



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

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON UPSE
EXTENSIÓN MANGLARALTO REFORZADA CON FRP (FIBRA DE
VIDRIO) APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-14 COMPARADA
CON LA ESTRUCTURA ACTUAL DEL PABELLON UPSE
EXTENSION MANGLARALTO”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

CHILA RODRÍGUEZ MARÍA AZUCENA

LOPEZ PUGLLA DIEGO FERNANDO

TUTOR:

ING. VILLAGO VERA RAÚL ANDRES M.Sc.

La Libertad, Ecuador

2021

**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA
ELENA**

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON UPSE
EXTENSIÓN MANGLARALTO REFORZADA CON FRP (FIBRA DE
VIDRIO) APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-14 COMPARADA
CON LA ESTRUCTURA ACTUAL DEL PABELLON UPSE
EXTENSION MANGLARALTO”

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

CHILA RODRÍGUEZ MARÍA AZUCENA

LOPEZ PUGLLA DIEGO FERNANDO

TUTOR:

ING. VILLOA VERA RAÚL ANDRÉS M.Sc.

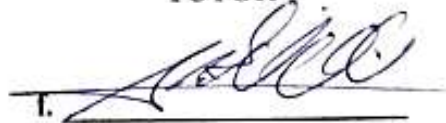
La Libertad, Ecuador

2021

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Chila Rodríguez María Azucena y López Puglla Diego Fernando**, como requerimiento para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

TUTOR


T. _____

Ing. Raúl Andrés Villao Vera M.Sc

DIRECTOR DE LA CARRERA


f. _____

Ing. Juan Garcés Vargas, M.Sc

La Libertad, a los 8 días del mes de marzo del año 2021

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Estudio de caso “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN UPSE EXTENSIÓN MANGLARALTO REFORZADA CON FRP (FIBRA DE VIDRIO) APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-14 COMPARADA CON LA ESTRUCTURA ACTUAL DEL PABELLÓN UPSE EXTENSION MANGLARALTO”, elaborado por los Sres., **CHILA RODRÍGUEZ MARÍA AZUCENA** y **LOPEZ PUGLLA DIEGO FERNANDO**, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR

f. 

Ing. Raúl Andrés Villao Vera M.Sc.

La Libertad, a los 8 días del mes de marzo del año 2021

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros,

Chila Rodríguez María Azucena

López Puglla Diego Fernando

DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON UPSE EXTENSION MANGLARALTO REFORZADA CON FRP (FIBRA DE VIDRIO) APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-14 COMPARADA CON LA ESTRUCTURA ACTUAL DEL PABELLON UPSE EXTENSION MANGLARALTO** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 8 días del mes de marzo del año 2021

LOS AUTORES

f. 

María Azucena Chila Rodríguez

f. 

Diego Fernando López Puglla

AUTORIZACIÓN

Nosotros,

María Azucena Chila Rodríguez

Diego Fernando López Puglla

Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación, **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON UPSE EXTENSION MANGLARALTO REFORZADA CON FRP (FIBRA DE VIDRIO) APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-14 COMPARADA CON LA ESTRUCTURA ACTUAL DEL PABELLON UPSE EXTENSION MANGLARALTO**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 8 días del mes de marzo del año 2021

LOS AUTORES:

f. 

María Azucena Chila Rodríguez

f. 

Diego Fernando López Puglla

La Libertad, 08 de marzo de 2021

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En mi calidad de Tutor de Trabajo de Titulación, modalidad estudio de caso, denominado “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN UPSE EXTENSION MANGLARALTO REFORZADA CON FRP (FIBRA DE VIDRIO) APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-14 COMPARADA CON LA ESTRUCTURA ACTUAL DEL PABELLÓN UPSE EXTENSION MANGLARALTO”, elaborado por los estudiantes CHILA RODRÍGUEZ MARÍA AZUCENA, y LÓPEZ PUGLLA DIEGO FERNANDO, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con un 1% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,



Ing. Raúl Villao Vera
DOCENTE TUTOR

Document Information

Analyzed document TESIS CHILA-LOPEZ urkund.docx (D97922059)
Submitted 3/11/2021 3:56:00 AM
Submitted by Rvillao
Submitter email rvillao@upse.edu.ec
Similarity 1%
Analysis address rvillao.upse@analysis.orkund.com

Sources included in the report

SA	UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA / TESIS AVANZADA (Reparado).docx Document TESIS AVANZADA (Reparado).docx (D95721816) Submitted by: diego.lopezpuglla@upse.edu.ec Receiver: lmoreno.upse@analysis.orkund.com	 8
SA	UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA / TESIS - sin figuras, tablas.docx Document TESIS - sin figuras, tablas.docx (D75802790) Submitted by: jargudo@upse.edu.ec Receiver: jargudo.upse@analysis.orkund.com	 1

Lic. ALEXI JAVIER HERRERA REYES

*Magíster En Diseño Y Evaluación
De Modelos Educativos*

La Libertad, marzo 10 del 2021

Certifica:

Que después de revisar el contenido del trabajo de titulación en opción al título de INGENIERO(A) CIVIL de: **CHILA RODRÍGUEZ MARÍA AZUCENA & LOPEZ PUGLLA DIEGO FERNANDO**, cuyo tema es: **"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON UPSE EXTENSIÓN MANGLARALTO REFORZADA CON FRP (FIBRA DE VIDRIO) APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-14 COMPARADA CON LA ESTRUCTURA ACTUAL DEL PABELLON UPSE EXTENSION MANGLARALTO"** me permito declarar que el trabajo investigativo se encuentra idóneo y puede ser expuesto ante el jurado respectivo para su respectiva defensa.



Lic. Alexi Herrera R, MSc.
Docente de Español A: Literatura
Cel: 0963143788
e-mail: alexiherrerareyes@hotmail.com

AGRADECIMIENTO

Con amor y gratitud al Supremo Creador que me iluminó para no desmayar en este largo y grato proceso.

A mi familia, por haberme brindado el apoyo incondicional y ser mi pilar fundamental durante mi carrera universitaria.

A la Universidad Estatal Península de Santa Elena por darme la dicha de formarme profesionalmente a lo largo de estos años, a mi tutor de tesis Ing. Raúl Villao Vera por ser guía para el desarrollo de esta y a los demás docentes por impartir sus conocimientos durante toda la carrera.

Finalmente, a mis compañeros de curso, que me acompañaron durante mi formación profesional.

María Azucena Chila Rodríguez

DEDICATORIA

Con mucho amor y afecto a mi madre Reyna Rodríguez Flores, quien estuvo acompañándome y dándome las fuerzas necesarias para seguir avanzando, a mi padre Isidro Chila Tuárez por confiar en mí, inculcándome valores éticos y morales y brindarme su apoyo incondicional durante toda mi formación académica.

A mis hermanos que estuvieron conmigo animándome para no desmayar.

Finalmente, a mis amigos por ayudarme a cumplir mis objetivos.

María Azucena Chila Rodríguez

AGRADECIMIENTO

En estas líneas quiero agradecer a todas las personas que hicieron posible esta investigación y que de alguna manera estuvieron conmigo en los momentos más difíciles. En especial a mis padres por todo su amor, comprensión y apoyo brindado durante todo el tiempo de estudio, a mis hermanos por llenarme de alegría, consejos y apoyo, a mis amigos y compañeros con los que compartí dentro y fuera de las aulas.

No puedo dejar de agradecer a la Universidad Estatal Península de Santa Elena en donde tuve la gran fortuna de formar parte, a mi tutor de tesis Ing. Raúl Villao por ser el guía de esta investigación y como nuestro docente durante estos años de estudio, y finalmente a todo el personal docente quienes fueron los encargados de guiarnos profesionalmente.


Diego Fernando López Puglla

DEDICATORIA

Dedico esta investigación a mi padre Segundo López, a mi madre Lucia Puglla, y a mis hermanos, quienes fueron las principales motivaciones para hacerlo posible, ya que sin su apoyo no sería posible, a mis amigos y a todas esas personas que me apoyaron y aconsejaron a seguir adelante por mis sueños y a Dios por darme la oportunidad de llegar con todos ellos hasta estas instancias.

Diego Fernando López Puglla

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Juan Garcés Vargas, Mgp.
DIRECTOR DE CARRERA

f. 
Ing. Raúl Villao Vera, M.Sc.
DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Vianna Pinoargote Rovello, M.Sc.
DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Lucrecia Moreno Alcivar, M.Sc.
DOCENTE DE UIC

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	VI
DEDICATORIA	VII
AGRADECIMIENTO	VIII
DEDICATORIA	IX
ÍNDICE GENERAL.....	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XIX
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XXII
RESUMEN.....	XXIV
ABSTRACT.....	XXV
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento Del Problema.....	4
1.3 Objetivos De Investigación.....	5
1.3.1 Objetivo General	5
1.3.2 Objetivos Específicos	5
1.4 Alcance.....	5
1.5 Justificación.....	7
1.6 Hipótesis Del Trabajo	8
1.7 Variables	8
1.7.1 Variable Independiente.....	8

1.7.2	Variable Dependiente	8
1.8	Metodología General De La Investigación	8
	CAPÍTULO 2	9
	MARCO TEÓRICO.....	9
2.1	Fundamentación Teórica.....	9
2.2	Concreto	9
2.2.1	Definición	9
2.2.2	Componentes	10
2.2.3	Cemento Portland	10
2.2.4	Agregados.....	11
2.2.5	Agua	11
2.3	Ensayos	12
2.3.1	Resistencia A La Compresión	12
2.3.2	Resistencia A La Flexión	14
2.3.3	Absorción de humedad.....	15
2.4	Normas De Ensayos Generales (Agregados)	16
2.5	Aditivos.....	16
2.5.1	Generalidades	16
2.5.2	Funciones.....	17
2.6	Hormigón FRP o GRC	17
2.6.1	Definición	17
2.6.2	Densidad Y Resistencia.....	18
2.6.3	Ventajas Del Hormigón FRP O CFR	18

2.6.4	Desventajas Del Hormigón FRP O CFR.....	18
2.6.5	Aplicación Del Hormigón FRP O CFR.....	19
2.6.6	Componentes	20
2.6.7	Fibra De Vidrio	20
2.6.8	Obtención De Fibra De Vidrio	20
2.6.9	Propiedades Mecánicas	21
2.6.10	Módulo De Elasticidad O Módulo De Deformación.....	22
2.6.11	Coefficiente De Dilatación Térmica	23
2.6.12	Módulo De Elasticidad	24
2.6.13	Clasificación De La Fibra De Vidrio.....	24
CAPÍTULO 3		27
MARCO METODOLÓGICO		27
3.1	Especificaciones ACI 318-14 Para Vigas	29
3.2	Límite De Diseño: Altura Mínima Para Vigas.....	30
3.3	Requisito De Diseño y Durabilidad	30
3.3.1	Resistencia Especificada A La Compresión.....	30
3.3.2	Módulo De Elasticidad	31
3.3.3	Módulo De Elasticidad Secante Y Tangente.....	31
3.4	Acero Para Refuerzo	32
3.4.1	Disposiciones Para La Durabilidad Del Acero De Refuerzo	32
3.5	Prisma de Witney	34
3.6	Resistencia A Cortante En Una Dirección.....	36
3.6.1	Refuerzo Mínimo A Cortante.....	37

3.7	Estudio Del Diseño De Vigas Rectangulares Según McCormac & Brown...	38
3.7.1	Dimensiones de la viga.....	38
3.7.2	Deflexiones.....	39
3.7.3	Estimación Del Peso De La Viga	41
3.7.4	Selección De Las Varillas	42
3.7.5	Recubrimiento	42
3.7.6	Separación Mínima Entre Varillas	44
3.7.7	Longitud De Desarrollo.....	45
3.7.8	Ganchos	47
3.8	Especificaciones ACI 318-14 Para Columnas	48
3.9	Límite Mínimo De Sección De Columna.....	49
3.10	Carga Axial Y Flexión	49
3.10.1	Excentricidad Plástica.....	51
3.11	Diagramas De Interacción	52
3.11.2	Uso De Diagramas De Interacción	53
3.12	Resistencia A Cortante	55
3.13	Flexión Biaxial	56
3.14	Estados De Carga Considerados En El Diseño De La Estructura.	58
3.14.1	Carga Viva	58
3.14.2	Carga Muerta	61
3.14.3	Combinaciones De Carga Para Diseño	64
3.14.4	Especificaciones de diseño	66
3.15	Diseño De Vigas Rectangulares Por Flexión	66

3.15.1	Dimensiones.....	66
3.15.2	Refuerzo Longitudinal Al Mínimo En Elementos A Flexión.....	67
3.15.3	Refuerzos Transversales	67
3.15.4	Ubicación De Los Estribos Para Confinamiento	68
3.16	Capacidad Por Carga Axial De Las Columnas	69
3.17	Resistencia De Diseño	70
3.17.1	Cortante.....	70
3.17.2	Cortante En Dos Direcciones Proporcionada Por El Concreto.....	70
3.17.3	Cálculo De Los Momentos Aproximados En Vigas Continuas No Preesforzados Y Losas En Una Dirección	71
CAPÍTULO 4		72
DISEÑO DE CILINDROS Y VIGA CON REFUERZO GRP (EVALUACIÓN Y CÁLCULOS)		72
4.1	Características De Ensayos	72
4.1.1	Ensayos.....	72
4.1.2	Dosificación.....	72
4.1.3	GRP	76
4.1.4	Resistencia A La Compresión	77
4.2	Cálculo De Resultados	79
4.2.1	Ensayos Sin Refuerzo GRP	80
4.2.2	Ensayos Con Refuerzo GRP (Fibra De Vidrio)	82
4.2.3	Curvas Esfuerzos - Deformaciones Unificada	84
4.3	Módulo De Elasticidad Del Hormigón	86
4.4	Ensayo De Resistencia De La Viga	88

4.4.1	Vigas Sin Refuerzo.....	89
4.4.2	Vigas Con GRP	90
CAPÍTULO 5		91
ANÁLISIS SISMORESISTENTE.....		91
5.1	Espectros	91
5.1.1	Espectros De Respuestas	91
5.1.2	Espectro De Diseño	94
5.2	Cargas, Áreas Tributarias Y Modelamiento.....	98
5.2.1	Cargas Vivas y Cargas Muertas	99
5.2.2	Áreas Tributarias	100
5.2.3	Modelamiento Estructural	101
5.3	Cortante Basal	104
5.3.1	Aplicación Del Cortante Basal En El Modelo.....	104
5.4	Evaluación Estructural Con $F'_c = 240$	105
5.4.1	Diseño De Vigas.....	105
5.4.2	Diseño De Columnas	108
5.4.3	Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil	111
5.4.4	Análisis De Nodos	115
5.5	Evaluación Estructural Con $F'_c = 280$	120
5.5.1	Diseño de vigas	120
5.5.2	Diseño De Columnas	123
5.5.3	Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil	126
5.5.4	Análisis De Nodos	130

5.6	Evaluación Estructural Con $F'_c = 280$ Y Cantidad De Acero Del Edificio Actualmente Construido.....	135
5.6.1	Diseño de vigas	135
5.6.2	Diseño De Columnas.....	138
5.6.3	Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil	141
5.6.4	Análisis De Nodos.....	145
5.7	Comparación De Resultados	149
5.7.1	Diseño De Vigas.....	149
5.7.2	Diseño De Columnas.....	150
5.7.3	Análisis De Nodos.....	150
5.7.4	Chequeo De Columna Fuerte -Viga Débil	150
5.8	Control De Derivas Y Torsiones.....	151
5.8.1	Control De Derivas.....	151
5.8.2	Control De Torsiones	152
5.9	Desempeño Sísmico	153
	CAPITULO 6.....	156
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	156
6.1	Conclusiones	156
6.1.1	Comportamiento De La Fibra De Vidrio En Compresión.....	156
6.1.2	Comportamiento De La Fibra De Vidrio A Flexión	156
6.1.3	Modelamiento En Software.....	156
6.1.4	Análisis Sismorresistente Pabellón UPSE.....	156
6.1.5	Estructuras Con Fibra De Vidrio.....	157

6.1.6	Aplicaciones	157
6.2	Recomendaciones.....	157
6.2.1	Aplicación De La Fibra De Vidrio En Elementos Estructurales.....	157
6.2.2	Número de capas.	158
6.2.3	Traslapes.....	158
6.2.4	Estética Arquitectónica.....	158
6.2.5	Ensayos.....	158
	REFERENCIAS.....	160
	ANEXOS	164
	Ubicación Del Pabellón Extensión Upse En La Parroquia Manglaralto.....	165
	Ensayos	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores típicos de los módulos de elasticidad de un laminado unidireccional	22
Tabla 2 Coeficientes de dilatación térmica comunes para diferentes materiales.....	23
Tabla 3 Propiedades de las resinas.....	26
Tabla 4 Altura mínima de vigas no preesforzadas	30
Tabla 5 Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados.....	33
Tabla 6 Casos donde no se requiere A_v , min si $0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$	37
Tabla 7 A_v , min requerido	38
Tabla 8 Deflexión máxima admisible calculada	39
Tabla 9 Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas.....	41
Tabla 10 Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados.....	44
Tabla 11 Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción.....	46
Tabla 12 Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción.....	47
Tabla 13 Resistencia axial máxima.....	50
Tabla 14 Método detallado para calcular V_c en miembros no preesforzados con compresión axial.	56
Tabla 15 Cargas vivas: sobrecargas mínimas	59
Tabla 16 Cargas muertas: pesos de los materiales	62
Tabla 17 Combinaciones de carga	65
Tabla 18 Combinaciones de cargas según NEC	65
Tabla 19 Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección	71
Tabla 20 Dosificación para cilindros	73
Tabla 21 Volumen para cilindros y vigas	73
Tabla 22 Volumen para vigas	74
Tabla 23 Volumen requerido para fundir.....	74
Tabla 24 Resultado de ensayos sin refuerzo GRP	80
Tabla 25 Resistencia y Deformaciones de ensayos sin GRP	80

