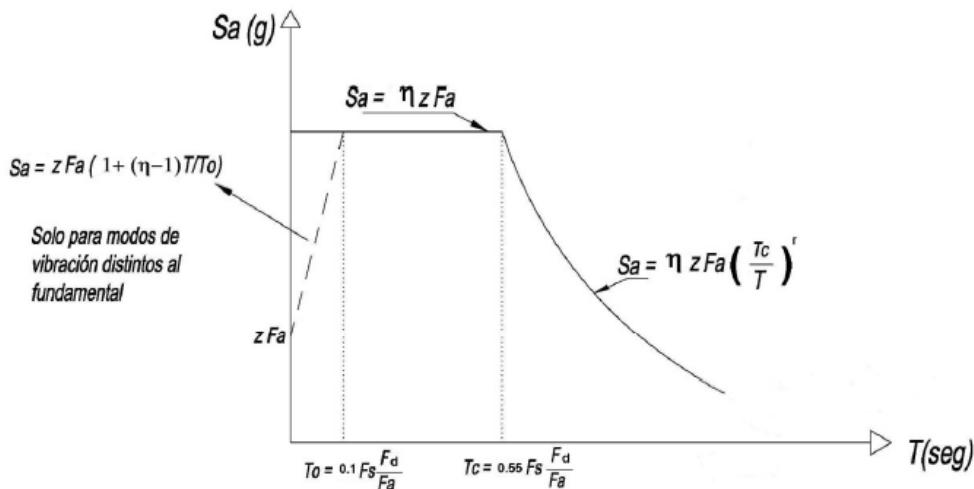


Figura 3.2.4: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño¹⁹

Control de la deriva de piso

El diseñador debe comprobar que su estructura presentara deformaciones inelásticas controlables, mejorando sustancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas, Δm , se presentan en la Tabla 3.2.15, las cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Tabla 3.2.15: Valores de Δm máximos, expresados como fracción de la altura de piso²⁰

Tipo de estructura	Δm máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I

La estructura a construirse se clasificara en una de las categorías que se establecen en la Tabla 3.2.16, y se adoptara el correspondiente factor de importancia I.

¹⁹ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Figura 2.3

²⁰ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 2.8

**Tabla 3.2.16: Tipos de uso destino e importancia de la estructura²¹**

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Determinación de las fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados

Requisitos generales

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

Procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas

Cortante basal de diseño

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:

$$V = \frac{IS_a}{R\Phi_P\Phi_E} W$$

Donde:

I = factor de importancia definido en 3.2.3.2.7.

W = carga reactiva

S_a = aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño, definida en 3.2.3.2.5

R = Factor de reducción de respuesta estructural

Φ_P , Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación

²¹ Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 2.9



Periodo de vibración T

Método 1

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

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$

Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$

Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$

Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$

Método 2

El periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

f_i = representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i, de acuerdo con los principios descritos mas adelante, o cualquiera otra distribución racional.

δ_i = deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

Sin embargo, el valor de T calculado según el método 2 o por cualquier otro método no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1 para fines de diseño a resistencia.



Factor de reducción de resistencia sísmica R

La Norma NEC-11 requiere que el diseñador seleccione el sistema estructural a utilizarse para la edificación.

Tabla 3.2.17: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R²²

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Diales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Los valores del factor R consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar del nivel de servicio, como se encontraban en la versión previa al NEC-11, es decir el CEC-2001

Distribución vertical de fuerzas laterales

Las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

²² Tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. Tabla 2.14



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$V = \sum_{i=2}^n F_i; V_x = \sum_{i=x}^n F_i; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Donde:

V = cortante total en la base de la estructura, definido en 2.7.2.1.

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 = numero 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 (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según 2.7.1.1)

w_i = peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según 2.7.1.1)

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 , que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de $T < 0.5s$, $k=1.0$
- Para valores de $0.5s < T < 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$
- Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$ (2-24)

Distribución horizontal del cortante

El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración.

El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.



Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas

Suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

Momentos torsionales horizontales

Debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental.

Cuando existe irregularidad torsional los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}}^2$$

Donde:

δ_{prom} = promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

δ_{max} = valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

Sin embargo, A_x no necesita ser mayor que 3.0

Procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas sísmicas

La acción sísmica utilizada debe representar, como mínimo, a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

Un espectro de respuesta elástico de aceleraciones obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local.

El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05.

Análisis dinámico espectral

Espectro de respuesta

Para propósitos de cálculo de las fuerzas, momentos y desplazamientos dinámicos, el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones a utilizarse es el de la NEC 2011.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Deben considerarse los siguientes parámetros:

Número de modos

Involucran la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Combinación de modos

Los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

Las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores de importancia y de configuración estructural en planta y en elevación.

Efectos direccionales

Las consideraciones serán similares que las del método estático.

Torsión

El análisis deberá considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental.

Ajuste de resultados del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso de estructuras regulares, ni menor que el 90% para el caso de estructuras irregulares.

Control de la deriva de piso

El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P-D. 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:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

R = factor de reducción de resistencia definido en 2.7.2.3.

Δ_M = no puede superar los valores establecidos en la Tabla 2.8.



3.2.3.3 ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA CARGA SÍSMICA ESTABLECIDA EN EL CPE INEN 5: 2001 Y LA NEC-11

A continuación se describen las principales diferencias entre los parámetros establecidos en el CPE INEN 5:2001 y la NEC-11:

- En el CPE INEN 5:2001 se consideran 4 zonas sísmicas (I, II, III, IV) cuyo valor de Z varía desde un mínimo de 0.15 hasta 0.40; en la NEC-2011 se consideran 6 zonas sísmicas (I, II, III, IV, V, VI) en donde el factor de zona Z varía de 0.15 como mínimo hasta valores mayores a 0.50.
- Otra diferencia que se puede notar entre el CPE INEN 5: 2001 y la NEC-2011 son los perfiles de suelo ya que en el primero solo existen 4 perfiles de suelos nombrados por S1, S2, S3 y S4, y en el NEC-2011 existen 6 perfiles de suelos: A, B, C, D, E, F. Estos perfiles son clasificados de acuerdo a la velocidad de propagación de la onda de corte, número de golpes en ensayo SPT, límite plástico.
- Para el factor de reducción de resistencia sísmica R, la NEC-2011 considera las cargas sísmicas a nivel de resistencia mientras que en el CPE INEN 5: 2001 cargas sísmicas son consideradas a nivel de servicio, por lo que los valores de R serán diferentes en ambos reglamentos.
- Para edificaciones de vivienda, como en el caso de los edificios tipo del presente estudio, la masa considerada en el cálculo de las fuerzas sísmicas es: (a) en el CPE INEN 5: 2001, el 100% de las cargas muertas, y (b) en la NEC-11, el 100% de las cargas muertas más el 25% de las cargas vivas.

3.2.3.4 COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA SÍSMICA PARA LOS REGLAMENTOS CPE INEN 5: 2001 Y NEC-11

La comparación entre espectros de respuesta sísmica se realizará elaborando los dos espectros de los dos reglamentos, para un edificio tipo considerado en este estudio, para determinar los parámetros indicados dentro de 3.2.3.1 y 3.2.3.2 se tendrán en cuenta los siguientes aspectos comunes:

- El edificio a comparar se encuentra en la ciudad de Cuenca.
- Se considera un suelo de propiedades intermedias, correspondiente a un suelo de terraza aluvial presente en muchas partes de la ciudad.
- Estructura de marcos sismo-resistentes de hormigón.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- La estructura se la considera regular tanto en planta, como en elevación.
- La estructura no presenta ningún uso especial, por lo tanto el factor de importancia se lo considera I=1.

Tabla 3.2.18: Valores de variables para cálculo de Espectro Elástico de Diseño CPE INEN 5: 2001

DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Factor de Importancia:	I	1.0
Tipo de suelo:		S2
Factor de respuesta estructural:	R	10
Zona sísmica:		II
Aceleración en roca:	Z	0.25
Coeficientes de acuerdo al tipo de suelo:	S	1.2
	Cm	3.0
Factor de Irregularidad en planta:	F _P	1.0
Factor de Irregularidad en elevación:	F _E	1.0

Con los valores de la tabla 3.2.18 se determina el espectro sísmico de acuerdo a CPE INEN-5: 2001, este espectro se encuentra a nivel de servicio, por lo tanto antes de compararlo con el NEC-2011, que se encuentra a nivel de resistencia, se deberá multiplicar el espectro del CPE INEN 5: 2001 por el factor de mayoración de la carga sísmica de 1.4.

Para el espectro especificado en la NEC-2011, se lo elaborará para los tipos de suelo B y C, ya que ambos son del tipo intermedios.

A continuación se presentan los parámetros utilizados para determinar el espectro según la NEC-2011:

Tabla 3.2.19: Valores de variables para cálculo de Espectro Elástico de Diseño NEC-2011 para suelo tipo B

DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Factor de Importancia:	I	1
Tipo de suelo:		B
Factor de respuesta estructural:	R	6
Zona sísmica:		II
Aceleración en roca:		0.25
Factores de Sitio:	F _a	1
	F _d	1
	F _s	0.75



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Factor regional:	η	2.48
Factor de Irregularidad en planta:	Φ_p	1
Factor de Irregularidad en elevación:	Φ_E	1

Tabla 3.2.19: Valores de variables para cálculo de Espectro Elástico de Diseño NEC-2011 para suelo tipo C

DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Factor de Importancia:	I	1
Tipo de suelo:		C
Factor de respuesta estructural:	R	6
Zona sísmica:		II
Aceleración en roca:		0.25
	Fa	1.3
Factores de Sitio:	Fd	1.5
	Fs	1.1
Factor regional:	η	2.48
Factor de Irregularidad en planta:	Φ_p	1
Factor de Irregularidad en elevación:	Φ_E	1

En las siguientes figuras se pueden observar los espectros del CPE INEN 5: 2001 para un suelo S2, comparado con los espectros de NEC-2011 obtenidos para un suelo B y un suelo C.

COMPARATIVA ESPECTROS INELASTICOS

TIPO DE ESTRUCTURA: EDIFICIO PORTICOS DE CONCRETO

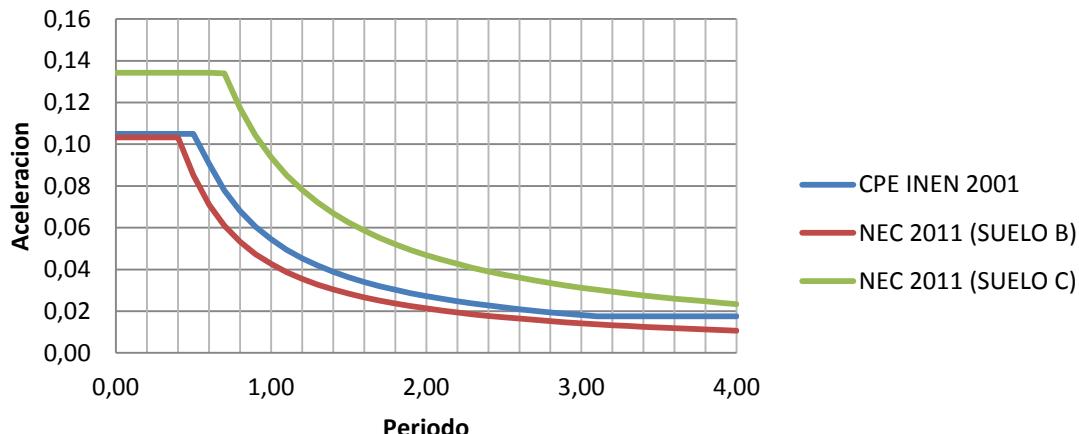


Figura 3.2.5: Comparación de Espectros Inelásticos²³

COMPARATIVA ESPECTROS PARA DESPLAZAMIENTOS

TIPO DE ESTRUCTURA: EDIFICIO PORTICOS DE CONCRETO

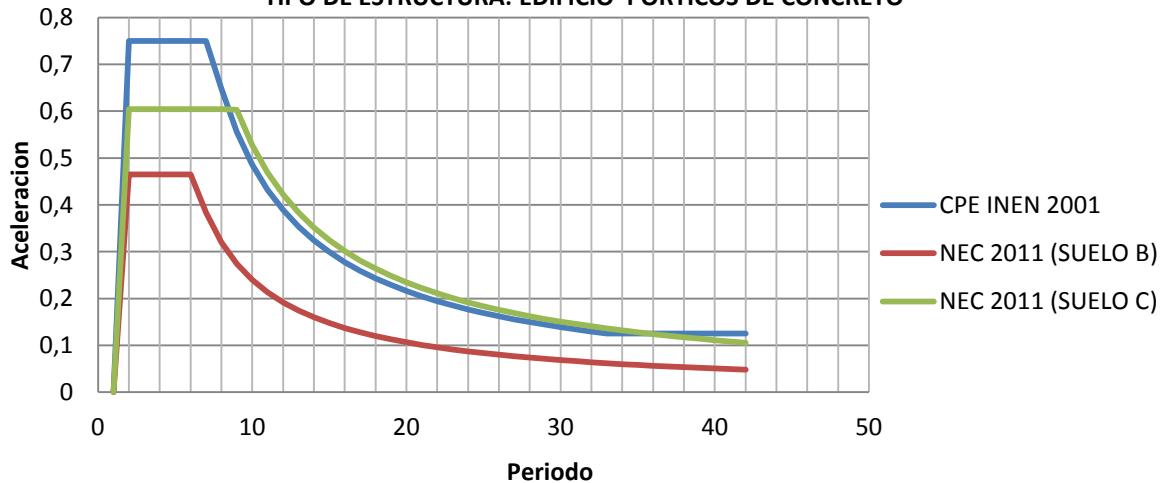


Figura 3.2.6: Comparación de Espectros para desplazamientos

Como conclusión de la comparación realizada, el tipo de suelo a utilizar para esta investigación, de acuerdo a la normativa NEC-2011 será tipo C, que

²³ No se incluye la rama ascendente de los espectros NEC-2011 por claridad en el grafico.



produce un espectro mayor tanto para esfuerzos (espectro inelástico), como para desplazamientos.



Figura 3.2.7: Espectro Inelástico para diseño de Edificios

3.2.4 CARGA DE VIENTO

La carga de viento a ser aplicada a los edificios tipo se calcula según las especificaciones de la NEC-11 en su Capítulo 1: Cargas y Materiales.

En la normativa indicada se especifica para el cálculo de la presión del viento la siguiente ecuación:

$$P = \frac{1}{2} \rho v_b^2 c_e c_f$$

Donde:

P = presión de cálculo expresada en N/m²

ρ = densidad del aire = 1.25 kg/m³

v_b = velocidad básica del viento = 21 m/s (75 km/h)

c_e = coeficiente de entorno/altura

c_f = coeficiente de forma = 1.3 para edificaciones aisladas



Aplicando los parámetros descritos, se obtiene una presión de diseño de 360 N/m², es decir 37 kg/m².

Debido a que en la NEC-11 no se especifica un valor mínimo de presión del viento, se adopta el valor mínimo especificado en el ASCE 7, que tiene un valor de 50 kg/m².

3.3 COMBINACIONES DE CARGA

Para el diseño de estructuras se pueden considerar dos métodos:

- **Diseño por factores de Carga y Resistencia** (LRFD por las siglas de “**LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN**”)
- **Diseño por esfuerzos permisibles** (ASD por las siglas de “**ALLOWABLE STRENGTH DESIGN**”)

3.3.1 DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)²⁴

El método de diseño LRFD se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición de la estructura o de 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:** son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción.

Como ejemplo, puede mencionarse el control de deformaciones excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio.

- **Estados límites de resistencia (o últimos):** 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. Estos estados varían según el tipo de solicitud actuante, y usualmente se requiere verificar varios de ellos para un mismo componente.

La verificación de los estados límites de resistencia se realiza a través de la comparación entre las solicitudes resultantes de aplicar las combinaciones de cargas mayoradas (en estado último) y la resistencia correspondientes a dicho estado, lo cual puede expresarse como:

²⁴ Tomado de (Crisafulli, 2010). Pág. 2-3



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- *Resistencia requerida, Ru (demanda)*
- *Resistencia de diseño, Rd (suministro)*

Este criterio de verificación de un estado límite de resistencia puede expresarse matemáticamente a través de la siguiente expresión:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \varphi R_n$$

Dónde:

λ_i representa los factores de carga que multiplican las distintas cargas o sobrecargas de servicio Q_i

φ es el factor de resistencia correspondiente a ese estado límite

R_n es la resistencia nominal obtenida a partir de expresiones o procedimientos indicados en los reglamentos vigentes y considerando estimaciones conservadoras acerca de las propiedades de los materiales.

Para la cuantificación de los factores de carga y resistencia se considera un modelo probabilístico (en el cual las cargas Q y las resistencias R se representan como variables aleatorias estadísticamente independientes), la calibración y comparación con el método ASD y la evaluación fundamentada en la experiencia y ejemplos desarrollados por ingenieros estructurales.

Los factores de resistencia φ multiplican la resistencia nominal o teórica, a los efectos de considerar incertidumbres debidas a los procedimientos de cálculo, materiales, dimensiones, mano de obra, etc. Los valores que adopta este factor dependen del tipo de componente y de la solicitud actuante. Esto depende del material (acero, hormigón, etc.).

3.3.2 COMBINACIONES DE CARGA MÉTODO LRFD

El método LRFD considera diversas combinaciones de carga, las cuales surgen de asumir que cada una de ellas actúa separadamente con el máximo valor esperado en la vida útil de la construcción (acción de base), mientras que las otras cargas (acciones de acompañamiento) adoptan valores usuales, todas con igual probabilidad de ocurrencia. A modo de ejemplo, se presentan combinaciones de cargas según lo requerido por ASCE/SEI 7-05:

1. $1.4(D+F)$
2. $1.2(D+F+T) + 1.6(L+H) + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$5. \quad 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$6. \quad 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$7. \quad 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

Dónde:

D = Carga muerta

E = Carga Sísmica

F = Carga de fluidos con máximas alturas y presiones

H = Carga de presión lateral de tierra, presión de agua en tierra, o presión de materiales bituminosos.

L = Carga viva

L_r = carga viva de techo

R = Carga de lluvia

S = Carga de nieve

T = Esfuerzo propio

W = Carga de Viento

Es importante mencionar que en las combinaciones 3, 4 y 5 está permitido reducir el efecto de la carga L cuando el valor de la sobrecarga de uso definido por el reglamento es menor o igual a 500 kg/m².

Puede observarse en las combinaciones de carga definidas por las Ecuaciones que el factor correspondiente a la acción sísmica es 1.0. Ello es así, por que los reglamentos vigentes definen dicha acción a un nivel correspondiente a estado último, a diferencia de otras acciones, como la carga L cuyos valores se determinan a nivel servicio y luego son mayorados. Para el código vigente (CEC-2001) se debe usar 1.4 para este factor ya que el sismo está a nivel de servicio.

3.3.3 DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD)

El método se basa en comprobar que las tensiones actuantes en los elementos estructurales no excedan una tensión admisible, la cual resulta de dividir la resistencia del material por un factor de seguridad Ω .



3.3.4 COMBINACIONES DE CARGA MÉTODO ASD

Las combinaciones de estados de carga requeridas para el método ASD, según el reglamento ASCE/SEI 7-05, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE, 2005) son:

1. D + F
2. D + H + F + L + T
3. D + H + F + (L_r o S o R)
4. D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_r o S o R)
5. D + H + F + (W o 0.7E)
6. D + H + F + 0.75(W o 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r o S o R)
7. 0.6D + W + H
8. 0.6D + 0.7E + H

3.3.5 METODOLOGÍA DE DISEÑO EMPLEADA

Para el desarrollo de esta investigación se utilizará las combinaciones y factores de resistencia especificados en el método LRFD.

3.4 METODOLOGÍA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.4.1 ASPECTOS ESTRUCTURALES COMUNES

3.4.1.1 GENERALIDADES

Para cualquier alternativa estructural que se decida, el diseño se lo realiza de manera iterativa hasta cumplir con todos los requerimientos que exigen los códigos y los requerimientos de funcionalidad de la estructura (resistencia, estabilidad y serviciabilidad).

3.4.1.2 PROCEDIMIENTO UTILIZADO PARA EL CÁLCULO DE EDIFICIOS

De manera global el procedimiento de cálculo para un edificio sería:

1. Definición de la geometría.
2. Creación de un modelo estructural.
3. Análisis de cargas.
4. Pre-dimensionamiento de los elementos.
5. Actualización del modelo estructural con datos del pre-dimensionamiento.
6. Dimensionamiento definitivo.
7. Elaboración de planos y cantidades de obra.



3.4.2 METODOLOGÍA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

El método utilizado en este estudio para el diseño de estructuras de hormigón armado es el LRFD, descrito en la sección 3.3.1.

El reglamento utilizado para el diseño es el ACI 318-08 del *American Concrete Institute*, el cual se basa en el método LRFD.

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.

Las cargas de servicio pueden ser de diferente naturaleza, como son viva, muerta, de sismo, de viento, entre otras, y se evalúan según lo establecido en los reglamentos según el tipo de estructura y según el uso que se le va a dar a la misma. La carga última de diseño se calcula sumando estas cargas actuantes previamente amplificadas por los factores de incremento de carga. El factor de incremento de carga es diferente para cada tipo, por ejemplo para la carga muerta el factor de incremento de carga será menor que para la carga viva, ya que se tiene un mayor grado de certeza sobre el valor que tendrá la primera.

La resistencia cada elemento estructural se calcula mediante los métodos especificados en el código y restando 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.

3.4.3 METODOLOGÍA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURA DE ACERO

Para el diseño de las estructuras de acero se utilizará el método LRFD, el cual fue explicado en 3.3.1.

Los códigos Norteamericanos ANSI/AISC 360-10 y ANSI/AISC 341-10 serán utilizados para el diseño de los elementos de acero estructural, por lo tanto de estas normativas serán tomados los estados límites para el diseño y los correspondientes factores de reducción de resistencia.

Lo que busca el método de diseño LRFD utilizado para esta investigación es que la resistencia de diseño de cada miembro estructural sea igual o exceda la



UNIVERSIDAD DE CUENCA

resistencia requerida determinada en las combinaciones de carga LRFD. Todas las provisiones de esta especificación, excepto aquellas en las que no aplica

$$R_u \leq \emptyset R_n$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida usando las combinaciones de carga LRFD

R_n = Resistencia nominal.

\emptyset = Factor de resistencia

$\emptyset R_n$ = Resistencia de Diseño.

3.4.4 METODOLOGÍA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Para la alternativa en hormigón prefabricado se consideró que la estructura principal para el sistema de gravedad y fuerzas laterales será de hormigón armado, por lo consiguiente la metodología será la indicada en el numeral 3.3.1 (LRFD).

Para el sistema de piso que es la estructura en hormigón prefabricado (pretensado) se considera el método de diseño por cargas de servicio (ASD), cuya metodología ha sido detallada en 3.3.3.

En el proceso de diseño se consideran 3 etapas, las cuales son:

- Al momento de cortar los tensores
- Cuando se coloca la loseta en el sistema prefabricado
- Cuando recibe las cargas de servicio

Se diseña para resistencia última en donde se verifican las resistencias a sobrecargas y tipos de fallas en la estructura. También deben considerarse las pérdidas del preesfuerzo debidas a deformaciones plásticas, retracción del hormigón, relajación del acero, cambios de temperatura, adherencia del acero y del hormigón.

CAPITULO 4



4. METODOLOGÍAS DE DISEÑO

A continuación se presentan los criterios fundamentales utilizados para el diseño de los elementos estructurales en cada una de las alternativas planteadas:

4.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO

4.1.1 GENERALIDADES

Como ya se indicó anteriormente, el diseño de los elementos estructurales en hormigón armado se realizará de acuerdo con las disposiciones del American Concrete Institute (ACI 318-08).

A continuación se detallan los aspectos más importantes que se deben tomar en cuenta a la hora de realizar el diseño:

4.1.2 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO

4.1.2.1 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

La resistencia de los elementos y sus conexiones sometidos a esfuerzos de flexión, carga axial, cortante y torsión debe ser calculada según lo indicado en el mismo código, y debe estar disminuida por los factores de reducción de carga teórica ϕ especificados en la sección 9.3.2:

Secciones controladas por tracción $\phi = 0.90$

Secciones controladas por compresión

Elementos con refuerzo en espiral $\phi = 0.75$

Otros elementos reforzados $\phi = 0.65$

Cortante y torsión $\phi = 0.75$

Aplastamiento en el concreto $\phi = 0.65$

4.1.2.2 RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

En este estudio se utiliza una resistencia a compresión del hormigón $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$. Esto cumple con las disposiciones indicadas en el reglamento:

"La resistencia especificada a la compresión del concreto, f'_c , no debe ser menor que 210 kg/cm^2 ." (ACI 21.1.4.2).



4.1.2.3 PROTECCIÓN DE HORMIGÓN PARA EL REFUERZO

El acero de refuerzo debe estar protegido por una capa de hormigón, el espesor de esta capa debe ser (ACI 7.7.2):

Concreto colado contra el suelo y expuesto a él 75 mm

Concreto expuesto al suelo o la intemperie:

 Paneles de muros, losas, viguetas 25 mm

 Otros elementos 40 mm

Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo

 Vigas, columnas 40 mm

 Estríbos y espirales 25 mm

4.1.3 DISEÑO DE COLUMNAS

4.1.3.1 GENERALIDADES

Para el dimensionamiento de las secciones de las columnas se debe considerar las especificaciones establecidas en el reglamento, estas son:

“El diseño se aplica a elementos que resisten fuerzas inducidas por sismos y que tienen una fuerza axial mayorada de compresión, P_u , bajo cualquier combinación de carga que excede $A_g f'_c / 10.$ ” (ACI 21.6.1)

“La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de **300 mm.**” (ACI 21.6.1.1)

“La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.” (ACI 21.6.1.2)

4.1.3.2 DISEÑO A FLEXIÓN

Resistencia mínima a flexión de columnas

Toda columna debe tener una resistencia a flexión tal que la suma de las resistencias de las columnas dividida para la suma de las resistencias de las vigas que llegan a un nudo, sea igual a por lo menos 1.2, esto con la finalidad de garantizar que en el caso de falla, las vigas sean las primeras en fallar generando una falla dúctil. Las resistencias de las vigas deberán ser calculadas según ACI 21.5.4.1 detallado en la sección 4.1.4 del presente estudio, mientras que la resistencia de las columnas se calcula según los siguientes criterios:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

(ACI 21.6.2.2) "Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación:

$$M_{nc} \geq 1.2 M_{nb}$$

M_{nc} = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia de flexión más baja."

Es decir que para obtener los momentos nominales de las columnas se deben utilizar las cargas axiales de las combinaciones sísmicas, y de ellas la que produzca el menor momento nominal.

" M_{nb} = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo."

Refuerzo longitudinal

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal debe estar dentro de los límites establecidos en ACI 21.6.3.1, es decir debe ser mayor que **0.01 Ag** y menor que **0.06 Ag**, siendo **Ag** el área bruta de la sección de la columna.

4.1.3.3 DISEÑO A CORTE

El acero de refuerzo para corte se coloca en forma de estribos cerrados, cuyas dimensiones y radios de doblado deberán cumplir con lo especificado en el reglamento ACI 318-08, a continuación se indican los criterios considerados para el calculo de la cantidad así como de la separación de dichos estribos:

Refuerzo transversal

"El refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 21.6.4.2 hasta 21.6.4.4, debe suministrarse en una longitud **lo** medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud **lo** no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c): (ACI 21.6.4.1)

- a) La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- b) Un sexto de la luz libre del elemento, y
- c) 450 mm."



UNIVERSIDAD DE CUENCA

“La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b) y (c): (ACI 21.6.4.3)

- a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- c) **So** según lo definido en la ecuación:

$$So = 10 \frac{35 - hx}{3}$$

El valor de So no debe ser mayor a 250mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm.”

“Debe proporcionarse refuerzo transversal en la cantidad especificada en (b), a menos que en ACI 21.6.5 se exija mayor cantidad.

- b) El área total de la sección transversa del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, **A_{sh}**, no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones.” (ACI 21.6.4.4)

$$A_{sh} = 0.3 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} - 1$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}$$

“Más allá de la longitud **Io**, especificada en ACI 21.6.4.1, el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento, con espaciamiento, s, medido de centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm, a menos que 21.6.3.2 ó 21.6.5 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.” (ACI 21.6.4.5)

Requisitos de resistencia a cortante

Fuerzas de diseño

“La fuerza de cortante de diseño, **Ve**, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables **Mpr** en cada extremo del elemento, correspondientes a I rango de cargas axiales mayoradas, **Pu**, que actúan en él. No es necesario que las fuerzas actuantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos basada en **Mpr** de los elementos transversales que llegan al nudo. En ningún



UNIVERSIDAD DE CUENCA

caso V_e debe ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.” (ACI 21.6.5.1)

Refuerzo transversal

“El refuerzo transversal en la longitud l_o , identificada en ACI 21.6.4.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c=0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

- El esfuerzo de cortante inducido por sismo, calculado de acuerdo con ACI 21.6.5.1 representa la mitad o mas de la resistencia máxima a cortante requerida dentro de l_o .
- La fuerza axial de compresión mayorada, P_u incluyendo el efecto sísmico, es menor que $A_g f'_c / 20$.

4.1.4 DISEÑO DE VIGAS

El diseño estructural de las vigas será a flexión y a corte, para esto se consideran los siguientes criterios:

4.1.4.1 DISEÑO A FLEXIÓN

La aplicabilidad del diseño descrito a continuación dependerá de la carga axial a la cual este sometido el elemento, para que la metodología de diseño explicada sea aplicable, se deberá cumplir:

“La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento, P_u , no debe exceder $A_g f'_c / 10$. “(ACI 21.5.1.1).

Las dimensiones de la sección de una viga deberán estar acordes con los requerimientos siguientes:

“La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.” (ACI 21.5.1.2).

“El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que el más pequeño de **0.3h** y **250mm.**”(ACI 21.5.1.3).

Refuerzo longitudinal

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas deberá estar dentro de los rangos establecidos en el reglamento:

“En cualquier sección de un elemento a flexión, excepto por lo dispuesto en 10.5.3, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que la dada por la ecuación (10-3) ni menor que $14b_wd/f_y$ y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder **0.025**. Al menos dos barras deben



UNIVERSIDAD DE CUENCA

disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior". (ACI 21.5.2.1).

ACI 10.5.3 – "Los requisitos de cuantía mínima no necesitan ser aplicados si en cada sección el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por el análisis."