Tabla 26 Esfuerzos - Deformaciones	81
Tabla 27 Resultado de ensayos con refuerzo GRP (fibra de vidrio).....	82
Tabla 28 Resistencia y Deformaciones de ensayos sin GRP	83
Tabla 29 Esfuerzos - Deformaciones	83
Tabla 30 Análisis De Incremento en el laboratorio	85
Tabla 31 Análisis de incremento en el edificio UPSE	86
Tabla 32 Resultados de MCR con fibra y normal.....	90
Tabla 33 Características de la Parroquia Manglaralto	92
Tabla 34 Características de la Parroquia Manglaralto	94
Tabla 35 Datos de la Parroquia Manglaralto.....	94
Tabla 36 Fa Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.....	95
Tabla 37 Fd Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.....	95
Tabla 38 Fs Comportamiento no lineal de los suelos	96
Tabla 39 Relación de amplificación espectral	96
Tabla 40 Cálculo de las cargas muertas y vivas en los pórticos del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto.....	101
Tabla 41 Cortante Basal del pabellón extensión UPSE	104
Tabla 42 Refuerzo longitudinal y transversal	106
Tabla 43 Refuerzo transversal.....	107
Tabla 44 Momento de la viga.....	112
Tabla 45 Comparación de los momentos de las columnas y vigas	112
Tabla 46 Momento de la viga.....	113
Tabla 47 Comparación de los momentos de las columnas y vigas	113
Tabla 48 Momento de la viga.....	114
Tabla 49 Comparación de los momentos de las columnas y vigas.....	114
Tabla 50 Unión Viga - Columna. Nodo exterior eje M	116
Tabla 51 Unión Viga - Columna. Nodo interno eje M	117
Tabla 52 Unión Viga - Columna. Nodo exterior eje H.....	118
Tabla 53 Unión Viga - Columna. Nodo interno eje H	119
Tabla 54 Momentos máximos y mínimos de la viga	120
Tabla 55 Refuerzo longitudinal y transversal	121
Tabla 56 Refuerzo transversal.....	122
Tabla 57 Momento de la viga.....	127

Tabla 58 Comparación de los momentos de las columnas y vigas.....	128
Tabla 59 Momento de la viga.....	128
Tabla 60 Comparación de los momentos de las columnas y vigas.....	129
Tabla 61 Momento de la viga.....	129
Tabla 62 Comparación de los momentos de las columnas y vigas.....	130
Tabla 63 Unión Viga - Columna. Nodo exterior eje M.....	131
Tabla 64 Unión Viga - Columna. Nodo interno eje M.....	132
Tabla 65 Unión Viga - Columna. Nodo exterior eje H.....	133
Tabla 66 Unión Viga - Columna. Nodo interno eje H.....	134
Tabla 67 Momentos máximos y mínimos de la viga.....	135
Tabla 68 Refuerzo longitudinal y transversal.....	136
Tabla 69 Análisis del acero en la viga.....	137
Tabla 70 Momento de la viga.....	142
Tabla 71 Comparación de los momentos de las columnas y vigas.....	142
Tabla 72 Momento de la viga.....	143
Tabla 73 Comparación de los momentos de las columnas y vigas.....	143
Tabla 74 Momento de la viga.....	144
Tabla 75 Comparación de los momentos de las columnas y vigas.....	144
Tabla 76 Unión Viga - Columna. Nodo exterior eje M.....	145
Tabla 77 Unión Viga - Columna. Nodo interior eje M.....	146
Tabla 78 Unión Viga - Columna. Nodo exterior eje H.....	147
Tabla 79 Unión Viga - Columna. Nodo interno eje H.....	148
Tabla 80 Comparación μ de vigas $f'_c = 240$ y $f'_c = 280$	149
Tabla 81 Comparación de A_s en las vigas de $f'_c = 240$ y $f'_c = 280$	149
Tabla 82 Comparación de columnas.....	150
Tabla 83 Comparación de nodos.....	150
Tabla 84 Comparación del chequeo de columna fuerte - viga débil.....	150
Tabla 85 Control de la deriva de piso con carga 1,2D+L+Ey.....	151
Tabla 86 Control de la deriva de piso con carga 1,2D+L-Ey.....	151
Tabla 87 Control de la deriva de piso con carga 1,2D+L+Ex.....	152
Tabla 88 Control de la deriva de piso con carga 1,2D+L-Ex.....	152
Tabla 89 Torsión en la carga 1,2D+L-Ey.....	153

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1 Prensa hidráulica.....	13
Figura 2 Molde cilíndrico ASTM	13
Figura 3 Prensa hidráulica ASTM	15
Figura 4 Horno	16
Figura 5 Módulos en función de la orientación de la fibra	23
Figura 6 Colocación de GRC en columna y viga.....	29
Figura 7 Módulo de elasticidad secante y tangente	32
Figura 8 Par de fuerzas de compresión y tensión del momento nominal	34
Figura 9 Espaciamiento entre varillas de refuerzo longitudinal y sección de recubrimiento	43
Figura 10 Deformaciones unitarias en la columna.....	49
Figura 11 Curva de interacción para columna ajustada para las tres modificaciones descritas.....	53
Figura 12 Secciones transversales de columnas para las curvas normalizadas de interacción del Apéndice A.....	54
Figura 13 Diagrama de interacción	55
Figura 14 Sección transversal de la columna con eje neutro esviado con respecto a la flexión axial.....	57
Figura 15 Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	67
Figura 16 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal	68
Figura 17 Separación de estribos	69
Figura 18 Algunos ensayos empleados para la dosificación.....	72
Figura 19 Dosificación del concreto	75
Figura 20 Colocación del concreto en encofrados	75
Figura 21 a. Cilindros y vigas en curación después del desencofrado.....	76
Figura 22 b. Fibra de vidrio cortada.....	76
Figura 23 Cilindros con fibra de vidrio.....	77
Figura 24 Vigas con fibra de vidrio	77
Figura 25 Cilindros simples puestos a ensayos.....	78
Figura 26 Cilindros con refuerzo de fibra de vidrio puesto a ensayos.....	78
Figura 27 Vigas simples puestas a ensayos.....	79
Figura 28 Vigas con refuerzo puestas a ensayos.....	79

Figura 29	Esfuerzo - Deformación Sin Refuerzo GRP	82
Figura 30	Esfuerzo - Deformación con Refuerzo GRP	84
Figura 31	Esfuerzo - Deformación con Refuerzo GRP	85
Figura 32	Método de la cuerda.....	87
Figura 33	Determinación del MCR.....	89
Figura 34	Datos acelerográficos RENAC	91
Figura 35	Hoja de cálculo de desplazamiento y aceleración	93
Figura 36	Espectro de Respuesta - Aceleración de la Parroquia Manglaralto	93
Figura 37	Espectro de diseño	97
Figura 38	Espectro de diseño según la NEC-15 de la Parroquia Manglaralto.....	97
Figura 39	Planta baja del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto	98
Figura 40	Planta alta del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto	98
Figura 41	Nervios y vigas del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto.....	99
Figura 42	Áreas tributarias del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto	100
Figura 43	Aplicación del Módulo de Elasticidad en Etabs	102
Figura 44	Modelo estructural con $F'c = 240$	102
Figura 45	Aplicación del Módulo de Elasticidad en Etabs.....	103
Figura 46	Modelo estructural con $F'c = 280$	103
Figura 47	Combinaciones en Load Patterns.....	105
Figura 48	Aplicación de cortantes basales por piso.....	105
Figura 49	Momentos máximos y mínimos de la viga.....	105
Figura 50	Secciones de las vigas diseñadas	108
Figura 51	Columna 35 x 35.....	108
Figura 52	Representación de columna fuerte - viga débil.....	111
Figura 53	Sección de viga diseñada.....	123
Figura 54	Columna 35 x 35.....	123
Figura 55	Representación Columna Fuerte - Viga Débil.....	127
Figura 56	Sección de viga diseñada.....	138
Figura 57	Columna 35 x 35.....	138
Figura 58	Representación columna fuerte - viga débil	141
Figura 59	Tiempo de retorno y aceleración para 72 años	154
Figura 60	Tiempo de retorno y aceleración para 225 años	154
Figura 61	Tiempo de retorno y aceleración para 475 años	155

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PABELLON UPSE EXTENSION MANGLARALTO REFORZADA CON FRP (FIBRA DE VIDRIO) APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-14 COMPARADA CON LA ESTRUCTURA ACTUAL DEL PABELLON UPSE EXTENSION MANGLARALTO”

AUTORES:

CHILA RODRÍGUEZ MARÍA AZUCENA
LÓPEZ PUGLLA DIEGO FERNANDO

TUTOR:

ING. VILLOA VERA RAÚL ANDRÉS

RESUMEN

El presente trabajo de titulación contiene el análisis y diseño estructural del pabellón existente UPSE extensión Manglaralto reforzada con fibra de vidrio, basado en las especificaciones de la Norma ACI 318-14, así mismo se consideró lineamientos de las normas ASTM y ecuatorianas NEC-SE-CG (Carga no sísmica), NEC-SE-HM (Estructuras de Hormigón Armado) y NEC-SE-DS (Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente).

Se realizó ensayos de laboratorio en el cual se empleó la fibra de vidrio para hallar una resistencia del hormigón donde su comportamiento tuvo un buen desempeño sísmico, ganando ductilidad, resistencia convirtiéndolo en un material ideal para la restauración de estructuras. También se usó el software Etabs donde modelamos la estructura existente, incorporando el parámetro f'_c (resistencia a la compresión) con la que se diseñó la estructura, e incorporamos el nuevo parámetro f'_c en los ensayos de compresión y flexión usando la fibra de vidrio. En el ensayo de compresión el comportamiento de la fibra de vidrio aumento un 15% de resistencia de su diseño original, asimismo no llegó a romperse, detectando que el trabajo de esta absorbe deformaciones convirtiéndolo en un hormigón de comportamiento plástico. Igualmente, el uso de la fibra de vidrio a flexión va a aumentar la capacidad para flexionarse sin presentar fisuraciones hasta un 54% el M_{cr} de diseño, donde los elementos frágiles se convierten en más dúctiles bajo cargas.

Finalmente, se establecieron conclusiones y recomendaciones sobre los resultados obtenidos en este estudio orientando a las futuras investigaciones sobre este material.

Palabras Claves: Fibra de vidrio, GRP, FRP, GRC, polímero, ACI 318-14.

ABSTRACT

This degree work contains the analysis and structural design of the existing pavilion UPSE extension Manglaralto reinforced with fiberglass, based on the specifications of the ACI 318-14 Standard, as well as the ASTM and Ecuadorian NEC-SE standards. - CG (Non-seismic load), NEC-SE-HM (Reinforced Concrete Structures) and NEC-SE-DS (Seismic Hazard Design Earthquake Resistant).

Laboratory tests were carried out in which fiberglass was used to find an adequate resistance of the concrete where its behavior has a good seismic performance, gaining ductility, resistance, making it an ideal material for the restoration of structures. The Etabs software was also used where we modeled the existing structure adding the f'_c with which it was designed and the new one achieved with the compression and bending tests using fiberglass. In the compression test, the behavior of the fiberglass increased by 15% in resistance from its original design, also it did not break, detecting that the work of this absorbs deformations, turning it into a concrete with plastic behavior. Likewise, the use of fiberglass in flexure will increase the ability to flex without cracking up to 54% the design M_{cr} , where brittle elements become more ductile under loads.

Finally, conclusions and recommendations were established on the results obtained in this study, guiding future research on this material.

Code Words: Fiberglass, GRP, FRP, GRC, polymer, ACI 318-14.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Dejke and Tefers (2001) expresan que, en la última década, ha existido un aumento considerable de FRP (Polímeros reforzados con fibra) para ser usado como refuerzo de hormigón en la industria de la construcción. Para el refuerzo de FRP se utiliza las siguientes fibras: el carbono (CFRP), aramida (AFRP) y vidrio (GFRP).

El beneficio más obvio de los FRP, a diferencia del acero, es que no es susceptible a la carbonatación iniciada por cloruros de corrosión en hormigón. Este hecho hace que el uso del refuerzo de FRP sea una opción interesante para aumentar la vida útil de las estructuras de hormigón en condiciones severas ambientales.

Las fibras de vidrio y sus aplicaciones están siendo estudiadas por las universidades y laboratorios en todo el mundo basándose en su refuerzo del concreto, debido a la actual necesidad de materiales alternativos a los tradicionales. Cevallos (2014) considera que el término FRP proviene del término Fiber Reinforced Polymer, que esto significa, “material polimérico fibroreforzado”.

Miravete A (2005) postula que la fibra de vidrio posee excelentes propiedades para su uso como elemento estructural. Sin embargo, como se dicta en la guía de comité Guía para el diseño y construcción de hormigón estructural reforzado con polímero reforzado con fibra (FRP) Bars (ACI 440.1R-03) cuando se refiere a las fibras de vidrio E y S: “los factores medioambientales cumplen un desempeño importante en el comportamiento de las fibras de vidrio en relación ante la humedad y las soluciones alcalinas y acidas.”

Osorio (2020) sostiene que las fibras de vidrio muestran un módulo elástico mayor en relación que de las fibras orgánicas, por ejemplo, las de polipropileno, pero estas son menores que el acero.

Los conocidos FRP han desarrollado un papel importante en el mundo donde estos se han utilizado desde hace muchos años atrás en diferentes sectores como naval aeronáutico, astronáutico y militar, donde su inigualable resistencia es lo que más lo caracteriza. La introducción reciente de los FRP en el sector de la construcción se debe a la considerable reducción de los costos, en particular de las fibras de carbono, debido a su mayor difusión y a una optimización de los procesos productivos, por la facilidad de uso y el peso que es parecido a una tela. Creando una relación costo-propiedades mecánicas de las fibras de vidrio que actúa de mejor manera en obra, optimizando la manejabilidad y trabajabilidad, cediendo a que los materiales compuestos que conforman la estructura obtengan grandes resistencias mecánicas.

Cevallos (2014) manifiesta: “Los Fiber Reinforced Polymer en el sector de la construcción está relacionado, primordialmente, en la restauración de las estructuras deterioradas o dañadas empleando refuerzos en particular en el campo sismorresistente.”

Miravete A (2005) señala: “Si se busca un material idóneo a las prestaciones mecánicas para soportar elevadas cargas en combinación con el hormigón, se ha de incorporar el requerimiento de resistencia ante los álcalis del hormigón. Ante el problema actual de corrosión en las armaduras de las estructuras de hormigón, la fibra de vidrio está siendo aplicada en un número creciente de obras.”

En cuanto a los beneficios estructurales se ha comprobado su alta resistencia a la tensión, y la dureza a la fractura que desarrolla el concreto reforzado con fibras de vidrio teniendo una gran resistencia al impacto; es resistente a la corrosión finalmente

su bajo costo de instalación y rápida puesta en servicio haciendo que este tipo de material sea una nueva alternativa de refuerzo. Además de que las fibras de vidrio consiguen disminuir las grietas y fisuras que se puede provocar por contracción plástica que pueden formarse durante las primeras horas después del vaciado.

Zambrano (2017) señala que existen varias clases de materiales de FRP, entre las que se destacan las siguientes: Fibra de Carbono (CFRP); Fibra de Vidrio (GFRP) y fibra orgánica aramida, los cuales se diferencian en sus propiedades mecánicas. Existe también en el mercado una fibra que se le puede dar distintos usos como aislante térmico, manualidades y fabricación de piezas en el parque automotor y este material es la fibra de vidrio tradicional.

Dejke and Tepfers (2001) manifiestan que “una gran cantidad de investigación se ha dirigido a la durabilidad del FRP en el hormigón en años recientes. La vida útil requerida del refuerzo de hormigón suele estar en el orden de 50 a 100 años, y como los resultados son deseables en sólo uno o unos pocos años. El envejecimiento acelerado se utiliza generalmente para acelerar la degradación. Típicamente, cambios en las propiedades mecánicas después de la exposición en soluciones alcalinas a temperatura elevada se determinan y se consideran una medida de la durabilidad. Hasta ahora, la mayor parte de las investigaciones de durabilidad realizadas en este campo se han ido comparando diferentes tipos de FRP para determinar cuál funciona mejor. Para que este nuevo material sea generalmente aceptado por la industria de la construcción, una buena durabilidad debe demostrarse también en términos cuantitativos. Por tanto, un gran desafío para los investigadores en este campo es determinar la tasa de deterioro, y de ahí la vida útil de GFRP en hormigón. Este conocimiento es necesario para poder elegir los factores de seguridad adecuados,

teniendo en cuenta el deterioro debido a la influencia ambiental, para las pautas de diseño de FRP”.