Ecuación 10-3:

$$A_{s,min} = \frac{0.8 \overline{f'c}}{f_y} b_w d$$

"La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos." (ACI 21.5.2.2)

La cuantía del acero de refuerzo a ser colocada se determina mediante las siguientes ecuaciones:

$$Ru = \frac{Mu}{\emptyset bd^2}$$
$$\rho = 0.85 \frac{\overline{f'c}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - 2.36 \frac{R_u}{\overline{f'c}}} \right)$$
$$A_s = \rho bd$$

4.1.4.2 DISEÑO A CORTE

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

La resistencia a corte del concreto Vc se determina según la siguiente ecuación (ACI 11.2.1.1):

$$Vc = 0.53 \overline{f'c} bd$$

El refuerzo mínimo de acero para corte es: (ACI 11.4.6.3)

$$A_{v min} = 0.2 \frac{\overline{f'c} b_w s}{f_y}$$



Pero no debe ser menor a:

$$3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

Diseño del refuerzo para cortante (ACI 11.4.7)

La fuerza cortante V_s a ser resistida por el acero A_v es:

$$V_s = \frac{Vu - \emptyset Vc}{\emptyset}$$

Se debe proporcionar un área de acero de refuerzo calculada según:

$$A_v = \frac{V_s s}{d f_y}$$

V_s no debe considerarse mayor a: $2.2 \overline{f'c} \times b_w \times d$

$\emptyset Vc$ debe considerarse o no igual a cero en las zonas identificadas en ACI 21.5.3.1 según lo especificado en ACI 21.5.4.2

Refuerzo transversal en zonas de rótula plástica (ACI 21.5.3)

“Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

- En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.
- En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento en ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.” (ACI 21.5.3.1).

“El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d): (ACI 21.5.3.2).

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, y
- 300 mm.”

“Los estribos que se requieran para resistir cortante deben ser estribos cerrados de confinamiento colocados en los lugares dentro de los elementos descritos en 21.5.3.1.” (ACI 21.5.3.5).

Refuerzo transversal fuera de la zona de rótula plástica

“Límites de espaciamiento del refuerzo (ACI 11.4.5)

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de **$d/2$** en elementos de concreto no preesforzados, ni de **600 mm.**”

Requisitos de resistencia a cortante (ACI 21.5.4)

Fuerzas de diseño (ACI 21.5.4.1)

“La fuerza cortante de diseño, **V_e** , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, **M_{pr}** , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.”

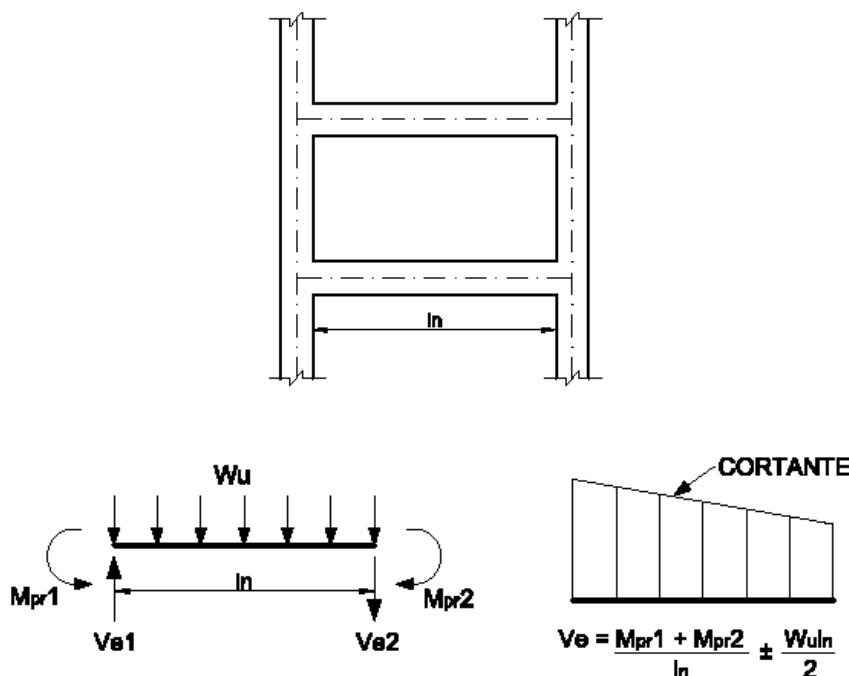


Figura 4.1.1: Momentos plásticos para vigas



UNIVERSIDAD DE CUENCA

“En la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que representaran los efectos del sismo para los tipos de pórtico considerados, se supone que los elementos del pórtico disiparan energía en el rango no lineal de respuesta.”

$$M_{pr1} = 1.25A_{s1}f_y \cdot d - \frac{1.25A_{s1}f_y}{2 \times 0.85 \times f'c \times b}$$

$$M_{pr2} = 1.25A_{s2}f_y \cdot d - \frac{1.25A_{s2}f_y}{2 \times 0.85 \times f'c \times b}$$

Donde:

A_{s1} = Acero de refuerzo colocado en la parte superior del extremo izquierdo del elemento, en cm.

A_{s2} = Acero de refuerzo colocado en la parte inferior del extremo derecho del elemento, en cm.

Se deberán calcular la fuerza cortante V_e considerando también los momentos M_{pr1}' y M_{pr2}' , en el sentido contrario, los mismos que se calculan considerando el acero de refuerzo en la parte inferior del extremo izquierdo y el acero en la parte superior del extremo derecho del elemento respectivamente.

Se debe diseñar el elemento para el mayor cortante calculado entre V_e y V_u . Siendo V_e el valor del cortante determinado a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo y V_u la fuerza cortante determinada a partir del análisis de las combinaciones de carga.

Refuerzo transversal (ACI 21.5.4.2)

“El refuerzo transversal en los lugares identificados en 21.5.3.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c=0$ cuando se produzcan simultáneamente (a) y (b):

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 21.5.4.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas,
- b) La fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'c / 20$.”



4.1.5 DISEÑO DE NUDOS

Un nudo es el punto de unión entre vigas y columnas, este lugar tiene especial importancia en el diseño sismo-resistente de la estructura, por lo que se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

“Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de vigas en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es **1.25fy**.” (ACI 21.7.2.1)

“El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con 21.7.5, y en compresión”. (ACI 21.7.2.2)

“Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa el nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro, para concretos de peso normal.” (ACI 21.7.2.3)

“El refuerzo transversal del nudo debe satisfacer 21.6.4.2, 21.6.4.3 y 21.6.4.7.” Es decir debe colocarse el refuerzo en la misma cantidad y con misma la separación establecida para las columnas. (ACI 21.7.3.1)

Refuerzo a cortante (ACI 21.7.4)

“**Vn** en el nudo no debe ser mayor que los valores especificados a continuación, para concreto de peso normal:

$$\text{Para nudos confinados en las cuatro caras} \quad 5.3 \quad \overline{f'c}A_j$$

$$\text{Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas} \quad 4 \quad \overline{f'c}A_j$$

$$\text{Para otros casos} \quad 3.2 \quad \overline{f'c}A_j$$

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo. Se permite considerar como elementos de confinamiento a las extensiones de las vigas que se extienden al menos una altura total **h** de la viga más allá de la cara del nudo.

A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna, **h**. El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a



UNIVERSIDAD DE CUENCA

una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- (a) El ancho de la viga más la altura del nudo,
- (b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna.”

4.2 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA LA ALTERNATIVA EN ACERO ESTRUCTURAL

4.2.1 GENERALIDADES

El diseño de los elementos estructurales se lo realiza en base a las especificaciones y recomendaciones del ANSI-AISC/360-10 para elementos que no son parte del sistema sismo-resistente; y ANSI-AISC 341-10 para elementos del sistema principal sismo-resistente.

Dentro de los códigos mencionados en 4.2.1 se encuentra que para cada estado límite existen diferentes factores de reducción de capacidad.

En general se deberá tener especial cuidado de tomar los factores de reducción de capacidad adecuados para cada estado límite para el que se esté diseñando.

4.2.2 DISEÑO DE COLUMNAS

4.2.2.1 GENERALIDADES

El diseño de las columnas se lo realizó considerando secciones rectangulares de concreto rellenas de hormigón; el diseño presentado en esta investigación es únicamente valido para secciones compactas (miembros de ductilidad moderada) y sísmicamente compactas (miembros de alta ductilidad) según la clasificación dada en ANSI-AISC 341-10 TABLA D1.1.

4.2.2.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

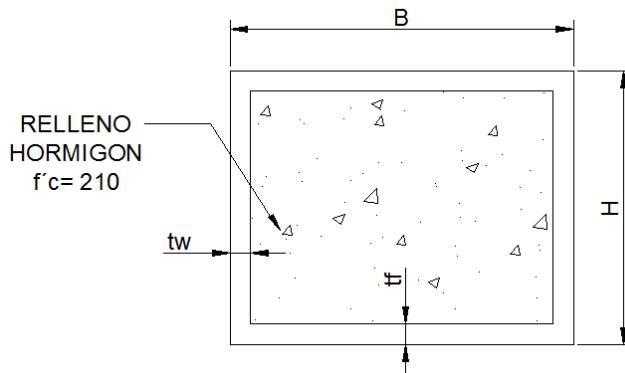


Figura 4.2.1: Esquema de columna de acero estructural rellena de hormigón

La primera consideración a realizar es verificar las esbelteces de las caras que conforman la columna. Los límites en la relación de esbeltez dados para secciones de acero estructural en miembros de alta ductilidad:

$$b/t \leq 1.4 \sqrt{E/F_y} \quad (\text{ANSI/AISC 341-10 / TABLA D1.1})$$

Los límites en la relación de esbeltez dados para secciones de acero estructural en miembros de moderada ductilidad:

$$2.26 \leq \sqrt{E/F_y} \quad (\text{ANSI/AISC 341-10 / TABLA D1.1})$$

Para el cálculo de las columnas compuestas rellenas de hormigón que estarán trabajando a flexo compresión es necesario realizar un diagrama de interacción para cada columna. Dentro del comentario del Capítulo I de la ANSI/AISC 360-10 se describen los métodos mas utilizados para la determinación de las curvas de interacción de las columnas.

Para la presente investigación se utilizó el método de la distribución plástica de esfuerzos para determinar una superficie de interacción para la columna rellena de concreto (únicamente para secciones de moderada y alta ductilidad).

Para el cálculo de la resistencia nominal a compresión de la columna se tienen las siguientes ecuaciones:

$$\phi_c = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{Factor de reducción de capacidad})$$

a) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \cdot 0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (I2-2)})$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

b) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (I2-3)})$$

P_e = Carga crítica de pandeo determinada, la cual es igual a:

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) KL^2 \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (I2-5)})$$

Para secciones compactas se tiene que:

$$P_{no} = P_p \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (I2-9a)})$$

Donde

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}$$

$$C_2 = 0.85 \text{ para secciones rectangulares} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (I2-9c)})$$

La resistencia nominal a tracción de una sección compuesta rellena de hormigón será:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (I2-14)})$$

$$\phi_t = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

La determinación de la capacidad a momento la obtenemos de los gráficos de los diagramas de interacción; a continuación se muestra el ejemplo de un diagrama de interacción obtenido para una columna cuadrada:

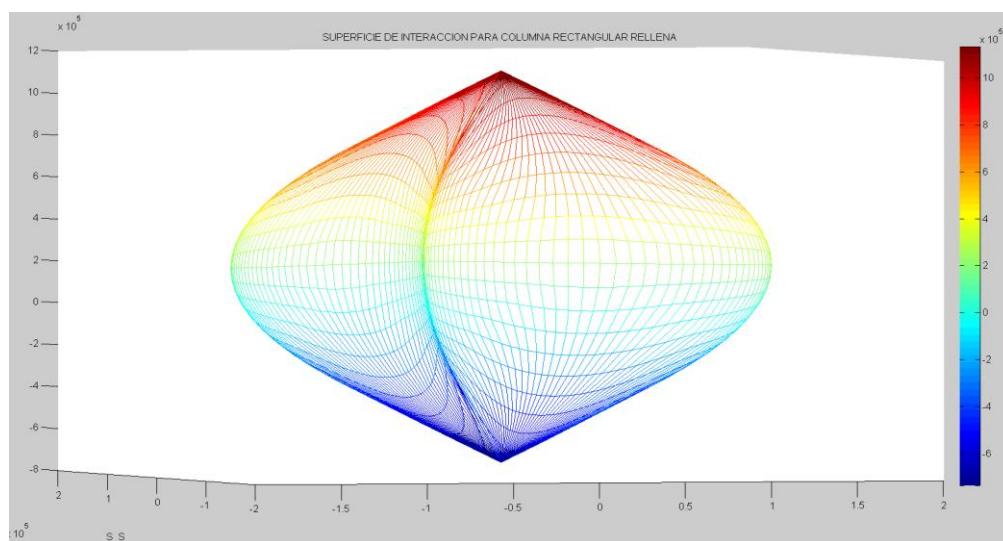
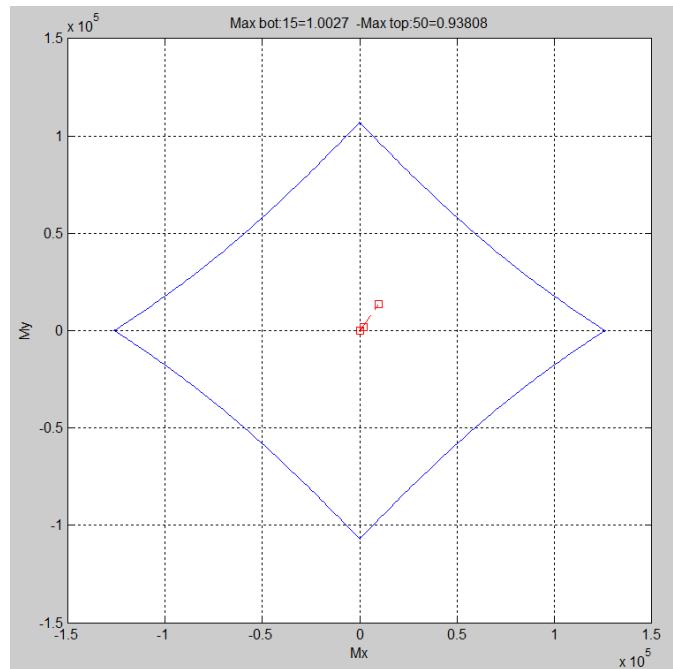


Figura 4.2.2: Diagrama típico de superficie de interacción para columna de acero estructural rellena de concreto



**Figura 4.2.3: Diagrama de momentos para una determinada carga axial.
Grafico M_x vs M_y**

Si las combinaciones de momentos y carga axial se encuentran dentro de la superficie de interacción, entonces la sección es la adecuada. Caso contrario se deberá aumentar el tamaño y comprobar en el nuevo diagrama de interacción si los puntos se encuentran dentro de la columna.

4.2.2.3 REQUERIMIENTOS SÍSMICOS

La sección de la columna debe ser capaz de resistir los esfuerzos de fluencia de las vigas en caso de presentarse articulaciones plásticas producto de los esfuerzos sísmicos. El chequeo de este requerimiento se lo conoce como “columna fuerte – viga débil” donde la capacidad a flexión de la sección de la columna debe resistir al menos:

$$\frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} > 1.0 \text{ (ANSI/AISC 341-10 / (G3-1))}$$

M_{pb}^* = La suma de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en el punto de rotula plástica, localizadas en la línea central de la columna, es permitido determinarla con:

$$M_{pb}^* = (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \text{ (LRFD) (ANSI/AISC 341-10 / (G3-3a))}$$

F_{yb} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la viga.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

M_{uv} = Momento adicional debido a la amplificación del cortante desde la localización de las rotulas plásticas al centroide de la columna basado en las combinaciones de carga LRFD.

M_{pc}^* = Capacidad de la columna considerando la combinación de momento y carga axial suponiendo que la viga alcanza las resistencias esperadas. (LRFD) (ANSI/AISC 341-10 / (G3-2a))

En la presente investigación las vigas llegan perpendiculares a las caras de la columna, por lo tanto para el chequeo de “columna fuerte – viga débil” se requiere los diagramas de interacción con respecto a los 2 ejes principales perpendiculares a los lados de la columna.

A continuación se muestra un diagrama de interacción típico para chequeo de “columna fuerte-viga débil”.

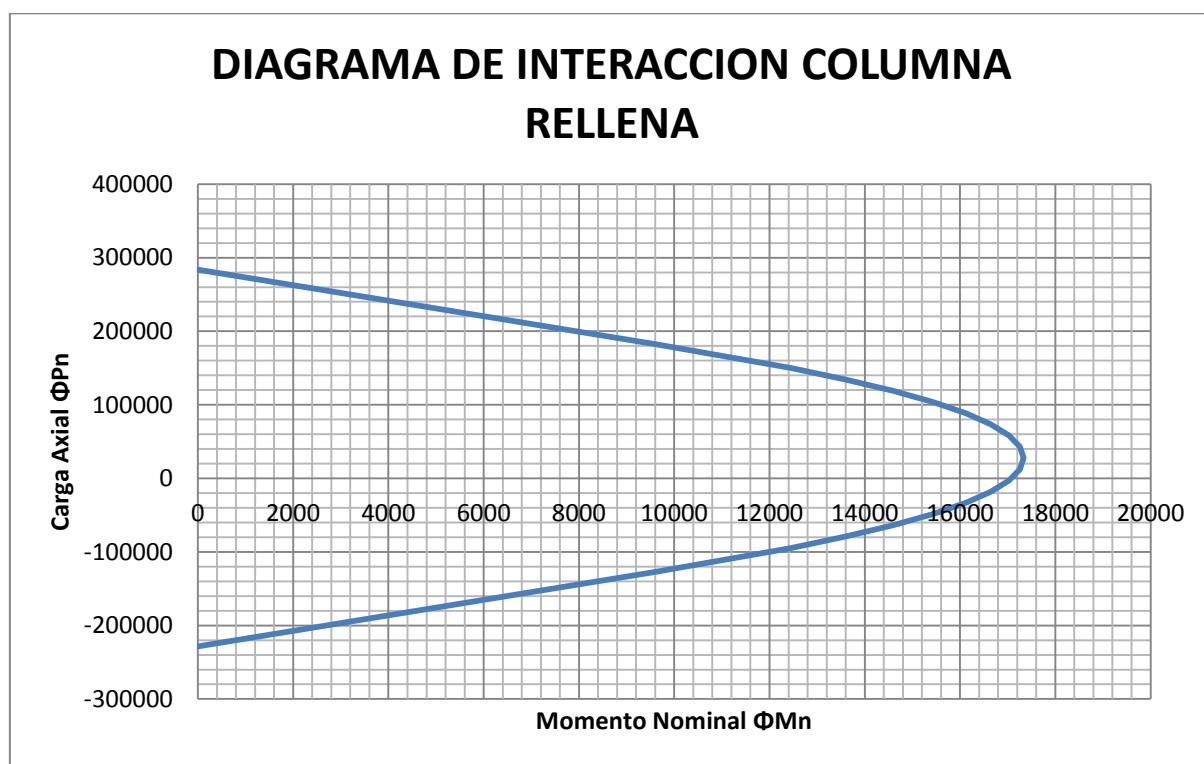


Figura 4.2.4: Diagrama típico de superficie de interacción para columna de acero estructural rellena de concreto

4.2.3 DISEÑO DE VIGAS

4.2.3.1 GENERALIDADES

Para el diseño de las vigas se consideran las recomendaciones dadas en ANSI/AISC 360-10 en su capítulo F correspondiente a diseño para miembros a flexión. Además ya que las vigas forman parte de un pórtico especial resistente a momento deben cumplir con los requerimientos de ANSI/AISC 341-10 que en

su sección E3 indica los requerimientos mínimos para ser considerada como una viga parte del pórtico especial resistente a momento.

4.2.3.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

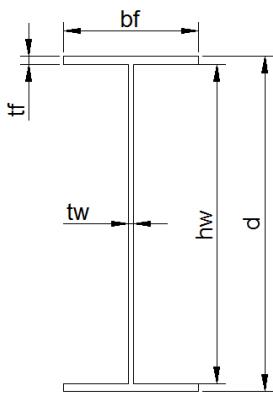


Figura 4.2.5: Esquema típico de viga de acero estructural utilizada

Para el diseño de las vigas las clasificamos en 2 grupos:

- **Vigas principales.**- Estas vigas forman parte del pórtico especial resistente a momento, es decir resisten tanto cargas de gravedad como cargas laterales producto del viento y del sismo. Este tipo de vigas debe cumplir con todos los criterios sísmicos.
- **Vigas secundarias o de piso.**- Estas vigas deben transmitir las cargas de gravedad hacia las vigas principales. No forman parte del sistema que resiste cargas laterales.

Para iniciar el diseño de las vigas se deben primero verificar las relaciones de esbeltez dadas en la tabla D1.1 de la ANSI/AISC 341-10. Para vigas que formaran parte del sistema lateral se deben cumplir las relaciones de un miembro con alta ductilidad (Sísmicamente compacto). Para las vigas de piso se deberán considerar las relaciones de esbeltez de tal manera que las vigas sean de ductilidad moderada (compactas), cabe señalar que las vigas secundarias podrían no ser ductilidad moderada, podrían tener relaciones de esbeltez mas altas y ser no compactas, sin embargo para este estudio se utilizó vigas compactas.

Diseño flexión

Secciones I compactas con doble simetría

A continuación se explicaran los estados límites para una viga de sección compacta o sísmicamente compacta, según esta especificado en el código ANSI/AISC 360-10



UNIVERSIDAD DE CUENCA

El factor de reducción de capacidad para la flexión será:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

1. Estado límite de fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (F2-1)})$$

F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia de la viga

Z_x = Modulo de sección plástico de la viga

2. Pandeo lateral torsionante

a) Cuando $L_b \leq L_p$

Este estado límite no aplica

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \quad M_p - M_p - 0.7 F_y S_x \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \leq M_p \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (F2-2)})$$

c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (F2-3)})$$

Donde

L_b = distancia entre puntos que están arriostrados para evitar el pandeo de el patín a compresión

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\frac{L_b}{r_{ts}}^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \frac{L_b}{r_{ts}}^2} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (F2-4)})$$

E = Modulo de elasticidad del acero

J = Constante torsional

S_x = Modulo de sección elástica tomado alrededor del eje x

h_o = Distancia entre los centroides de los patines

Las longitudes límites L_p y L_r son determinadas con:

$$L_p = 1.76 r_y \cdot \frac{E}{F_y} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (F2-5)})$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}^2 + 6.76 \frac{0.7F_y}{E}^2} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (F2-6)})$$

Donde:

$$r^2_{ts} = \frac{I_y C_w}{S_x} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (F2-7)})$$

Para vigas I con doble simetría: $c = 1$

Alternativamente para viga I con doble simetría se puede utilizar:

$$C_w = \frac{I_y h^2_0}{4}$$

$$r^2_{ts} = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

r_{ts} puede ser aproximado conservadoramente como el radio de giro del patín a compresión más un sexto del alma:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{12 + 1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f}}$$

A medida que la longitud de pandeo L_b se incrementa llega a un punto en el que la viga empieza a perder capacidad. Es por este motivo para garantizar que no se pierda capacidad debido al pandeo lateral torsionante en las vigas principales se debe colocar arriostramientos a una distancia mínima de:

$$L_b = 0.86 r E / F_y \quad (\text{ANSI/AISC 341-10 / (Sec. D1.2b)})$$

En el siguiente gráfico se muestra para una viga cualquiera como se produce la reducción de capacidad a medida que aumenta la longitud de arriostramiento (L_b):

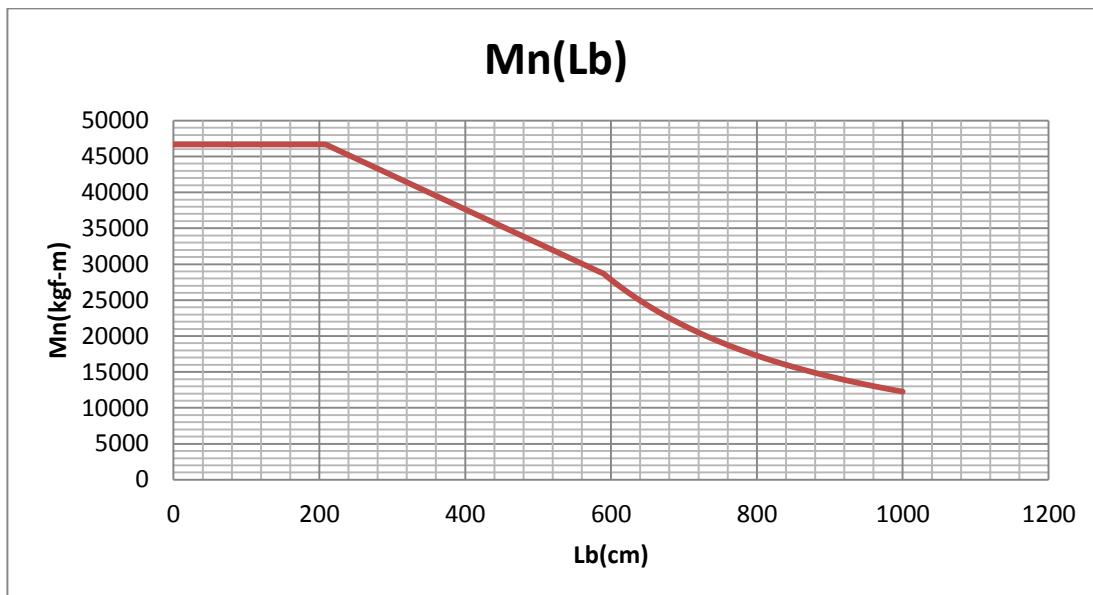


Figura 4.2.6: Variación de la capacidad de una viga en función de la longitud de arriostramiento para pandeo lateral torsionante

Diseño por cortante

El factor de reducción de capacidad para cortante según ANSI/AISC 360-10 es:

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Para la resistencia a cortante no se consideran rigidizadores en el alma por lo tanto:

1. Resistencia cortante

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (G2-1)})$$

i. Cuando $h/t_w \leq 1.10 \quad \overline{k_y E/F_y}$

$$C_v = 1.0 \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (G2-3)})$$

ii. Cuando $1.10 \quad \overline{k_y E/F_y} < h/t_w \leq 1.37 \quad \overline{k_y E/F_y}$

$$C_v = 1.10 \quad \frac{\overline{k_y E/F_y}}{h/t_w} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (G2-4)})$$

iii. Cuando $h/t_w > 1.37 \quad \overline{k_y E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.51\overline{k_y E}}{h/t_w^2 F_y} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (G2-5)})$$



A_w = Área del alma

h =Distancia libre entre patines

t_w = Espesor del alma

k_v = Coeficiente de pandeo por cortante

$$k_v = 1.2$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{a/h^2} \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (G2-6)})$$

$$= 5 \text{ cuando } \frac{a}{h} > 3.0 \text{ o } a/h > \left(\frac{260}{h/t_w}\right)^2$$

La capacidad a cortante de la sección que forma parte del pórtico especial resistente a momento debe ser analizada para el cortante producto de la formación de rotulas plásticas debido a la acción sísmica.

4.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN PREFABRICADO

4.3.1 GENERALIDADES

La alternativa en hormigón prefabricado consiste en que el sistema de gravedad y cargas laterales será de hormigón armado y el sistema de entrepiso consiste en losas prefabricadas. Debido a esto el diseño del sistema de gravedad y cargas laterales se realizará conforme a lo indicado en el numeral 4.1 (Método de diseño del American Concrete Institute ACI 318-08).

Para el diseño del sistema de entrepiso se seguirá el reglamento del ACI 318-08 capítulo 18 y sus recomendaciones el cual consiste en la verificación de las losas pretensadas por el método ASD y LRFD.

4.3.2 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO

4.3.2.1 COEFICIENTES DE REDUCCIÓN

Los coeficientes de reducción son los mismos utilizados en el caso de estructuras de hormigón armado, es decir:

Secciones controladas por tracción $\phi = 0.90$

Secciones controladas por compresión

Elementos con refuerzo en espiral $\phi = 0.75$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Otros elementos reforzados	$\emptyset = 0.65$
Cortante y torsión	$\emptyset = 0.75$
Aplastamiento en el concreto	$\emptyset = 0.65$

4.3.2.2 RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

Al realizar un preesfuerzo en el elemento estructural, este empieza a trabajar mayormente a compresión lo que permite aprovechar la característica más importante del hormigón que es su alta resistencia a compresión, es por ello que la resistencia de los miembros prefabricados (Pretensados) deben ser fabricados con resistencias mayores a 350 kg/cm², en nuestro medio los miembros prefabricados generalmente están construidos con la resistencia de 350 kg/cm².

Para nuestro estudio se asume una resistencia a compresión del hormigón de 350kg/cm² para los elementos prefabricados y una resistencia de 240 kg/cm² para elementos de hormigón armado.

4.3.2.3 PROTECCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Para los elementos de hormigón armado, los recubrimientos serán los mismos planteados en la sección 4.1.2.3.

Los recubrimientos para los aceros de preesfuerzo en hormigón prefabricado para concretos no expuestos a la intemperie son los siguientes:

Losas, muros, viguetas	30 mm
Vigas, columnas	
Refuerzo principal	40 mm
Estríbos y espirales	25 mm

4.3.3 DISEÑO DE COLUMNAS

Como ya se dijo el diseño de las columnas seguirá los lineamientos establecidos en el código ACI 318-08, por lo que se deberá realizar los diseños conforme a la sección 4.1.3.

4.3.4 DISEÑO DE VIGAS

Para el diseño de vigas se seguirá el código ACI 318-08, ver sección 4.1.4.



4.3.5 DISEÑO DE NUDOS

El diseño de los nudos seguirán los lineamientos establecidos en el código ACI 318-08, por lo que se deberá realizar los diseños conforme a la sección 4.1.5.

4.3.6 DISEÑO DE LOSAS

4.3.6.1 DISEÑO A FLEXIÓN

Como ya se especificó en la sección 3.4.3 el diseño se verificará para cargas de servicio y estados límite.

La hipótesis de Navier es la usada para el diseño de elementos a flexión la cual dice que secciones planas antes de deformarse permanecen planas luego de deformarse.

Verificación al momento de cortar los tensores

Al momento de cortar los cables tensores el código ACI 318-08 sección 18.4.1 propone esfuerzos permisibles en el hormigón:

- Esfuerzo máximo a compresión en extremos de elemento= $0.70 f'c$
- Esfuerzo máximo a compresión no en extremos = $0.60 f'c$
- Esfuerzo máximo a tracción en extremos de elemento = $1.60 \overline{f'c}$
- Esfuerzo máximo a tracción en extremos de elemento = $0.80 \overline{f'c}$

También se verifican los esfuerzos permitidos en el acero de preesfuerzo:

- “Debido a la fuerza del gato de preesforzado $0.94f_{py}$, no mayor que el mínimo entre $0.80f_{pu}$ y máximo recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje”
- “Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo $0.82f_{py}$ pero no mayor que $0.74f_{pu}$ ” (ACI 18.5.1)

f_{pu} =esfuerzo ultimo del acero de preesfuerzo

f_{py} =esfuerzo de fluencia del acero de preesfuerzo

Los esfuerzos en las fibras superiores e inferiores se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S^t}$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_t}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b}$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Donde:

f^t = esfuerzo en la fibra superior

f_b = esfuerzo en la fibra inferior

P_i = fuerza de pretensado inicial

A_c = Área de concreto.

e = excentricidad del cable de preesfuerzo al eje neutro.

c_t = distancia del eje neutro (E.N.) a la fibra extrema superior.

c_b = distancia del E.N. a la fibra extrema inferior.

r^2 = radio de giro al cuadrado

M_D = momento por peso propio

S^t = modulo resistente respecto a la fibra superior I/c_t

S_b = modulo resistente respecto a la fibra inferior I/c_b

Colocación de loseta sobre el sistema de piso.