1.2 Planteamiento Del Problema

En la industria de la construcción y gracias a los avances tecnológicos cada día más frecuentemente, se presentan nuevos materiales constructivos que nos brindan grandes ventajas como: reducción del peso de una estructura, su fácil manipulación, menores costos de producción, mejora de propiedades mecánicas y reducción del tiempo de construcción. En el presente se cuenta con una gran base de datos con investigaciones que afectan elegir cual sería la mejor opción de construcción y que sea adecuado para el proyecto.

En la actualidad existe un bajo porcentaje de viviendas existentes en Santa Elena que constan de un sistema estructural de pórticos con sus respectivos elementos conformantes como: vigas, columnas y losas todas ellas diseñadas bajo los códigos ACI.

Cada cierto tiempo, los códigos para análisis y diseño estructural modifican sus parámetros de diseño que ayudan a prevenir nuevos eventos o fallas que puedan afectar a la estructura, al mismo tiempo busca que a las estructuras existentes con grietas o presencia de daño temprano pueden ser reparadas y puestas a servicio, en el análisis sismorresistente se busca que una estructura sea dúctil, liviana y resistente. (NEC-SE-HM, 2015). Por otro lado, las FRP es un material que ayuda en las propiedades mecánicas de una estructura como su resistencia a la compresión y flexión, al mismo tiempo hace que la estructura sea más liviana aportando a la parte sísmica debido a que es ligero pero resistente a la vez.

El desconocimiento sobre las ventajas y desventajas de estos sistemas constructivos puede dar lugar a desperdicios de materiales y tiempo, y esto repercute al costo total del proyecto.

Por lo expuesto, si se brindara un análisis de los sistemas constructivos, los interesados podrían tomar una decisión más acertada acorde a sus necesidades. El presente estudio pretende establecer el óptimo sistema constructivo entre estructuras reforzadas con FRP basada en la actualización del código ACI y las estructuras convencionales con la versión anterior del código a través del pabellón del edificio UPSE extensión Manglaralto.

1.3 Objetivos De Investigación

1.3.1 Objetivo General

Comparar el comportamiento del edificio ubicado en la Provincia de Santa Elena, Parroquia Manglaralto, extensión UPSE, con un rediseño estructural basado en un hormigón con fibra de vidrio aplicando el código ACI 318-14

1.3.2 Objetivos Específicos

- Analizar el comportamiento del hormigón con la fibra de vidrio.
- Detallar el modelo de la estructura a rediseñar con el código ACI 318-14 con el software Etabs.
- El análisis sismorresistente del pabellón de dos plantas de la Parroquia Manglaralto.
- Comparar los resultados obtenidos de ambas edificaciones (actual y rediseño estructural).

1.4 Alcance

La presente investigación a realizar cubrirá las evaluaciones de funcionamiento de una estructura rediseñada con un hormigón compuesto por fibra de vidrio y

agregados, cuyos elementos de rediseño estarán dentro de la normativa del código ACI 318-14, mediante el uso del software de diseño estructural donde se pondrá a prueba el comportamiento de la estructura por medio de su modelamiento y ensayos de laboratorio para el estudio del hormigón con fibra de vidrio.

Para comprobar el comportamiento de la estructura se puede enlistar:

- Resistencia del hormigón
 - Compresión
 - Flexión
- Resistencia estructural
 - Pórticos
 - Acero
 - Hormigón
 - Momento flector
 - Momento cortante
- Resistencia sísmica
 - Espectro sísmico de diseño.
 - Pórticos
 - Acero
 - Nodos
 - Momento flector
 - Momento cortante

Así mismo se tendrán las siguientes consideraciones:

- La estructura se evaluará bajo las combinaciones de cargas establecidas por la Norma NEC 2015.

- Se controlará la ideología de diseño sísmico de Columna Fuerte – Viga Débil y diafragma semirrígido.
- Se evaluará los diferentes casos de solicitación de carga establecidas por la Norma NEC (2015).
- No contiene: estudio geotécnico de la zona, la revisión de la cimentación, presupuesto, entre otros aspectos no mencionados en este alcance.

1.5 Justificación

En la construcción, el sistema más empleado es el tradicional, el cual, cada día existen nuevas actualizaciones que buscan optimizar el aspecto costo-beneficio en los proyectos de obra civil, con objetivos, tales como:

- a. Asegurar un correcto desempeño sísmico de las estructuras.
- b. Realizar construcciones eco-amigables.
- c. Evitar los errores de control de calidad en obra.
- d. Evitar daños estructurales tempranos (antes de su tiempo de vida útil establecido) en la obra.

El presente procedimiento plantea una resolución con materiales nuevos e innovadores que aportan en los siguientes aspectos.

- a. Reducir la utilidad de agregados y cementos.
- b. Aligerar el peso de la estructura y asegurar su resistencia.
- c. Corregir los agrietamientos en el hormigón.
- d. Ampliar el uso de la fibra de vidrio como refuerzo y el uso del código ACI 318-14.

Con el detalle de estos aspectos se pondrán evidenciar resultados positivos en la proyección económica de la obra y en su aspecto estructural (sísmico y resistente).

1.6 Hipótesis Del Trabajo

Es adecuado y seguro construir estructuras con fibra de vidrio y que estas estén dentro del código ACI 318-14 para diseño estructural y la norma NEC 2015 para combinatorias y cargas estructurales.

1.7 Variables

1.7.1 Variable Independiente

Propiedades mecánicas del hormigón reforzado con fibra de vidrio.

1.7.2 Variable Dependiente

Sistema estructural de la edificación, modelamiento estructural a base del hormigón reforzado con fibra de vidrio.

1.8 Metodología General De La Investigación

La presente investigación busca renovar e innovar el uso de nuevos materiales para la construcción y aplicación de las normas, el método de investigación a desarrollar experimental y documental, guiando a un mejor desarrollo y práctica de la ingeniería estructural sísmica.

En la actualidad en la Provincia de Santa Elena y en todo el Ecuador el uso de la fibra de vidrio en el ámbito de la construcción es escaso debido a la falta de investigaciones que orienten sus ventajas y desventajas, así como el bajo índice de viviendas que son construidas con todas las normas correspondientes. La presente investigación, utilizará el software Etabs para el modelamiento matemático de la estructura.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Fundamentación Teórica

Los Fiber Reinforced Polymer en el campo de la construcción está relacionado, primordialmente, en la reconstrucción de las estructuras deterioradas o dañadas y el refuerzo en particular en el campo sismorresistente, debido a que sus hormigones muestran un comportamiento elástico y lineal hasta la ruptura, brindando una gran facilidad, trabajo y manejabilidad, donde a los materiales compuestos de la estructura obtengan grandes resistencias mecánicas.

Como beneficios estructurales han mostrado una alta resistencia a la tensión, y además el concreto reforzado con fibra de vidrio desarrolla otra propiedad como es la dureza a la fractura; es resistente a la corrosión y finalmente su bajo costo de instalación y rápida puesta en servicio hace de este tipo de material una nueva alternativa de refuerzo.

2.2 Concreto

2.2.1 Definición

El concreto es una mezcla de tres componentes esenciales como son cemento, agua y agregados, a los cuales se incorpora un cuarto componente que se nombra como aditivo, pero esto depende de sus necesidades. Se usa de manera común o convencional.

Cuando se mezcla estos componentes y se crea el concreto, en ciertas ocasiones se introduce de manera simultánea el aire que este representa un quinto elemento.

Según Yulfo Carrillo (2015) expresa que al mezclar todos los elementos nombrados anteriormente se crea el concreto convencional donde se transforma en una mezcla relativamente plástica donde esta puede ser moldeada y compactada de manera

fácil, pero estas características se pierden al pasar algunas horas porque el concreto se hace rígido y comienza a adquirir un comportamiento, aspecto y propiedades de un cuerpo sólido, para convertirse en un material endurecido y resistente como lo conocemos comúnmente.

2.2.2 Componentes

Yañez (2014) manifiesta que el concreto estructural se realiza mediante un proceso llamado hidratación donde se crea una mezcla semilíquida de varios elementos conocidos como arena (agregado fino), cemento portland, grava o piedra triturada (agregado grueso) y agua.

2.2.3 Cemento Portland

Balbas (2010) expresa que el Cemento Portland, es uno de los principales elementos para la elaboración del concreto, su nombre se debe a Joseph Aspdin, quien fue un albañil inglés, en 1824 obtuvo la patente para este producto.

En la Isla de Portland, Inglaterra se detonaba una caliza natural y por su similitud se lo denominó Cemento Portland. Los cementos Portland fraguan y se endurecen al reaccionar químicamente con el agua porque están compuestos principalmente de silicatos de calcio hidráulicos.

En el transcurso de esta reacción, o conocida como hidratación, el cemento al combinarse con el agua se crea una mezcla, y cuando se agrega arena y grava triturada, se forma lo que se conoce como concreto.

Los cementos hidráulicos deben cumplir ciertos requisitos de desempeño según la NTE INEN 2380 (INEN 2011) y clasifica a los cementos de acuerdo a sus propiedades específicas sin considerar restricciones sobre su composición o la de sus constituyentes.

Esta norma establece los siguientes seis tipos de cementos:

- ❖ Tipo GU: Para construcción en general.
- ❖ Tipo HE: Alta resistencia inicial.
- ❖ Tipo MS: Moderada resistencia a los sulfatos.
- ❖ Tipo HS: Alta resistencia a los sulfatos.
- ❖ Tipo MH: Moderado calor de hidratación.
- ❖ Tipo LH: Bajo calor de hidratación. (Holcim 2015)

2.2.4 Agregados

Robalino (2016) sostiene que son materiales inorgánicos que forma la mezcla del hormigón, cubiertos por cemento y agua. Los agregados forman la mayor parte en volumen del hormigón, quienes brindan las propiedades mecánicas del concreto. Esta mezcla cemento – agua funciona como un aglomerante de los agregados, tiene la siguiente clasificación.:

- ❖ Agregados gruesos: Son las piedras o gravas siendo su tamaño máximo de 19 mm o 25 mm, reteniéndose en el tamiz N° 4.
- ❖ Agregado fino: Es la arena conformante del hormigón, suele encontrarse en los ríos y aplastamiento en cantera.

2.2.5 Agua

El agua es un líquido vital, se puede transformar en una pasta cuando es mezclada con el cemento, fraguándose y endureciéndose en un tiempo dado.

Génesis Guevara (2011) afirma que una vez obtenida la mezcla, se procede a colocar dentro de su encofrado donde este asegura su óptima funcionalidad antes de que inicie su función de fraguado y endurecimiento. Se debe realizar un buen vibrado y compactado a la mezcla obtenida eliminando vacíos dentro del elemento estructural que se está fundiendo.

En un periodo determinado por lo general de siete días se puede quitar el encofrado en el elemento previamente fundido para descartar hendeduras por reducción al fraguado.

2.3 Ensayos

2.3.1 Resistencia A La Compresión

IMCYC (2006) afirma que el código que controla los ensayos de compresión de cilindros de hormigón hidráulico es la ASTM C93 y ASTM C31, la misma que nos indica que los cilindros deben poseer un tamaño aproximadamente de 6 x 12 pulgadas (150 x 300 mm) o 4 x 8 pulgadas (100 x 200 mm), cuando así se especifique. Existen probetas que son más fáciles de elaborar y manipular tanto en campo y en laboratorio siendo estas las más pequeñas. El diámetro del cilindro utilizado debe ser como mínimo tres veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso que se emplee en el concreto.

Procedimiento:

Se elabora una mezcla de cemento arena y agua según la dosificación que se necesite, y colocarla en los cilindros (3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso) para lograr que este fragüe y se endurezca.

Pasadas 24 horas como mínimo, se desencofra y se lleva los cilindros a su proceso de curado siendo estos sumergidos en agua.

Según ASTM C93 para la rotura de los cilindros por medio de una prensa se lo debe hacer a los 7, 14 y 28 días de desencofrar donde esta va a proveer la máxima carga que tendrá la muestra hasta su rompimiento.

Es necesario tener por lo menos el promedio de dos pruebas de resistencias que han sido curadas de manera estándar o convencional anteriormente elaboradas con la misma muestra de concreto y al mismo tiempo, para así poder obtener el resultado del

ensayo. Para obtener la resistencia del concreto se calcula dividiendo la máxima carga soportada por la probeta para producir la fractura entre el área promedio de la sección. ASTM C39 hace énfasis a los factores de corrección en caso que el diámetro del cilindro se halle entre los valores de 1.75 y 1.00, siendo esto un poco común. (IMCYC 2006)

Implementos y equipos

- ❖ Balanza
- ❖ Dial de carga
- ❖ Prensa hidráulica para ruptura
- ❖ Molde (cilíndrico)

Figura 1

Prensa hidráulica



Fuente: UTEST

Figura 2

Molde cilíndrico ASTM



Fuente: (FORMADCOL 2017)

2.3.2 Resistencia A La Flexión

Según el código ASTM C78, la resistencia o capacidad a flexión del concreto es estudiada por medio de vigas o prismas, que al fundirse las dimensiones de sus moldes son de 6 in x 6 in x 21 in (15 cm x 15 cm x 54 cm). El módulo de rotura (f_r) tiene como capacidad la flexión sin acero de refuerzo y está ligado al momento de agrietamiento (M_{cr}), ambos se consideran como la capacidad máxima del material para resistir la flexión para que esta no presente agrietamiento debido a que se halla en el rango elástico de esfuerzos-deformaciones, al agrietarse el material cuando la carga supera estos esfuerzos va a fallar. Es por esto que requiere un refuerzo a tensión por la flexión inducida. Al lograr el refuerzo con FRP y acero, el concreto tendrá una capacidad para poder crear una resistencia a cedencia (F_y) y un momento de cedencia (M_y), debido a que mensura la resistencia a la flexión de un componente al lograr la fluencia en el acero, además sus deformaciones no consiguen amortizarse hasta que sea retirada la carga.

Procedimiento

Una vez elaborada la mezcla se comienza a fundir y a curar las vigas, según el tiempo destinado estas son ubicadas en la prensa hidráulica, por medio de rodillos colocados a cada 1/3 de viga o en el centro de la misma (simplemente apoyada) se procede a romper. (Ariel Cevallos 2020)

Materiales y equipos

- ❖ Moldes de vigas
- ❖ Balanza
- ❖ Dial de carga
- ❖ Prensa hidráulica para ruptura
- ❖ Rodillos

Figura 3

Prensa hidráulica ASTM



Fuente: (UTEST)

2.3.3 Absorción de humedad

La norma ASTM C128 es la que preside este ensayo que permite conocer el total de agua que impregnará en el hormigón y asimismo diferenciar el estado húmedo de la mezcla tanto en su estado seco y superficialmente seco.

Procedimiento

El proceso inicia sumergiendo una muestra bajo agua por 48 horas, para luego proceder a retirar la muestra y ser pesada, posterior a esto la superficie de la muestra pasa a ser secada y una vez seca pasa a ser pesada nuevamente y finalmente se coloca la muestra en el horno por 24 horas y pasado este tiempo será pesada nuevamente. Con los pesos obtenidos de la muestra durante estos 3 procesos se podrá calcular la absorción del concreto.

Materiales:

- ❖ Horno
- ❖ Balanza

Figura 4

Horno



Fuente: (UTEST)

2.4 Normas De Ensayos Generales (Agregados)

Para los ensayos a los materiales se usaron las Normas ASTM (American Society for Testing and Material) los cuales son los siguientes:

- ❖ Análisis granulométrico por tamizado. (ASTM D422)
- ❖ Método de prueba estándar para la resistencia a la compresión de Concreto Hidráulico. (ASTM C989-93)
- ❖ Método de Ensayo Normalizado para Determinar la Densidad, la Densidad Relativa (Gravedad Específica), y la Absorción de Agregados Finos. (ASTM C128-04a)
- ❖ Método de Ensayo Normalizado para la Determinación de la Resistencia a la Flexión del Concreto (Utilizando Viga Simple con Carga en los Tercios del Claro) (ASTM C78)

2.5 Aditivos

2.5.1 Generalidades

Juan Reina (2010) expresa que en el mercado hoy por hoy hay una gran variedad de aditivos, que pueden ser agregados en la mezcla del hormigón, cuya introducción tiene como esencia modificar las propiedades físicas de los materiales

aglutinados en estado fresco, estas brindan modificaciones que ayudan según su necesidad o función requerida.

2.5.2 Funciones

Fernandez (2016) expresa que los aditivos tienen muchas funciones agrupadas debido a que son reformadores y mejoradores del hormigón, muchas veces se lo usan para crear una mayor resistencia, trabajabilidad incluso para acelerar el proceso de fraguado de la mezcla, entre otros. Por ejemplo, el aditivo acelerante tiene como finalidad acelerar el proceso de fraguado del hormigón y ganar una resistencia más alta, también existe un aditivo denominado plastificante que tiene como función reducir el uso del agua en la mezcla ganando trabajabilidad.

2.6 Hormigón FRP o GRC

2.6.1 Definición

Se puede definir a los hormigones FRP como materiales compuestos, que se obtienen mediante la mezcla o unión de diferentes materiales, los mismos que presentan características mecánicas, físicas o químicas. Dicho material compuesto es un elemento fabricado con el fin de perfeccionar las propiedades que los materiales integrantes presentan por separado.

Según Osorio (2020) indica que GRC (Glass Fibre Reinforced Cement) son los materiales compuestos conocidos en el mercado mundial como aquellos que son creados por las fibras de vidrio. Es un material que se caracteriza porque su matriz resistente es un mortero de cemento Portland que se encuentra armada con fibras de vidrio, siendo resistente a los álcalis liberados al hidratar el cemento.

Así mismo Osorio (2020) expresa que el concreto posee varias características ante la compresión, como por ejemplo en las piedras naturales, aunque ofrece una insuficiente resistencia a la tracción, resultando inadecuado para piezas que trabajan a

flexión o tracción. Esta peculiaridad es investigada varias veces para así poder desarrollar una mejor resistencia ante los sometimientos.

2.6.2 Densidad Y Resistencia

Jonathan Arbito (2017) expresa que debido a la densidad en el hormigón pueden modificarse las propiedades físicas y sus aplicaciones. Se afirma que la densidad se encuentra en función de la resistencia a la compresión ($f'c$), es por esto que, a mayor densidad, mayor será la resistencia.

2.6.3 Ventajas Del Hormigón FRP O CFR

Primordialmente la principal ventaja estructural de la fibra de vidrio es su alta resistencia en la dirección del refuerzo. Generalmente la fuerza del vidrio usualmente es ensayada para las fibras vírgenes (aquellas que recién se han fabricado).

Irías (2013) afirma el comportamiento dúctil debido a que las fibras más nuevas y delgadas son las más resistentes y generalmente las fibras más delgadas tienen un comportamiento más dúctil. Es decir, mientras más se estire la superficie, mayor resulta la tenacidad. Esto se debe a que el vidrio tiene una distribución disforme, pero las propiedades serán las mismas tanto a lo largo y ancho de la fibra.

2.6.4 Desventajas Del Hormigón FRP O CFR

Huaman (2015) manifiesta que al alcanzar una alta resistencia en la dirección del refuerzo, esta ventaja se encuentra con una serie de problemas originados de la baja rigidez que puede llegar a presentar, la cual puede resultar en una falla por cortante. debido a que una de las propiedades inherentes del vidrio es que este suele tender a ser muy quebradizo. No obstante, el pequeño diámetro de los monofilamentos de la fibra de vidrio permite la flexibilidad de los hilos, a pesar de lo quebradizo que es el propio vidrio.

Zambrano (2017) menciona que la humedad es un factor importante para el esfuerzo a tensión. Además, la humedad es fácilmente absorbida y convirtiéndola en un factor despreciable, por lo tanto, las moléculas de agua pueden ser retenidas en la superficie del material y por ende estas pueden empeorar las fisuras microscópicas y defectos en la superficie, así como disminuir la tenacidad.

2.6.5 Aplicación Del Hormigón FRP O CFR

El uso de las fibras de vidrio al hormigón permite que estructuras que no tengan altas exigencias de carga puedan diseñarse más delgadas a las que generalmente demandan.

Un considerable número de elementos estructurales prefabricados, necesitan de ser reforzados solamente durante el estribaje, manipuleo y transporte, a pesar de que posteriormente no serán sometidos a demandas significativas en su lugar de emplazamiento. Las fibras de vidrio pueden además ser usado en los siguientes ámbitos:

- ❖ La reducción de la fisuración del concreto provocado por la contracción plástica, siendo este problema más importante durante las primeras horas del curado del concreto.
- ❖ Una mayor resistencia del concreto a esfuerzos de impacto, resistencia a la abrasión y a la rotura.
- ❖ Un sistema alternativo de refuerzo no estructural, secundario y/o por temperatura.
- ❖ Soporte interno y cohesividad, concreto vaciado en inclinaciones abruptas, concreto lanzado, y en formaletas (cimbras) deslizantes.
- ❖ La reducción del agrietamiento del concreto como resultado de la contracción plástica.

- ❖ Ayudar a disminuir la permeabilidad del concreto.
- ❖ Vaciados donde se requieran materiales no metálicos.
- ❖ Áreas que requieran materiales a prueba de álcalis, así como resistentes

a sustancias químicas. (NRMCA)

2.6.6 Componentes

Los principales componentes de este tipo de mezcla son:

- ❖ Cemento Portland
- ❖ Agregados (Grueso y Fino)
- ❖ Agua
- ❖ Fibra de vidrio

2.6.7 Fibra De Vidrio

Irving (2010) señala que la fibra de vidrio es un material elaborado a base de filamentos finos de vidrio. Se crea por medio de la función del vidrio a través de varios agujeros finos, al solidificarse se obtiene el material con bastante flexibilidad como para ser usado como una fibra. También, las fibras de vidrio están cubiertas con una preparación que no solo protege dicha fibra, de esta forma mejora la adherencia que esta tenga con la resina poliéster. Cada componente de una fibra individual se conoce como monofilamento y usualmente posee un diámetro de aproximadamente 10 μm (10-6 m). Los filamentos pueden ser mucho más delgados que un cabello humano y puede parecer que posee la textura de la seda. Se utilizan cientos de monofilamentos para enrollarlos y formar un segmento de fibra. Luego estos segmentos se unen para formar hilos. Estos hilos son tejidos para fabricar telas flexibles con variedad de patrones para acoplarse al refuerzo adecuado.

2.6.8 Obtención De Fibra De Vidrio

BioSttek (2015) asegura que el proceso de fabricación es el siguiente:

- ❖ Al fundir el vidrio, este se cuela en un recipiente resistente conocido como “espirennette”, posee pequeños orificios con un diámetro de 2 mm., de los cuales se obtiene filamentos muy delgados.

- ❖ Estos filamentos tienen la habilidad de adherirse a otros materiales debido a que se impregnan con un cubrimiento químico. Se forma una bobina o carrete gracias al apresto porque da protección a la fibra al envolverse.

- ❖ Al entrelazarse el carrete de fibra de vidrio se transforma en una red.

- ❖ Con resinas termo – endurecibles se pueden humedecer a las fibras por medio de un sistema de pulverizado, manteniendo el espesor del producto al ser polimerizadas.

Actualmente en el mercado existe una gran variedad de este material ya elaborado listo para su uso.

2.6.9 Propiedades Mecánicas

Dávila (2010) indica que en el FRP o CRF en el concreto reforzado convencional, estas tienen un comportamiento isótropo, no dependen de la orientación y concentración del refuerzo en determinada zona. Al reducirse las pequeñas grietas que se producen en la matriz del concreto las fibras aumentan su resistencia a la fisuración y la ductilidad del material, como un grado 26 pequeño, la resistencia a tensión. El CRF tiene varias ventajas principales como su resistencia al impacto, resistencia a esfuerzos térmicos, resistencia al desgaste y astillamiento y su elevada capacidad de absorción de energía.

Las propiedades mecánicas se clasifican en:

Propiedades instantáneas o de corta duración:

- ❖ Resistencia a compresión.
- ❖ Módulo de elasticidad y relación de Poisson.

- ❖ Resistencia a tensión por compresión diametral.
- ❖ Esfuerzo de flexión.
- ❖ Resistencia al Impacto.

Propiedades de larga duración:

- ❖ Contracción por Secado.

2.6.10 Módulo De Elasticidad O Módulo De Deformación

El módulo de elasticidad o deformación es afectado por el tipo de fibras que están implicadas.

Tabla 1

Valores típicos de los módulos de elasticidad de un laminado unidireccional

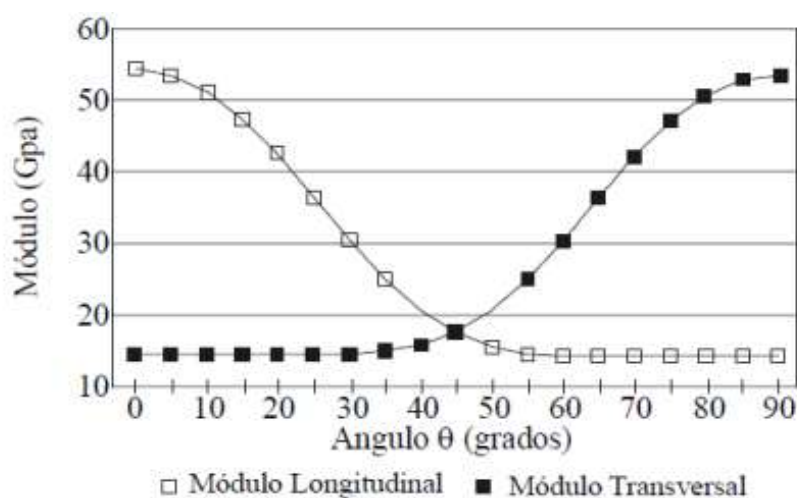
Material	Longitudinal GPa	Transversal GPa	Cortante GPa	Coefficiente de Poisson
Carbono/Epoxi	181	10.4	7.17	0.3
Vidrio/Poliéster	54.1	14.05	5.44	0.25
Aramida/Epoxi	75.86	5.45	2.28	0.34

Fuente: ETL-1110-2-548 (1997)

La orientación de las fibras es un parámetro esencial en la rigidez del material compuesto. La figura muestra cómo los módulos longitudinales y transversales varían con la orientación.

Figura 5

Módulos en función de la orientación de la fibra



Fuente: ETL-1110-2-548 (1997)

2.6.11 Coeficiente De Dilatación Térmica

(Eddyhrbs) expresa que los coeficientes de dilatación térmica dependen también por la orientación de las fibras. En muchos casos los materiales compuestos unidireccionales presentan un valor negativo para la dilatación térmica en la dirección de la fibra, esto por el motivo que las fibras resisten la dilatación térmica de la resina en dirección de la fibra.

Tabla 2

Coeficientes de dilatación térmica comunes para diferentes materiales

Materiales compuestos reforzados con fibras	Paralelo a las fibras [mm/mm] °C x 10E-6	Perpendicular a las fibras [mm/mm] °C x10E-6
Carbono/Epoxi	-0.30	28.10
Vidrio/Poliéster	8.60	22.10
KEVLAR 94/EPOXI	-4.00	79.00

Fuente: ETL-1110-2-548 (1997)

2.6.12 Módulo De Elasticidad

El módulo de elasticidad (E), es la relación entre el incremento de esfuerzo y la deformación unitaria. Si el esfuerzo es una tensión o una compresión, este seguirá siendo el mismo valor, siendo una constante independiente del esfuerzo siempre que no exceda el límite elástico, que es aproximadamente en el 40% del esfuerzo máximo. Tanto el módulo de elasticidad como el límite elástico, son distintos para diferentes materiales.

Dávila (2010) señala que el módulo de elasticidad del concreto debido a su función de diversos factores puede variar ya sea en su estado de humedad y de compactación, edad de la pasta, relación agua-cemento y las características de los agregados.

2.6.13 Clasificación De La Fibra De Vidrio

2.6.13.1 Tradicional.

2.6.13.1.1 Mat (Mantas). Morales (2008) señala que son hilos cortados, entrelazados desordenadamente, aglomerados y prensados, constituyendo una manta que tiene muy buen poder de absorción de las resinas de poliéster. Se suministra en rollos de 1 m a 1.25 m de ancho y en diferentes pesos ya sea 200 gr/m², 300 gr/m², 450 gr/m² ó 600 gr/m², 1 kg. de MAT, consume aproximadamente 3 kg. de resina de poliéster.

García (2011) indica que este tipo de fibra de vidrio se adapta mejor a las formas complicadas pero su desventaja es la baja resistencia en comparación de los tejidos. Se enfatiza que la resistencia de estas fibras al cortarse será igual en todas las direcciones.

2.6.13.1.2 Tejidos. Son cabos de un número elevado de hilos que se cruzan entre si perpendicularmente. Se usa como material de mayor refuerzo y se coloca entre dos capas de MAT. Su consumo aproximado es de 1 kg de resina por 1 kg de tejido.

2.6.13.1.3 Mechas. Son un conjunto de hilos largos y paralelos en forma de bobina, que se emplea para la construcción de cilindros, tuberías o depósitos, por enrollamiento sobre molde giratorio.

2.6.13.1.4 Vendas De Tejido. Son de diferentes pesos y anchos entre los cuales tenemos de 10, 15, 20 cm., y estos son empleados para el recubrimiento de tuberías.

2.6.13.1.5 Hilos Cortados. Estas fibras tienen longitudes de aproximadamente 30 cm., que se emplea para la preparación de “premix” (mezcla de resina con hilos.)

2.6.13.1.6 Poliésteres Insaturados. Un 75 % de todo el poliéster utilizado en EEUU, corresponde a poliéster no saturado. Las ventajas citadas en el poliéster no saturado son su estabilidad dimensional y el costo económico. También incluye la comodidad al ser manejada, su procesamiento y en su fabricación. La alta resistencia a la corrosión forma parte de las formulaciones especiales.

2.6.13.1.7 Epóxicos. Funes (2007) expresa que se modifican las propiedades para lograr el desempeño requerido en obra. Las resinas epóxicas al tener alta viscosidad limitan su uso a varios procesos tales como el moldeado y el enrollado de filamentos. Los epóxicos pueden resultar costosos, pero aun así logra asumirse cuando se requieren altos desempeño.

2.6.13.1.8 Vinilo Ester. Funes (2007) señala que las resinas del vinilo Ester se desarrollaron para aprovechar la viabilidad de las resinas epóxicas así como el curado rápido de los poliésteres. El vinilo Ester tiene propiedades físicas más altas que el poliéster, se diferencia de los epóxicos por su menor costo. Un producto compuesto puede ofrecer una excelente resistencia a la corrosión y resistir una alta demanda de dureza cuando estas contengan resina vinilo Ester.

2.6.13.1.9 Propiedades De Las Resinas

Tabla 3

Propiedades de las resinas

Tipo de Resinas	Resistencia a la Tensión [Mpa]	Módulo de Tensión [Gpa]	Elongación [%]
Resinas Epóxicas	103-172	4.83-6.21	<2.00
Resinas de Poliamidas	48-83	2.76-5.52	1.7-3.2
Resina de Vinilo Ester	21-83	2.76-4.14	1.4-4.0

Fuente: Reinhart (1987)

CAPÍTULO 3

MARCO METODOLÓGICO

La presente investigación trata sobre el análisis de un sistema estructural de un edificio reforzado con FRP (GRC), en sus pórticos ayudados con resinas que logran que la fibra se adhiera a las columnas y las vigas provocando un confinamiento del hormigón. Para el modelamiento de este sistema de refuerzo se consideraron varios aspectos detallados a continuación.

La fibra de vidrio es un polímero en forma de tela uniforme para facilitar su manejo que originalmente es utilizada en la industria automotriz, naval y aérea como reemplazo de piezas metálicas o reparación de sus carrocerías debido a su alta resistencia y peso ligero.

Este tipo de materiales son muy recomendables debido a su facilidad de uso y por los resultados mostrados debido a que se pueden usar después de haberse construido ya que confinan al elemento ampliando rápidamente su resistencia y ductilidad ante aumentos de cargas, convirtiendo a la fibra de vidrio en un material importante en una estructura sismorresistente ya que puede ayudar en el aspecto económico debido a la reducción de acero.

Otro aspecto importante es el uso de las resinas debido a que las fibras de vidrio no se pueden sujetar fácilmente o fijar en los pórticos (columnas y vigas), incluso es muy esencial usar un epóxico que ayude a la fijación de la fibra de vidrio en un elemento a reforzar, además que estas proporcionan al material más características que colaboran a que su desempeño específicamente en la ductilidad y resistencia sea una estructura sismorresistente asegurando el uso y seguridad de sus ocupantes.

En el Ecuador con el sismo de Pedernales el 16 de abril del 2016 se observaron varias edificaciones funcionales que se derrumbaron ante el evento, debido a que los

sistemas estructurales no contaban con el refuerzo suficiente para que estas presenten un buen funcionamiento ante dicho evento.

Algunos aspectos que se pudieron observar fueron: falta de impedancia, edificaciones no compactas sino al contrario esbeltas, con sus centros de masas diferentes a su centro de rigideces provocando torsiones excesivas, y sistemas de pórticos columna débil-viga fuerte y por ende losa rígida, al usar la fibra de vidrio aumenta la resistencia de cualquier elemento al que se confine, así mismo con la perdida ayuda a corregir varios errores de diseño sobre todo en columnas y vigas porque son los elementos más importantes de una edificación estructuralmente debido a que el suelo juega un papel importante en el desempeño.

El presente trabajo de titulación tiene como principal objetivo estudiar la factibilidad estructural de un sistema de pórticos reforzados con FRP (GRC) en sus diferentes miembros estructurales.

Los elementos estarán previamente ya construidos es decir en funcionamiento, la fibra de vidrio será colocada directamente alrededor del mismo ligado, mediante el uso de una resina situada previamente donde esta se va cubriendo en su totalidad (confinando) para su posterior empastado y pintado de la edificación al ser necesario, ya que la fibra estéticamente es esencial, pero evitando el enlucido con mortero del elemento (sea columna o viga).