Los esfuerzos en las fibras superiores e inferiores se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD}}{S^t}$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_t}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_{SD}}{S_b}$$

Donde:

M_{SD} = momento debido a la sobrecarga por la loseta

Dentro del ACI se clasifican a los elementos pretensados en tres clases: clase U, clase T y clase C

- Clase U: $f_t \leq 2.0 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²
- Clase T: $2.0 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²
- Clase C: $f_t > 3.2 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Los elementos clase U son secciones no fisurada, las secciones C son secciones fisuradas y los elementos clase T son secciones intermedias.

Adicionalmente en ACI 18.4.2 se especifican los esfuerzos permisibles en el concreto bajo cargas de servicio:

- Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a cargas permanentes en el tiempo = $0.45 f'_c$
- Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al preesforzado y a todas las cargas = $0.60 f'_c$

Verificación bajo cargas de servicio

Luego de colocarse los sistemas de piso sobre las vigas, se coloca una loseta para el terminado del sistema estructural de piso, esta loseta hace que se forme una nueva sección con diferentes propiedades a la inicial considerada, la cual requiere un nuevo diseño denominado diseño compuesto.

Para asegurar que la viga trabaje junto con la loseta existen limitaciones establecidas por el ACI:

“El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder $\frac{1}{4}$ de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

- a) 8 veces el espesor de la losa, y
- b) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma

Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

- a) $1/12$ de la luz de la viga
- b) 6 veces el espesor de la losa, y
- c) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma”.

Un factor importante para el diseño compuesto es la relación entre módulos de elasticidad ($n=E_i/E_v$) ya que por lo regular la loseta es de menor f'_c que la viga pretensada, por lo tanto se transforma la sección de la loseta y se recalculan los módulos resistentes, y se procede a comprobar los esfuerzos en las fibras extremas superior e inferior.

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \cdot 1 - \frac{ec_t}{r^2} - \frac{M_D + M_{SD}}{S^t} - \frac{M_L}{S'^t}$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \cdot 1 + \frac{ec_t}{r^2} + \frac{M_D + M_{SD}}{S_b} + \frac{M_L}{S'^b}$$



Donde:

M_L= momento por la carga viva

S^t = modulo resistente respecto a la fibra superior de la sección transformada

S'_b = modulo resistente respecto a la fibra inferior de la sección transformada

Diseño mediante resistencia última

Para el análisis a flexión se utilizará el diseño por compatibilidad de deformaciones el cual se encuentra expuesto en el PCI Design Handbook sexta edición.

En este diseño con acero pretensado verificamos si el esfuerzo efectivo f_{se} del acero después de las pérdidas es mayor al $0.5f_{pu}$ o sea al 0.5 del esfuerzo último de resistencia del acero, si esto ocurre comprobamos si el elemento tiene ligazón entre el acero y concreto, y el cálculo se procede de la siguiente manera:

Determinamos el f_{ps} (esfuerzo nominal en el acero pretensado), utilizando el método de compatibilidad de deformaciones:

$$f_{ps} = f_{pu} - 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \omega - \omega'$$

γ_p = factor por tipo de tendón pretensado

(ACI sección 18.7.2)

- $\gamma_p = 0.55$ para f_{py}/f_{pu} no menor de 0.80
 - $\gamma_p = 0.40$ para f_{py}/f_{pu} no menor de 0.85
 - $\gamma_p = 0.28$ para f_{py}/f_{pu} no menor de 0.90

β_1 = factor de resistencia

f_{pu} = Esfuerzo último del acero

f'_c = resistencia del hormigón a los 28 días

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b d_p} \text{ relación de acero de preefuerzo}$$

d_p = distancia del extremo de la fibra a compresión al centroide del acero pretensado

$$\omega = \frac{A_s f_y}{b d f'_c}$$

$$\omega' = \frac{A'_s f_y}{b d f'_c}$$

Autores: Mario Andrés Minga Seminario
Luis Adrián Sigcha Sigcha
Paúl Andrés Villavicencio Fernández



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Luego obtenemos la altura del rectángulo de compresión del miembro mediante la siguiente formula:

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

El área de compresión queda definida por $A_{comp} = ab$

- Si la sección trabaja es una viga T y $a < h_f$ se calcula como si fuera una viga rectangular, pero si no es menor se procede a revisar a

$$A_f = b - b_w \ h_f$$

$$A_w = A_{comp} - A_f$$

$$a = \frac{A_w}{b_w}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\text{Si } \frac{c}{d_t} > 0.375$$

$$\phi = 0.9$$

Si después de esta revisión $a > h_f$ el momento nominal queda de la siguiente manera:

$$M_n = A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d - A'_s f'_s d' - 0.85 f'_c \ A_f \frac{h_f}{2} + A_w \frac{a}{2}$$

Si $a < h_f$:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \ d_p - \frac{a}{2} + A_s f_y \ d - \frac{a}{2} + A'_s f'_s \ \frac{a}{2} - d'$$

Nota: si $f_{se} < 0.5f_{pu}$ se determina f_{ps} por compatibilidad de deformaciones utilizando la figura 4.3.1

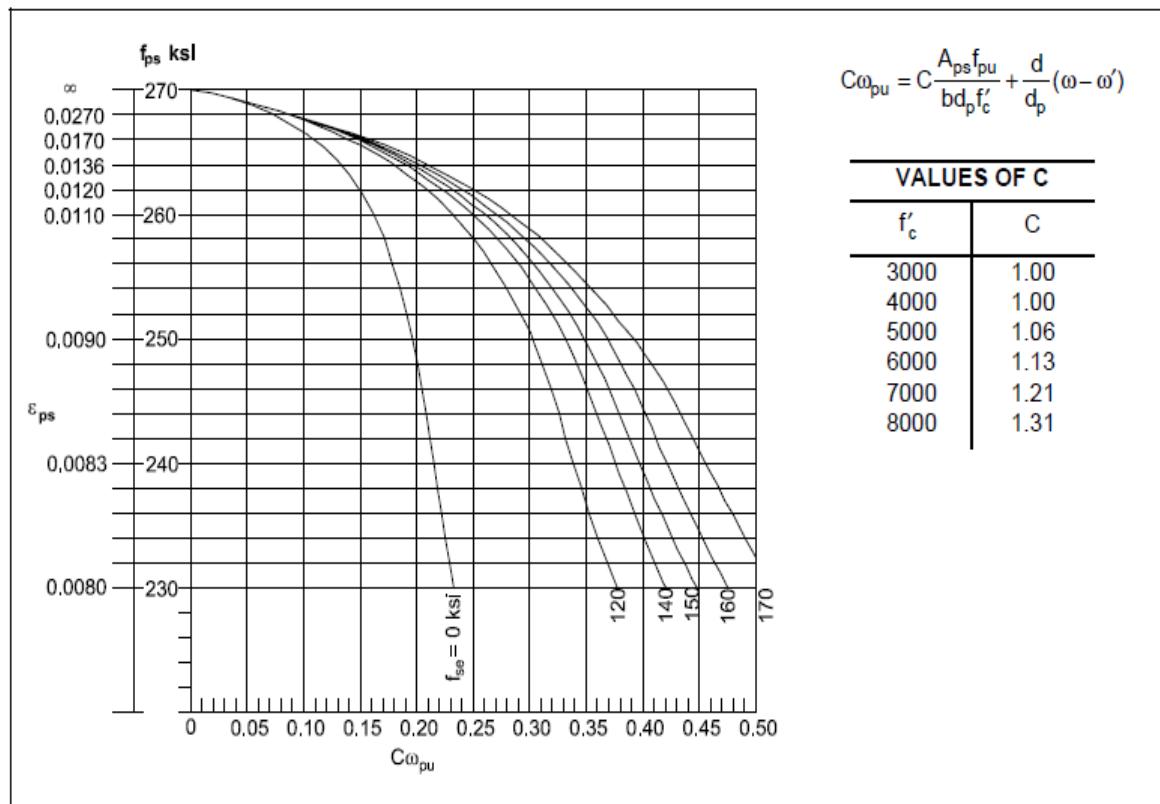


Figura 4.3.1: Determinación de f_{ps}

Limitaciones en el refuerzo

En miembros pretensados el momento nominal M_n debe ser 1.2 veces mayor o igual al momento de agrietamiento M_{cr} esto es asumido para secciones críticas a flexión.

$$M_{cr} = S_{bc} \frac{P}{A} + \frac{P_e}{S_b} + f_r - M_{nc} \frac{S_{bc}}{S_b} - 1$$

M_{nc} = Momento debido al peso propio de la viga, mas cargas muertas antes de aplicar acciones compuestas.

S_b = Módulo de sección respecto a la fibra inferior de la sección prefabricada.

S_b = Módulo de sección respecto a la fibra inferior de la sección compuesta.

f_r = Módulo de ruptura.



4.3.6.2 DISEÑO A CORTANTE

Los elementos pretensados, al estar el hormigón trabajando a compresión en mayor parte, poseen un mejor comportamiento a cortante que el hormigón armado.

El diseño de los elementos pretensados a cortante sigue los mismos lineamientos que el diseño a cortante de elementos de hormigón armado.

La resistencia a corte (kg) del concreto V_c para elementos preeforzados se determina según la siguiente ecuación (ACI 11.4.2):

$$V_c = 0.16 \overline{f'_c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u} b_w d \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Con la condición:

$$0.53 \overline{f'_c} b_w d \leq V_c \leq 1.33 \overline{f'_c} b_w d$$

$$\frac{V_u d_p}{M_u} \leq 1 \text{ donde } M_u \text{ ocurre simultáneamente con } V_u$$

d_p = distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de preefuerzo.

Adicionalmente el código ACI propone fórmulas alternativas para el cálculo de cortante, V_c toma el menor valor de V_{ci} (cortante causante de fisuras flexión-cortante) y V_{cw} (cortante en el alma)

$$V_{ci} = 0.16 \overline{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$
$$M_{cre} = \frac{I}{y_t} (1.6 \overline{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

$$\text{Con } V_{ci} \geq 0.45 \overline{f'_c} b_w d$$

Donde:

V_d = fuerza cortante debido a carga muerta no mayorada

V_i = fuerza cortante mayorada debido a fuerzas que producen M_{max}

M_{cre} = momento q produce fisuración por fricción.

y_t = distancia del centroide a la fibra extrema a tracción.

f_{pe} = esfuerzo de compresión en el hormigón debido al preefuerzo

f_d = esfuerzo debido a carga muerta.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$V_{cw} = \frac{0.93}{f'_c} + 0.3f_{pc} b_w d + V_p$$

Siempre que $d_p \geq 0.8 h$

Donde:

f_{pc} = esfuerzo de compresión en el hormigón en el centroide después de perdidas

V_p = componente vertical de la fuerza efectiva de preesfuerzo si no se tienen cables rectos.

El refuerzo mínimo de acero para corte es: (ACI 11.4.6.3)

$$A_{v\ min} = 0.2 \frac{\overline{f}'c}{f_y} \frac{b_w s}{f_y}$$

Pero no debe ser menor a:

$$3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

Diseño del refuerzo para cortante (ACI 11.4.7)

La fuerza cortante V_s a ser resistida por el acero A_v es:

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset V_c}{\emptyset}$$

Se debe proporcionar un área de acero de refuerzo calculada según:

$$A_v = \frac{V_s s}{d f_y}$$

El espaciamiento no debe ser mayor a $0.75h$ o 60 centímetros

Si $V_s > 1.1 \overline{f}'c b_w d$ las separaciones máximas se reducen a la mitad

Si $V_s < 2.2 \overline{f}'c b_w d$ se previene la formación de grietas.

$\emptyset V_c$ debe considerarse o no igual a cero en las zonas identificadas en ACI 21.5.3.1 según lo especificado en ACI 21.5.4.2

$$A_{v,min} = 0.2 \frac{\overline{f}'c}{f_y} \frac{b_w s}{f_y}$$

Pero:

$$A_{v,min} = \frac{3.5 b_w s}{f_y}$$

4.3.6.3 CONTROL DE DEFLEXIONES

En los elementos pretensados debido al preesfuerzo existe una deflexión inicial que se le conoce como contraflecha.

Se debe tener especial cuidado con las contraflechas (Camber) ya que si estas son muy excesivas no podrían cumplir los requisitos de serviciabilidad

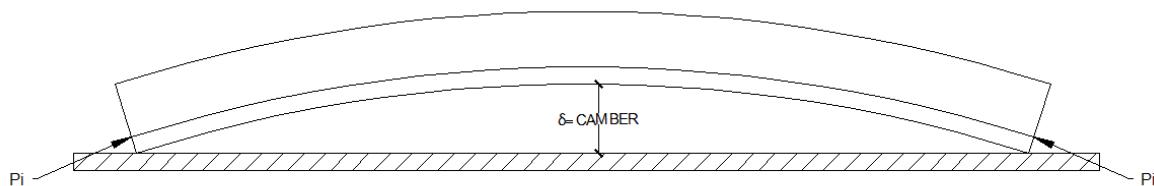


Figura 4.3.2: Deflexión causada por la fuerza de Pretensado (Camber)

El PCI recomienda las siguientes contraflechas:

- Para vigas T y doble T la variación entre el camber de diseño y el medido es +/-1.91cm
- La deflexión máxima permitida para elementos que soporten elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños L/480

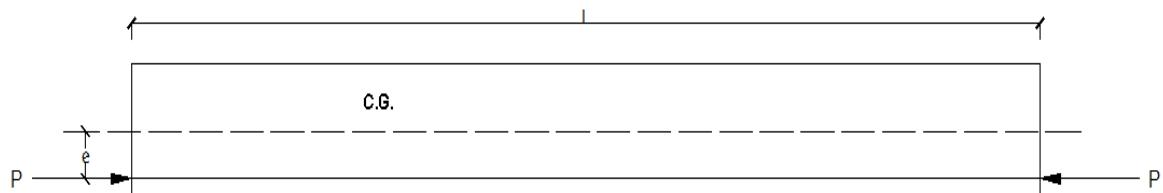


Figura 4.3.3: Excentricidad “e” que produce el Camber.

La contraflecha calculada para los elementos se da por la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{P_e L^2}{8EI}$$

Mientras que la deformación en el sentido vertical se calcula mediante:

$$\delta = \frac{5WL^4}{384EI}$$



5. ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO

5.1 GENERALIDADES

Para la alternativa de diseño en hormigón armado, se cuenta con una amplia posibilidad de selección de sistemas estructurales tanto de entrepiso como de gravedad y cargas laterales.

La utilización de uno u otro sistema dependerá de ciertas condiciones para cada estructura en particular, es por esto que, una vez definidos los edificios Tipo a ser utilizados en este estudio, se procederá en primer lugar a seleccionar un sistema estructural eficiente, para luego proceder al análisis y diseño de dichos edificios.

5.2 SISTEMA DE ENTREPISO

Al hablar de un sistema de entrepiso nos referimos a las losas, las cuales tienen dos funciones principales desde el punto de vista estructural: la primera es transmitir las cargas verticales del piso hacia las vigas o hacia las columnas, y la segunda, relacionada con las cargas laterales, que es la unir la estructura y dar un comportamiento uniforme en cada piso (diafragma horizontal). Cuando se construye una losa de hormigón armado se obtiene generalmente un piso pesado, pero se tienen ventajas como la capacidad de aislamiento de ruidos, seguridad ante posibles incendios y la principal es que el diseñador puede darle la forma que más le convenga en cuanto a resistencia y serviciabilidad.

Por lo general, los sistemas de entrepiso de hormigón armado se clasifican como sistemas en una dirección, que son aquellos en los que el acero de refuerzo principal se distribuye en una sola dirección, y sistemas en dos direcciones, en los que el acero de refuerzo principal se coloca en dos direcciones perpendiculares entre sí. Dentro de esta clasificación se tienen varias alternativas de sistemas de entrepiso, como son:

- Losa en una dirección apoyada sobre vigas.
- Losa en dos direcciones apoyada sobre vigas de borde.
- Losa plana con capiteles de columna, sin vigas.
- Losa plana sin vigas y sin capiteles de columna.
- Losa con viguetas en dos direcciones (losa nervada o de casetones).

A continuación procederemos a describir algunos sistemas de entrepiso que son los más utilizados en nuestro medio:

5.2.1 ENTREPISOS MONOLÍTICOS DE VIGAS (LOSA EN UNA DIRECCIÓN APOYADA EN VIGAS)

Este tipo de entrepiso consta de una serie de vigas secundarias apoyadas en las vigas principales que a su vez se apoyan en las columnas. La losa se ubica sobre las vigas secundarias y el acero de refuerzo de la misma se coloca en dirección perpendicular a las vigas secundarias. De esta manera se tendrá un flujo de carga que irá desde la losa, luego a las vigas secundarias, a las vigas principales y finalmente a las columnas que se encargarán de transmitir estas cargas a la cimentación.

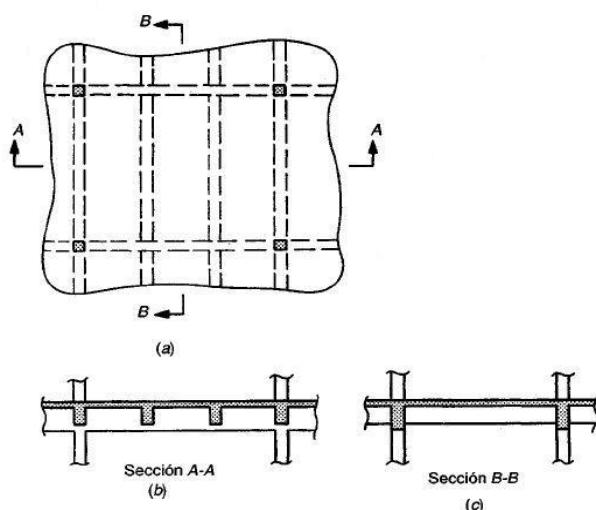


Figura 5.2.1: Sistema entrepiso – Losa en una dirección

En este tipo de losas, se debe escoger un adecuado espaciamiento entre vigas secundarias, esto fundamentándose en consideraciones tanto técnicas como económicas, y según el uso y ocupación que se vaya a dar a la edificación. Al momento de realizar el diseño y a la hora de la construcción, se debe tener especial cuidado en las uniones entre vigas secundarias y principales, así como entre vigas principales y columnas. Es recomendado para luces grandes, en las cuales una de peralte uniforme no es capaz de resistir adecuadamente los esfuerzos a los que estará sometida.

5.2.2 ENTREPISOS CON VIGUETAS EN DOS DIRECCIONES

Son losas armadas en dos direcciones, con un comportamiento semejante a las losas macizas, pero a diferencia de estas las losas con viguetas en dos direcciones son mucho más livianas, ya que se elimina el hormigón que se encuentra a tensión sustituyéndolo por espacios vacíos o en algunos casos por bloques de pómez mucho más livianos que el hormigón; estos espacios vacíos se forman generalmente colocando cajones de acero o de plástico que son



UNIVERSIDAD DE CUENCA

retirados luego de que se endurece la losa. Son también conocidas en nuestro medio como losas nervadas.

Para cargas elevadas, este tipo de entrepiso es el más recomendable debido a su correcto comportamiento, además de su ligereza. Su construcción es un tanto difícil y requiere mayor cantidad de mano de obra pero esto se compensa con el ahorro en peso.

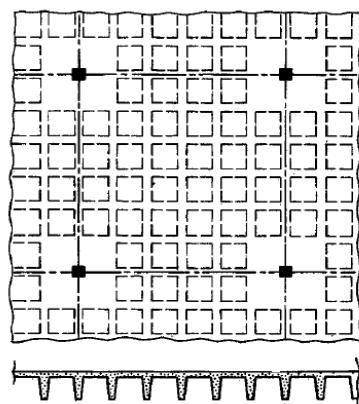


Figura 5.2.2: Sistema entrepiso – Losa nervada

5.2.3 LOSAS PLANAS

Consta únicamente de una losa plana armada en dos direcciones que se apoya directamente sobre las columnas. Este tipo de losas se utilizan cuando se tienen cargas relativamente bajas y luces moderadas. Son más económicas que el resto de sistemas de entrepiso debido a su facilidad de construcción, menor cantidad de mano de obra y tiempos de construcción bajos.

Las losas planas pueden presentar problemas como es la presencia de esfuerzos cortantes muy elevados en zonas cercanas a la columna, o también un comportamiento no adecuado ante cargas laterales, como un sismo, debido a la falta de rigidez del entrepiso.

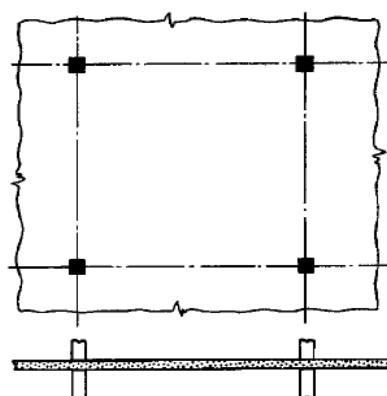


Figura 5.2.3: Sistema entrepiso – Losa plana



5.2.4 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE ENTREPISO A SER UTILIZADO

Como se ha visto, a la hora de seleccionar un sistema de entrepiso en hormigón armado se tienen varias opciones, todas ellas válidas pero limitadas a ciertas condiciones de la obra como son las dimensiones, disponibilidad de materiales, entre otras. Para el presente estudio, se ha seleccionados el sistema de losas con viguetas en dos direcciones o losas nervadas, esto debido a que este tipo de losas se comportan adecuadamente para luces de entre 5 y 8 m, que son las que se utiliza para los edificios tipo, además debido a que generalmente son las más utilizadas por diseñadores y constructores en nuestro medio.

5.3 SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES

5.3.1 5.3.1SISTEMAS DE GRAVEDAD O CARGAS VERTICALES

El sistema de gravedad de un edificio es el encargado de soportar las cargas verticales. Este sistema esta generalmente compuesto por vigas y columnas, las cuales transmiten las cargas hacia la cimentación.

En edificaciones de poca altura el sistema estructural que soporta las cargas verticales es por lo general suficiente para resistir también las cargas laterales, pero a medida que se incrementa la altura del edificio se requieren modificaciones al sistema estructural para poder soportar estas cargas laterales, tanto así que para edificios muy altos la elección del sistema estructural más apropiado depende casi exclusivamente de la magnitud de las cargas laterales.

5.3.2 SISTEMAS PARA CARGAS LATERALES

El sistema de cargas laterales de un edificio es el encargado de resistir las cargas laterales de viento o sismo, las cuales son más importantes a medida que aumenta la altura del edificio

5.3.3 ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES

Existen algunos sistemas estructurales que son aplicados para resistir las cargas verticales y laterales que actúan sobre un edificio, entre las principales tenemos:

5.3.3.1 PÓRTICOS RÍGIDOS

Los pórticos son estructuras cuyo comportamiento está gobernado por la flexión. Están conformados por la unión rígida de vigas y columnas. Es una de las formas más populares en la construcción de estructuras de concreto reforzado para edificaciones debido a que este sistema sirve tanto para resistir

las cargas verticales como las horizontales. Dada su característica de resistir las cargas laterales por flexión de sus miembros, su rigidez se ve disminuida especialmente cuando las luces o claros son considerables, esto trae como consecuencia que los pórticos no sean muy eficientes en edificios altos, ya que a medida que se incrementa el número de pisos, se deberá también aumentar las dimensiones de las vigas y las columnas para que la estructura cuente con la resistencia y rigidez adecuadas, obteniendo así estructuras pesadas y con un espacio disponible reducido.

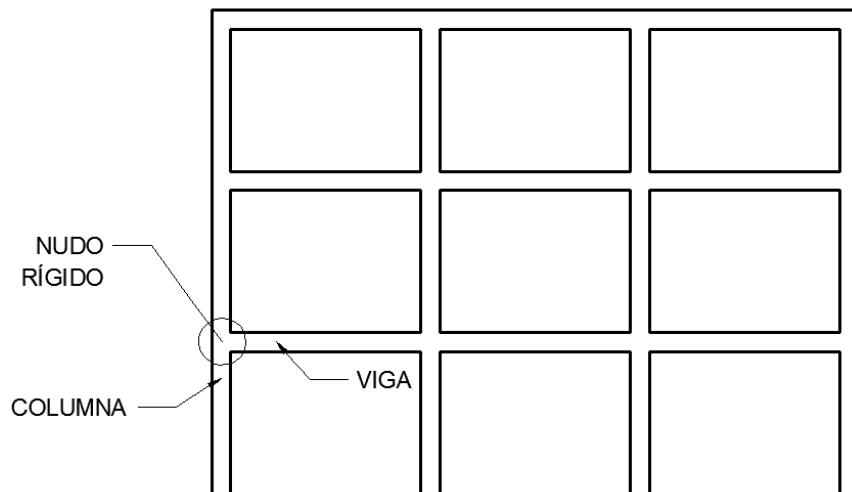


Figura 5.3.1: Elevación Sistema de pórticos rígidos

5.3.3.2 MUROS ESTRUCTURALES O DE CORTANTE

Cuando la resistencia del pórtico rígido no es suficiente para absorber las cargas laterales, que se presentan en edificios altos o en zonas de alto riesgo sísmico, se utilizan muros estructurales de concreto reforzado llamados también muros de cortante. Estos muros de cortante se comportan como vigas en voladizo empotradas en su base y están sujetos a: una fuerza cortante variable que tiene su máximo valor en la base, un momento flector, y una compresión vertical causada por las cargas verticales del edificio. Para muros con una relación altura-longitud baja los esfuerzos cortantes son los críticos, mientras que para muros altos la flexión domina las condiciones de diseño.

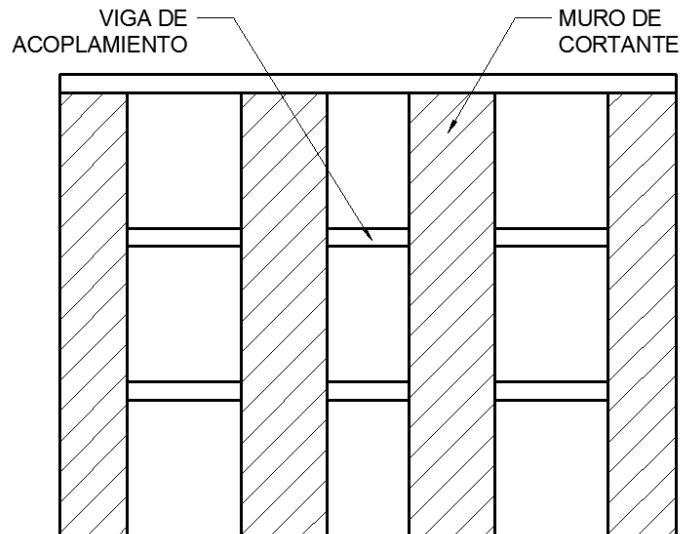


Figura 5.3.2: Elevación Sistema de muros de cortante

5.3.3.3 SISTEMAS DUALES

Cuando se tienen cargas laterales elevadas, se puede también utilizar los pórticos rígidos con todas sus ventajas pero incrementando su resistencia ligándolos a uno o varios muros de cortante. De esta manera los muros absorben casi la totalidad de las cargas laterales, mientras que los pórticos soportan casi exclusivamente las cargas verticales.

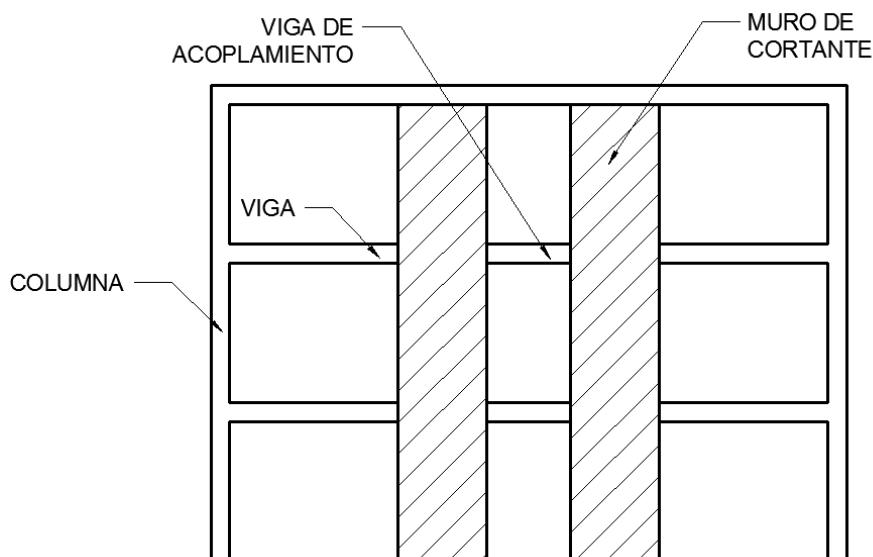


Figura 5.3.3: Elevación Sistema dual



5.3.4 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES A SER UTILIZADO

Para este estudio, se ha decidido seleccionar el sistema de gravedad y cargas laterales de Pórticos Rígidos, esto debido a que los edificios Tipo seleccionados son edificios regulares tanto en planta como en elevación, lo cual hace que los efectos de las cargas laterales no sean críticos a la hora del diseño, es decir no se darán problemas en cuanto a derivas. Otro aspecto que nos lleva a seleccionar este sistema es el hecho de tener cargas axiales no muy elevadas en las columnas o muros, debido a que la carga de utilización es relativamente baja y las luces son entre bajas y medianas. Cabe mencionar sin embargo que para edificios de alturas significativas, sistemas duales o sistemas a base de muros de cortante son generalmente necesarios.

5.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES

5.4.1.1 GENERALIDADES

El análisis estructural de los edificios en la alternativa de hormigón armado se realiza mediante modelos tridimensionales de los edificios en el programa ETABS Versión 9.7.2.