Figura 6

Colocación de GRC en columna y viga



Fuente: Rendón and García (2013)

En este estudio se propone el uso de la fibra de vidrio como una alternativa para problemas estructurales y reforzamiento sísmico que permitan un buen desempeño y seguridad para sus ocupantes al permitir grandes cargas, controlando la flexión, cortante y desplazamientos laterales sin afectar con la estética y desempeño del edificio. La resistencia de las columnas y vigas serán verificadas mediante los ensayos de laboratorio presentes en la norma ASTM, el sistema más usado comúnmente es el hormigón convencional con cementos portland GU que será el mismo usado en la investigación y en ellos se pretende usar la fibra de vidrio en los modelos para los elementos de columnas y vigas (sistema aporcado) basados en las normas y en los resultados del modelamiento de la estructura.

3.1 Especificaciones ACI 318-14 Para Vigas

En la Norma ACI 318-14 se detallan guías o especificaciones que es fundamental conocer para diseñar elementos que son esenciales en una estructura de hormigón armado. Cabe recalcar que para la investigación no están consideradas el diseño de vigas no pre forzadas y pre forzadas, incluyendo estas consideraciones.

- a. Vigas conformadas por hormigón creadas en varias etapas, pero relacionadas de modo que las cargas sean una sola unión.
- b. Viguetas en una dirección cumpliendo con lo expresado en el ACI 318-14 en la sección 9.8.
- c. Vigas de una gran elevación cumpliendo con lo que estipula el código ACI 318-14 en la sección 9.9.

3.2 Límite De Diseño: Altura Mínima Para Vigas

Para el diseño de las vigas no pre forzadas, y que estas no soporten o no estén ligadas a particiones o cualquier otro tipo de elementos susceptibles a dañarse por mayores deflexiones, la altura total de la viga, no debe ser menor a los límites establecidos en la tabla a continuación:

Tabla 4

Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: ACI 318-14

3.3 Requisito De Diseño y Durabilidad

Los requisitos que presenta este capítulo deben aplicarse al diseño, incluyendo:

- a. Las propiedades que fueran a ser utilizadas para el diseño.
- b. Los requisitos de diseño para su durabilidad.

3.3.1 Resistencia Especificada A La Compresión

En todos los archivos ya sean planos e informes técnicos debe reflejar el valor de f'_c de construcción y el mismo debe constar con las siguientes especificaciones:

- a. Límites determinados en la tabla 19.2.1.1 del ACI 318 – 14.
- b. Las estipulaciones de durabilidad de la tabla 19.3.2.1 del ACI 318 –14.
- c. Las estipulaciones de la resistencia estructural.

3.3.2 *Módulo De Elasticidad*

En el código ACI 318-14 en la sección 19.2.2 facilita calcular el módulo de elasticidad para el concreto mediante dos formas determinadas a continuación.

- a) Si los valores del peso específico (w_c) oscila entre 1440 y 2560 kg/m³ entonces:

$$E_c = w_c^{1.50} * 0.14 \sqrt{f'c} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right) \text{ Ecuación (3.1)}$$

- b) Si el peso del concreto es el normal.

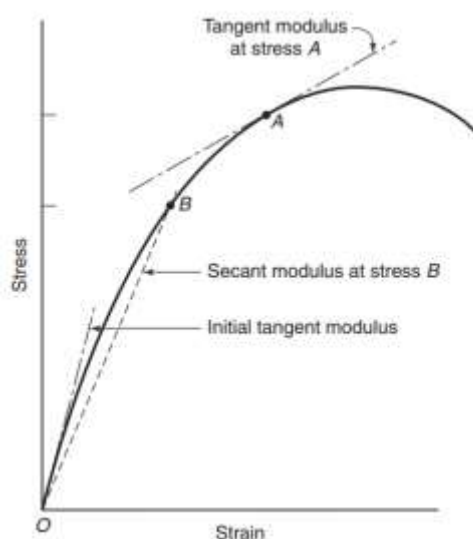
$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c} (kgf/cm^2) \text{ Ecuación (3.2)}$$

3.3.3 *Módulo De Elasticidad Secante Y Tangente*

Según Wight and MacGregor (2012) en la curva esfuerzo-deformación la línea que es tangente a un punto, a su pendiente se la conoce como módulo de elasticidad tangente(e_t), en el esfuerzo correspondiente ejercido a dicho punto. Por el contrario, el módulo de la tangente inicial de elasticidad es la inclinación de la curva esfuerzo – deformación, este va desde el comienzo hasta el máximo de la curva que constituye el esfuerzo siendo esta la pendiente de una línea. Muchas veces el módulo secante posee un punto con un 40% de resistencia a la compresión simple del concreto. Mientras que el código ACI 523.3r-14 (pag.7) dispone que el 50% es el punto que corresponde a la resistencia a compresión simple esto sirve para calcular el módulo secante.

Figura 7

Módulo de elasticidad secante y tangente



Fuente: Wight & MacGregor

3.4 Acero Para Refuerzo

Según el código ACI 318-14 en el capítulo de acero de refuerzo expresa varios casos para diseñar mostrados a continuación.

- ❖ Características mecánicas del acero.
- ❖ Características empleadas en el diseño estructural y arquitectónicas.
- ❖ Especificaciones para su durabilidad, incluyendo las especificaciones

mínimas detalladas en el código ACI que tengan que ver con el recubrimiento.

3.4.1 Disposiciones Para La Durabilidad Del Acero De Refuerzo

Es de suma importancia el recubrimiento de concreto para la protección del refuerzo de acero en relación de la intemperie y otros efectos, midiendo a partir de la base del concreto hasta la parte exterior del acero de refuerzo. Se recomienda que cuando exista un recubrimiento de concreto para cierto tipo de elemento estructural, se debe mensurar en los estribos su borde exterior, si en el caso de que haya refuerzo estructural unido a las barras principales, este recubrimiento debe llegar hasta la capa

exterior de las barras, también es necesario considerar emplear más de una capa sin estribos según la NEC-SE-HM (2015).

Se especifica la siguiente tabla para los elementos de concreto no preesforzados construidos en sitio.

Tabla 5

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

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

Fuente: ACI 318-14

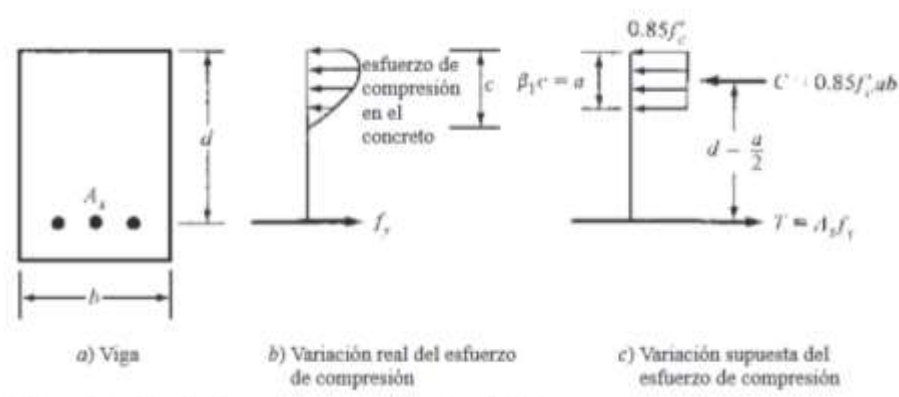
3.5 Prisma de Whitney

La realización de diferentes ensayos se demostró que, al aplicarse la carga, los esfuerzos de compresión van a variar desde el inicio hasta que la fibra extrema tenga un valor mayor.

McCormac and Brown (2018) expresa que en el caso de concretos livianos el valor de β va a crecer, $\beta = 0.85$. Whitney (1942) cambió en los esfuerzos la forma curva donde se utiliza un bloque uniforme de intensidad $0.85 f'_c$ como se puede observar en la siguiente figura.

Figura 8

Par de fuerzas de compresión y tensión del momento nominal



Fuente: McCormac & Brown

Al exceder en el concreto los esfuerzos de compresión a un valor de $0.50 f'_c$, estos ya no se modificarán como una línea recta desde el eje neutro, al contrario, su comportamiento se transforma como en la gráfica (b).

En el diagrama de compresión curvo se va a reemplazar con un esfuerzo rectangular de forma constante de $0.85 f'_c$ como se lo expresa en la ilustración (c), incluso poseen el mismo centro de gravedad y la magnitud total tanto la altura del diagrama rectangular (a) y el diagrama curvo. La distancia a se hace igual a $\beta_1 c$, donde β_1 es un valor obtenido en pruebas y especificado por el código, incluso estas

suposiciones permiten calcular la resistencia teórica o nominal a flexión de las vigas de concreto reforzado, también pueden determinarse con precisión las resistencias a la flexión.

McCormac and Brown (2018) indica que para hallar la resistencia nominal de una viga, se sigue el siguiente procedimiento:

1. Deduzca la fuerza total de tensión total o $T = A_s f_y$
2. Establecer una relación al igualar la fuerza total de compresión $C = 0.85 f'_c ab$ con la ecuación $A_s f_y$ y obtener mediante despeje a . En donde ab resulta ser el área en compresión a $0.85 f'_c$ total. La fuerza de compresión ejercida C y la fuerza de tensión T deben ser iguales en magnitud para conservar el equilibrio en la sección a diseñar.
3. Calcular la distancia entre los centros de gravedad o excentricidad de T y C .
4. Establezca que el Momento Nominal (M_n), es equivalente a T o C veces la distancia entre sus centros de gravedad (Excentricidad).

Las ecuaciones dadas por el ACI 318-14 se despejan al separarse los valores de a y del momento M_n , donde este último se puntualiza como el momento resistente teórico o nominal de una sección.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ecuación (3.3)}$$

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación (3.4)}$$

A la distancia de las fibras extremas del concreto a compresión al eje neutro conocida como c puede ser expresada de la siguiente forma

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecuación (3.5)}$$

La cuantía del acero viene expresada con la siguiente ecuación:

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad \text{Ecuación (3.6)}$$

3.6 Resistencia A Cortante En Una Dirección.

Se designa esfuerzo cortante medio al dividir Vu entre el área efectiva de la viga bwd . Sirve como indicador de magnitud debido a que este esfuerzo no es igual al esfuerzo de tensión diagonal. Al exceder el indicador a un cierto valor se va a considerar emplear un refuerzo por cortante en el alma. Se expresa que en el código ACI 318-14 para obtener las fuerzas cortantes totales se multiplicará tanto los esfuerzos cortantes y las áreas efectivas de las vigas.

McCormac and Brown (2018) indica que la resistencia nominal o teórica por cortante en un elemento se expresa como Vn .

Se enuncia por la siguiente ecuación

$$Vn = V_c + V_s \quad \text{Ecuación (3.7)}$$

Donde:

V_c = Resistencia al corte del concreto.

V_s = Resistencia al corte por el acero transversal.

Dentro de sus normas el código ACI 318-14 señala que la resistencia de análisis del cortante de un elemento, ϕV_n , es equivalente a ϕV_c mas ϕV_s , y esta también es igual a la resistencia cortante factorizada, es decir cortante último (Vu). En donde

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{Ecuación (3.8)}$$

Según McCormac and Brown (2018) el cortante del elemento ejercida por el concreto (V_c), será semejante al área efectiva de la sección transversal del elemento bwd , en donde bw es la base de una viga rectangular o el alma de una viga T o I, multiplicada por la resistencia del esfuerzo cortante medio.

$$V_c = (0.53\lambda\sqrt{f'c}) bwd \quad \text{Ecuación (3.9)}$$

$$V_s = A_s * f_y * d * s \quad \text{Ecuación (3.10)}$$

3.6.1 Refuerzo Mínimo A Cortante.

El código ACI 318-14 manifiesta que se colocará un área mínima de refuerzo por corte (A_v), en los elementos donde $V_u > 0.5\phi V_c$ Ecuación (3.11).

Así como se muestra en la siguiente tabla dada por el ACI 318-14.

Tabla 6

Casos donde no se requiere $A_{v,min}$ si $0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 250 \text{ mm}$
	$h \leq \text{que el mayor de } 2.5t_f$
Integrales con la losa	$\text{ó } 0.5 b_w$
	y
	$h \leq 600 \text{ mm}$
Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d) y 26.12.5.1(a) y con $f'c \leq 40$ Mpa.	$h \leq 600 \text{ mm}$
	y
	$V_u \leq \phi 0.17 \sqrt{f'c} b_w d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

Fuente: McCormac & Brown

Cuando se requiera refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ A_v -min debe cumplir con la siguiente tabla. (ACI 318-14)

Tabla 7*A_{v,min} requerido*

Tipo de viga		$A_{v,min}/s$	
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pse} + A_s f_y)$	El mayor	$0.062\sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
	de:	$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pse} + A_s f_y)$	El menor	El mayor $0.062\sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		de: $0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
	de:	$\frac{A_{ps}f_{pse}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

Fuente: McCormac & Brown

3.7 Estudio Del Diseño De Vigas Rectangulares Según McCormac & Brown.**3.7.1 Dimensiones de la viga.**

Se considera que las dimensiones más económicas para las vigas cortas que alcancen hasta 6.5 o 7.5 metros de longitud, se logran cuando la relación de altura (h)-base (b) es un valor entre 1.5 a 2. En cambio, para las luces más grandes, estas son un poco más económicas siempre y cuando se usen secciones peraltadas y estrechas. La altura pueden ser $b > 0.3h$.

McCormac and Brown (2018) afirma que se utilizan vigas más anchas y de menor longitud comúnmente a diferencia de cómo se usaba en el pasado. Para las dimensiones de las vigas se seleccionan en dimensiones múltiples de 5 cm para constructibilidad. Todo esto es en relación de reducir el trabajo en la construcción de los encofrados, debido a que están disponibles en incrementos de 5 cm y a que los anchos de las vigas en ciertas ocasiones se seleccionan en múltiplos de 5 cm.

3.7.2 Deflexiones

Para los miembros de hormigón armado que son sometidos a flexión deben crearse logrando una rigidez ideal limitando y disminuyendo la deflexión o deformación por cargas gravitacionales, pero esto aqueja la firmeza o el manejo de la estructura. Se muestra a continuación los límites admisibles.

Tabla 8

Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a los elementos no estructurales	Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$\ell/180$
Entrepisos	susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional.	$\ell/480$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o estén ligados a elementos no estructurales	No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	$\ell/240$

Fuente: ACI 318-14

3.7.2.1 Deflexión Instantánea. Todas las deflexiones instantáneas o inmediatas deben estimarse mediante las ecuaciones, métodos o fórmulas constantemente usadas para el cálculo de las deflexiones elásticas, utilizando estas ecuaciones:

Carga puntual: $\delta = -\frac{PL^3}{48EI}$ Ecuación (3.12a)

Carga uniformemente distribuida: $\delta = -\frac{5WL^4}{384EI}$ Ecuación (3.12b)

Para el caso de los miembros no pre esforzados, el cálculo del momento de inercia efectivo, I_e , se logra mediante el uso de la ecuación (3.13), aunque en estos casos I_e no puede ser mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{Mcr}{Ma}\right) I_g + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3\right] Icr \text{ Ecuación (3.13)}$$

Según McCormac and Brown (2018) cabe recalcar que los espesores mínimos se emplean en miembros que no son sobrellevados o adjuntos a muros divisorios o construcciones que son propensas a ser dañada por grandes deflexiones.

3.7.2.2 Deflexiones Sostenidas A Largo Plazo. Wight and MacGregor (2012) afirma que va a permanecer constante sobre la viga al existir alguna carga provocando deflexiones por cargas sostenidas debido al esfuerzo de fluencia, y a su vez el incremento de la sección transversal. El brazo de palanca es reducido donde el acero va a incrementar ligeramente su esfuerzo. También su esfuerzo a compresión en el concreto se va a minimizar aumentando la zona a compresión. A mayor relación de refuerzo a compresión ($\rho' = A'_s/bd$) mayor será la disminución de la fluencia. Por cargas sostenidas e instantáneas tendrá una deflexión total expresada como $(1 + \lambda_{\Delta})\Delta_i$.

El código ACI 318-14 establece que la deflexión adicional va a depender del tiempo, la resultante del flujo plástico y retracción en miembros a flexión, esto se calculará con el resultante de la deflexión inmediata (Δ_i) procedente de la carga sostenida multiplicada por el factor λ_{Δ} .

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+50\rho'} \text{ Ecuación (3.14)}$$

Donde:

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \text{ Ecuación (3.15)}$$

Rho (ρ) es el valor de la cuantía de acero que se expresa en compresión, para vanos simples será a la mitad de la luz y continuos para voladizos. Para las cargas sostenidas esto va a depender del tiempo los valores para el factor (ξ) como se encuentra expresado en la siguiente tabla.