5.4.1.2 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Definición de materiales

Se debe definir las propiedades de los materiales que serán utilizados en el análisis estructural del edificio, para la alternativa en hormigón armado se definen dos materiales:

Hormigón

Tabla 5.4.1: Propiedades del hormigón para la alternativa en hormigón armado

Peso específico	γh	2400	kg/m ³
Resistencia a la compresión	$f'c$	240	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	240000	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.20	



Acero de refuerzo

Tabla 5.4.2: Propiedades del acero de refuerzo para la alternativa en hormigón armado

Peso específico	γ_a	7850	kg/m ³
Límite de fluencia	f_y	4200	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	2000000	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.30	

Definición de secciones

Vigas

Para el modelamiento de las vigas se utilizan elementos tipo *Beam*. Estos elementos tienen secciones rectangulares y sus dimensiones deben ser definidas de tal manera que soporten adecuadamente las fuerzas a las cuales estarán sometidas. Para las vigas se debe considerar la inercia de la sección agrietada, para lo cual se aplica un factor de modificación de inercia de 0.5.

Columnas

Para las columnas se definen elementos tipo *Column*, con secciones cuadradas, cuyas dimensiones deberán cumplir los requisitos mínimos especificados en el reglamento correspondiente y deberán resistir adecuadamente las fuerzas a las que se encuentran sometidas. Para considerar la inercia agrietada de las secciones de las columnas, se aplicó un factor de modificación de inercia de 0.8.

Losas

Las losas se modelan mediante elementos tipo *Shell*, estos elementos simularán el comportamiento monolítico entre la losa y las vigas. Debido a que el programa ETABS no permite el modelamiento de losas nervadas, que son las que se está utilizando, se debe definir una losa plana, la cual deberá generar los efectos que generaría la losa nervada correspondiente, para esto, se proporciona un espesor equivalente a la losa plana de manera que tenga la misma inercia que la losa nervada correspondiente, mientras que para lograr un peso equivalente se utilizan modificadores de peso.

Además, como simplificación, en el modelo se asigna a todas las losas de un mismo piso, un diafragma rígido, de manera que todos los puntos de un mismo piso se encuentren unidos tal como sucedería en el caso de un edificio en la realidad.



5.4.1.3 APLICACIÓN DE CARGAS

Las cargas se aplican al modelo estructural con los valores definidos en el Capítulo 3 y según los siguientes criterios:

Cargas de gravedad

Las cargas de gravedad (Carga viva de piso, Carga viva de cubierta, Sobrecarga muerta y Carga de paredes) se aplican sobre las losas del edificio como cargas verticales distribuidas por unidad de área.

Carga de viento

La carga de viento se aplica al modelo como una carga distribuida por unidad de área vertical en los costados del edificio.

Carga sísmica

Para la aplicación de la carga sísmica se define una función de Espectro de Respuesta, la misma que ha sido determinada para el presente estudio según los parámetros especificados en el Capítulo 3.

Se debe comprobar que el cortante generado en la base del edificio debido a la aplicación de la Carga Sísmica con el Espectro de Respuesta, sea por lo menos igual al 80% del cortante generado por la aplicación de la Carga Sísmica calculada mediante el Método Estático, para cumplir este requerimiento se tiene que multiplicar al Espectro de Respuesta por un factor de mayoración de manera que el cortante generado en la base se incremente hasta el valor requerido, este factor de mayoración tendrá valores mayores a 1.

5.4.1.4 REVISIONES DEL COMPORTAMIENTO GLOBAL

Antes de proceder al diseño estructural de los elementos del edificio, se debe revisar que ciertos parámetros del comportamiento global del mismo se encuentren cumpliendo con lo especificado en las normativas. Estos parámetros son:

- Las derivas de piso deben estar dentro de los límites permitidos. En caso de no cumplir este requisito se deberá modificar la geometría de los elementos de manera que se proporcione más rigidez a la estructura.
- La participación de las masas del edificio debe ser al menos la mínima especificada en el reglamento, para conseguir esto se debe considerar en el análisis dinámico un número adecuado de modos de vibración.
- El valor de la fuerza cortante en la base del edificio obtenida mediante el análisis dinámico debe cumplir con el valor mínimo establecido, este valor



mínimo se calcula en base a la fuerza cortante obtenida aplicando el método estático.

Nota: Los valores permisibles para los parámetros mencionados, así como la manera de determinarlos, se encuentra detallada en el numeral 3.2.3.

5.4.1.5 FUERZAS DE DISEÑO

Luego de modelar, aplicar las cargas y combinaciones de carga correspondientes y revisar que el comportamiento global del edificio se encuentre correcto, se deberán tomar del programa ETABS las fuerzas para realizar el diseño de los elementos estructurales, estas fuerzas son:

Para vigas

Para el diseño estructural de las vigas se debe considerar:

- a) La flexión con respecto al eje principal, es decir el momento M33 máximo generado por las combinaciones de carga, el valor de este momento determinará el acero de refuerzo longitudinal que se debe colocar en cada viga.
- b) La fuerza de corte V22, la misma que se deberá comparar con la fuerza cortante generada por las resistencias a flexión máximas probables en los extremos del elemento, la mayor de estas determinará la cantidad de acero en forma de estribos que deberá ser colocada.

Para columnas

Las fuerzas consideradas para el diseño de las columnas son:

- a) La flexión con respecto a los dos ejes principales de la sección, es decir los momentos M22 y M33.
- b) La fuerza axial presente en la columna.
- c) Las fuerzas de corte V22 y V33, las mismas que se deberán comparar con las fuerzas cortantes generadas por las resistencias a flexión máximas probables en los extremos del elemento, la mayor de estas determinará la cantidad de acero en forma de estribos que deberá ser colocada.

Nota: Para el diseño estructural de las columnas se deberá considerar a la carga axial y la flexión actuando simultáneamente, lo cual genera la flexocompresión biaxial, la columna tendrá que ser dimensionada y reforzada de manera que se soporte adecuadamente este efecto.



Para losas

Los esfuerzos generados en las losas no se obtienen del análisis estructural en el programa ETABS, sino que se realiza un análisis más preciso de las losas, utilizando el programa SAFE, y el procedimiento se detalla en el numeral 4.4.2.

5.4.1.6 RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Cargas aplicadas

Los edificios tipo para la alternativa en hormigón armado han sido analizados para las siguientes cargas:

Tabla 5.4.3: Cargas de diseño Edificios tipo – Alternativa en Hormigón Armado

CARGAS DE GRAVEDAD		
CARGAS DE PISO		
CARGA VIVA	200	kg/m ²
SOBRECARGA MUERTA	100	kg/m ²
CARGA DE PAREDES	250	kg/m ²

CARGAS DE CUBIERTA		
CARGA VIVA	100	kg/m ²
SOBRECARGA MUERTA	50	kg/m ²

CARGA DE VIENTO		
PRESIÓN VIENTO	50	kg/m ²

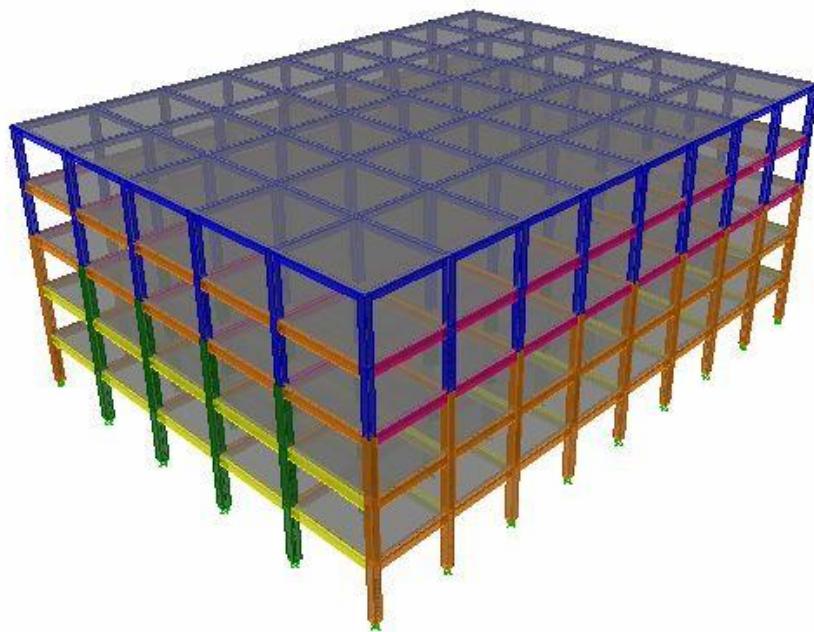
Modelos estructurales

Figura 5.4.1: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 5 Pisos

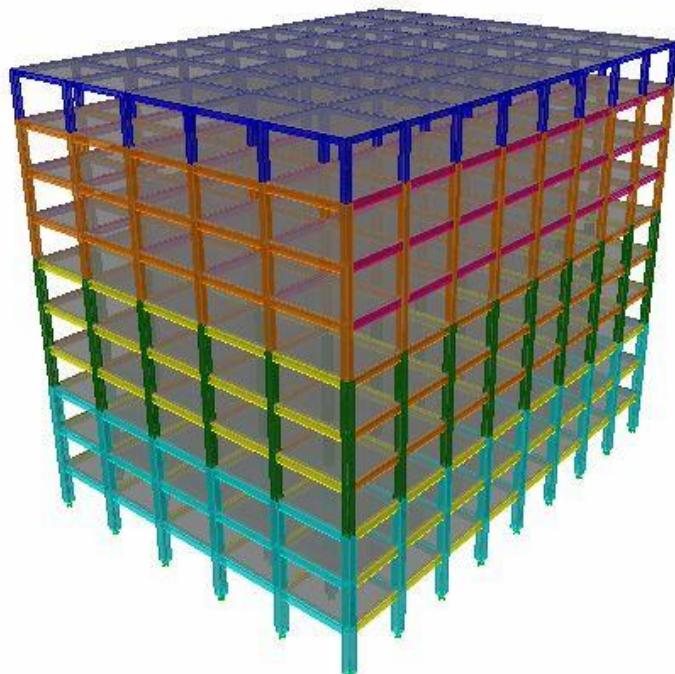


Figura 5.4.2: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 10 Pisos

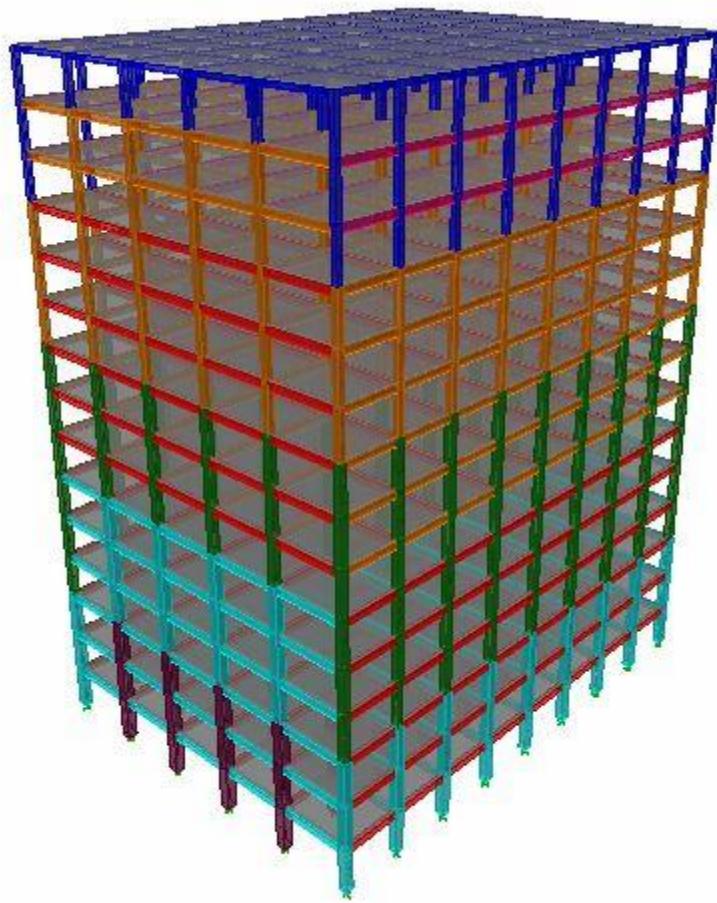


Figura 5.4.3: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 15 Pisos

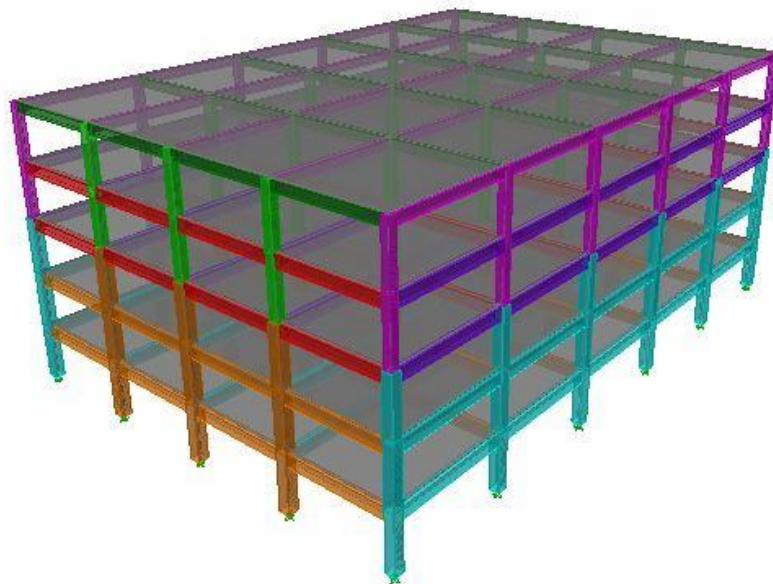


Figura 5.4.4: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 5 Pisos

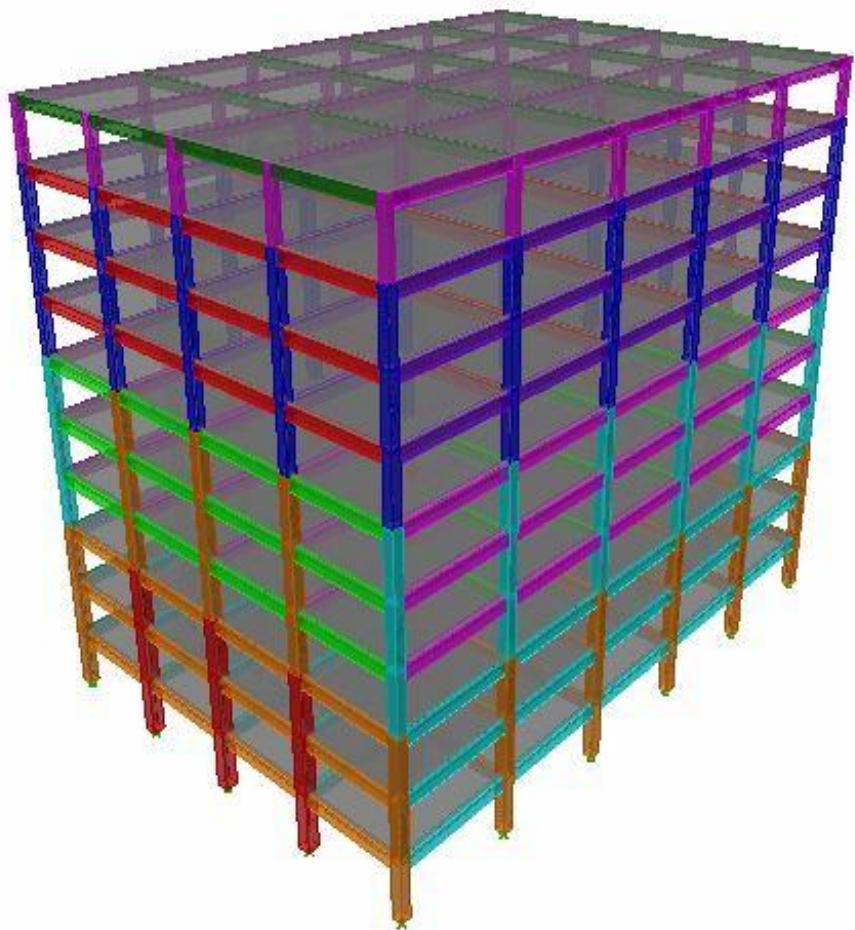


Figura 5.4.5: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 10 Pisos

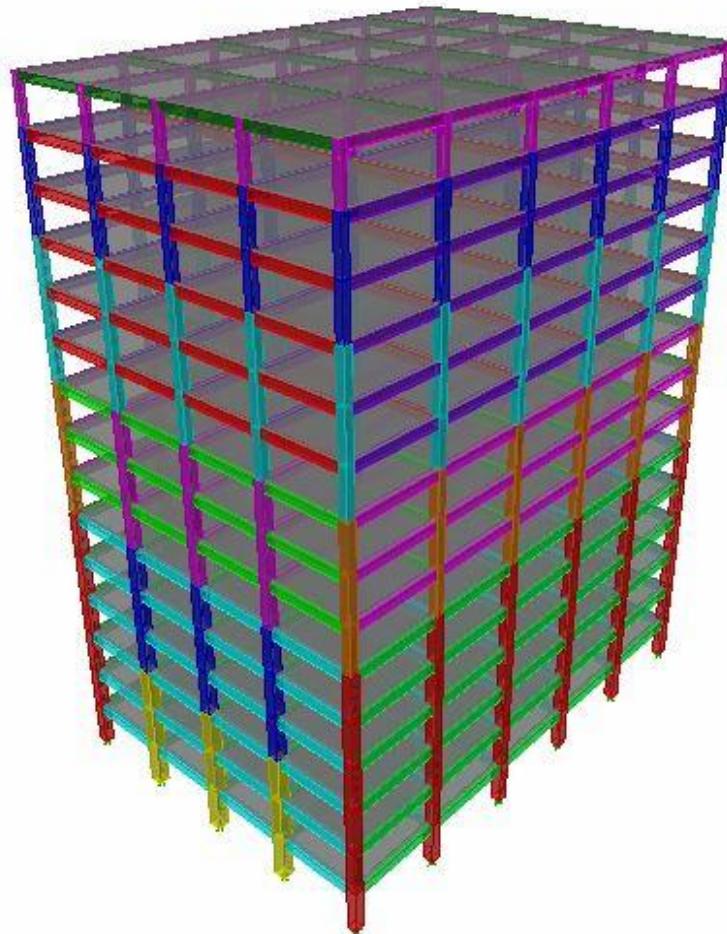


Figura 5.4.6: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 15 Pisos

Resumen de parámetros de comportamiento global

Los resultados de los parámetros generales obtenidos del análisis estructural se resumen en la Tabla 5.4.4:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 5.4.4: Resumen del comportamiento global – Edificios tipo en Hormigón Armado

UNID AD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2			
	5 PISO S	10 PISOS	15 PISOS	5 PISO S	10 PISOS	15 PISOS	
CARGA SÍSMICA							
PERIODO MÁXIMO DE LA ESTRUCTURA	s	0.80	1.50	2.16	0.80	1.50	2.16
COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN ESPECTRO DIRECCIÓN X		1.47	1.49	1.53	1.39	1.44	1.43
COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN ESPECTRO DIRECCIÓN Y		1.52	1.54	1.59	1.39	1.45	1.53
DERIVAS DE PISO							
DIRECCIÓN X	%	1.42	1.50	1.51	1.31	1.48	1.35
DIRECCIÓN Y	%	1.56	1.70	1.78	1.39	1.64	1.90
PARTICIPACIÓN DE MASAS							
NUMERO MODOS PARA EL ANÁLISIS		10	10	10	10	10	10
PARTICIPACIÓN MASAS DIRECCIÓN X	%	98	95	94	99	96	94
PARTICIPACIÓN MASAS DIRECCIÓN Y	%	99	97	96	98	97	96
PERIODOS							
PERIODO FUNDAMENTAL DIRECCIÓN X	s	1.27	2.42	3.59	1.20	2.38	3.30
PERIODO FUNDAMENTAL DIRECCIÓN Y	s	1.32	2.55	3.80	1.20	2.39	3.56
PERIODO FUNDAMENTAL TORSIONAL	s	1.18	2.23	3.32	1.04	2.07	2.95
CORTANTE EN LA BASE							
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO (RESISTENCIA)	kg	58500 0	678000	737000	59900 0	686000	751000
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO (DERIVAS)	kg	35600 0	399000	419000	40100 0	430000	456000
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN X (RESISTENCIA)	kg	46800 0	548000	589000	48100 0	547000	609000
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN Y	kg	46700 0	539000	589000	48000 0	550000	618000



UNIVERSIDAD DE CUENCA

(RESISTENCIA)								
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN X (DERIVAS)	kg	31700 0	367000	385000	34500 0	380000	427000	
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN Y (DERIVAS)	kg	30700 0	351000	369000	34400 0	379000	404000	
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO X (RESISTENCIA)	%	80	81	80	80	80	81	
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO Y (RESISTENCIA)	%	80	80	80	80	80	82	
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO X (DERIVAS)	%	89	92	92	86	88	94	
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO Y (DERIVAS)	%	86	88	88	86	88	89	

5.4.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE ENTREPISO

5.4.2.1 GENERALIDADES

El modelamiento estructural de las losas se realizó en el programa de cálculo estructural SAFE Versión 12.3.0, el cual nos da la posibilidad de realizar un análisis bastante preciso debido a las múltiples posibilidades de modelamiento de losas en lo que a geometría se refiere.

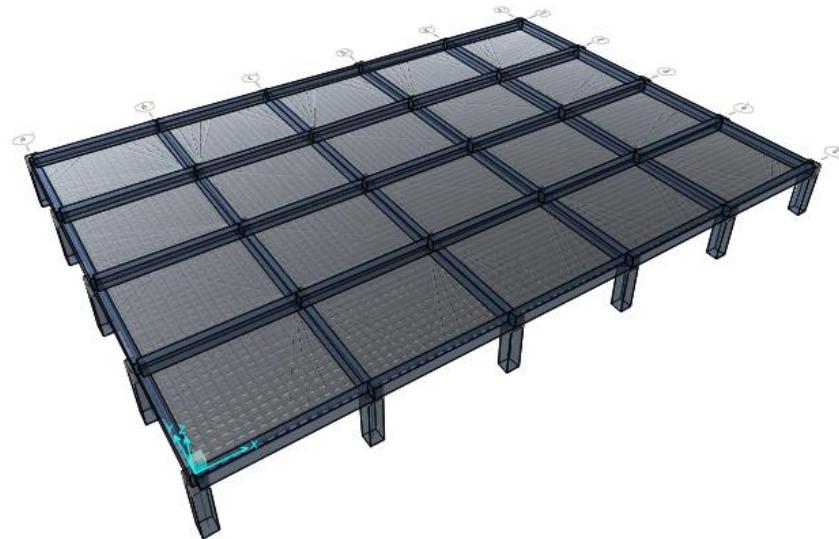


Figura 5.4.7: Modelo estructural SAFE – Losa 5 x 6 m

5.4.2.2 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Definición de materiales

Se debe definir las propiedades de los materiales que serán utilizados en el análisis estructural del sistema de entrepiso. Para la alternativa en hormigón armado, se utilizan los mismos materiales que para el sistema de gravedad y cargas laterales (Tablas 5.4.1 y 5.4.2)

Definición de secciones

Según lo determinado en la sección 4.2, se utilizará un sistema de entrepiso que consta de una losa nervada apoyada sobre las vigas principales, los nervios serán de 10 cm de espesor y de un peralte variable, según los requerimientos del análisis, estarán separados 50 cm entre si y se extenderán en las dos direcciones perpendiculares entre si. Sobre los nervios se colocará una loseta de 5 cm de hormigón. Esta losa se modela en el programa SAFE con todas las propiedades geométricas descritas.

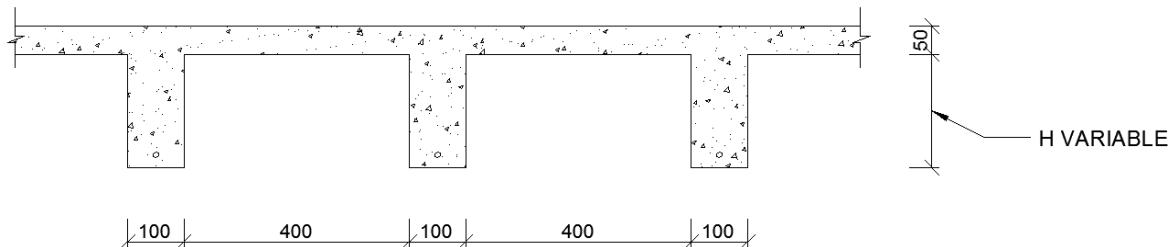


Figura 5.4.8: Sección losa nervada

5.4.2.3 APLICACIÓN DE CARGAS

Las cargas se aplican al modelo estructural del sistema de piso con los valores definidos en el Capítulo 3 y según los siguientes criterios:

Cargas de gravedad

Las cargas de gravedad (Carga viva de piso, Carga viva de cubierta, Sobrecarga muerta y Carga de paredes) se aplican directamente sobre la losa como cargas verticales distribuidas por unidad de área.

Carga sísmica

La carga sísmica aplicada a la losa es la misma que la que se aplica al sistema de gravedad y cargas laterales, es decir se aplica el mismo espectro de respuesta sísmica, esto debido a que al considerar que la losa trabaja de forma monolítica con las vigas, esta también se verá sometida a esfuerzos inducidos por la carga sísmica, sin embargo como se verá en el diseño, esta carga sísmica genera fuerzas bajas en relación a las cargas de gravedad. Para aplicar esta carga es necesario exportarla del modelo ETABS y luego importarla en el programa SAFE, con lo cual se consigue aplicar los efectos de la carga sísmica sobre la losa.

5.4.2.4 FUERZAS DE DISEÑO

Luego de modelar, aplicar las cargas y combinaciones de carga correspondientes y revisar que la deformación se encuentre dentro de los límites permitidos, se deberán tomar del programa SAFE las fuerzas para realizar el diseño de los elementos estructurales, estas fuerzas son:

- La flexión en la dirección longitudinal (eje X) y la flexión en la dirección transversal (eje Y), los valor de estos momentos determinarán el acero de refuerzo longitudinal que se debe colocar en cada dirección.
- La fuerza de corte en generada en la losa, en su dirección principal.



5.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO

5.5.1 GENERALIDADES

El diseño estructural de los elementos de los edificios Tipo se realiza conforme a los procedimientos detallados en la sección 3.4.2. Por claridad en esta sección se muestran únicamente los resultados obtenidos.

5.5.2 RESULTADOS DEL DISEÑO

Tabla 5.5.1: Resumen de cantidades para alternativa en Hormigón Armado

UNIDAD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS
HORMIGÓN						
COLUMNAS	m ³	198	491	924	174	401
VIGAS	m ³	323	719	1131	398	881
LOSAS	m ³	732	1464	2196	784	1568
TOTAL	m³	1253	2674	4251	1356	2850
ACERO DE REFUERZO						
COLUMNAS	kg	38976	93765	169199	30305	75882
VIGAS	kg	43997	105038	175990	50283	117000
LOSAS	kg	69164	138328	207492	88906	177813
TOTAL	kg	152137	337131	552681	169494	370695
660476						

Tabla 5.5.2: Resumen de cantidades por unidad de área para alternativa en Hormigón Armado

UNIDAD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS
HORMIGÓN						
COLUMNAS	m ³ /m ²	0.03	0.04	0.05	0.03	0.04
VIGAS	m ³ /m ²	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08
LOSAS	m ³ /m ²	0.12	0.12	0.12	0.14	0.14
TOTAL	m³/m²	0.21	0.22	0.24	0.24	0.25
0.27						
ACERO DE REFUERZO						
COLUMNAS	kg/m ²	6.50	7.81	9.40	5.41	6.78
VIGAS	kg/m ²	7.33	8.75	9.78	8.98	10.45
LOSAS	kg/m ²	11.53	11.53	11.53	15.88	15.88
TOTAL	kg/m²	25.36	28.09	30.70	30.27	33.10
39.31						



5.5.2.1 EDIFICIO 1 CON 5 PISOS

Columnas

Tabla 5.5.3: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 5 Pisos

TIPO DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNAS (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNAS (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	9	3.25	702	29	6317
C2	45	3.75	726	169	32659
			TOTAL:	198	38976

Vigas

Tabla 5.5.4: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 5 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	76	11943
PISO 2	76	10782
PISO 3	64	8833
PISO 4	65	7405
PISO 5	41	5035
TOTAL:	323	43997

Losas

Tabla 5.5.5: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 5 Pisos

	ÁREA (m ²)	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	ACERO REFUERZO (kg)	MALLA ELECTRO SOLDADA (m ²)
LOSA TIPO 1	6000	732	59136	6000



5.5.2.2 EDIFICIO 1 CON 10 PISOS

Columnas

Tabla 5.5.6: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 10 Pisos

TIPO DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNAS (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNAS (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	54	9.09	1736	491	93765
			TOTAL:	491	93765

Vigas

Tabla 5.5.7: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 10 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	86	13770
PISO 2	86	13621
PISO 3	86	13164
PISO 4	76	12045
PISO 5	76	11433
PISO 6	76	10589
PISO 7	65	9428
PISO 8	65	8591
PISO 9	65	7282
PISO 10	41	5115
TOTAL:	719	105038

Losas

Tabla 5.5.8: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 10 Pisos

	ÁREA (m ²)	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	ACERO REFUERZO (kg)	MALLA ELECTRO SOLDADA (m ²)
LOSA TIPO 1	12000	1464	118272	12000



5.5.2.3 EDIFICIO 1 CON 15 PISOS

Columnas

Tabla 5.5.9: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 15 Pisos

TIPO DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNAS (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNAS (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	9	14.60	2737	131	24630
C2	45	17.62	3213	793	144570
			TOTAL:	924	169199

Vigas

Tabla 5.5.10: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 15 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	83	15747
PISO 2	83	16158
PISO 3	83	15655
PISO 4	85	14729
PISO 5	85	14013
PISO 6	85	13617
PISO 7	75	12595
PISO 8	75	12009
PISO 9	75	11454
PISO 10	76	10695
PISO 11	76	9975
PISO 12	76	9299
PISO 13	65	7765
PISO 14	65	7185
PISO 15	41	5090
TOTAL:	1131	175990



Losas

Tabla 5.5.11: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 15 Pisos

	ÁREA (m ²)	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	ACERO REFUERZO (kg)	MALLA ELECTRO SOLDADA (m ²)
LOSA TIPO 1	18000	2196	177408	18000

5.5.2.4 EDIFICIO 2 CON 5 PISOS

Columnas

Tabla 5.5.12: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 5 Pisos

TIPO DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNA (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNA (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	12	5.20	889	62	10671
C2	18	6.19	1091	111	19634
TOTAL:				174	30305

Vigas

Tabla 5.5.13: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 5 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	89	12531
PISO 2	89	11943
PISO 3	83	10674
PISO 4	84	9497
PISO 5	53	5638
TOTAL:	398	50283

Losas

Tabla 5.5.14: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 5 Pisos

	ÁREA (m ²)	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	ACERO REFUERZO (kg)	MALLA ELECTRO SOLDADA (m ²)
LOSA TIPO 2	5600	784	79547	5600



5.5.2.5 EDIFICIO 2 CON 10 PISOS

Columnas

Tabla 5.5.15: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 10 Pisos

TIPO DE COLUMNA	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNA (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNA (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	12	12.10	2073	145	24878
C2	18	14.23	2834	256	51004
TOTAL:				401	75882

Vigas

Tabla 5.5.16: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 10 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	88	14587
PISO 2	88	14333
PISO 3	88	13680
PISO 4	105	13685
PISO 5	105	13011
PISO 6	105	12189
PISO 7	84	11045
PISO 8	84	10117
PISO 9	84	9296
PISO 10	53	5057
TOTAL:	881	117000

Losas

Tabla 5.5.17: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 10 Pisos

	ÁREA (m ²)	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	ACERO REFUERZO (kg)	MALLA ELECTRO SOLDADA (m ²)
LOSA TIPO 2	11200	1568	159094	11200



5.5.2.6 EDIFICIO 2 CON 15 PISOS

Columnas

Tabla 5.5.18: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 15 Pisos

TIPO DE COLUMNA	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNA (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNA (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	12	22.86	4758	274	57093
C2	18	26.98	8083	486	145488
TOTAL:				760	202581

Vigas

Tabla 5.5.19: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 15 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	109	16057
PISO 2	109	16120
PISO 3	109	15798
PISO 4	110	15180
PISO 5	110	14813
PISO 6	110	14417
PISO 7	104	13858
PISO 8	104	13559
PISO 9	104	13167
PISO 10	83	11947
PISO 11	83	11607
PISO 12	83	10727
PISO 13	84	9941
PISO 14	84	9013
PISO 15	53	4972
TOTAL:	1438	191176



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Losas

Tabla 5.5.20: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 15 Pisos

LOSA	TIPO	ÁREA (m ²)	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	ACERO REFUERZO (kg)	MALLA ELECTRO SOLDADA (m ²)
2		16800	2352	238641	16800

6. ALTERNATIVA EN ACERO ESTRUCTURAL

6.1 GENERALIDADES

Para la determinación de los sistemas estructurales a utilizar en la alternativa de acero estructural, se cuenta con la ayuda de códigos y manuales, en el presente estudio utilizaremos como guía la tabla 12.2.1 que trae consigo el manual ASCE 7-05 de la American Society of Civil Engineers (ASCE, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles) que hace referencia a los requerimientos para el diseño sísmico de estructuras.

Además para la selección de un sistema estructural u otro se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Arquitectura
- Zona de implantación del proyecto
- Utilización de la estructura
- Presupuesto para la estructura

6.2 SISTEMA DE ENTREPISO

Para el sistema de pisos se utilizará un sistema de vigas principales y vigas secundarias sobre las cuales irá placa colaborante metálica, sobre la cual se colocará una capa de hormigón que formará la losa.

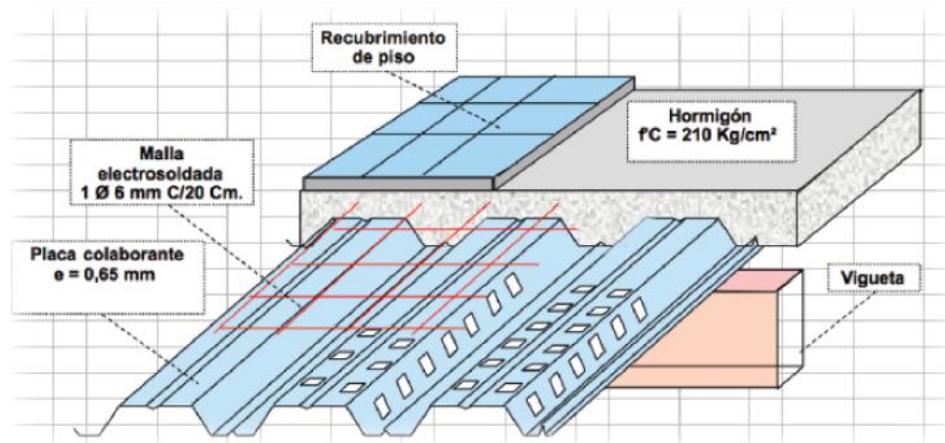


Figura 6.2.1: Diagrama de losa con placa colaborante²⁵

²⁵ Imagen tomada de Manual Técnico de Placa Colaborante de Tugalt

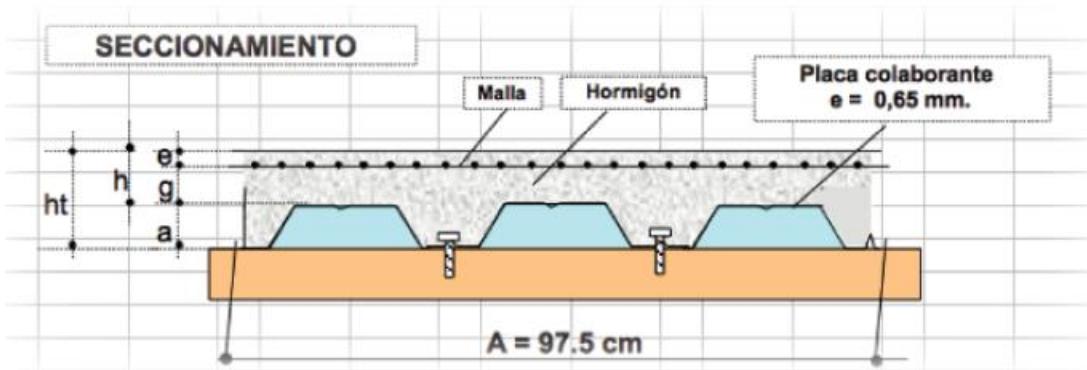


Figura 6.2.2: Sección transversal para colocación de placa colaborante²⁶

La placa colaborante tiene una forma e indentaciones tales que permite que trabaje conjuntamente con el hormigón, sirviendo tanto de encofrado durante la construcción, como de refuerzo para momento positivo en el elemento de losa compuesta. Conectores de cortante pueden ser usados sobre las vigas de acero, de manera que la viga y losa trabajen como un solo elemento compuesto, para resistir la flexión.

De manera conservativa para el diseño del sistema de piso, no se considera que trabajen conjuntamente la losa con la viga de acero, esto debido a que en nuestro medio no se encuentra extendido el uso de los conectores de cortante, debido en parte a la baja disponibilidad comercial de estos.

6.2.1 METODOLOGÍA DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE LOSAS CON PLACA COLABORANTE

Para el cálculo de las losas utilizando placa colaborante cada fabricante proporciona ayudas de diseño y especificaciones para cada tipo de placa colaborante. En general el procedimiento es el mismo, las variables que intervienen en el diseño de este tipo de losas son:

- Carga.
- Espesor de la placa colaborante.
- Distancia entre apoyos (sin apuntalamiento).
- Espesor de la losa.

Primero de selecciona un espesor de la placa colaborante y un espesor de hormigón, en base a este y al tipo de apoyo se obtiene la separación máxima.

Para determinar la capacidad se presentan tablas, donde con la separación entre apoyos, espesor de la placa y espesor de la losa, se obtiene la carga por unidad de área que soporta la losa.

²⁶ Imagen tomada de Manual Técnico de Placa Colaborante de Tugalt



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En el presente estudio se utilizara una losa con placa colaborante con las siguientes características:

- Placa Colaborante espesor de 0.75mm.
- Altura total de losa incluyendo el hormigón: 100mm
- Malla electrosoldada 1Φ6@200mm
- Resistencia del hormigón: $f'_c=210\text{kg/cm}^2$
- Espaciamiento entre vigas secundarias menor a 1.70m

La malla colocada (1Φ6@200mm) corresponde a una cuantía de 0.0018 que es el mínimo para losas para contrarrestar los efectos de contracción y temperatura.

De acuerdo a varios catálogos analizados la resistencia para esta losa estaría entre los 1200 a 1500 kg/m², lo cual resulta suficiente para los requerimientos que tendrán las estructuras.

6.3 SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES

6.3.1 SISTEMAS PARA CARGAS DE GRAVEDAD

Las cargas de gravedad, que son producto de la acción de las cargas vivas y cargas muertas son transmitidas hacia la losa, esta a su vez transmite las cargas hacia las vigas secundarias que se encuentran simplemente apoyadas (transmiten únicamente esfuerzo cortante) en las vigas principales sismo-resistentes que forman parte del sistema lateral.

Para las vigas, será necesario considerar además de la resistencia, que tengan buenas condiciones de servicio, es decir que las deflexiones estén dentro de lo permitido, que la frecuencias de las vigas estén lo suficientemente altas para no causar vibraciones indeseables durante la utilización.

6.3.2 SISTEMAS PARA CARGAS LATERALES

Actualmente existen muchas alternativas al momento de proyectar una estructura, la selección del sistema estructural dependerá de la altura del edificio, la arquitectura, el presupuesto, entre otros. En el Ecuador para los edificios que tienen alturas comprendidas entre el rango analizado en este estudio se ha visto que un altísimo porcentaje son proyectados con pórticos especiales resistentes a momento, a continuación se dará una breve introducción este sistema estructural muy utilizado.

6.3.3 ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES

Para la alternativa en acero estructural existen varias alternativas para el sistema de gravedad y cargas laterales, a continuación se presenta una breve descripción de los principales:



6.3.3.1 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (MRF POR LAS SIGLAS EN INGLES DE MOMENT RESISTING FRAMES)

Es un sistema estructural con una estructura espacial esencialmente completa que proporciona soporte a las cargas por gravedad. Los pórticos resistentes a momentos proporcionan resistencia a las cargas laterales principalmente por la acción de flexión de sus elementos.

En los pórticos resistentes a momento, las articulaciones o conexiones entre las columnas y las vigas están diseñadas para ser rígidas. Es decir, se busca una unión rígida, donde los extremos de las columnas y las vigas no pueden girar. Esto significa que el ángulo entre los extremos de la columna y viga siempre sigue siendo el mismo.

La principal ventaja de las estructuras de pórticos resistentes a momento es que no tienen muros estructurales o diagonales de orientación vertical. Por lo tanto, aseguran la libertad arquitectónica en el diseño, permitiendo espacios abiertos y despejados.

Dentro de las recomendaciones del ANSI/AISC 341-10 se pueden encontrar los siguientes pórticos resistentes a momento:

- PÓRTICO ESPECIAL RESISTENTE A MOMENTOS (SMF POR LA SIGLAS EN INGLES DE SPECIAL MOMENT FRAMES)
- PÓRTICO INTERMEDIO RESISTENTE A MOMENTOS (IMF POR LA SIGLAS EN INGLES DE INTERMEDIATE MOMENT FRAMES)
- PÓRTICO ORDINARIO RESISTENTE A MOMENTOS: ORDINARY MOMENT FRAMES (OMF)

Dadas las condiciones de alta sismicidad de la ciudad de Cuenca, se utilizará Pórticos Especiales (SMF) en este estudio.

6.3.3.2 OTRAS ALTERNATIVAS

En cuanto a sistemas para resistir las cargas laterales existen muchos otros que son utilizados en distintas partes del mundo, algunos de los cuales únicamente vamos a hacer mención:

- PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS (CBF)
- PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTO EXCÉNTRICOS: ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)
- PÓRTICO ESPECIAL A BASE DE ARMADURAS (STMF)
- MUROS DÚCTILES DE ACERO (SPSW)
- PÓRTICOS ARRIOSTRADO CON RESTRICCIÓN DE PANDEO (BRBF)



6.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES

6.4.1.1 GENERALIDADES

El análisis estructural de los edificios en la alternativa de acero estructural se realiza mediante modelos tridimensionales de los edificios en el programa ETABS Versión 9.7.2.

6.4.1.2 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Definición de materiales

Los materiales a ser utilizados para la modelación de los edificios en acero estructural, son:

Tabla 6.4.1: Propiedades del hormigón para la alternativa en Acero Estructural

Peso específico	γ_h	2400	kg/m ³
Resistencia a la compresión	f'_c	210	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	240000	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.20	

Tabla 6.4.2: Propiedades del acero de refuerzo de la malla para la alternativa en Acero Estructural

Peso específico	γ_a	7850	kg/m ³
Límite de fluencia	f_y	4200	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	2000000	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.30	

Tabla 6.4.3: Propiedades del Acero Estructural ASTM A36 para la alternativa en Acero estructural

Peso específico	γ_a	7850	kg/m ³
Límite de fluencia	f_y	2530	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	2000000	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.30	

Definición de secciones

Vigas

Autores: Mario Andrés Minga Seminario
Luis Adrián Sigcha Sigcha
Paúl Andrés Villavicencio Fernández



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Para el modelamiento de las vigas se utilizan elementos tipo *Beam*. Estos elementos tienen secciones tipo “I” y se colocan de acuerdo al cálculo inicial realizado en función de las cargas de gravedad.

Columnas

Para las columnas se definen elementos tipo *Column*, con secciones rectangulares huecas de acero. Debido a que el diseño de las columnas se realiza como una sección compuesta rellena de hormigón, se deberán aplicar factores para modificar las propiedades de las columnas.

Primero se deberá calcular el incremento en peso que se produce por el hormigón y sumarlo al peso del acero estructural de la columna para obtener un peso total de la columna por unidad de longitud, el cociente entre el peso de la columna compuesta y la columna de acero estructural será igual al factor de mayoración a ser aplicado en las columnas.

Luego de realizar la modificación del peso de la columna, se procede a calcular el valor de la rigidez de la sección compuesta, el procedimiento de cálculo de la rigidez de la sección compuesta se encuentra dentro las especificaciones de la ANSI/AISC 360-10 Sec. I2.2b

Las ecuaciones a usar para determinar la inercia de la sección compuesta son:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (I2-12)})$$

Donde:

C_3 = Coeficiente para cálculo de la rigidez efectiva de un miembro compuesto relleno, a compresión

$$C_3 = 0.6 + 2 \frac{A_s}{A_c + A_s} \leq 0.9 \quad (\text{ANSI/AISC 360-10 / (I2-13)})$$

A_c = Área de concreto.

A_s = Área de la sección de acero estructural

E_c = Modulo elástico del concreto

E_s = Modulo elástico del acero

I_c = Momento de inercia de la sección de concreto alrededor del eje neutro de la sección compuesta

I_s = Momento de inercia del perfil de acero alrededor del eje neutro de la sección compuesta



UNIVERSIDAD DE CUENCA

I_{sr} = Momento de inercia de los aceros de refuerzo alrededor del eje neutro de la sección compuesta.

Una vez obtenida la rigidez de la sección compuesta obtenemos un valor de modulo de elasticidad equivalente de la sección compuesta, debido a que realizaremos el modelo estructural con columnas de acero nos quedaría:

$$E_{s-eq} = \frac{EI_{eff}}{I_s}$$

Ahora nuestro factor de mayoración será:

$$f = \frac{E_{s-eq}}{E_s}$$

Este factor de mayoración deberá ser aplicado al valor del módulo de elasticidad del acero para tener un correcto modelamiento.

Al trabajar con secciones compuestas se observa que el peso de la estructura aumenta conllevando a un incremento en la masa sísmica de la estructura, sin embargo se incrementa también el valor de la rigidez de la estructura.

Comparando un modelo estructural en el cual se ha aplicado los factores indicados anteriormente contra un modelo estructural en el cual se modela únicamente la sección de acero sin aplicar ningún factor no se observa una mayor diferencia en cuanto a esfuerzos por lo tanto para términos prácticos se considera que lo que se gana en rigidez se descuenta con el incremento de la masa.

Por lo expuesto anteriormente se modelaran las columnas considerando únicamente la sección de acero, sin embargo para los cálculos de las resistencias se considera como sección compuesta.

Losas

Las losas se representan mediante elementos tipo *Deck*. El programa ETABS permite modelar losas con placa colaborante de manera directa, por lo tanto se utiliza esta herramienta. Se debe tener especial atención al momento de modelar estructuras con este tipo de losa debido a que deben estar orientadas de tal manera que se transmitan las cargas hacia las vigas de piso, esto se logra haciendo que las nervaduras de la losa sean perpendiculares a las vigas de piso.

Además, se asigna a todas las losas de un mismo piso, un diafragma rígido, de manera que todos los puntos de un mismo piso se encuentren unidos tal como sucedería en el caso de un edificio en la realidad.



6.4.1.3 APPLICACIÓN DE CARGAS

Los criterios para la aplicación de las cargas son los mismos que se indicaron en 5.4.1.3 para la alternativa en hormigón armado.

6.4.1.4 REVISIONES DEL COMPORTAMIENTO GLOBAL

Los criterios para las revisiones del comportamiento global son los mismos que se indicaron en 5.4.1.4 para la alternativa en hormigón armado.

6.4.1.5 FUERZAS DE DISEÑO

Una vez cumplidos los requerimientos para un correcto funcionamiento global de la estructura se procede a dimensionar los elementos, utilizando los esfuerzos generados por el programa ETABS.

Para vigas

Para el diseño estructural de las vigas se debe considerar:

- La flexión con respecto al eje principal, es decir el momento M33 máximo generado por las combinaciones de carga, el valor de este momento determinará el tamaño de la sección y principalmente el tamaño de los patines de las vigas.
- La fuerza de corte V22, la misma que se deberá comparar con la fuerza cortante generada por las resistencias a flexión máximas probables en los extremos del elemento, la mayor de estas determinará el espesor del alma de la viga.

Para columnas

Las fuerzas consideradas para el diseño de las columnas son:

- La flexión con respecto a los dos ejes principales de la sección, es decir los momentos M22 y M33.
- La fuerza axial presente en la columna.
- Las fuerzas de corte V22 y V33, además del cortante transmitido por la fluencia de las vigas del nodo respectivo debido a la formación de rotulas plásticas en caso de sismo.

Nota: Para el diseño estructural de las columnas se deberá considerar a la carga axial y la flexión actuando simultáneamente, lo cual genera la flexocompresión biaxial, la columna tendrá que ser dimensionada de manera que se soporte adecuadamente este efecto.

6.4.1.6 RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Cargas aplicadas

Los edificios tipo para la alternativa en acero estructural han sido analizados para las siguientes cargas:

Tabla 6.4.4: Cargas de diseño Edificios tipo – Alternativa en Acero Estructural

CARGAS DE GRAVEDAD		
CARGAS DE PISO		
CARGA VIVA	200	kg/m ²
SOBRECARGA MUERTA	100	kg/m ²
CARGA DE PAREDES	250	kg/m ²
CARGAS DE CUBIERTA		
CARGA VIVA	100	kg/m ²
SOBRECARGA MUERTA	50	kg/m ²
CARGA DE VIENTO		
PRESIÓN VIENTO	50	kg/m ²

Modelos Estructurales

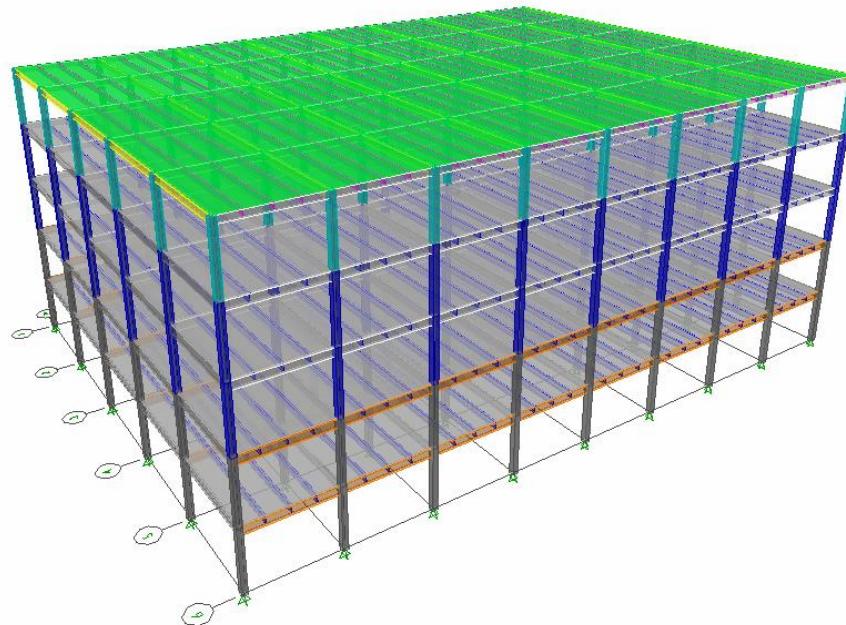


Figura 6.4.1: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 5 Pisos



UNIVERSIDAD DE CUENCA

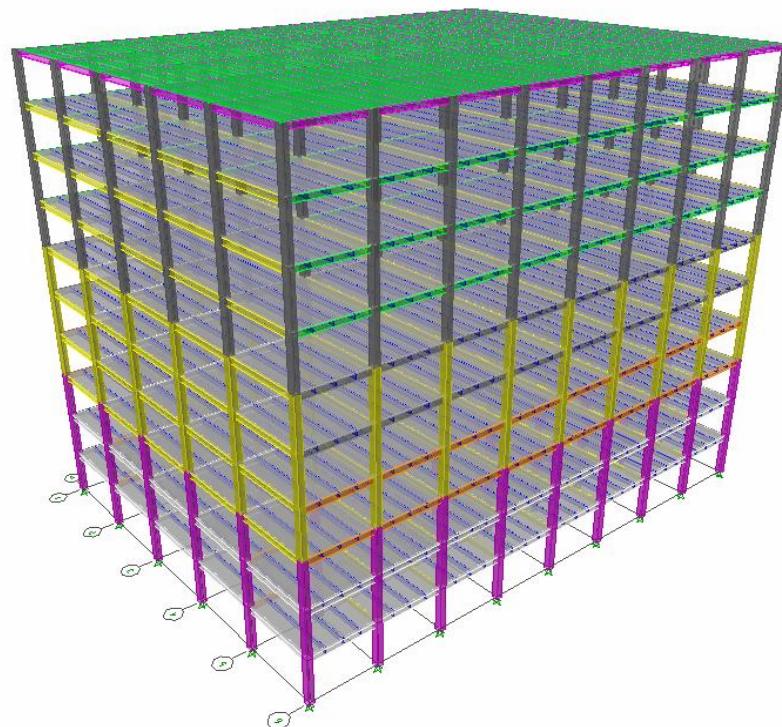


Figura 6.4.2: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 10 Pisos

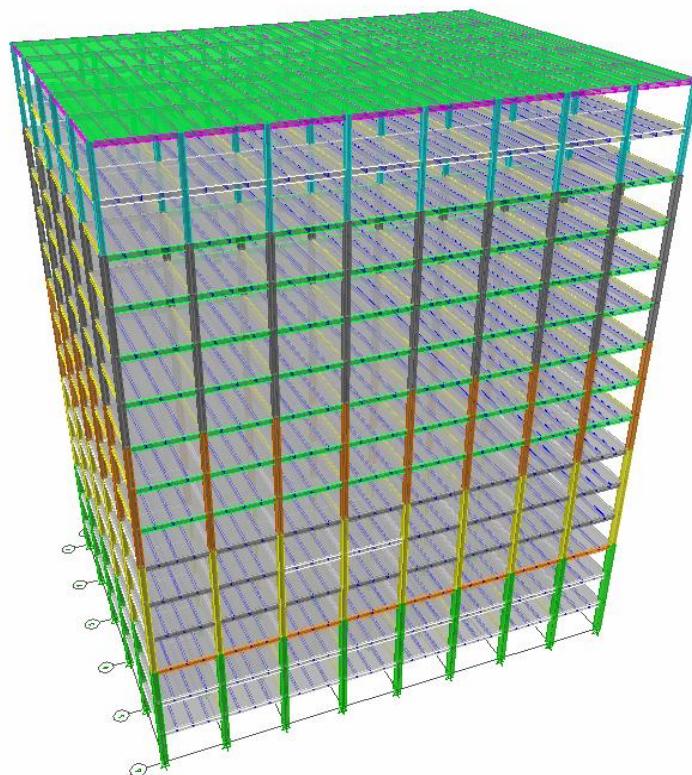


Figura 6.4.3: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 15 Pisos

Autores: Mario Andrés Minga Seminario
Luis Adrián Sigcha Sigcha
Paúl Andrés Villavicencio Fernández

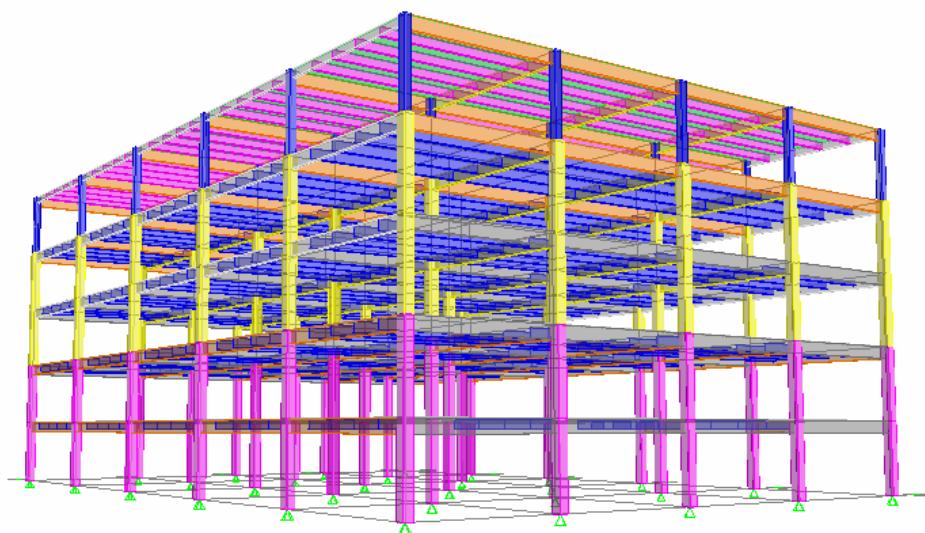


Figura 6.4.4: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 5 Pisos

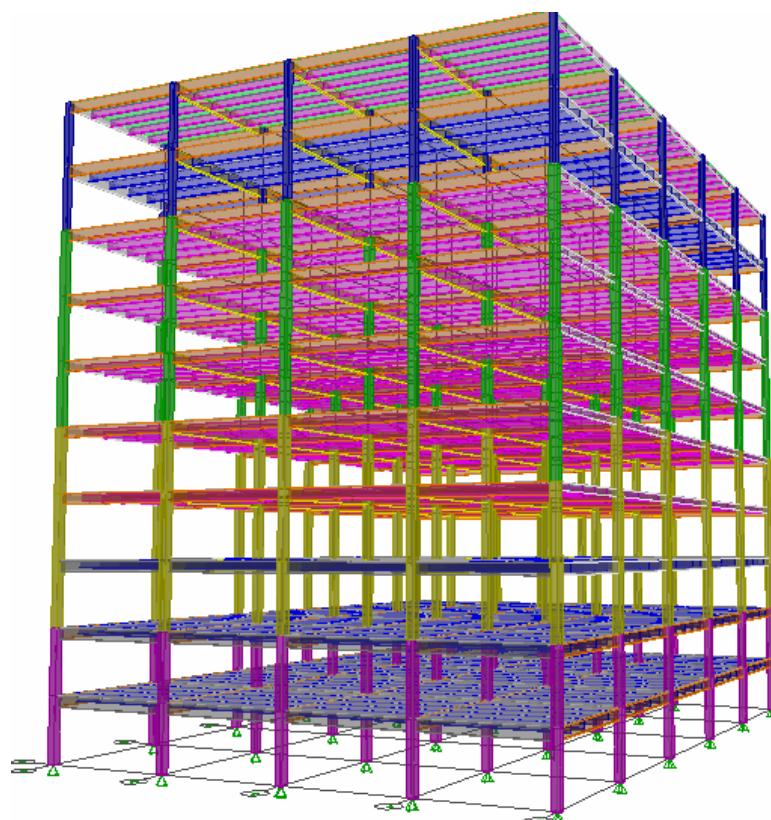


Figura 6.4.5: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 10 Pisos

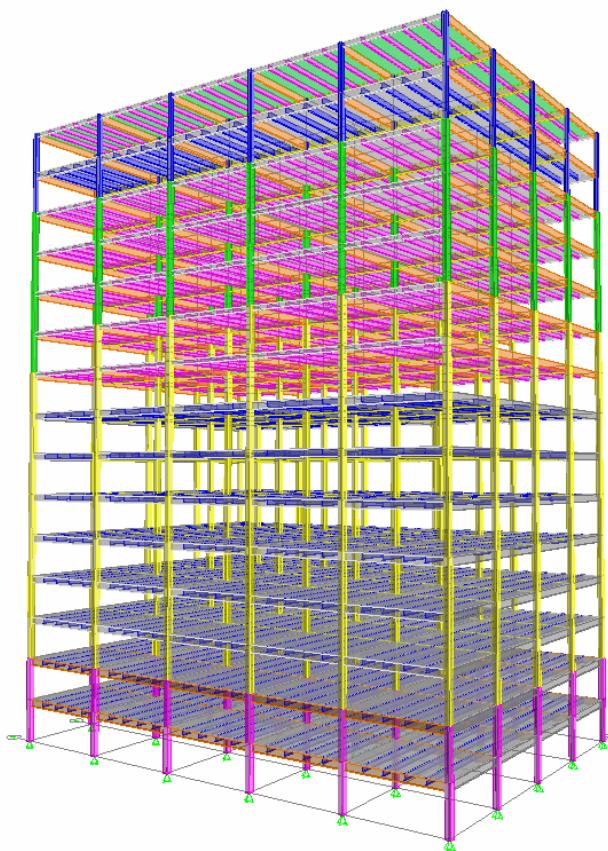


Figura 6.4.6: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 15 Pisos

Resumen de parámetros de comportamiento global

Los resultados de los parámetros generales obtenidos del análisis estructural se resumen en la Tabla 6.4.5:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 6.4.5: Resumen del comportamiento global – Edificios tipo en Acero Estructural

	UNID AD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
		5 PISO S	10 PISOS	15 PISOS	5 PISO S	10 PISOS	15 PISOS
CARGA SÍSMICA							
PERIODO MÁXIMO DE LA ESTRUCTURA	s	0.80	1.50	2.16	0.80	1.50	2.16
COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN ESPECTRO DIRECCIÓN X		1.29	1.26	1.26	1.19	1.28	1.32
COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN ESPECTRO DIRECCIÓN Y		1.44	1.50	1.48	1.37	1.31	1.35
DERIVAS DE PISO							
DIRECCIÓN X	%	1.53	1.38	1.33	1.30	1.57	1.55
DIRECCIÓN Y	%	1.86	1.93	1.90	1.60	1.75	1.74
PARTICIPACIÓN DE MASAS							
NUMERO MODOS PARA EL ANÁLISIS		10	10	10	10	10	10
PARTICIPACIÓN MASAS DIRECCIÓN X	%	97	94	93	98	96	94
PARTICIPACIÓN MASAS DIRECCIÓN Y	%	99	96	95	99	94	96
PERIODOS							
PERIODO FUNDAMENTAL DIRECCIÓN X	s	1.42	2.68	3.62	1.28	2.28	3.32
PERIODO FUNDAMENTAL DIRECCIÓN Y	s	1.27	2.19	3.06	1.16	2.23	3.23
PERIODO FUNDAMENTAL TORSIONAL	s	1.21	2.16	2.94	1.06	1.89	2.75
CORTANTE EN LA BASE							
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO (RESISTENCIA)	kg	34700 0	427000	474000	32700 0	400000	447000
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO (DERIVAS)	kg	22400 0	256000	291000	23500 0	283000	299000



UNIVERSIDAD DE CUENCA

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN X (RESISTENCIA)	kg	27600 0	340000	378000	26600 0	321000	356000
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN Y (RESISTENCIA)	kg	27800 0	340000	379000	27800 0	320000	356000
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN X (DERIVAS)	kg	21500 0	271000	290000	22300 0	284000	299000
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN Y (DERIVAS)	kg	20800 0	239000	292000	20300 0	284000	298000
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO X (RESISTENCIA)	%	80	80	80	81	80	80
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO Y (RESISTENCIA)	%	80	80	80	85	80	80
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO X (DERIVAS)	%	96	106	100	95	100	100
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO Y (DERIVAS)	%	93	93	100	86	100	100



6.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALTERNATIVA EN ACERO ESTRUCTURAL

6.5.1 GENERALIDADES

El diseño de cada uno de los elementos estructurales de los edificios se expuso detalladamente en el Capítulo 4. Cada elemento ha sido diseñado para cumplir con los requerimientos de resistencia y servicio de los códigos.