Tabla 9

Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 ó más	2.0

Fuente: ACI 318-14

La sumatoria de las deflexiones instantáneas provocadas por la carga viva, junto a la carga muerta y cualquier carga viva, es:

$$\Delta = \lambda_{to} \Delta_{iD} + \Delta_{iL} + \Delta_{iLS} \quad \text{Ecuación (3.16)}$$

En donde Δ_{iD} , Δ_{iL} y Δ_{iLS} pertenece respectivamente a la carga muerta ejercida, la carga viva ejercida y en la parte continua de la carga viva; λ_{to} , & es el resultado de λ_{Δ} establecido en un tiempo de cinco años o más, menos el valor de ξ , según Wight and MacGregor (2012)

3.7.3 Estimación Del Peso De La Viga

Wight and MacGregor (2012) afirma que el peso propio de la viga en el diseño es de mucha importancia para el cálculo del momento flexionante debido a que tiene varias ventajas como la resistencia, también la viga es capaz de soportar su propio peso, asimismo como las cargas externas.

Así mismo Wight and MacGregor (2012) señala que al determinar M_u (momento último) en todas las cargas se va a incluir el peso de la viga, y si las dimensiones son diferentes a las del inicio se debe considerar a recalcular el peso, así como el M_u repitiendo la sección de la viga.

3.7.4 Selección De Las Varillas

McCormac and Brown (2018) afirma que para un diseño es prácticamente útil el uso de varillas que tenga un solo tamaño en cada viga, aunque hay ocasiones que se debe usar dos tamaños. No obstante, en el acero de compresión y los estribos las varillas son de diferentes diámetros. Mejorando la trabajabilidad porque de otra manera el personal puede confundirse.

3.7.5 Recubrimiento

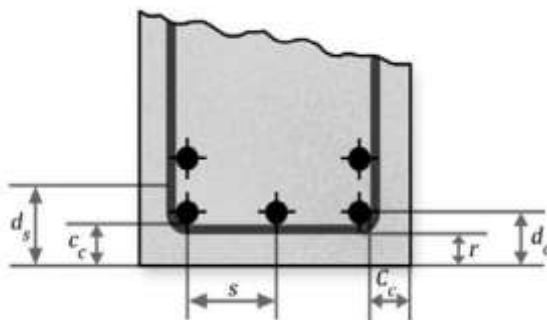
McCormac and Brown (2018) manifiesta que para un mejor refuerzo de los elementos de concreto es necesario que esté protegido del ambiente ya que existe varios factores como la salinidad, protección contra el fuego y la corrosión que puede provocar consecuencias negativas. Por eso un método efectivo es colocar a ciertas cantidades mínimas en la superficie del refuerzo logrando que exista una capa protectora de concreto en el refuerzo conocido como recubrimiento, este ayuda a mejorar la adherencia entre el concreto y el acero.

El código ACI 318-14 en la sección 7.7, proporciona una medida para el recubrimiento mínimo permisible en varillas de refuerzo por medio de diversas circunstancias de trabajo. En el mismo destacan los valores que se dan para vigas, columnas y losas de concreto, tanto para miembros colados en la obra como para miembros prefabricados, también para miembros pre-esforzados y para miembros que pueden o no pueden estar expuestos al suelo y al ambiente, etc.

Por otra parte, el concreto de los miembros que están o van a estar expuestos a condiciones especiales tales como sales des congelantes, aguas salinas o agua del océano. Esto hace referencia al aire, al agua y cemento según el código ACI 318-14

Figura 9

Espaciamiento entre varillas de refuerzo longitudinal y sección de recubrimiento



Fuente: Hernández (2014)

El código ACI 318-14 estipula que el diámetro mínimo de refuerzo transversal (d_s) que permite es cuando existe varillas longitudinales de 28 mm o menores tendrá un diámetro de 10 mm, en cambio, el diámetro pequeño de estribo será de 12 mm para las varillas de 35 mm o mayores. Así mismo el código estipula los diámetros mínimos de recubrimiento de acuerdo a su entorno de trabajo como marca la siguiente tabla:

Tabla 10

Recubrimiento especificado para elementos de concreto contruidos en sitio no preesforzados

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

Fuente: ACI 318-14

3.7.6 Separación Mínima Entre Varillas

Se considera mediante el código ACI 318-14 que la distancia exenta entre varillas paralelas tendrá un valor menor que 1 plg. (25mm) o menor que el diámetro nominal de la varilla. Al colocarse las varillas en más de una capa, su capa superior se

colocará directamente en las capas menores y tendrá 25 mm entre la distancia libre de las capas.

El objetivo principal de permitir espaciamientos entre las varillas es que el concreto cruce entre las varillas, incluso en el código ACI 318-14 hace referencia a la separación entre las varillas con los tamaños máximos del agregado. Se considera que los tamaños máximos permisibles del agregado se dejan a $3/4$ de la división libre mínima entre las varillas.

3.7.7 Longitud De Desarrollo

Según el código ACI 318-14 una varilla de refuerzo debe desarrollarse apreciablemente en ambas direcciones, desde el punto de máximo esfuerzo desarrollando su esfuerzo por medio de la adherencia al concreto. Se conoce como longitud de desarrollo o longitud de anclaje cuando la longitud más corta aumenta de 0 a f_y .

Esta también se puede calcular de la tabla presentada a continuación que estipula:

Tabla 11

Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 19 ó menores y alambres corrugados	Barras No. 22 y mayores
<p>Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslapo no menor que d_b, recubrimiento libre al menos d_b, y no menos estribos a lo largo de ℓ_b que el mínimo del Reglamento o espaciamiento libre entre barras o alambres que se están siendo desarrollados o empalmados por traslapo no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b.</p>	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.1 \lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b$

Fuente: ACI 318-14

McCormac and Brown (2018) recomienda que es necesario utilizar en muchas ocasiones recubrimientos y separaciones superiores entre las varillas a diferencia de los valores mínimos indicados, reduciendo sus longitudes.

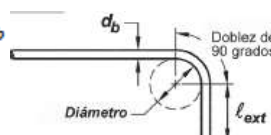
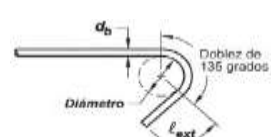
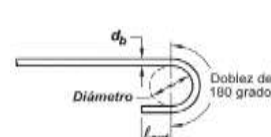
Al diseñar una viga es esencial escoger la separación y la disposición de las varillas debido a que se debe especificar la separación y las dimensiones en cm y fracciones comunes cumpliendo con los requisitos del código.

3.7.8 Ganchos

En el código ACI 318-14 la especificación para los ganchos manifiesta que se representa en términos del diámetro interior de doblado los dobleces estándar de las barras de refuerzo gracias a su factible medición en el radio de dicho doblado es más viable. Existe varios factores que perjudican el diámetro mínimo de doblado como la capacidad del acero para doblarse sin romperse evitando el aplastamiento del concreto dentro del doblado. Se usa la siguiente tabla:

Tabla 12

Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción.

Tipo de gancho estandar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta, mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de y 75 mm $6d_b$	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

Fuente: ACI 318-14

3.8 Especificaciones ACI 318-14 Para Columnas

Los requisitos de este capítulo se deben aplicar al diseño de columnas no preesforzadas, preesforzadas y compuestas incluyendo pedestales de concreto estructural. Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres siguientes categorías:

a) **Pedestales o bloques cortos a compresión:** Se considera como un pedestal si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña.

El Código ACI 318-14 (Secciones 2.3, 14.1.3d, y 14.5) hace mención que con concreto simple o sin refuerzo puede diseñarse un pedestal estableciendo un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a $0.60 f'_c$, donde ϕ es 0.60. Es necesario incrementar el área de la sección transversal del pedestal o diseñarlo como una columna de concreto reforzado si la carga que se aplica al miembro es mayor que los límites de esfuerzo.

b) **Columnas cortas de concreto reforzado.** McCormac and Brown (2018) afirma que se considera como columna corta al fallar una columna de concreto reforzada a causa de la falla inicial del material. Al soporte de las cargas se debe porque están regidas por dimensiones de su sección transversal y a su vez por la resistencia que ejercen los materiales con los que se encuentra construida. Se considera columna corta a un miembro que es robusto por su flexibilidad.

c) **Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado.** McCormac and Brown (2018) indica que las deformaciones por flexión aumentan cuando las columnas se hacen más esbeltas, así como los momentos secundarios resultantes. Se denomina columna larga o esbelta si los momentos que tienen cierta magnitud se reduce significativamente la capacidad de la carga axial de la columna.

3.9 Límite Mínimo De Sección De Columna

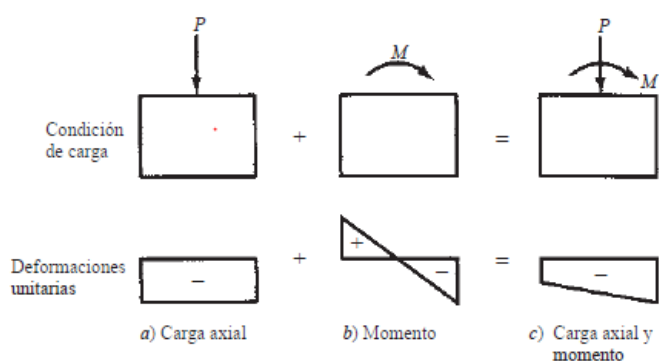
Para columnas no se han especificado tamaños mínimos por motivo de la existencia de secciones transversales pequeñas en estructuras poco cargadas permitiendo el uso de columnas de concreto reforzado, como edificaciones de baja altura tales como oficinas, residencias, etc. Al usarse secciones transversales pequeñas se debe ocupar una mano de obra cuidadosa. En estos casos NEC recomienda que la sección transversal no sea menor que 250 mm para el diseño.

3.10 Carga Axial Y Flexión

Las columnas están sujetas a una determinada flexión y a fuerzas axiales, siendo necesario diseñarlas para que resistan ambas sollicitudes. Las fórmulas de carga axial incluyen el efecto de excentricidades pequeñas con los factores 0.80 y 0.85. Los valores mencionados pertenecen a excentricidades reales de $0.10h$ para columnas con estribos y $0.05h$ para columnas zunchadas.

Figura 10

Deformaciones unitarias en la columna



Fuente: McCormac & Brown

Tabla 13*Resistencia axial máxima*

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

Fuente: ACI 318-14

Para el cálculo de la resistencia axial el código ACI estipula las siguientes fórmulas para su cálculo:

Para calcular P_o en elementos no preesforzados – compuestos con acero y concreto, se recomienda usar:

$$P_o = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \quad \text{Ecuación general (3.17)}$$

En donde A_{st} se conoce como el área total del refuerzo longitudinal no preesforzado.

Para miembros prees forzados, P_o debe calcularse como:

$$P_o = 0.85 f'c(A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y A_{st} - (f_{se} - 0.003E_p) A_{pt} \quad \text{Ecuación (3.18)}$$

Donde A_{pt} es el área total del refuerzo preesforzado, A_{pd} es el área total ocupada por el ducto, revestimiento y el refuerzo prees forzado, y el valor de f_{se} debe

ser al menos igual a $0.003E_p$. Para tendones postensados inyectados con mortero de inyección, se permite suponer $A_{pd} = A_{pt}$.

3.10.1 Excentricidad Plástica

Para el diseño es importante el cálculo de la excentricidad e específica para una columna dada. El término e es la distancia a la que la carga axial P_u tendría que estar situada desde el centro de la columna para producir a M_u . Así

$$P_u e = M_u \text{ Ecuación (3.19)}$$

o bien

$$e = \frac{M_u}{P_u} \text{ Ecuación (3.20)}$$

No obstante, existen varias situaciones donde no existe momentos calculados para las columnas de una estructura. Durante muchos años, el código especificó que las columnas se deben diseñar para ciertos momentos mínimos. Se logró que los proyectistas supusieran ciertas excentricidades mínimas para las cargas en sus columnas. Estos valores mínimos fueron de 1 plg o $0.05h$, rigiendo el valor mayor, para columnas zunchadas y de 1 plg o $0.10h$ para columnas con estribos. (Donde h significa el diámetro exterior de las columnas redondas o el ancho total de columnas cuadradas o rectangulares.) Se usó para diseñar un momento igual a la carga axial multiplicada por la excentricidad mínima.

En el código actual, las excentricidades mínimas no están especificadas, pero se alcanza el mismo objetivo requiriendo que las capacidades teóricas por carga axial se multipliquen por un factor que es igual a 0.85 para columnas reforzadas y para columnas con estribos a 0.80. El soporte de la carga axial de las columnas no debe ser mayor que los siguientes valores:

Para columnas zunchadas ($\phi = 0.75$)

$$\phi P_n(\text{máx}) = 0.85f_c [0.85f_c' (A_g A_{st}) + f_y A_{st}] \text{ Ecuación (3.21)}$$

Para columnas con estribos ($f = 0.65$)

$$\phi P_n(\text{máx}) = 0.80f[0.85f'c (Ag Ast) + fy Ast] \quad \text{Ecuación (3.22)}$$

Las ecuaciones anteriores se deben usar cuando el momento es bastante pequeño o cuando no hay momento calculado. Incluso estas fórmulas se usan para situaciones donde el momento es suficiente pequeño, donde e sea menor que $0.10h$ para columnas con estribos o menor de $0.05h$ para columnas zunchadas. Las columnas cortas pueden diseñarse siempre que los valores e queden bajo los límites descritos según expresa el código (ACI 318-14)

3.11 Diagramas De Interacción

Por estática se pueden determinar fácilmente los valores de P_n y M_n en una columna que tiene deformaciones unitarias, pero al crearlo resulta ser tedioso realizar su curva de interacción.

Los diagramas de interacción se utilizan para las resistencias de las columnas con correspondencia inestables de cargas axiales y de momento. Si una combinación de carga queda dentro de la curva es grata, pero si una combinación se sitúa fuera de la curva esto representa una falla.

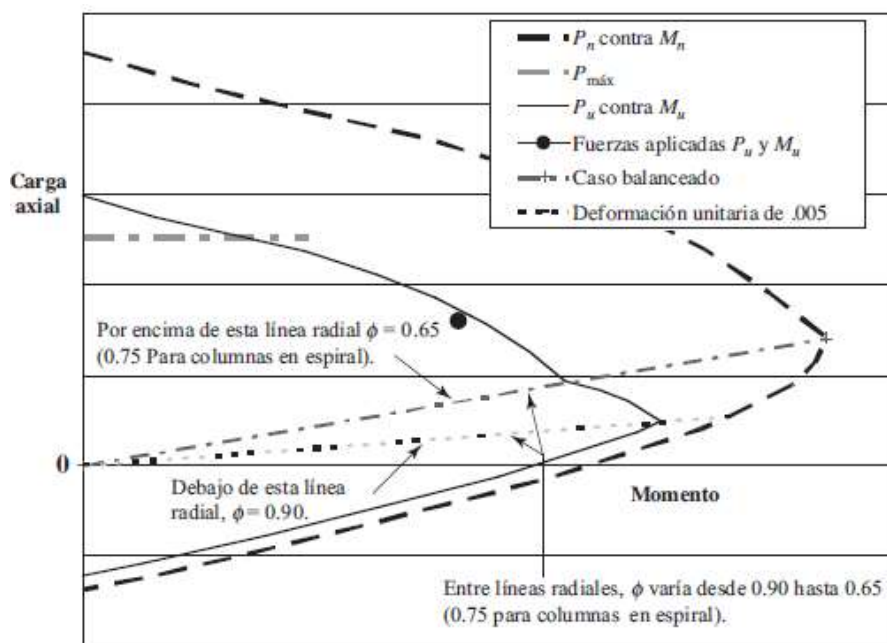
Las ecuaciones se 3.22 desarrollaron para dar resultados aproximadamente equivalentes a los de las cargas aplicadas con excentricidades de $0.10h$ para columnas con estribos y $0.05h$ para columnas zunchadas.

Como se puede observar en la figura, la línea curva continua representa a P_u y M_u , mientras que la línea curvada punteada es P_u y M_u . La diferencia entre las dos curvas es el factor ϕ . Las dos curvas tendrían la misma forma si el factor ϕ no variara. Por encima de la línea radial rotulada como “caso balanceado”, $\phi = 0.65$ (0.75 para espirales). Debajo de la otra línea radial etiquetada como “deformación unitaria de

0.005", $\phi = 0.9$. Varía entre los dos valores en promedio y la curva P_u contra M_u adopta una forma diferente.

Figura 11

Curva de interacción para columna ajustada para las tres modificaciones descritas



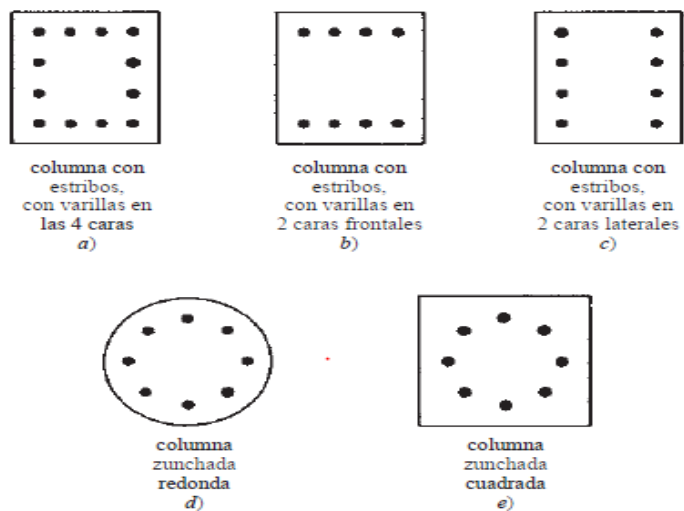
Fuente: McCormac & Brown

3.11.2 Uso De Diagramas De Interacción

Tener un diagrama para cada sección transversal de diferente columna, grados de concreto, de acero y colocación diferente de las varillas, este tendría como resultado un sin fin de diagramas. Sin embargo, el número puede reducirse considerablemente si los diagramas se representan gráficamente con ordenadas de $K_n = P_n / f'c A_g$ (en lugar de P_n) y con abscisas de $R_n = P_n e / f'c A_g h$ (en lugar de M_n). Se pueden usar para secciones transversales con dimensiones ampliamente variables los diagramas resultantes normalizados de interacción.

Figura 12

Secciones transversales de columnas para las curvas normalizadas de interacción del Apéndice A.



Fuente: McCormac & Brown

Una vez calculado Kn y Rn también es necesario el cálculo de γ para proceder a hacer uso de los diagramas:

Ecuaciones:

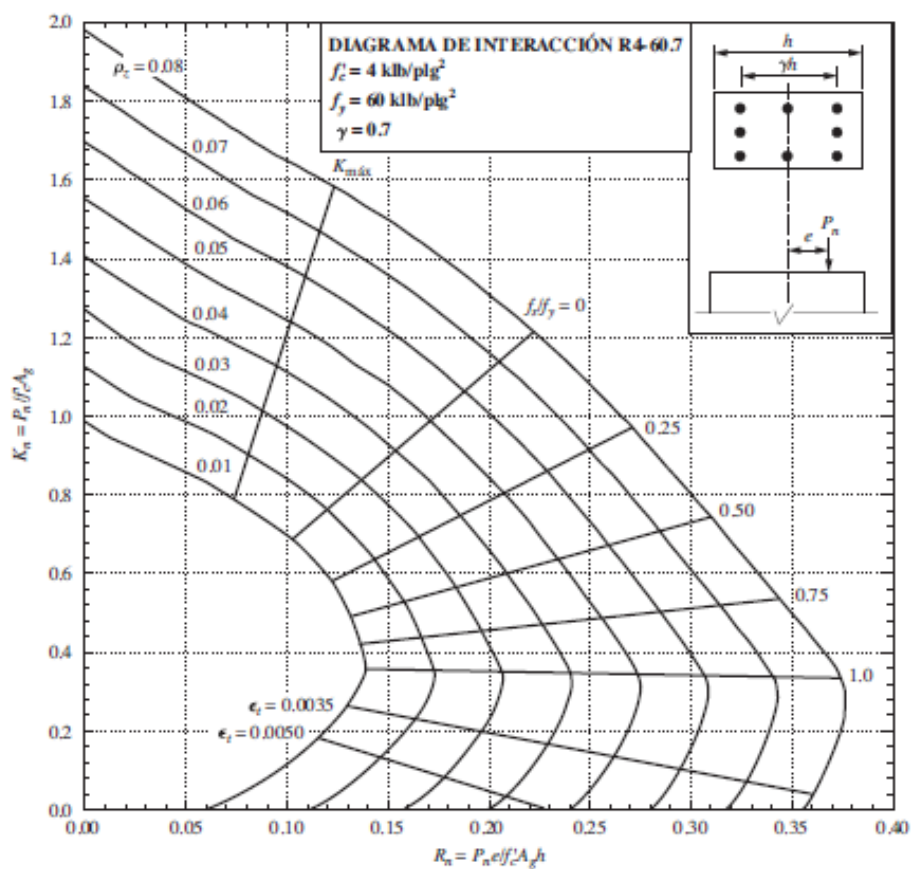
$$Kn = \frac{Pn}{f'c Ag}$$

$$Rn = \frac{Pne}{f'c Agh}$$

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h}$$

Figura 13

Diagrama de interacción



Fuente: McCormac & Brown

Obteniendo así de los diagramas el valor de R_o (ρ) y podemos calcular así el acero longitudinal de la columna.

3.12 Resistencia A Cortante

En estructuras arriostradas las fuerzas cortantes en columnas interiores suelen ser pequeñas y habitualmente no controlan el diseño. Aun así, en una estructura arriostrada las fuerzas cortantes en columnas exteriores pueden ser grandes específicamente en columnas con curvatura doble.

El código ACI provee las siguientes ecuaciones para determinar la fuerza cortante que puede ser soportada por el concreto para un miembro sujeto simultáneamente a compresión axial y fuerzas cortantes.

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) (\lambda \sqrt{f'c}) b_w d \quad \text{Ecuación (3.23)}$$

En la ecuación (3.23), se conoce como N_u a la fuerza axial factorizada ejercida y que es procedente de la fuerza cortante total V_u que va aplicada al miembro. N_u/A_g se refiere al esfuerzo axial promedio ejercido en la columna y que esta expresada en unidades inglesas de lb/plg^2 . Si el cortante V_u llega a ser mayor que $\phi V_c/2$, es ideal calcular la separación requerida entre estribos. Si se desea realizar un cálculo más detallado para V_c es necesario las ecuaciones de la siguiente tabla:

Tabla 14

Método detallado para calcular V_c en miembros no preesforzados con compresión axial

V_c	
El menor	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'c} + 17p_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8}} \right) b_w d \quad (a)$
de (a) y (b)	Esta ecuación no es aplicable si $M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \leq 0$
	$0.29\lambda\sqrt{f'c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{3.5A_g}} \quad (b)$

Fuente: ACI 318-14

3.13 Flexión Biaxial

La flexión con respecto a ambos ejes se encuentra en muchas columnas sometidas a flexión biaxial. En los edificios las vigas y las trabes concurren con las columnas desde dos direcciones donde estas se encuentran en las esquinas son los casos más comunes, pero existen otros donde las columnas se cuelan monolíticamente, como si fueran partes de marcos en ambas direcciones o donde las columnas soportan

vigas de fachada muy pesadas. Los estribos de puentes muchas veces están sometidos a flexión biaxial.

Al existir flexión respecto a los ejes x y y , el momento biaxial puede calcularse combinando los dos momentos o sus excentricidades como sigue:

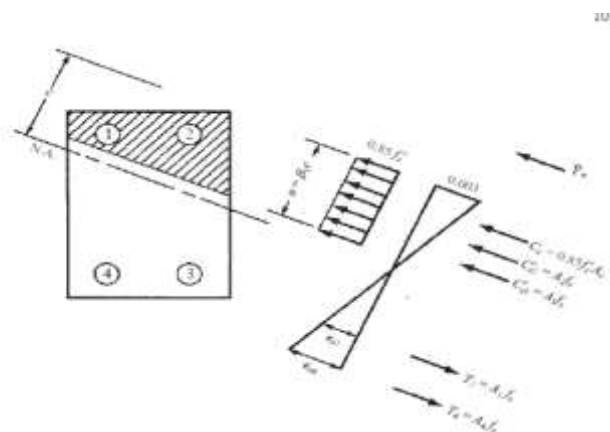
$$Mu = \sqrt{(Mux)^2 + (Muy)^2}$$

o bien,

$$e = \sqrt{(ex)^2 + (ey)^2}$$

Figura 14

Sección transversal de la columna con eje neutro esviado con respecto a la flexión axial



Fuente: McCormac & Brown

Actualmente, el análisis de las columnas sometidas a flexión biaxial se hace primordialmente con computadora. Uno de los métodos que se pueden usar con calculadora de bolsillo de manera fácil es la conocida ecuación de interacción recíproca desarrollada por el profesor Boris Bresler de la Universidad de California en Berkeley,

$$\frac{1}{Pni} = \frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Po}$$

donde

✓ P_{ni} = capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

✓ P_{nx} = capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad e_x .

✓ P_{ny} = capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad e_y .

✓ P_o = capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con excentricidad cero. Generalmente se toma igual a $0.85 f'c A_g + f_y A_s$.

3.14 Estados De Carga Considerados En El Diseño De La Estructura.

3.14.1 Carga Viva

NEC-SE-CG (2015) afirma que la carga viva o carga sobreimpuesta, se considera así a todos los elementos que no tienen un punto de anclaje o punto fijo en la estructura; por ejemplo, las mismas personas, muebles, mercadería, materiales, equipos entre otros.

La norma NEC-SE-CG (2015) normaliza que los valores para el cálculo de carga viva según la utilidad de la edificación a diseñarse para luego ser construida. A continuación, se proporcionará algunos valores dados por la norma.

Tabla 15*Cargas vivas: sobrecargas mínimas*

Ocupación o Uso	Carga uniforme (Kn/m ²)	Carga concentrada (kN)
Almacenes		
Venta al por menor		
Primer piso	4.80	4.50
Pisos superiores	3.60	4.50
Venta al por mayor. Todos los pisos	6.00	4.50
Armerías y salas de instrucción militar		
	7.20	
Áreas de reunión y teatros		
Asientos fijos	2.90	
Áreas de recepción	4.80	
Asientos móviles	4.80	
Plataformas de reunión	4.80	
Escenarios	7.20	
Áreas de almacenamiento sobre techos		
	1.00	
Barreras vehiculares		
	Véase sección 4.5 ASCE 7-10	
Balcones		
	4.80	
Bibliotecas		
Salas de lectura	2.90	4.50
Estanterías	7.20	4.50
Corredores en pisos superiores a planta baja	4.00	4.50
Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios		
Sala de pacientes	2.90	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta	2.00	4.50
baja	4.00	4.50

Instituciones penales		
Celdas	2.00	
Corredores	4.80	
Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad	Véase sección 4.5 ASCE/SEI 7-	10
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00	
Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm²)		1.40
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	-	
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
Salas de baile	4.80	
Salas de billar, bolos y otras áreas de recreación similares	3.60	
Salida de emergencia	4.80	9.00
Únicamente para residencias unifamiliares	2.00	9.00
Sistemas de pisos para circulación		
Para oficinas	2.40	9.00
Para centros de cómputo	4.80	9.00
Soportes para luces cenitales y cielos rasos accesibles		0.90
Unidades educativas		
Aulas	2.00	4.50
Corredores segundo piso y superior	4.00	4.50
Corredores primer piso	4.80	4.50
Veredas, áreas de circulación vehicular y patios que puedan estar cargadas por camiones	12.00	35.60

*La carga concentrada de rueda será aplicada en un área de 100 mm x 100 mm

Fuente: NEC-SE-CG (2015)

3.14.2 Carga Muerta

Según la Norma NEC-SE-CG (2015) la carga muerta o carga permanente, es constante, es decir que tendrá que soportar la estructura durante toda su vida útil. Este tipo de cargas las comprenden el peso propio de la estructura; es decir, sus propios elementos como el peso de sus columnas, vigas, losa, o cualquier elemento que conformen o llegasen a formar parte estructural. A estas cargas se incluyen aquellas que son producidas por la mampostería y acabados de forma permanente que poseerá la estructura; y cualquier elemento que no sea estructural anclado o fijo a la edificación.

Las normas ecuatorianas de la construcción establecen valores aproximados para el cálculo de carga muerta para ciertos materiales mencionados en la siguiente tabla.

Tabla 16*Cargas muertas: pesos de los materiales*

Material	Peso Unitario kN/m³
A. Rocas	
Basalto	29.0 - 30.0
Granito	26.0 - 28.0
Andesita	26.0 - 28.0
Sienita	27.0 - 29.0
Pórfido	26.0 - 27.0
Gabro	29.0 - 31.0
Arenisca	26.0 - 27.5
Calizas compactas y mármoles	27.0 - 28.0
Pizarra para tejados	28.0
B. Piedras artificiales	
Adobe	16.0
Amianto – cemento	20.0
Baldosa cerámica	18.0
Baldosa de gres	19.0
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19.0
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14.0
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10.0
Ladrillo artesanal	16.0
Cobre	89.0
Estaño	74.0
Fundición gris	72.0
Latón	85.0
Plomo	114.0

Zinc	72.0
<hr/>	
C. Materiales granulares	
Arena seca	14.5
Arena húmeda	16.0
Arena saturada	18.0
Arena de pómez seca	7.0
Ripio seco	16.0
Ripio húmedo	20.0
Grava (canto rodado)	16.0
Gravilla seca	15.5
Gravilla húmeda	20.0
Tierra seca	14.0
Tierra húmeda	18.0
Tierra saturada	20.0
<hr/>	
D. Morteros	
Cemento compuesto y arena 1.3 a 1.5	20.0
Cemento compuesto cal y arena	18.0
Cal y arena	16.0
Yeso	10.0
<hr/>	
E. Metales	
Acero	78.5
Aluminio	27.0
Bronce	85.0
<hr/>	
F. Materiales diversos	
Alquitrán	12.0
Asfalto	13.0
Cal	12.0
Hielo	9.0
Libros y documentos	8.5
Papel	11.0
Plástico en planchas	21.0
Vidrio plano	26.0
<hr/>	
Elementos secundarios	
<hr/>	

G. Contrapisos y recubrimientos	Kn/m²
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento por cada cm, de espesor	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5

Fuente: NEC-SE-CG (2015)

3.14.3 Combinaciones De Carga Para Diseño

Al diferenciar las cargas muertas y cargas vivas de acuerdo a su uso y a su tipo de estructura es importante que sean multiplicadas por un factor de carga. El factor de carga que se multiplica a la carga viva será mayor a la multiplicada en la carga muerta, debido a que se determina con mayor precisión en la carga muerta propia de la estructura, en cambio, en la carga viva a lo largo del tiempo esta va a tener modificaciones por eso tendrá menor precisión.

Se propone varias combinaciones de cargas presentadas a continuación:

Tabla 17*Combinaciones de carga*

Combinaciones de carga	Carga primaria
$U = 1.4D$	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$	L
$U = 1.2D + 1.6L (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5 W)$	Lr ó S ó R
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	E
$U = 0.9D + 1.0 W$	W
$U = 0.9D + 1.0E$	E

Fuente: NEC-SE-CG (2015)**Tabla 18***Combinaciones de cargas según NEC*

Combinación 1:	1.4 D
Combinación 2:	1.2 D + 1.6 L + 0.5max(Lr; S; R)
Combinación 3:	1.2 D + 1.6 max (Lr; S; R) + max (L; 0.5W)
Combinación 4:	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max (Lr; S; R)
Combinación 5:	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
Combinación 6:	0.9 D + 1.0 W
Combinación 7:	0.9 D + 1.0 E

Fuente: NEC-SE-CG (2015)

Donde:

- D=carga muerta
- L=carga viva
- U=carga ultima requerida

En este análisis la carga sísmica no es considerada para el diseño de las losas debido a que no forma parte del sistema primario resistente a sismo y tiene como rol

en el diafragma semirrígido compatibilizar deformaciones con movimientos laterales y rotacionales de cuerpos rígidos.

3.14.4 Especificaciones de diseño

Se conoce por medio de varios estudios realizados que el Ecuador se halla localizado en una zona conocida y calificada como zona de alto riesgo sísmico, por lo tanto, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), modernizó el sistema de Normas Técnicas para la seguridad Estructura en las Edificaciones, estableciendo en el 2015 las Normas NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), consiguiendo perfeccionar la calidad y seguridad de las edificaciones, esto señala Zambrano (2017).

El código NEC en su capítulo de Estructuras de Hormigón Armado NEC-SE-HM (2015), hace énfasis a las directrices para el diseño de losas, columnas y vigas expresadas en el ACI 318-14.

3.15 Diseño De Vigas Rectangulares Por Flexión

Mediante la Norma NEC-SE-HM (2015) manifiesta que para el diseño de las vigas de pórticos en flexión deben presentar los siguientes lineamientos: sistemas resistentes a cargas sísmicas, resistir las fuerzas en flexión, y las fuerzas axiales en compresión, P_u , no debe exceder $0.10 * f'c * A_g$ en ninguna combinación de cargas sísmicas.

3.15.1 Dimensiones

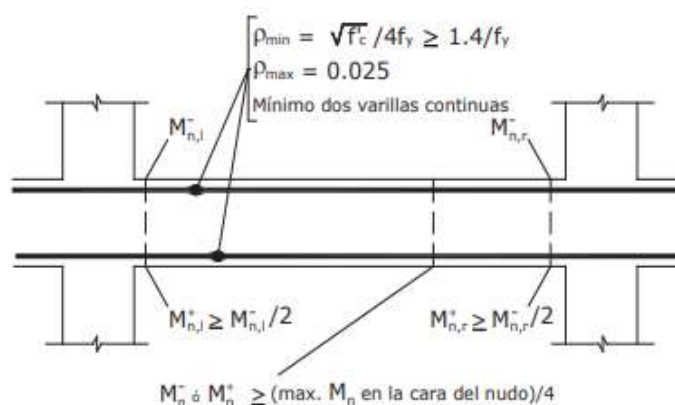
El código ACI 318-14 y la Norma NEC mencionan algunas limitaciones para el predimensionamiento y diseño, cualesquiera de estas tienen semejantes características que especifica la normativa ACI 318-14, es por esto que solo se menciona a la característica diferente: $b_w \geq 250 \text{ mm}$

3.15.2 Refuerzo Longitudinal Al Mínimo En Elementos A Flexión

Según la Norma NEC-SE-HM (2015) al ser menor el análisis del refuerzo a tracción, el A_s no debe ser inferior que al gráfico. Estos representarán los valores de $A_{s_{min}}$ estipuladas por ACI 318-14.