Dentro de este capítulo se presentaran los resultados obtenidos del diseño de los componentes estructurales de los edificios analizados, no se muestran detalle de los cálculos ni ubicación de los elementos dentro de este capítulo.

6.5.2 NOMENCLATURA Y SIMBOLOGÍA UTILIZADAS

6.5.2.1 VIGAS

Para identificar las vigas dentro de los edificios se la nombra utilizando la siguiente nomenclatura:

Vigas Principales Sismo resistentes: El nombre empieza con las letras “VP” seguido de una combinación de números que indica el tipo específico de viga. Estas vigas forman parte del sistema que resiste tanto cargas de gravedad como cargas laterales.

Ejemplo: VP1

Vigas Secundarias o Vigas de piso: El nombre empieza con las letras “VS” seguido de una combinación de números que indica el tipo específico de viga. Estas vigas resisten únicamente cargas de gravedad transmitidas por la losa y transfieren la misma hacia las vigas principales.

Ejemplo: VS1

6.5.2.2 COLUMNAS

Para las columnas el nombre empieza con las letras “COL” seguido de los valores de las dimensiones de la misma, en el siguiente orden: lado largo, lado corto, espesor.

Ejemplo: COL300x300x12

6.5.2.3 LOSAS

Las propiedades de las losas se las indica en las tablas de resultado de cada edificio, especificando el tipo de placa colaborante, la resistencia a la compresión simple a los 21 días del hormigón y el espesor total de la losa.



6.5.3 RESULTADOS DEL DISEÑO

Tabla 6.5.1: Resumen de cantidades para alternativa en Acero Estructural

UNIDAD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS
ACERO ESTRUCTURAL						
COLUMNAS	kg	108971	314344	461036	63843	204493
VIGAS	kg	145878	296212	554100	195637	418424
TOTAL	kg	254849	610556	1015136	259480	622917
HORMIGÓN						
COLUMNAS	m ³	71	336	366	59	229
LOSAS	m ³	450	900	1350	420	840
TOTAL	m ³	521	1236	1716	479	1069
ACERO DE REFUERZO						
LOSAS	kg	13260	26520	39780	12376	24752
TOTAL	kg	13260	26520	39780	12376	24752

Tabla 6.5.2: Resumen de cantidades por unidad de área para alternativa en Acero Estructural

UNIDAD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS
ACERO ESTRUCTURAL						
COLUMNAS	m ³ /m ²	18	26	26	11	18
VIGAS	m ³ /m ²	24	25	31	35	37
TOTAL	m ³ /m ²	42	51	56	46	62
HORMIGÓN						
COLUMNAS	kg/m ²	0.01	0.03	0.02	0.01	0.02
LOSAS	kg/m ²	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
TOTAL	kg/m ²	0.09	0.10	0.10	0.09	0.10
ACERO DE REFUERZO						
LOSAS	kg/m ²	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
TOTAL	kg/m ²	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2

**6.5.3.1 EDIFICIO 1 CON 5 PISOS****Vigas**

Las vigas de acero estructural ASTM-A36 utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.3: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 5 Pisos

VIGA	bf (mm)	tf (mm)	hw (mm)	tw (mm)	d (mm)	Zx (cm ³)	I _x (cm ⁴)	PESO (kg/m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOTAL (kg)
VP1	130	10	380	6	400	724	12632	38.3	480	18384
VP2	100	10	380	6	400	607	10350	33.6	1080	36288
VP3	100	10	380	6	400	607	10350	33.6	480	16128
VP4	120	8	334	5	350	468	7168	28.2	270	7614
VP5	120	8	334	5	350	468	7168	28.2	240	6768
VS1	100	5	320	4	330	265	3733	17.9	2880	51552
VS2	90	5	240	3	250	153	1696	12.7	720	9144
TOTAL:										145878

Columnas

Las columnas de acero estructural ASTM-A36 rellenas con hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$ utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.4: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 5 Pisos

COLUMNA	B (m m)	H (m m)	tf (m m)	tw (m m)	PES O (kg/ m)	LONGI TUD TOTAL (m)	PESO TOTAL ACERO ESTRUCTUR AL(kg)	VOLUME N DE HORMIG ÓN $f'c=210kg/cm^2$ (m ³)
COL300X3 00X10	30 0	30 0	10	10	91.1	189	17210	14.82
COL300X3 00X12	30 0	30 0	12	12	108. 5	378	41020	28.79
COL300X3 00X15	30 0	30 0	15	15	134. 2	378	50741	27.56
			TOTAL :			108971		71.17

Losa con placa colaborante

Las cantidades de losa con placa colaborante utilizadas en este edificio son:

Tabla 6.5.5: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 5 Pisos

Autores: Mario Andrés Minga Seminario
Luis Adrián Sigcha Sigcha
Paúl Andrés Villavicencio Fernández



UNIVERSIDAD DE CUENCA

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)
PLACA COLABORANTE E=0.75mm	6000
TOTAL:	6000

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ³)
HORMIGÓN f'c=210kg/cm ²	450
TOTAL:	450

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)	PESO (kg/m ²)	PESO TOTAL (kg)
MALLA ELECTROSOLDADA 1Φ6@200mm	6000	2.21	13260
TOTAL:	6000		13260

Esta losa se coloca en todas las plantas excepto en la planta baja.

6.5.3.2 EDIFICIO 1 – 10 PISOS

Vigas

Las vigas de acero estructural ASTM-A36 utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.6: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 10 Pisos

VIG A	bf (m m)	tf (m m)	hw (m m)	tw (m m)	d (m m)	Zx(c m ³)	Ix(cm ⁴)	PES O (kg/ m)	LONGIT UD TOTAL (m)	PES O TOT AL (kg)
VP1	100	10	380	6	400	607	10350	33.6	2310	77616
VP2	160	10	380	6	400	841	14914	43	480	20640
VP3	160	12	376	6	400	957	17115	47.9	280	13412
VP4	150	10	380	6	400	802	14154	41.4	280	11592
VP5	140	10	380	6	400	763	13393	39.9	600	23940



UNIVERSIDAD DE CUENCA

VP6	150	12	376	6	400	910	1621 1	46	120	5520
VP7	140	10	340	5	360	635	1021 5	35.3	520	1835 6
VS1	100	5	320	4	330	265	3733	17.9	6480	1159 92
VS2	90	5	240	3	250	153	1696	12.7	720	9144
										TOTAL: 2962 12

Columnas

Las columnas de acero estructural ASTM-A36 rellenas con hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$ utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.7: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 10 Pisos

COLUMNA	B (m m)	H (m m)	tf (m m)	tw (m m)	PES O (kg/ m)	LONGI TUD TOTAL (m)	PESO TOTAL ACERO ESTRUCTUR AL(kg)	VOLUME N DE HORMIG ÓN $f'c=210k$ g/cm ² (m ³)
COL500X4 50X15	45 0	50 0	15	15	216. 66	567	122846	112
COL400X4 50X12	45 0	50 0	12	12	174. 46	567	98918	115
COL400X4 00X10	40 0	40 0	10	10	122. 46	756	92580	109
					TOTAL :		314344	336

Losa con placa colaborante

Las cantidades de losa con placa colaborante utilizadas en este edificio son:

Tabla 6.5.8: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 10 Pisos

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)
PLACA COLABORANTE E=0.75mm	12000
TOTAL:	12000



UNIVERSIDAD DE CUENCA

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ³)
HORMIGÓN f'c=210kg/cm ²	900
TOTAL:	900

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)	PESO (kg/m ²)	PESO TOTAL (kg)
MALLA ELECTROSOLDADA 1Φ6@200mm	12000	2.21	26520
TOTAL:	12000		26520

Esta losa se coloca en todas las plantas excepto en la planta baja.

6.5.3.3 EDIFICIO 1 – 15 PISOS

Vigas

Las vigas de acero estructural ASTM-A36 utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.9: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 15 Pisos

VIGA	bf (mm)	tf (mm)	hw (mm)	tw (mm)	d (mm)	Zx(cm ³)	Ix(cm ⁴)	PESO (kg/m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOTAL (kg)
VP1	120	10	410	6	430	756	14032	38.2	3018	115288
VP2	160	10	410	6	430	924	17561	44.4	1082	48041
VP3	160	12	406	6	430	1050	20124	49.3	260	12818
VP4	165	10	410	6	430	945	18002	45.2	80	3616
VP5	150	12	406	6	430	1000	19076	47.4	940	44556
VP6	170	12	406	6	430	1100	21173	51.2	480	24576
VP7	150	12	406	6	430	1000	19076	47.4	1280	60672
VP8	100	10	330	5	350	476	7279	28.7	510	14637
VS1	120	6	338	4	350	362	5548	21.9	10080	220752
VS2	90	5	240	3	250	153	1696	12.7	720	9144
TOTAL:										554100

Columnas

Las columnas de acero estructural ASTM-A36 rellenas con hormigón f'c=210kg/cm² utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.10: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 15 Pisos

COLUMNA	B (m m)	H (m m)	tf (m m)	tw (m m)	PES O (kg/ m)	LONGI TUD TOTAL (m)	PESO TOTAL ACERO ESTRUCTUR	VOLUME N DE HORMIG ÓN
---------	---------------	---------------	----------------	----------------	------------------------	------------------------------	-------------------------------------	--------------------------------



UNIVERSIDAD DE CUENCA

							AL(kg)	f'c=210k g/cm ² (m ³)
COL600X4 50X15	45 0	60 0	15	15	240. 21	567	136199	136
COL500X4 50X12	45 0	55 0	12	12	183. 88	567	104259	127
COL450X4 50X12	45 0	45 0	12	12	165. 04	567	93577	103
COL400X4 00X10	40 0	40 0	10	10	122. 46	756	92580	109
COL300X3 00X10	30 0	30 0	10	10	91.0 6	378	34421	30
						TOTAL :	461036	366

Losa con placa colaborante

Las cantidades de losa con placa colaborante utilizadas en este edificio son:

Tabla 6.5.11: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 15 Pisos

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)
PLACA COLABORANTE E=0.75mm	18000
TOTAL:	18000

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ³)
HORMIGÓN f'c=210kg/cm ²	1350
TOTAL:	1350

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)	PESO (kg/m ²)	PESO TOTAL (kg)
MALLA ELECTROSOLDADA 1Φ6@200mm	18000	2.21	39780
TOTAL:	18000		39780

Esta losa se coloca en todas las plantas excepto en la planta baja.

**6.5.3.4 EDIFICIO 2 – 5 PISOS****Vigas**

Las vigas de acero estructural ASTM-A36 utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.12: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 5 Pisos

VIGA	bf (m m)	tf (m m)	hw (m m)	tw (m m)	d (m m)	Zx(c m ³)	Ix(c m ⁴)	PES O (kg/ m)	LONGIT UD TOTAL (m)	PES O TOT AL (kg)
VP1	190	14	522	8	550	1971	4770 2	74.5	400	2980 0
VP2	130	10	530	8	550	1264	2888 1	53.7	504	2706 5
VP3	150	10	530	8	550	1372	3179 8	56.8	160	9088
VP4	200	12	526	8	550	1845	4444 1	70.7	240	1696 8
VP6	150	10	530	8	550	1372	3179 8	56.8	168	9542
VP7	140	10	410	6	430	840	1579 6	41.3	368	1519 8
VS1	130	8	434	5	450	695	1356 6	33.4	2240	7481 6
VS2	120	6	388	4	400	434	7536	23.5	560	1316 0
										TOTAL: 1956 37

Columnas

Las columnas de acero estructural ASTM-A36 rellenas con hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$ utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.13: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 5 Pisos

COLUMNA	B (m m)	H (m m)	tf (m m)	tw (m m)	PES O (kg/ m)	LONGI TUD TOTAL (m)	PESO TOTAL ACERO ESTRUCTUR AL(kg)	VOLUME N DE HORMIG ÓN $f'c=210k$ g/cm^2 (m ³)
COL400X4 00X14	40 0	40 0	14	14	169. 69	210	35634	29.06
COL400X4	40	40	12	12	146.	105	15351	14.84



UNIVERSIDAD DE CUENCA

00X12	0	0			20			
COL400X4	40	40	10	10	122. 46	105	12858	15.16
00X10	0	0						
COL300X3	30	30	10	10	91.0 6	105	9561	8.23
00X10	0	0						
TOTAL :						63843	59.07	

Losa con placa colaborante

Las cantidades de losa con placa colaborante utilizadas en este edificio son:

Tabla 6.5.14: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 5 Pisos

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)
PLACA COLABORANTE E=0.75mm	5600
TOTAL:	5600
DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ³)
HORMIGÓN f'c=210kg/cm ²	420
TOTAL:	420

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)	PESO (kg/m ²)	PESO TOTAL (kg)
MALLA ELECTROSOLDADA 1Φ6@200mm	5600	2.21	12376
TOTAL:	5600		12376

Esta losa se coloca en todas las plantas excepto en la planta baja.

6.5.3.5 EDIFICIO 2 – 10 PISOS

Vigas

Las vigas de acero estructural ASTM-A36 utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.15: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 10 Pisos

VIGA	bf (mm)	tf (mm)	hw (mm)	tw (mm)	d (mm)	Zx(cm ³)	Ix(cm ⁴)	PESO (kg/m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOT (kg)
VP1	190	14	522	8	550	1971	47702	74.5	400	298
VP2	150	10	530	8	550	1372	31798	56.8	1008	572
VP3	150	10	530	8	550	1372	31798	56.8	560	318



UNIVERSIDAD DE CUENCA

VP4	190	12	526	8	550	1780	42704	68.8	1296	891
VP5	120	8	334	5	350	468	7168	28.2	80	225
VP6	150	12	526	8	550	1522	35756	61.3	336	205
VS1	140	8	434	5	450	730	14348	34.6	5040	1743
VS2	120	6	388	4	400	434	7536	23.5	560	131
TOTAL:										4184

Columnas

Las columnas de acero estructural ASTM-A36 rellenas con hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$ utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.16: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 10 Pisos

COLUMNA	B (m m)	H (m m)	tf (m m)	tw (m m)	PES O (kg/ m)	LONGI TUD TOTAL (m)	PESO TOTAL ACERO ESTRUCTUR AL(kg)	VOLUME N DE HORMIG ÓN $f'c=210\text{k}$ g/cm^2 (m ³)
COL600X6 00X15	60 0	60 0	15	15	275. 54	210	57862	68.23
COL550X5 50X15	55 0	55 0	15	15	251. 99	210	52917	56.78
COL500X4 50X12	45 0	50 0	12	12	174. 46	210	36636	42.58
COL450X4 50X12	45 0	45 0	12	12	165. 04	210	34658	38.11
COL350X3 50X10	35 0	35 0	10	10	106. 76	210	22420	22.87
TOTAL :							204493	228.57

Losa con placa colaborante

Las cantidades de losa con placa colaborante utilizadas en este edificio son:

Tabla 6.5.17: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 10 Pisos

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)
PLACA COLABORANTE E=0.75mm	11200
TOTAL:	11200



UNIVERSIDAD DE CUENCA

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ³)
HORMIGÓN f'c=210kg/cm ²	840
TOTAL:	840

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)	PESO (kg/m ²)	PESO TOTAL (kg)
MALLA ELECTROSOLDADA 1Φ6@200mm	11200	2.21	24752
TOTAL:	11200		24752

Esta losa se coloca en todas las plantas excepto en la planta baja.

6.5.3.6 EDIFICIO 2 – 15 PISOS

Vigas

Las vigas de acero estructural ASTM-A36 utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.18: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 15 Pisos

VIG A	bf (m m)	tf (m m)	hw (m m)	tw (m m)	d (m m)	Zx(c m ³)	Ix(cm ⁴)	PES O (kg/m)	LONGIT UD TOTAL (m)	PES O TOT AL (kg)
VP1	200	14	522	8	550	2046	4971 3	76.7	400	3068 0
VP2	170	10	530	8	550	1480	3471 4	60	1848	1108 80
VP3	150	10	530	8	550	1372	3179 8	56.8	960	5452 8
VP4	210	14	522	8	550	2121	5172 5	78.9	1896	1495 94
VP5	120	8	334	5	350	468	7168	28.2	80	2256
VP6	150	12	526	8	550	1522	3575 6	61.3	336	2059 7
VS1	140	8	434	5	450	730	1434 8	34.6	7840	2712 64
VS2	120	6	388	4	400	434	7536	23.5	560	1316 0
									TOTAL:	6529 59



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Columnas

Las columnas de acero estructural ASTM-A36 rellenas con hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$ utilizadas para este edificio son:

Tabla 6.5.19: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 15 Pisos

COLUMNA	B (m m)	H (m m)	tf (m m)	tw (m m)	PES O (kg/ m)	LONGI TUD TOTAL (m)	PESO TOTAL ACERO ESTRUCTUR AL(kg)	VOLUME N DE HORMIG ÓN $f'c=210\text{kg}/\text{cm}^2$ (m^3)
COL650X6 00X16	60 0	65 0	16	16	305. 96	315	96378	110.57
COL600X6 00X16	60 0	60 0	16	16	293. 40	315	92422	101.63
COL600X6 00X14	60 0	60 0	14	14	257. 61	315	81146	103.06
COL550X5 00X14	55 0	55 0	14	14	235. 63	210	49481	57.22
COL500X5 00X14	50 0	50 0	14	14	213. 65	210	44866	46.78
COL400X4 00X10	40 0	40 0	10	10	122. 46	42	5143	6.06
COL400X4 00X12	40 0	40 0	12	12	146. 20	168	24561	23.75
TOTAL :							393997	372.48

Losa con placa colaborante

Las cantidades de losa con placa colaborante utilizadas en este edificio son:

Tabla 6.5.20: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 15 Pisos

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m^2)
PLACA COLABORANTE E=0.75mm	16800
TOTAL:	16800

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m^3)
HORMIGÓN $f'c=210\text{kg}/\text{cm}^2$	1260



UNIVERSIDAD DE CUENCA

TOTAL: 1260

DENOMINACIÓN	CANTIDAD (m ²)	PESO (kg/m ²)	PESO TOTAL (kg)
MALLA ELECTROSOLDADA 1Φ6@200mm	16800	2.21	37128
TOTAL:	16800		37128

Esta losa se coloca en todas las plantas excepto en la planta baja.



7. ALTERNATIVA EN HORMIGÓN PREFABRICADO

7.1 GENERALIDADES

El hormigón prefabricado y el pretensado tienen cualidades que lo hacen muy útiles en la construcción de estructuras, su rápida construcción y armado hacen que disminuyan los costos de construcción y la mano de obra; además el control de sonido, durabilidad y resistencia al fuego hacen que esta alternativa sea muy utilizada para edificaciones.

7.2 SISTEMA DE ENTREPISO (VIGAS Y LOSAS)

Las vigas y las losas dentro del sistema estructural cumplen las funciones de unir la estructura dando un mejor comportamiento a cada piso y por ende a toda la estructura transmitiendo las cargas verticales al sistema de gravedad (columnas y/o muros) y este a su vez se encarga de transmitir las cargas a la cimentación. El hormigón prefabricado ofrece múltiples soluciones que tienen un alto rendimiento con mínimos pesos en la construcción de sistemas de entrepiso.

Los sistemas de entrepiso más comúnmente usados en nuestro medio son:

- Sistemas doble T.
- Vigas L
- Vigas T invertidas
- Viguetas
- Hollowcore

A continuación se presenta una descripción de los principales elementos utilizados en los sistemas de entrepiso prefabricados:

7.2.1 SISTEMAS DOBLE T

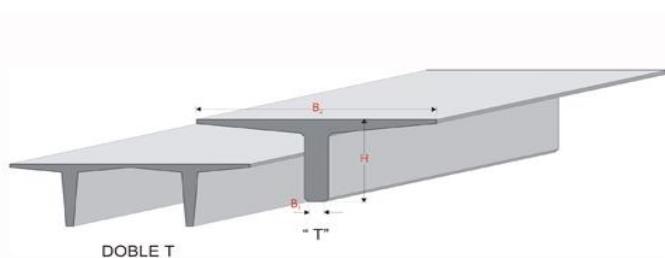


Figura 7.2.1²⁷: Sistema de entrepiso de vigas doble T

²⁷ http://www.mexpresa.com/productos/vigas_p.php#tydobleT



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Son sistemas de vigas prefabricadas de dos vigas T unidas en la cual el acero de refuerzo o pretensado se encuentra en la parte inferior de cada alma, las alas de las vigas sirven como losa o se puede colocar un replantillo y se obtiene una losa sobre las vigas.

7.2.2 HOLLOWCORE

Es un tipo de losa alivianada prefabricada pretensada en la cual los agujeros dentro de la losa pueden ser de diversas formas, el acero se coloca en la parte inferior, es muy utilizada en países como Canadá y U.S.A. Es un sistema muy competitivo con diferentes tipos de losas alivianadas.

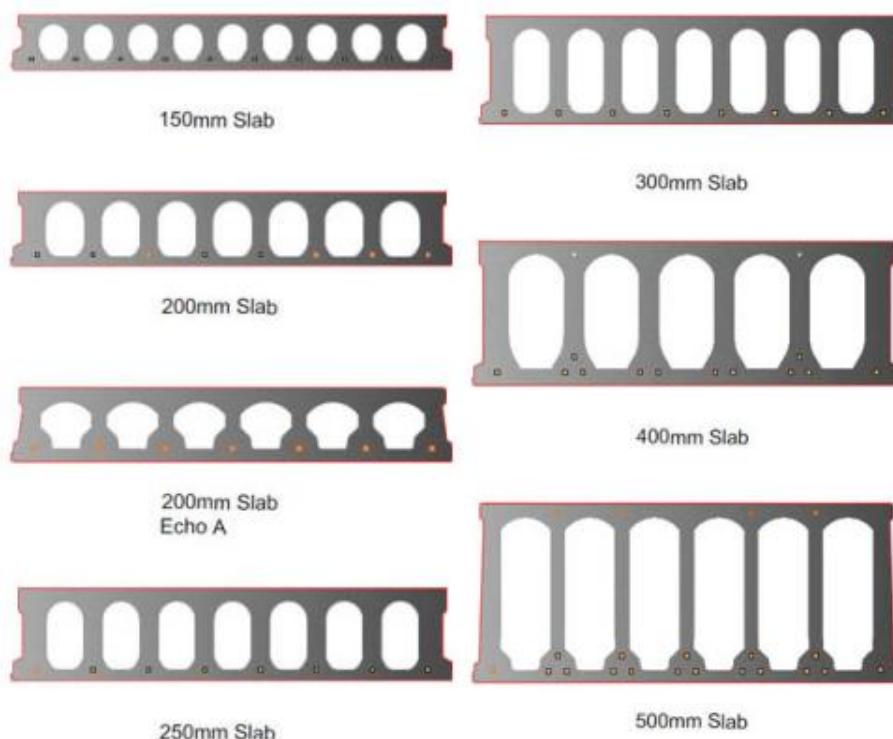


Figura 7.2.2²⁸: Sistema de entrepiso Hollowcore

²⁸ http://www.oranprecast.ie/products_hollowcore.htm

7.2.3 VIGAS L

Son vigas con un ala sobre la cual se coloca la losa, se colocan por simple apoyo y pueden o no tener voladizos, estas vigas van desde los 4 a los 11m.



Figura 7.2.3²⁹: Viga L

7.2.4 VIGAS T INVERTIDAS

Estas vigas poseen dos alas sobre las que se pueden apoyar placas



Figura 7.2.4³⁰: Vigas T invertidas

²⁹ <http://www.concretopolis.com.br/downloads.php>

7.2.5 VIGUETAS

Son vigas de hormigón pretensado, rectangulares a las cuales se les deja agujeros para colocar pasadores los cuales sirven de apoyo para el encofrado sobre el cual se fundirá una loseta, estas vigas son recomendables para luces menores de 8 metros con una altura de la vigueta de 30 cm máximo de altura.

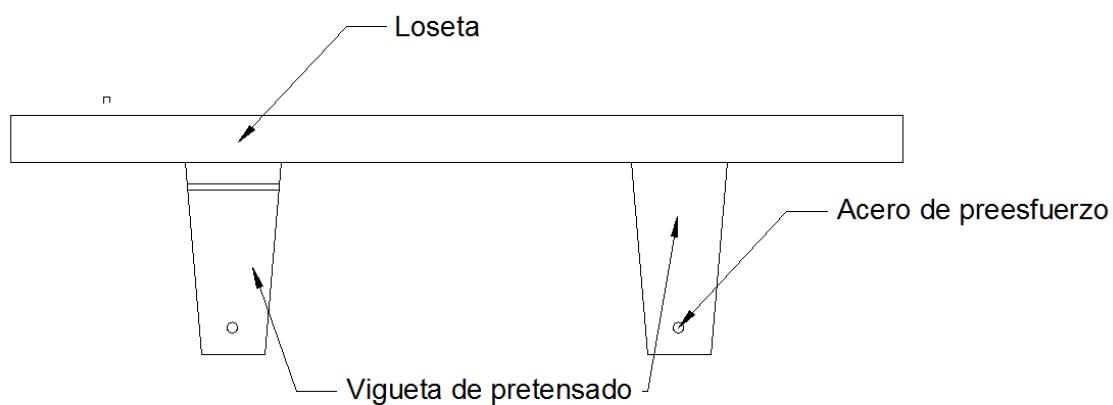


Figura 7.2.5: Viguetas de pretensado

7.2.6 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE ENTREPISO A SER UTILIZADO

La selección del sistema entrepiso por lo general queda delimitada por los sistemas de piso que se encuentran disponibles en el mercado local, de aquí que los sistemas de piso elegidos son: (a) Viguetas de pretensado para luces pequeñas, es decir para el edificio tipo 1, y (b) Sistema doble T para luces mayores, que se encuentran en el edificio tipo 2

7.3 SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES

Como ya se dijo anteriormente, el sistema de gravedad y cargas laterales será el mismo que para la alternativa en hormigón armado, es decir se utilizarán Pórticos Rígidos, cuyas características y las razones de su utilización fueron descritas en la sección 5.3.

³⁰ <http://www.archiexpo.es/prod/prestasi-concrete-sdn-bhd/vigas-en-t-invertida-de-hormigon-pretensado-56829-126838.html>



7.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

7.4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE GRAVEDAD Y CARGAS LATERALES

7.4.1.1 GENERALIDADES

El análisis estructural de los edificios de prefabricado se realiza mediante un modelamiento tridimensional en el programa ETABS versión 7.9.2 de manera similar a lo realizado para la alternativa en hormigón armado.

7.4.1.2 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Definición de materiales

Se debe definir las propiedades de los materiales que serán utilizados en el análisis estructural del edificio, para la alternativa en hormigón armado con sistema de entrepiso prefabricado se definen los siguientes materiales:

Hormigón

Tabla 7.4.1 Propiedades del hormigón para el sistema de gravedad y cargas laterales

Peso específico	γh	2400	kg/m ³
Resistencia a la compresión	$f'c$	240	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	240000	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.20	

Tabla 7.4.2 Propiedades hormigón para sistemas de piso prefabricados

Peso específico	γh	2400	kg/m ³
Resistencia a la compresión	$f'c$	350	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	280000	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.20	

Acero de refuerzo

Tabla 7.4.3 Propiedades del acero para el sistema de gravedad y cargas laterales

Peso específico	γa	7850	kg/m ³
Límite de fluencia	f_y	4200	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	2000000	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.30	

**Tabla 7.4.4 Propiedades del acero de preesfuerzo**

Peso	γ_a	7850	kg/m ³
Límite rotura	f_{pu}	18960	kg/cm ²
Modulo de elasticidad	E	2000000	kg/cm ²
Límite de fluencia	f_{py}	17000	Kg/cm ²

Definición de secciones

Vigas

Para el modelamiento de las vigas se utilizan elementos tipo *Beam*. Estos elementos tienen secciones rectangulares y sus dimensiones deben ser definidas de tal manera que soporten adecuadamente las fuerzas a las cuales estarán sometidas. Para las vigas se debe considerar la inercia de la sección agrietada, para lo cual se aplica un factor de modificación de inercia de 0.5.

Columnas

Para las columnas se definen elementos tipo *Column*, con secciones cuadradas, cuyas dimensiones deberán cumplir los requisitos mínimos especificados en el reglamento correspondiente y deberán resistir adecuadamente las fuerzas a las que se encuentran sometidas. Para considerar la inercia agrietada de las secciones de las columnas, se aplicó un factor de modificación de inercia de 0.8.

Losas

Las losas se modelan mediante elementos tipo *Membrane*, estos elementos simularán el comportamiento de un sistema de piso simplemente apoyado que trabaja en una dirección. Debido a que el sistema de entrepiso no contribuye a la resistencia lateral del edificio, se modela la losa como una losa plana, sin importar el tipo de sistema prefabricado a ser utilizado, verificando únicamente que el peso de esta losa plana sea igual al peso del sistema de entrepiso prefabricado.

Además, como simplificación, en el modelo se asigna a todas las losas de un mismo piso, un diafragma rígido, de manera que todos los puntos de un mismo piso se encuentren unidos tal como sucedería en el caso de un edificio en la realidad.

7.4.1.3 APLICACIÓN DE CARGAS

Las cargas se aplican al modelo estructural con los valores definidos en el Capítulo 3 y según los siguientes criterios:



Cargas de gravedad

Las cargas de gravedad (Carga viva de piso, Carga viva de cubierta, Sobrecarga muerta y Carga de paredes) se aplican sobre las losas del edificio como cargas verticales distribuidas por unidad de área.

Carga de viento

La carga de viento se aplica al modelo como una carga distribuida por unidad de área vertical en los costados del edificio.

Carga sísmica

Para la aplicación de la carga sísmica se define una función de Espectro de Respuesta, la misma que ha sido determinada para el presente estudio según los parámetros especificados en el Capítulo 3.

Se debe comprobar que el cortante generado en la base del edificio debido a la aplicación de la Carga Sísmica con el Espectro de Respuesta, sea por lo menos igual al 80% del cortante generado por la aplicación de la Carga Sísmica calculada mediante el Método Estático, para cumplir este requerimiento se tiene que multiplicar al Espectro de Respuesta por un factor de mayoración de manera que el cortante generado en la base se incremente hasta el valor requerido, este factor de mayoración tendrá valores mayores a 1.

7.4.1.4 REVISIONES DEL COMPORTAMIENTO GLOBAL

Antes de proceder al diseño estructural de los elementos del edificio, se debe revisar que ciertos parámetros del comportamiento global del mismo se encuentren cumpliendo con lo especificado en las normativas. Estos parámetros son:

- Las derivas de piso deben estar dentro de los límites permitidos. En caso de no cumplir este requisito se deberá modificar la geometría de los elementos de manera que se proporcione más rigidez a la estructura.
- La participación de las masas del edificio debe ser al menos la mínima especificada en el reglamento, para conseguir esto se debe considerar en el análisis dinámico un número adecuado de modos de vibración.
- El valor de la fuerza cortante en la base del edificio obtenida mediante el análisis dinámico debe cumplir con el valor mínimo establecido, este valor mínimo se calcula en base a la fuerza cortante obtenida aplicando el método estático.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Nota: Los valores permisibles para los parámetros mencionados, así como la manera de determinarlos, se encuentra detallada en la sección 3.2.3.

7.4.1.5 FUERZAS DE DISEÑO

Luego de modelar, aplicar las cargas y combinaciones de carga correspondientes y revisar que el comportamiento global del edificio se encuentre correcto, se deberán tomar del programa ETABS las fuerzas para realizar el diseño de los elementos estructurales, estas fuerzas son:

Para vigas

Para el diseño estructural de las vigas se debe considerar:

- c) La flexión con respecto al eje principal, es decir el momento M33 máximo generado por las combinaciones de carga, el valor de este momento determinará el acero de refuerzo longitudinal que se debe colocar en cada viga.
- d) La fuerza de corte V22, la misma que se deberá comparar con la fuerza cortante generada por las resistencias a flexión máximas probables en los extremos del elemento, la mayor de estas determinará la cantidad de acero en forma de estribos que deberá ser colocada.

Para columnas

Las fuerzas consideradas para el diseño de las columnas son:

- d) La flexión con respecto a los dos ejes principales de la sección, es decir los momentos M22 y M33.
- e) La fuerza axial presente en la columna.
- f) Las fuerzas de corte V22 y V33, las mismas que se deberán comparar con las fuerzas cortantes generadas por las resistencias a flexión máximas probables en los extremos del elemento, la mayor de estas determinará la cantidad de acero en forma de estribos que deberá ser colocada.

Nota: Para el diseño estructural de las columnas se deberá considerar a la carga axial y la flexión actuando simultáneamente, lo cual genera la flexocompresión biaxial, la columna tendrá que ser dimensionada y reforzada de manera que se soporte adecuadamente este efecto.

Para losas

Los esfuerzos generados en las losas no se obtienen del análisis estructural en el programa ETABS, la metodología de análisis utilizada se detalla en el numeral 7.4.2.

7.4.1.6 RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Cargas aplicadas

Los edificios Tipo para la alternativa en hormigón armado han sido analizados para las siguientes cargas:

Tabla 7.4.5: Cargas de diseño Edificios tipo – Alternativa en Hormigón Prefabricado

CARGAS DE GRAVEDAD		
CARGAS DE PISO		
CARGA VIVA	200	kg/m ²
SOBRECARGA MUERTA	100	kg/m ²
CARGA DE PAREDES	250	kg/m ²
CARGAS DE CUBIERTA		
CARGA VIVA	100	kg/m ²
SOBRECARGA MUERTA	50	kg/m ²
CARGA DE VIENTO		
PRESIÓN VIENTO	50	kg/m ²

Modelos estructurales

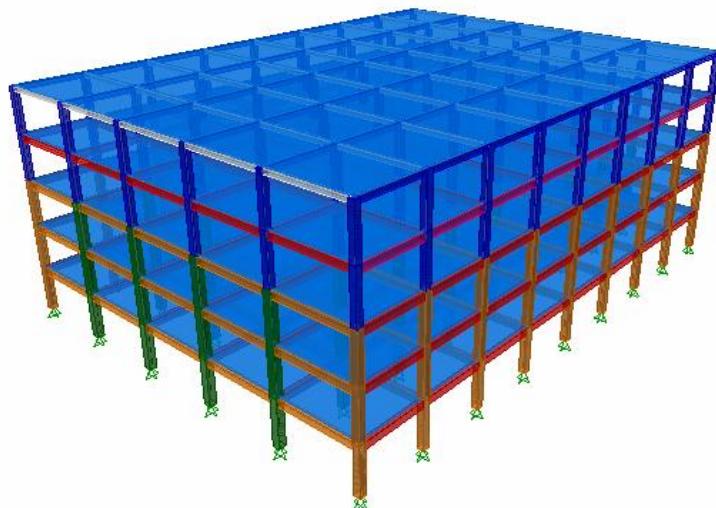


Figura 7.4.1: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 5 Pisos

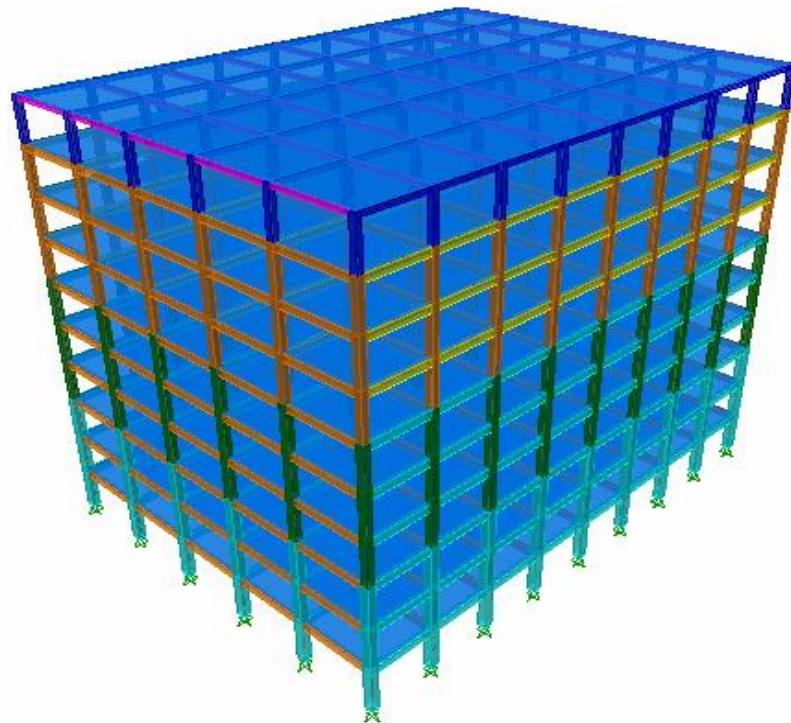


Figura 7.4.2: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 10 Pisos

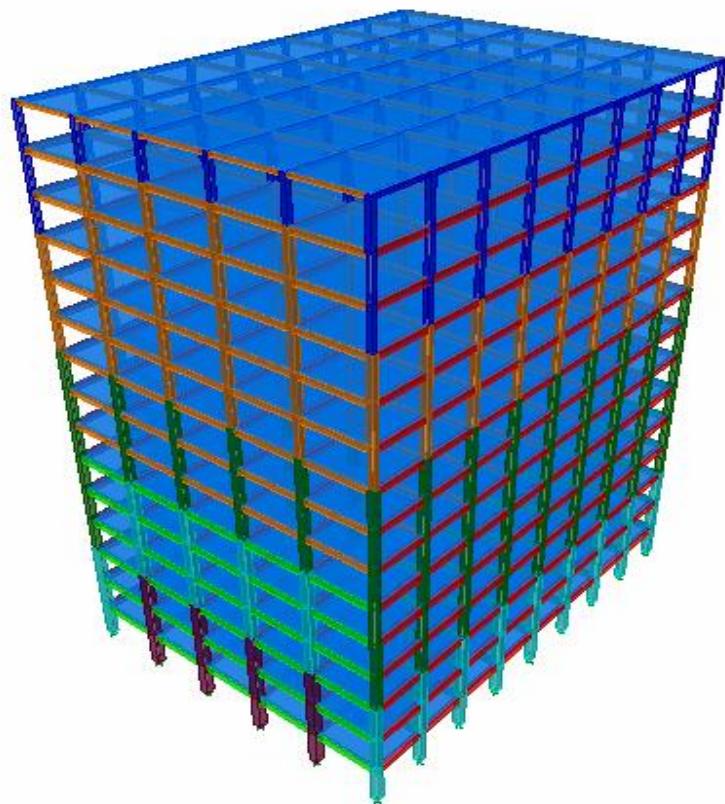


Figura 7.4.3: Modelo estructural ETABS – Edificio 1 con 15 Pisos

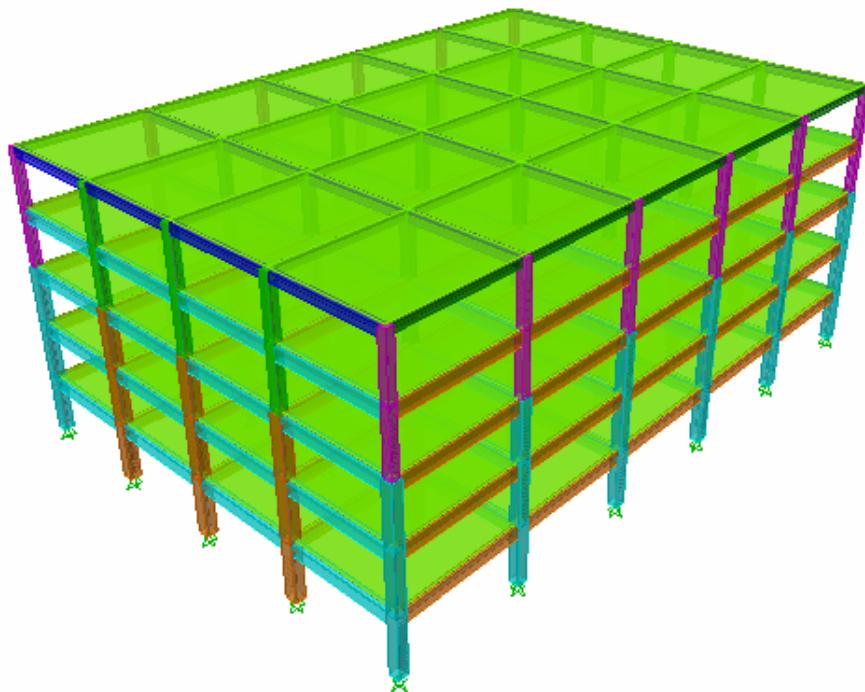


Figura 7.4.4: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 5 Pisos

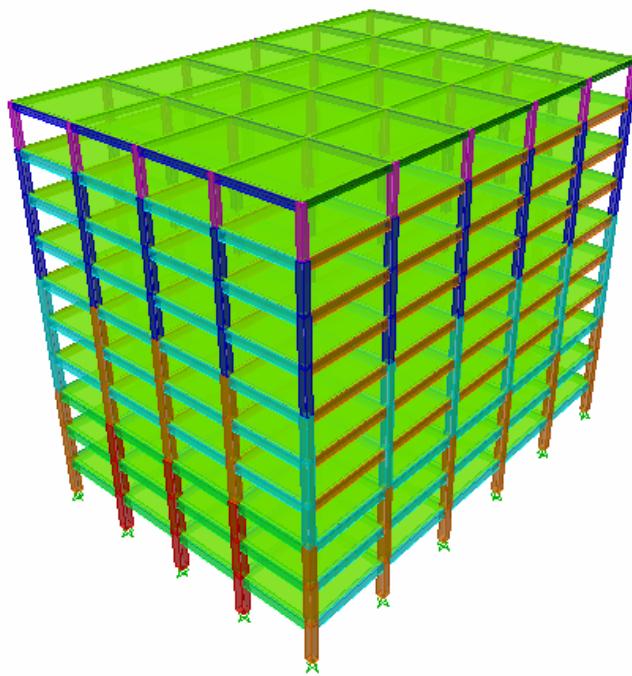


Figura 7.4.5: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 10 Pisos

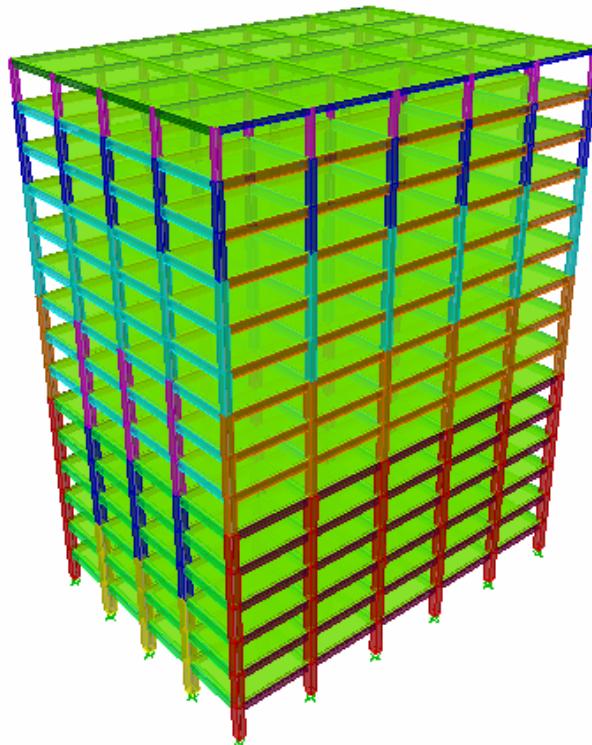


Figura 7.4.6: Modelo estructural ETABS – Edificio 2 con 15 Pisos

Resumen de parámetros de comportamiento global

Los resultados de los parámetros generales obtenidos del análisis estructural se resumen en la Tabla 7.4.6:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 7.4.6: Resumen del comportamiento global – Edificios tipo con sistema de piso de hormigón prefabricado

	UNID AD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
		5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS
CARGA SÍSMICA							
PERIODO MÁXIMO DE LA ESTRUCTURA	s	0.80	1.50	2.16	0.80	1.50	2.16
COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN ESPECTRO DIRECCIÓN X		1.46	1.44	1.32	1.55	1.37	1.64
COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN ESPECTRO DIRECCIÓN Y		1.69	1.77	1.61	1.34	1.45	1.45
DERIVAS DE PISO							
DIRECCIÓN X	%	1.42	1.50	1.57	1.41	1.47	1.60
DIRECCIÓN Y	%	1.69	1.97	1.86	1.41	1.53	1.89
PARTICIPACIÓN DE MASAS							
NUMERO MODOS PARA EL ANÁLISIS		10	10	10	10	10	10
PARTICIPACIÓN MASAS DIRECCIÓN X	%	98	95	94	99	97	96
PARTICIPACIÓN MASAS DIRECCIÓN Y	%	99	97	96	98	96	94
PERIODOS							
PERIODO FUNDAMENTAL DIRECCIÓN X	s	1.26	2.35	3.08	1.33	2.55	3.90
PERIODO FUNDAMENTAL DIRECCIÓN Y	s	1.45	2.95	3.80	1.16	2.26	3.46
PERIODO FUNDAMENTAL TORSIONAL	s	1.25	2.41	3.14	1.08	2.08	3.13
CORTANTE EN LA BASE							
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO (RESISTENCIA)	kg	60200 0	701000	764000	60300 0	690000	746000
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO (DERIVAS)	kg	33300 0	356000	434000	36400 0	406000	413000



UNIVERSIDAD DE CUENCA

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN X (RESISTENCIA)	kg	48400 0	561000	613000	48500 0	554000	597000
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN Y (RESISTENCIA)	kg	48400 0	560000	612000	48700 0	553000	596000
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN X (DERIVAS)	kg	33100 0	390000	465000	31200 0	359000	365000
ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DIRECCIÓN Y (DERIVAS)	kg	28600 0	316000	381000	36300 0	405000	410000
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO X (RESISTENCIA)	%	80	80	80	80	80	80
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO Y (RESISTENCIA)	%	80	80	80	81	80	80
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO X (DERIVAS)	%	99	109	107	86	88	88
PORCENTAJE CORTANTE DINÁMICO RESPECTO DEL ESTÁTICO SISMO Y (DERIVAS)	%	86	89	88	100	100	99



7.4.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE ENTREPISO

7.4.2.1 GENERALIDADES

Para el modelamiento estructural, los sistemas de entrepiso se suponen como vigas compuestas que se encuentran simplemente apoyadas y el análisis se efectúa mediante hojas de cálculo.

7.4.2.2 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Definición de materiales

Se utilizan los materiales definidos en las tablas 7.4.1, 7.4.2, 7.4.3, 7.4.4

Definición de secciones

En nuestro medio en lo referente a sistemas de pisos en hormigón prefabricado el mercado posee dos sistemas los cuales serán ocupados para nuestro análisis:

- Sistema de viguetas, el cual consiste de viguetas pretensadas (35cm de alto, base de 10cm de ancho y corona de 15cm de ancho) las cuales se colocan a 70cm de separación y sobre estas se funde una loseta cuya dimensión se toma de 7.5cm de espesor.
- Sistemas de vigas doble T las cuales tienen una altura de 35cm de alto con un ancho total de 1.60m

7.4.2.3 APLICACIÓN DE CARGAS

Las cargas se aplican al modelo estructural del sistema de piso con los valores definidos en el Capítulo 3 y según los siguientes criterios:

Cargas de gravedad

Las cargas de gravedad (Carga viva de piso, Carga viva de cubierta, Sobrecarga muerta y Carga de paredes) se aplican directamente sobre las viguetas y vigas doble T, como una carga lineal uniformemente distribuida.

7.4.2.4 FUERZAS DE DISEÑO

Las fuerzas de diseño se obtienen de un análisis mediante hojas de cálculo, estas fuerzas son flexión y corte.



7.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALTERNATIVA CON SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS

7.5.1 GENERALIDADES

El diseño estructural de los elementos de los edificios tipo se realiza conforme a los procedimientos detallados en la sección 3.4.4.

7.5.2 RESULTADOS DEL DISEÑO

Tabla 7.5.1: Resumen de cantidades para alternativa con sistemas de piso prefabricados

UNIDAD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS
HORMIGÓN						
COLUMNAS	m3	198	491	924	174	401
VIGAS	m3	320	742	1198	374	834
TOTAL	m3	518	1233	2122	548	1235
ACERO DE REFUERZO						
COLUMNAS	kg	38976	93765	169199	30305	75882
VIGAS	kg	46279	112923	168731	49168	112818
TOTAL	kg	85255	206688	337930	79473	188700
HORMIGÓN PREFABRICADO						
LOSAS	m3	775	1550	2325	1015	2030
TOTAL	m3	775	1550	2325	1015	2030
3045						

Tabla 7.5.2: Resumen de cantidades por unidad de área para alternativa con sistemas de piso prefabricados

UNIDAD	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS	5 PISOS	10 PISOS	15 PISOS
HORMIGÓN						
COLUMNAS	m3/m2	0.03	0.04	0.05	0.03	0.04
VIGAS	m3/m2	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08
TOTAL	m3/m2	0.09	0.10	0.12	0.10	0.11
ACERO DE REFUERZO						
COLUMNAS	kg/m2	6.50	7.81	9.40	5.41	6.78
VIGAS	kg/m2	7.71	9.41	9.37	8.78	10.07
TOTAL	kg/m2	14.21	17.22	18.77	14.19	16.85
12.06						
HORMIGÓN PREFABRICADO						
LOSAS	m3/m2	0.13	0.13	0.13	0.18	0.18
TOTAL	m3/m2	0.13	0.13	0.13	0.18	0.18
0.18						



7.5.2.1 EDIFICIO 1 CON 5 PISOS

Columnas

Tabla 7.5.3: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 5 Pisos

TIPO DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNAS (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNAS (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	9	3.25	702	29	6317
C2	45	3.75	726	169	32659
			TOTAL:	198	38976

Vigas

Tabla 7.5.4: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 5 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	75	12506
PISO 2	75	11314
PISO 3	75	9845
PISO 4	56	7316
PISO 5	38	5298
TOTAL:	320	46279

Losas

Tabla 7.5.5: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 5 Pisos

TIPO DE LOSA	Piso (m ²)	# Pisos	Total (m ²)	Peso total (kg)
VIGUETAS	1200	5	6000	1860000



7.5.2.2 EDIFICIO 1 CON 10 PISOS

Columnas

Tabla 7.5.6: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 10 Pisos

TIPO DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNAS (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNAS (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	54	9.09	1736	491	93765
			TOTAL:	491	93765

Vigas

Tabla 7.5.7: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 10 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	79	15061
PISO 2	79	15002
PISO 3	79	14585
PISO 4	80	13650
PISO 5	80	12303
PISO 6	80	11119
PISO 7	76	10112
PISO 8	76	8730
PISO 9	76	7233
PISO 10	38	5129
TOTAL:	742	112923

Losas

Tabla 7.5.8: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 10 Pisos

TIPO DE LOSA	Piso (m ²)	# Pisos	Total (m ²)	Peso total (kg)
VIGUETAS	1200	10	12000	3720000



7.5.2.3 EDIFICIO 1 CON 15 PISOS

Columnas

Tabla 7.5.9: Resultados del diseño de columnas – Edificio 1 con 15 Pisos

TIPO DE COLUMNA	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNA (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNA (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	9	14.60	2737	131	24630
C2	45	17.62	3213	793	144570
			TOTAL:	924	169199

Vigas

Tabla 7.5.10: Resultados del diseño de vigas – Edificio 1 con 15 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	92	14693
PISO 2	92	14216
PISO 3	92	13657
PISO 4	94	13157
PISO 5	94	12525
PISO 6	94	12660
PISO 7	74	12232
PISO 8	74	12484
PISO 9	74	11990
PISO 10	76	11120
PISO 11	76	10438
PISO 12	76	9316
PISO 13	76	8158
PISO 14	76	7020
PISO 15	38	5065
TOTAL:	1198	168731



Losas

Tabla 7.5.11: Resultados del diseño de losas – Edificio 1 con 15 Pisos

TIPO DE LOSA	Piso (m ²)	# Pisos	Total (m ²)	Peso total (kg)
VIGUETAS	1200	15	18000	5580000

7.5.2.4 EDIFICIO 2 CON 5 PISOS

Columnas

Tabla 7.5.12: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 5 Pisos

TIPO DE COLUMNA	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNA (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNA (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	12	5.20	889	62	10671
C2	18	6.19	1091	111	19634
TOTAL:				174	30305

Vigas

Tabla 7.5.13: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 5 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	81	12671
PISO 2	81	11955
PISO 3	81	10135
PISO 4	83	8873
PISO 5	46	5534
TOTAL:	374	49168

Losas

Tabla 7.5.14: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 5 Pisos

TIPO DE LOSA	Piso (m ²)	# Pisos	Total (m ²)	Peso total (kg)
VIGUETAS	1120	5	5600	2436000



7.5.2.5 EDIFICIO 2 CON 10 PISOS

Columnas

Tabla 7.5.15: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 10 Pisos

TIPO DE COLUMNA	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNA (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNA (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	12	12.10	2073	145	24878
C2	18	14.23	2834	256	51004
TOTAL:				401	75882

Vigas

Tabla 7.5.16: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 10 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	98	15074
PISO 2	98	14685
PISO 3	98	14252
PISO 4	81	12621
PISO 5	81	12288
PISO 6	81	10925
PISO 7	82	10020
PISO 8	82	9148
PISO 9	82	8667
PISO 10	46	5139
TOTAL:	834	112818

Losas

Tabla 7.5.17: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 10 Pisos

TIPO DE LOSA	Piso (m ²)	# Pisos	Total (m ²)	Peso total (kg)
VIGUETAS	1120	10	11200	4872000



7.5.2.6 EDIFICIO 2 CON 15 PISOS

Columnas

Tabla 7.5.18: Resultados del diseño de columnas – Edificio 2 con 15 Pisos

TIPO DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	VOLUMEN HORMIGÓN / COLUMNAS (m ³)	PESO DE ACERO / COLUMNAS (kg)	VOLUMEN HORMIGÓN TOTAL (m ³)	PESO DE ACERO TOTAL (kg)
C1	12	22.86	4758	274	57093
C2	18	26.98	8083	486	145488
			TOTAL:	760	202581

Vigas

Tabla 7.5.19: Resultados del diseño de vigas – Edificio 2 con 15 Pisos

	VOLUMEN HORMIGÓN (m ³)	PESO ACERO REFUERZO (kg)
PISO 1	95	15847
PISO 2	95	16167
PISO 3	95	16158
PISO 4	96	15598
PISO 5	96	14993
PISO 6	96	14678
PISO 7	81	13298
PISO 8	81	12732
PISO 9	81	12205
PISO 10	82	11279
PISO 11	82	10579
PISO 12	82	9903
PISO 13	82	9080
PISO 14	82	8854
PISO 15	46	5029
TOTAL:	1275	186401

Losas

Tabla 7.5.20: Resultados del diseño de losas – Edificio 2 con 15 Pisos



UNIVERSIDAD DE CUENCA

TIPO DE LOSA	Piso (m ²)	# Pisos	Total (m ²)	Peso total (kg)
VIGUETAS	1120	15	16800	7308000



8. ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO

8.1 GENERALIDADES

El análisis y diseño estructural de un edificio tiene gran importancia a la hora de plantear un proyecto, sin embargo tiene igual importancia el factor económico, ya que de este depende en gran medida la viabilidad del proyecto, por lo que es necesario definir los costos de tal manera que la solución estructural escogida sea la más eficiente.

Dentro del análisis económico para estructuras existen dos grandes aspectos a tomarse en cuenta:

- Costos de construcción
- Tiempos Operacionales

Estos aspectos serán la base para la comparación de las alternativas y la posterior elección del sistema más adecuado.

8.2 COSTOS DE CONSTRUCCIÓN

8.2.1 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

La estructura esta compuesta por varios elementos y para determinar el costo total de la estructura se necesita determinar el costo de cada una de estas partes que lo integran.

El costo de cada elemento se denomina rubro en los cuales intervienen los gastos indirectos, mano de obra, materiales y equipo; para algunos materiales como son el acero y hormigón prefabricado también se considera el transporte.

8.2.1.1 GASTOS INDIRECTOS

Se refiere todo lo relacionado con imprevistos, impuestos, fianzas, utilidades, estos costos son importantes porque en la construcción surgen todo tipo de inconvenientes.

8.2.1.2 MANO DE OBRA

En este aspecto, se considera el costo del material humano necesario para la elaboración y colocación de los elementos, el costo de la mano de obra se rige de acuerdo a los estatutos de salarios según la ley lo indique, este costo está expresado en horas-hombre.



8.2.1.3 MATERIALES

Aquí se encuentran los costos referentes a materia prima necesarios para la elaboración de los elementos estructurales, estos costos provienen del análisis de diferentes proveedores y de la disponibilidad que tienen en el mercado.

8.2.1.4 EQUIPOS

Son los costos que resultan del uso de maquinaria pesada, herramientas manuales, así como también del gasto de estas herramientas y mantenimiento de maquinaria.

Los rubros para las diferentes alternativas fueron obtenidos de la Cámara de la construcción, del programa InterPro y mediante consulta con profesionales de la construcción que tienen experiencia en costos.

8.2.2 PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO

Los rubros a considerarse en el cálculo del presupuesto de la alternativa en hormigón armado son:

- Hormigón premezclado
- Acero de refuerzo
- Malla electrosoldada
- Hormigonado de columnas
- Hormigonado de vigas
- Hormigonado de Losas
- Encofrado recto
- Encofrado de losas
- Bombeo de hormigón

En la tabla 8.2.1 se indican los precios considerados:

Tabla 8.2.1: Rubros utilizados para la alternativa en Hormigón Armado

Código	Descripción	Unidad	P.Unitario (USD)
505002	$H^0 S^0 f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ (en concretera)	m^3	112.08
505073	Bombeo de hormigón	m^3	10.47
507004	Acero de refuerzo $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$, en varillas corrugadas	kg	1.66
510044	Encofrado de columnas, 4 caras	m^2	14.56
506003	Hormigonado de columnas (equipo y mano de obra)	hora	28.33
510054	Encofrado recto general con tableros triplex	m^2	12.04
506039	Hormigonado de vigas (equipo y mano de obra)	hora	28.33



UNIVERSIDAD DE CUENCA

510032	Encofrado de losas planas. Desencofrado a los 20 días. 1.5 usos por mes	m ²	11.63
506001	Hormigonado de losas de piso (equipo y mano de obra)	hora	31.59
509004	Sum. + Instal. Malla Electrosoldada R84 (4 mm cada 15 cm)	m ²	2.57
528069	Alivianamiento de losas de 30 cm con casetones 40x40x25 cm	Uni	2.15

8.2.3 PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA EN ACERO ESTRUCTURAL

Los rubros a considerarse para el presupuesto de la alternativa en Acero Estructural son:

- Acero de refuerzo
- Placa colaborante
- Hormigón para relleno de columna
- Hormigón para losa sobre placa colaborante
- Bombeo de hormigón

El la tabla 8.2.2 se indican los precios considerados:

Tabla 8.2.2: Rubros utilizados para la alternativa en Acero Estructural

Código	Descripción	Unidad	P.Unitario (USD)
535005	Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico	kg	2.27
506003	Hormigonado de columnas (equipo y mano de obra)	hora	28.33
516097	Sum. + Instal. deck metálico colaborante (Novalosa) 0.65 mm	m ²	20.11
506001	Hormigonado de lasas de piso (equipo y mano de obra)	hora	31.59
509002	Sum. + Instal. Malla Electrosoldada R64 (3.5 mm cada 15 cm)	m ²	2.14
505002	HºSº f'c=210 kg/cm ² (en concretera)	m ³	103.97

8.2.4 PRECIOS UNITARIOS PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN PREFABRICADO

Los rubros a considerarse para la alternativa en hormigón armado con sistema de piso prefabricado son:

- Acero de refuerzo
- Hormigón premezclado



- Malla electrosoldada
- Hormigonado de columnas
- Hormigonado de vigas
- Hormigonado de losas
- Encofrado recto
- Vigas doble T
- Vigas Hollow Core
- Bombeo de hormigón

Tabla 8.2.1: Rubros utilizados para la alternativa en Hormigón Prefabricado

Código	Descripción	Unidad	P.Unitario (USD)
505002	$H^0 S^0 f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ (en concretera)	m^3	112.08
505073	Bombeo de hormigón	m^3	10.47
510042	Encofrado de columnas	m^2	14.23
507004	Acero de refuerzo $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$, en varillas corrugadas	kg	1.66
506003	Hormigonado de columnas (equipo y mano de obra)	hora	28.33
510064	Encofrado de madera recto (2 usos)	m^2	9.38
506039	Hormigonado de vigas (equipo y mano de obra)	hora	28.33
524003	Izado y colocación de losetas prefabricadas	Hora	42.88
524017	Sum. + Instal. Losas de hormigón prefabricadas de 7 cm de espesor	m^2	17.59
509002	Sum. + Instal. Malla Electrosoldada R64 (3.5 mm cada 15 cm)	m^2	2.14
506001	Hormigonado de lasas de piso (equipo y mano de obra)	hora	31.59

8.3 RENDIMIENTO

El rendimiento es el tiempo empleado en realizar un determinado trabajo por parte de una persona o un equipo.

Los rendimientos quedan determinados por el tipo de proyecto u obra, la experiencia y capacidad de constructores dentro del medio en el cual se ejecute el proyecto. Los rendimientos considerados dentro del análisis económico para edificios de viviendas fueron obtenidos en la cámara de la construcción de Cuenca los mismos que son obtenidos por recolección de datos en diferentes construcciones dentro del sector.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Los valores de rendimientos utilizados se muestran en el análisis de cada precio unitario.

8.4 PRESUPUESTO

El presupuesto es un monto aproximado al valor real que necesitará la obra para su construcción, siendo así es de vital importancia que el cálculo del presupuesto se acerque lo mas posible al costo real de la obra logrando una mejor inversión del dinero.

Dentro de la construcción de edificaciones para vivienda el presupuesto abarca lo relacionado con cantidades, análisis de costos, tiempos de construcción, gastos indirectos que puedan ocurrir en cualquier instante de la etapa constructiva.

La importancia del presupuesto recae en que nos permite llevar un adecuado control de los gastos proveyendo un control de contabilidad y transparencia financiera que se refleja en la eficiencia en el manejo del capital a ser invertido.

El presupuesto se obtiene multiplicando el costo unitario de los rubros utilizados en cada alternativa por la cantidad de obra de cada rubro, este presupuesto se obtendrá con la ayuda del programa InterPro.

8.5 ANÁLISIS DEL VALOR DEL DINERO EN EL TIEMPO

8.5.1 GENERALIDADES

El valor del dinero en el tiempo se refiere a que el dinero cambia con el transcurso del tiempo, ya que al transcurrir el tiempo el dinero va perdiendo su valor.

Dentro de lo que se refiere a edificios mientras más rápido se ponga en funcionamiento los mismos, más pronto se podrá recuperar el capital invertido y obtener ganancias o rentabilidad.

Para definir una ecuación que nos permita evaluar el valor del dinero en el tiempo introduciremos el concepto de interés.

8.5.1.1 INTERÉS

“El interés es un índice utilizado para medir la rentabilidad de los ahorros o también el costo de un crédito. Se expresa generalmente como un porcentaje.”

Este índice se ve afectado por los siguientes factores:

- La inflación que consiste en un aumento de precios que hace que el dinero pierda su valor.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- La posibilidad del dueño de invertir el capital en alguna otra actividad económica pudiendo obtener utilidades ya que el dinero tiene la propiedad de generar más dinero.

El interés se ve afectado por la tasa de interés que se expresa en porcentaje representando una relación entre la utilidad y el capital invertido en un periodo de tiempo determinado.

Para vivienda según datos obtenidos por el Banco Central del Ecuador, el interés para vivienda es de 10.64%

Dentro del valor del dinero en el tiempo encontramos el concepto de Valor Futuro el cual representa como el rendimiento del dinero si invertimos hoy; este concepto de valor futuro se va a utilizar posteriormente como índice de comparación entre las diferentes alternativas de diseño propuestas.

Al ser el tiempo el factor a usarse en la determinación del valor a futuro se utilizará el interés compuesto para determinar el valor futuro.

El interés compuesto es aquel en el cual los intereses se van capitalizando, aumentando el capital inicial cada periodo determinado y se calcula según la siguiente ecuación:

$$C_n = C_o(1 + i)^n$$

Donde:

n = numero de periodos generalmente representado en años

C_n = capital al final del numero de periodos

C_o = capital inicial

De esta manera la fórmula del valor futuro queda expresada por la siguiente ecuación.

$$VF = C_o(1 + i)^n$$

Esta es la fórmula que nos permite analizar el valor del dinero en el tiempo.

8.6 TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN

El tiempo de construcción es el tiempo que se demora en erigir el edificio, este tiempo es calculado en base a los rendimientos de cada rubro de los diferentes elementos de los que se encuentra compuesta la estructura.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Para determinar los tiempos de construcción se multiplica la cantidad de cada rubro dentro de cada alternativa por su respectivo rendimiento, teniendo en cuenta que están rubros se encuentran enlazados y cuales no.

Los rubros enlazados son aquellos en que van en cadena es decir no se puede realizar el uno hasta que no se termine el anterior, mientras que los rubros no enlazados se pueden realizar paralelamente sin que influya el uno en el otro lo que es beneficioso porque ganamos tiempo.

Estos tiempos de construcción se los representa en el llamado cronograma de trabajo que son tiempos a cumplir para terminar trabajos específicos optimizando el uso de recursos al no dejar que nada este parado o sin trabajar.

8.7 PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN PARA CADA ALTERNATIVA

En los presupuestos de cada alternativa se consideran únicamente los costos correspondientes a la parte estructural de los edificios tipo, considerando únicamente la parte correspondiente a la superestructura.

8.7.1 PRESUPUESTO PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN ARMADO

El proceso de construcción de los edificios tipo en la alternativa de hormigón armado se considera de la siguiente manera:

- Armado del acero de refuerzo
- Encofrado más fundición de columnas
- Encofrado y fundición de vigas
- Encofrado, armado y fundición de losas
- Espera de 14 días para el fraguado del hormigón por piso

Según este proceso y considerando los precios unitarios y rendimientos detallados previamente, se puede resumir el presupuesto para esta alternativa en la tabla 8.7.1.

Tabla 8.7.1: Presupuesto para la alternativa en Hormigón Armado

EDIFICIO	PRESUPUESTO (USD)	TIEMPO CONSTRUCCIÓN (días)	VALOR FUTURO (USD)
EDIFICIO 1 – 5 PISOS	605774.87	222	644242.77
EDIFICIO 1 – 10 PISOS	1293313.47	455	1467045.64
EDIFICIO 1 – 15 PISOS	2079599.31	709	2530844.81
EDIFICIO 2 – 5 PISOS	662734.47	232	706676.71
EDIFICIO 2 – 10 PISOS	1399626.08	468	1593256.76
EDIFICIO 2 – 15 PISOS	2367369.38	759	2920916.34



8.7.2 PRESUPUESTO PARA LA ALTERNATIVA EN ACERO

El proceso de construcción de los edificios tipo en la alternativa de acero estructural se considera de la siguiente manera:

- Montaje de columnas y vigas de acero
- Instalación de placa colaborante y malla de refuerzo
- Fundición de la losa de piso

Tabla 8.7.2: Presupuesto para la alternativa en Acero Estructural

EDIFICIO	PRESUPUESTO (USD)	TIEMPO CONSTRUCCIÓN (días)	VALOR FUTURO (USD)
EDIFICIO 1 – 5 PISOS	772092.74	125	799241.09
EDIFICIO 1 – 10 PISOS	1791971.16	292	1942946.09
EDIFICIO 1 – 15 PISOS	2904783.00	472	3310310.00
EDIFICIO 2 – 5 PISOS	768748.81	124	795669.37
EDIFICIO 2 – 10 PISOS	1787751.98	291	1937700.35
EDIFICIO 2 – 15 PISOS	2941014.44	478	3357407.45

8.7.3 PRESUPUESTO PARA LA ALTERNATIVA EN HORMIGÓN PREFABRICADO

El proceso de construcción de los edificios tipo en la alternativa de hormigón armado con sistema de piso de hormigón prefabricado se considera de la siguiente manera:

- Armado del acero de refuerzo
- Encofrado más fundición de columnas.
- Encofrado y fundición de vigas.
- Para el edificio 1: montaje de vigas pretensadas, encofrado y fundición de loseta de piso.
- Para el edificio 2: montaje de vigas doble T, fundición de loseta de piso.
- Espera de 14 días para el fraguado del hormigón por piso.

Tabla 8.7.3: Presupuesto para la alternativa en Hormigón Prefabricado

EDIFICIO	PRESUPUESTO (USD)	TIEMPO CONSTRUCCIÓN (días)	VALOR FUTURO (USD)
EDIFICIO 1 – 5 PISOS	627418.35	182	659862.04
EDIFICIO 1 – 10 PISOS	1373920.82	398	1533853.42
EDIFICIO 1 – 15 PISOS	2179811.5	631	2596348.15
EDIFICIO 2 – 5 PISOS	688963.97	200	728111.38
EDIFICIO 2 – 10 PISOS	1440296.3	411	1613868.23
EDIFICIO 2 – 15 PISOS	2422618.68	691	2933305.23

9. ANÁLISIS DE RESULTADOS

a. GENERALIDADES

En el capítulo 8 “ANALISIS TECNICO-ECONOMICO” se obtuvieron los costos de cada alternativa, y como varia este valor en el tiempo de construcción. El análisis se lo realiza únicamente para la superestructura, es decir no se considera para el presente análisis costos de cimentaciones.

Dentro de este capítulo se analizaran los resultados obtenidos para las diferentes alternativas. Se realizaran comparaciones en costo y tiempos de construcción y como varían con el cambio en las luces y numero de plantas.

COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA

i. COMPARACIÓN DE COSTOS.

En las figura 9.2.1 y tabla 9.2.1 se muestra el costo inicial por metro cuadrado para cada alternativa estructural.

Tabla 9.2.1 Costo inicial por metro cuadrado de cada alternativa

# PISOS:	COSTO INICIAL ALTERNATIVA (\$/m ²)					
	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
5	10	15	5	10	15	
HORMIGON	101	108	116	118	125	141
ACERO	129	149	161	137	160	175
PREFABRICADO	105	114	121	123	129	144

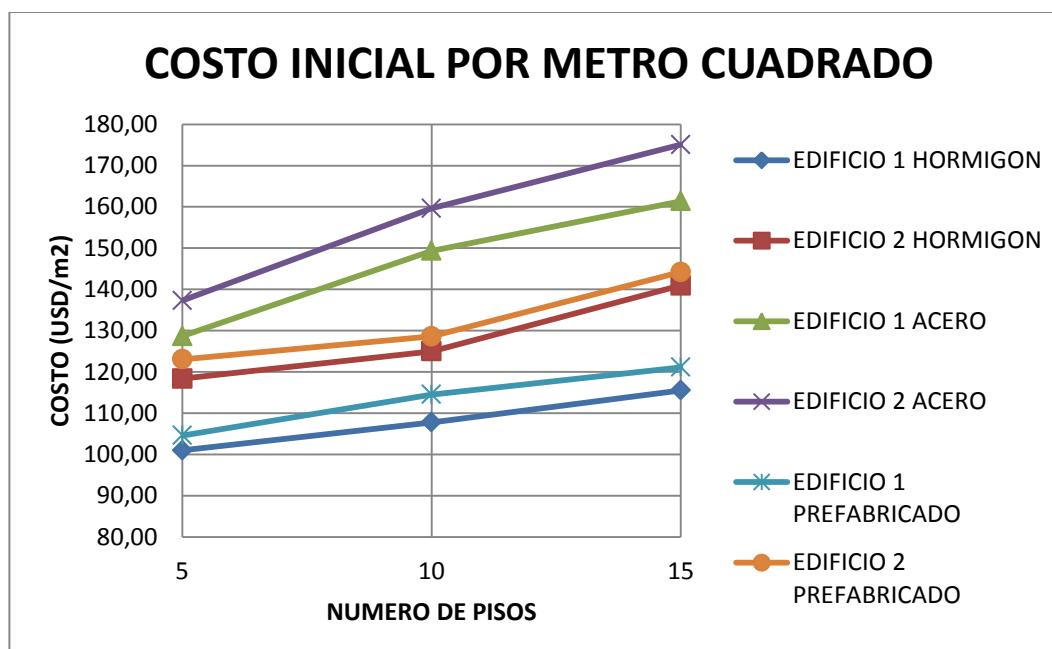


Figura 9.2.1 Costo inicial por metro cuadrado



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En las figura 9.2.2 y tabla 9.2.2 se muestra el costo inicial por metro cuadrado para cada alternativa estructural.

Tabla 9.2.2 Costo final por metro cuadrado de cada alternativa

# PISOS:	COSTO FINAL ALTERNATIVA (\$/m ²)					
	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
	5	10	15	5	10	15
HORMIGON	107	122	141	126	142	174
ACERO	133	162	184	142	173	200
PREFABRICADO	110	128	144	130	144	175

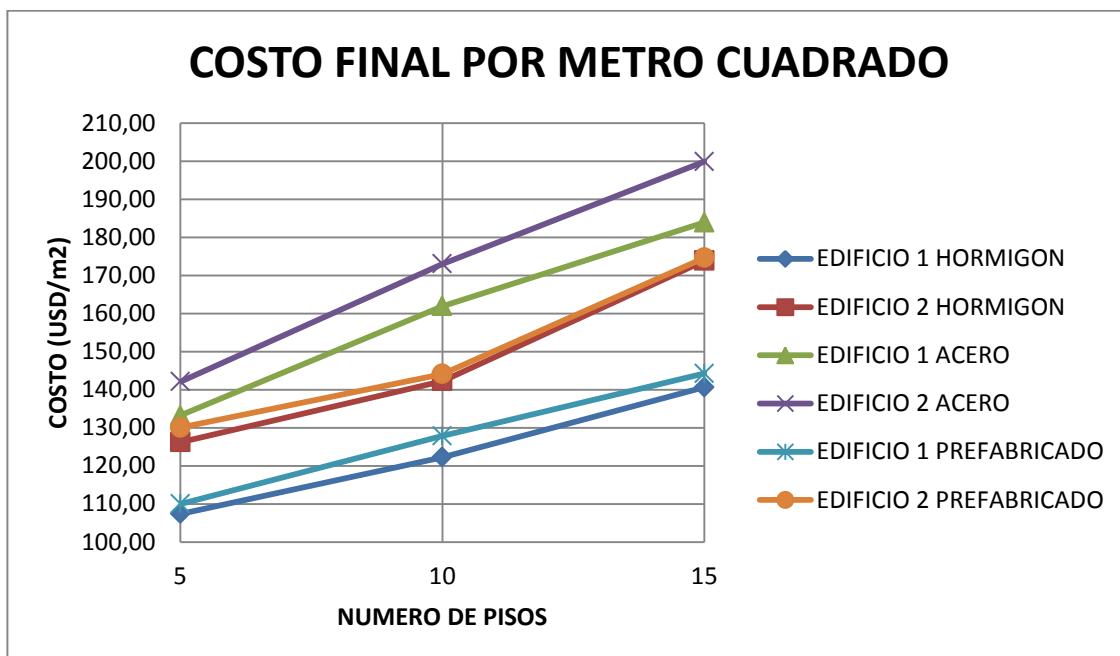


Figura 9.2.2 Costo final por metro cuadrado

ii. COMPARACIÓN DE TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN.

Para realizar la comparación en los tiempos de construcción se tomara como referencia el tiempo de construcción en Hormigón Armado ya que de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis de precios unitarios es la alternativa estructural que más tiempo necesita para ser construida.

En la Figura 9.2.3 y tabla 9.2.4 se muestran los porcentajes de tiempo con respecto a la alternativa de Hormigón Armado que necesita cada estructura para ser construida:

Tabla 9.2.3 Variación en tiempo de construcción



UNIVERSIDAD DE CUENCA

# PISOS:	TIEMPO DE CONSTRUCCION EN RELACION AL HORMIGON (%)					
	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
5	100	100	100	100	100	100
HORMIGON	100	100	100	100	100	100
ACERO	56	64	67	54	62	63
PREFABRICADO	82	87	89	86	88	91

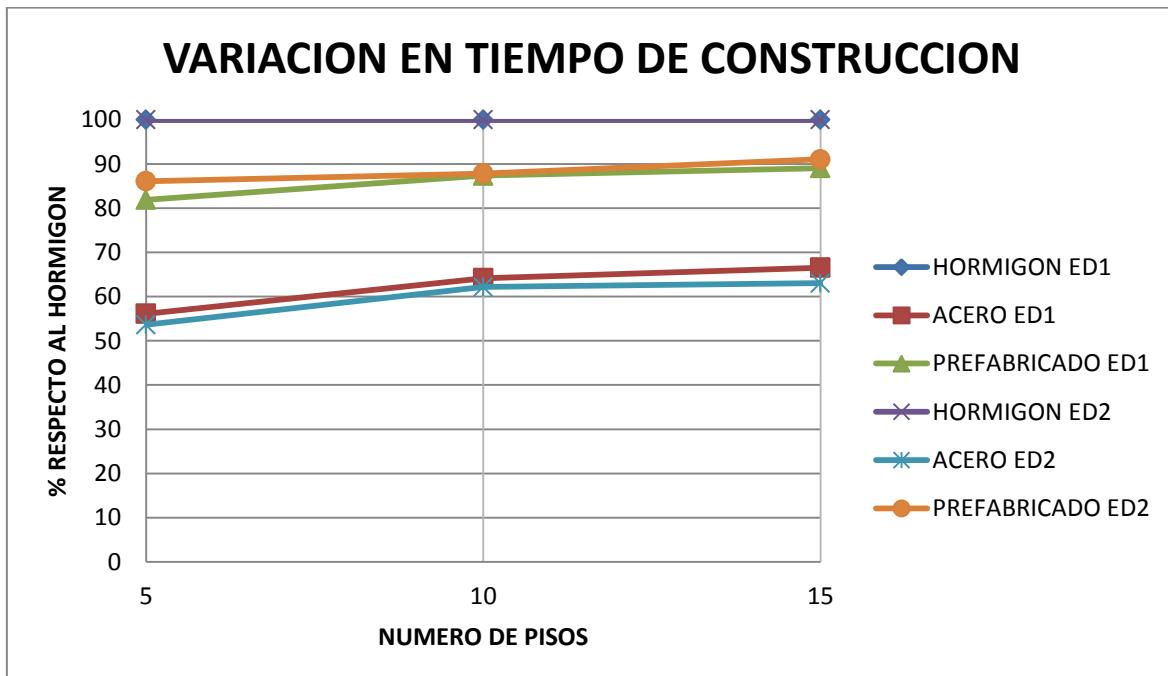


Figura 9.2.3 Variación en tiempo de construcción

iii. COMPARACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA.

Los porcentajes de peso de cada estructura en relación a la estructura de hormigón armado se muestran en la tabla 9.2.4

Tabla 9.2.4 Peso de cada alternativa

# PISOS:	PESO DE LAS ALTERNATIVAS (Ton)					
	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
5	3160	6760	10760	3430	7220	11590
HORMIGON	3160	6760	10760	3430	7220	11590
ACERO	1520	3610	5180	1430	3220	5010
PREFABRICADO	3190	6890	11020	3840	8030	12590

Tabla 9.2.5 Peso de las alternativas en porcentaje

# PISOS:	PESO DE LAS ALTERNATIVAS EN PORCENTAJE					
	EDIFICIO 1			EDIFICIO 2		
	5	10	15	5	10	15
HORMIGON	100	100	100	100	100	100
ACERO	48	53	48	42	45	43
PREFABRICADO	101	102	102	112	111	109

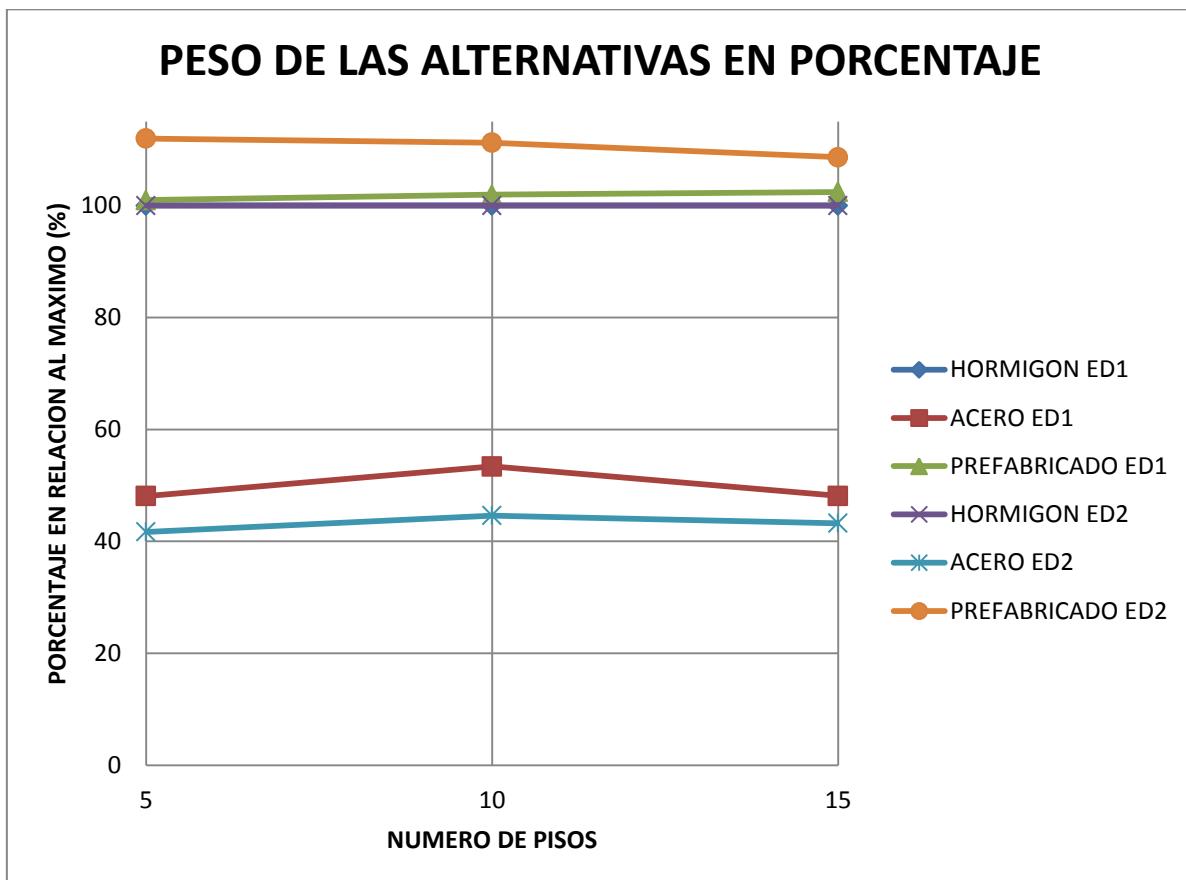


Figura 9.2.4 Peso de las alternativas en porcentaje

iv. COMPORTAMIENTO SEGÚN EL NUMERO DE PISOS

De las figuras 9.2.1 y 9.2.2 se puede observar el incremento en el costo por metro cuadrado a medida que se incrementan el número de pisos. Esta condición es la misma para los 3 tipos de materiales.

1. COMPORTAMIENTO SEGÚN LA LONGITUD DE LAS LUCES

En la Figura 9.2.6 se muestran los porcentajes de incremento en el costo para cada alternativa estructural, separadas de acuerdo al número de plantas del edificio.

Los resultados se muestran como porcentaje de incremento en el costo con relación al costo inicial.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 9.2.6 Incremento en costo por metro cuadrado conforme se incrementa la luz

	INCREMENTO EN EL COSTO CONFORME SE INCREMENTA LA LUZ		
# PISOS:	5	10	15
HORMIGON	15	14	18
ACERO	6	6	8
PREFABRICADO	15	11	16

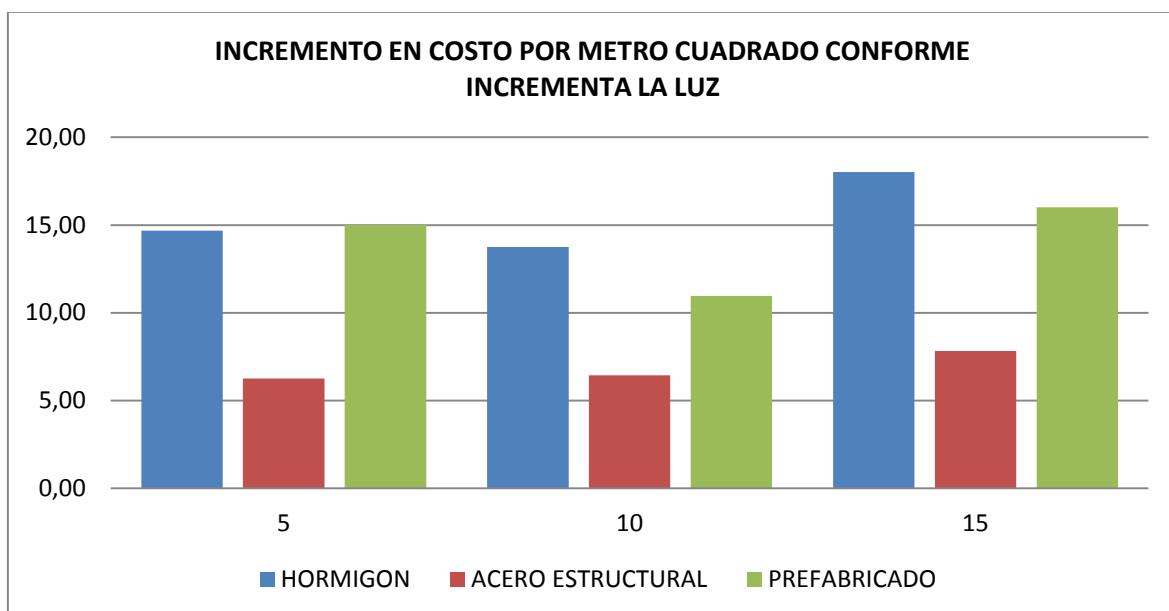


Figura 9.2.5 Incremento en costo por metro cuadrado conforme incrementa la luz



10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

c. CONCLUSIONES.

Luego de realizar el diseño, análisis de costos y comparación entre resultados para cada alternativa estructural, del presente estudio se han obtenido las siguientes conclusiones:

- Al realizar el análisis de los costos iniciales y finales de cada alternativa la estructura de Hormigón Armado resulta la más económica, seguida de la estructura con Hormigón Prefabricado, y finalmente, la estructura más costosa es la estructura de acero.
- A medida que se incrementan el número de plantas el costo por metro cuadrado también se incrementa para cada material, lo que indica un comportamiento según lo esperado.
- Las alternativas en Acero Estructural presentan menores tiempos de construcción que las estructuras con Hormigón Prefabricado y las estructuras de Hormigón Armado. En la figura 9.2.3 se compara los tiempos de construcción de cada material con el tiempo de construcción de una estructura de Hormigón Armado. Se puede observar que para la estructura de Hormigón Prefabricado hay una reducción de los tiempos de construcción entre el 10 y el 20% siendo mayor la reducción mientras menor número de plantas tiene el edificio. Las estructuras de Acero Estructural presentan reducciones en el tiempo de construcción entre un 30 y 40%, al igual que para las estructuras con Hormigón Prefabricado mientras menor número de planta tiene el edificio, mayor es la reducción en el tiempo de construcción.
- Entre los 3 materiales estudiados las estructuras con Hormigón Prefabricado son las estructuras mas pesadas seguidas de las estructuras de Hormigón Armado y finalmente las estructuras de Acero Estructural. Entre las estructuras de Hormigón Armado y las estructuras con Hormigón Prefabricado el porcentaje de variación en peso es menor al 3% por lo que podría ser considerada semejante. Los datos del peso de cada alternativa podrían ser utilizados para realizar un presupuesto y un análisis del tipo de cimentación a utilizar para cada edificio. Las diferencias en peso entre las estructuras de Hormigón y las estructuras de Acero Estructural son cercanas a un 50% en promedio por lo que las estructuras de acero presentarían un menor costo en cimentaciones.
- Del análisis de las edificaciones con hormigón prefabricado se obtiene que son mas pesadas que las estructuras de hormigón armado lo cual da una falsa idea de como se comporta en realidad el hormigón prefabricado. La alternativa con hormigón prefabricado funciona mejor para luces más grandes que las que se indican en este estudio. Además se debe considerar que para el Edificio 1 se utiliza un tipo de sistema



UNIVERSIDAD DE CUENCA

prefabricado diferente que para el edificio 2 por lo cual los datos deberán ser interpretados tomando en cuenta esta consideración.

- A medida que se incrementan las luces entre columnas las tres alternativas presentan un incremento en el costo. En la figura 9.2.5 se observa los porcentajes de incremento en el costo por metro cuadrado para cada material utilizado. Los incrementos en costo para las estructuras de Hormigón Armado y estructuras con Hormigón Prefabricado están entre un 13 y 18% mientras que para las estructuras de acero estructural están entre un 6 a 8%. Es decir que el Acero Estructural se comportaría más eficientemente a medida que se incrementa la luz entre columnas.



11. BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC.

American Society of Civil Engineers. (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-05*.

Calavera Ruiz, J. (s.f.). *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*. España: Intemac S.A.

Crisafulli, F. J. (04 de 10 de 2010). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago, Chile: Instituto Latinoamericano del Fierro y el Acero (ILAFA).

Hamburger, R., Krawinkler, H., Malley, J., & Adan, S. (Junio de 2009). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. Gaithersburg, USA.

McCormac, J. C., & Nelson, J. K. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero: Método LRFD*. Alfaomega.

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. Mexico DF: McGraw Hill / Interamericana Editores S.A.

Zapata Baglietto, L. F. (2007). Conexiones en Estructuras de Acero. *Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica*, (págs. 13-15). Lima-Peru.

PCI Design Handbook; Precast & Prestressed Concrete; 7^{ma} edición; Primera impresión 2010

Carrasco Fabián; Hormigón Pretensado diseño de elementos isostáticos

Nilson Arthur; Design of prestressed concrete; 1987 Segunda edición;

PCI committee on building code; PCI Standard Design Practice

Collins Michael, Mitchell Denis; Prestressed Concrete Structures; 1997.

Nawy Edward; Prestressed Concrete a fundamental approach, 5^{ta} edición.

PCI committee on building code; Prestressed terminology

American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. ACI 318-08