Figura 15

Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión



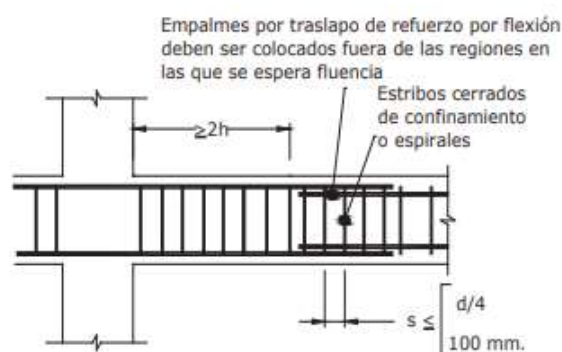
Fuente: NEC-SE-HM (2015)

3.15.3 Refuerzos Transversales

NEC-SE-HM (2015) afirma que es recomendable que en la zona de confinamiento los estribos de la zona $2h$ en la viga debe expresarse por lo menos de 10mm de diámetro, excepto que en la NEC se calcula un espaciamiento inferior o igual a 200 mm, y en el ACI 318-14 a 150 mm.

Figura 16

Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal



Fuente: NEC-SE-HM (2015)

3.15.4 Ubicación De Los Estribos Para Confinamiento

NEC-SE-HM (2015) indica que en cualquier tipo de estructuras es fundamental colocar estribos de confinamiento en los extremos del elemento; en el primero se lo ubica a 50 mm y en el posterior a un trecho $2 \cdot h$.

- En las secciones en las que se puedan formar rotulas es necesario colocarlas a longitudes $2 \cdot h$ a cada lado de una sección.

También es necesario acotar lo siguiente:

- En las siguientes zonas de confinamiento, el espaciamiento máximo de los refuerzos transversales no debe superar el valor establecido que es el mínimo de los dados a continuación:

- No mayor a $d/4$.
- No mayor a 6 veces el refuerzo longitudinal en su diámetro menor.
- 20 cm
- En partes de escaso esfuerzo, se puede colocar refuerzos con varillas de 10 mm y con espaciamiento no mayor a $d/2$.

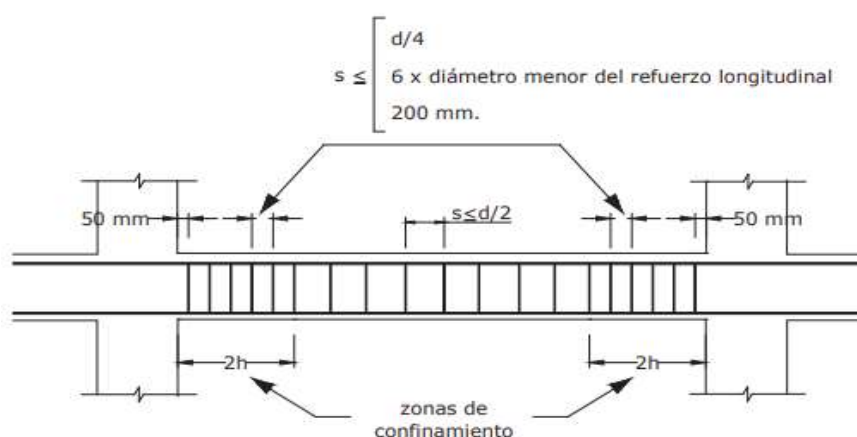
- Los refuerzos transversales deben ir ubicados de forma que las varillas de las esquinas colocadas a más de 150 mm estén unidas a la esquina del estribo para

lograr un amarre suplementario, pero esto es en el caso de que exista refuerzo de confinamiento. (NEC-SE-HM, 2015)

- Se colocaran varillas longitudinales cuando la altura de la sección es de 800 mm o más en las regiones de confinamiento y estas serán distribuidas de tal manera que la altura del estribo tenga una separación no mayor a 350mm. (NEC-SE-HM, 2015)

Figura 17

Separación de estribos



Fuente: NEC-SE-HM (2015)

3.16 Capacidad Por Carga Axial De Las Columnas

McCormac and Brown (2018) señala que para poder determinar con suficiente exactitud la última resistencia teórica o nominal de una columna corta en la falla que se encuentra cargada axialmente se utilizara la siguiente ecuación, donde A_g está representado como el área total de la sección del elemento y se conoce como A_{st} al área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal, incluyendo varillas y perfiles de acero.

$$P_n = 0,85f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \quad \text{Ecuación (3.24)}$$

3.17 Resistencia De Diseño

3.17.1 Cortante

El cortante para el concreto simple suponen una sección no fisurada, su falla será por tracción diagonal, al equiparar la resistencia a tracción del concreto con el esfuerzo principal y el eje neutro. En el esfuerzo principal de tracción se debe por el cortante, es por esto que la falla por tracción limita el cortante admisible en el eje neutro, será calculado por la presente ecuación, afirma el código ACI 318-14.

$$v = VQ / Ib \quad \text{Ecuación (3.25)}$$

Donde v es el esfuerzo cortante y V la fuerza cortante. También se conoce que Q es representado por el momento estático de una de las dos partes (del área arriba o abajo) del eje neutro; también I es considerado como el momento de inercia conformante de la sección total o bruta; y se conoce a b como el ancho o base de la sección donde el cortante se calcula, indica el código ACI 318-14.

En donde se despeja quedando:

$$v = 3V / 2A \quad \text{Ecuación (3-21)}$$

En la ecuación 3-21, V es equivalente a $wl/2$ en los claros simples uniformemente cargados en el elemento. Por medio de una distancia h en el apoyo se podrá calcular el esfuerzo cortante. La fuerza cortante externa de una distancia h en el apoyo se va a calcular con la siguiente ecuación al estar expresada h en pulgadas y w por pie en la carga uniforme, expresa el código ACI 318-14.

$$Vu = 0,5 * WL * Ln \quad \text{Ecuación (3.25)}$$

3.17.2 Cortante En Dos Direcciones Proporcionalada Por El Concreto

Para los componentes conformados por dos direcciones no preesforzados, el valor v_c se calculará por medio de esta ecuación:

$$v_c = 1,1 * \lambda * \sqrt{f'c} \quad (\text{en } kg/cm^2) \quad \text{Ecuación (3.26)}$$

3.17.3 Cálculo De Los Momentos Aproximados En Vigas Continuas No

Preesforzados Y Losas En Una Dirección

El código ACI referencia como debe calcularse el M_u procedente de cargas gravitacionales mostradas a continuación.

Tabla 19

Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros constituidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 9$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 16$
		Mas de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 12$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m. (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 11$

Fuente: ACI 318-14

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE CILINDROS Y VIGA CON REFUERZO GRP (EVALUACIÓN Y CÁLCULOS)

4.1 Características De Ensayos

Para diseñar cilindros y vigas es necesario utilizar las Normas ASTM para los agregados y las Normas ACI 318-14 para las dosificaciones, detalladas a continuación:

4.1.1 Ensayos

Para obtener la dosificación se realizan ensayos correspondientes como Granulometría, Abrasión de los Ángeles, Humedad, entre otros, anteriormente citados en la sección 2.4 en donde se especifica cada uno de ellos.

Figura 18

Algunos ensayos empleados para la dosificación



4.1.2 Dosificación

Al efectuar los ensayos a los agregados en el laboratorio obtenemos los datos para realizar una dosificación que alcance la resistencia del hormigón para nuestra estructura, estos valores se detallan a continuación:

Tabla 20*Dosificación para cilindros*

Para Fundir Probeta					
	Vfundir(m3)	%propor	Vol	D	kg(PESAR)
		V	material	(kg/m3)	
Aire		2.0	0.001915192		
Cemento		13.7	0.013125209	2950	38.7194
Grava		35.8	0.03	2408.19	82.8465
Arena		27.4	0.03	2631.58	69.2824
Agua		21.2	0.020382435	1000	20.3824
Total	0.0961522	100.0	0.0961522		211.2307

Nota: Para la fundición en parihuela se calculó la relación 1:2:2 en obra.

Tabla 21*Volumen para cilindros y vigas*

Datos cilindro		
Pi	3.14156	
r	0.075	m
A= Pi*r^2	0.01767128	m2
h	0.3	m
V cilindro	0.00530138	m3
# cilindros	8	unidades
Volumen Cilindro	0.04241106	m3

El mismo procedimiento se utiliza para el cálculo de los volúmenes en las vigas, mostrados a continuación:

Tabla 22*Volumen para vigas*

Datos de las vigas		
Base	0.15	m
Longitud	0.5	m
A= b*l	0.075	m ²
H	0.15	m
V viga	0.01125	m ³
# vigas	4	Unidades
Volumen Viga	0.045	m ³

Finalmente se calcula el volumen total de la mezcla para el concreto, siendo esto necesario para fabricar los cilindros a ensayar.

Tabla 23*Volumen requerido para fundir*

Volumen Testigos		0.08741106	m³
Desperdicio	10%	0.00874111	m ³
Volumen Requerido para Fundir		0.09615217	m ³

Obtenida la dosificación se procede a fundir los cilindros y las vigas de acuerdo a los datos calculados. Al colocar la mezcla en los moldes, se debe realizar el varillado 25 veces en 3 capas de igual volumen y el golpe en los costados de los mismos en un rango de 10 a 15 veces también según ASTM.

Figura 19

Dosificación del concreto

**Figura 20**

Colocación del concreto en encofrados



Es necesario desencofrar los cilindros pasadas las 24 horas para ser colocados en una piscina para la curación del hormigón como se observa en la imagen (a), para luego realizar cortes al polímero de fibra de vidrio en forma de tela como muestra la imagen (b).

Figura 21

a. *Cilindros y vigas en curación después del desencofrado.*



4.1.3 GRP

El refuerzo GRP de fibra de vidrio es un polímero en forma de manta que para su aplicación debe ser cortado y moldeado de acuerdo al elemento en el cual será usado.

Figura 22

b. *Fibra de vidrio cortada*



Es necesario sacar los cilindros y las vigas del agua un día antes del tiempo de ruptura según el ACI, los días recomendados son 3, 7, 14, 28 y 32 siendo este último el llamado testigo. Después de que estén secos se procede a colocar la fibra de vidrio con la resina alrededor de las vigas y los cilindros como se observan en las siguientes imágenes:

Figura 23

Cilindros con fibra de vidrio

**Figura 24**

Vigas con fibra de vidrio



4.1.4 Resistencia A La Compresión

Para medir los parámetros tanto en los cilindros como en las vigas es necesario el uso de la prensa normada por la ASTM correspondiente a cada elemento, teniendo en cuenta lo siguiente:

- Para tener una correcta evaluación del desempeño de la fibra se llevaron a cabo dos tipos de cilindros un simple sin fibra y uno reforzado, tanto para cilindros como para vigas.
- Diámetros y alturas establecidos por ASTM.
- Horarios reglamentados para una correcta obtención de datos.

A continuación, se muestran imágenes de los cilindros y vigas llevadas a ensayos:

Figura 25

Cilindros simples puestos a ensayos



Figura 26

Cilindros con refuerzo de fibra de vidrio puesto a ensayos



Figura 27

Vigas simples puestas a ensayos

**Figura 28**

Vigas con refuerzo puestas a ensayos



4.2 Cálculo De Resultados

Una vez terminado los ensayos a continuación se presentan los resultados correspondientes a cada uno de acuerdo con lo establecido en las normas ACI 318-14 y ASTM.

En los siguientes ítems se muestran los cálculos resultantes del ensayo a la compresión de los cilindros con GRP y sin GRP y las resistencias alcanzadas respectivamente:

4.2.1 Ensayos Sin Refuerzo GRP

Las Normas ACI 318-14 y las Normas ASTM establecen fórmulas y valores con los que el concreto en ensayo debe cumplir para que sea aplicable su uso en la obra, tales como los días en los que deben ser ensayados los cilindros y vigas mostrando los siguientes resultados:

Tabla 24

Resultado de ensayos sin refuerzo GRP

PATRON 21/DICIEMBRE/2020; REVENIMIENTO 10 cm								
Fecha	Edad	% F'c Ruptura	Probetas	D1	D2	Promedio	Altura	Altura 2
29-dic-20	7	70	1	15.01	15.15	15.08	29.97	30.0
5-ene-21	14	90	2	15.11	15.15	15.13	30.3	30.3
13-ene-21	21	100	3	15.11	15.08	15.095	30.04	30.0
21-ene-21	28	más del 100%	4	15.09	15.22	15.155	30.12	30.1

Tabla 25

Resistencia y Deformaciones de ensayos sin GRP

PATRON 21/DICIEMBRE/2020; REVENIMIENTO 10 cm					
Deformación	Área	Peso	Carga (KN)	Resistencia	R Ensayada
6.67E-04	178.604569	12.445	293.5	16.61	169.373999
1.37E-03	179.790913	12.49	369.7	20.92	213.323544
1.61E-03	178.96006	12.397	386.1	24.04	245.138528
1.99E-03	180.385557	12.354	401.2	24.91	254.010014

En los resultados de los ensayos sin refuerzo GRP se logra llegar a la resistencia de dosificación diseñada para la estructura dentro de los rangos establecidos por las ACI y ASTM respectivamente.

4.2.1.1 Gráfica Esfuerzos - Deformación

El Código ACI dentro de su normativa recomienda graficar la curva de deformación esfuerzo aplicando las siguientes condiciones:

❖ En el eje de las abscisas los datos de las deformaciones unitarias alcanzadas en el ensayo.

❖ En el eje de las ordenadas los esfuerzos unitarios ($f'c$)

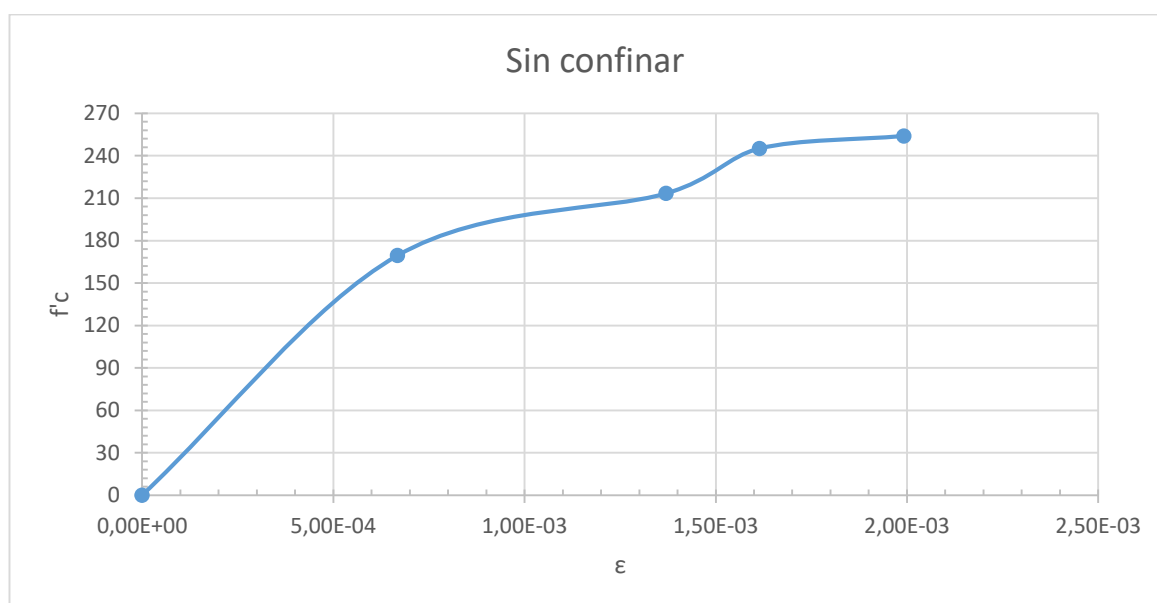
Basados en las afirmaciones anteriores se procedió a elaborar las gráficas de Esfuerzos -Deformaciones del concreto sin GRP.

Tabla 26

Esfuerzos - Deformaciones

Esfuerzo	Deformación
0	0.00E+00
169.373999	6.67E-04
213.323544	1.37E-03
245.138528	1.61E-03
254.010014	1.99E-03

Basados en los datos de la tabla anterior en donde se obtuvo la resistencia máxima $f'c = 254Kg/cm^2$ y deformación máxima $\varepsilon_t = 0.00199 mm$, se proceder a graficar el siguiente diagrama:

Figura 29*Esfuerzo - Deformación Sin Refuerzo GRP***4.2.2 Ensayos Con Refuerzo GRP (Fibra De Vidrio)**

La norma ACI y ASTM establece formulas y valores con los que el concreto en ensayo debe cumplir para que sea aplicable su uso en obra, tales como los días en los que deben ser ensayados los cilindros y vigas mostrando los siguientes resultados:

Tabla 27*Resultado de ensayos con refuerzo GRP (fibra de vidrio)*

PATRON 21/DICIEMBRE/2020; REVENIMIENTO 10cm								
Fecha	Edad	% F'c Ruptura	Probetas	D1	D2	Promedio	Altura	Altura 2
29/12/2020	7	70	1	15.73	15.78	15.755	30.26	30.24
5/1/2021	14	90	2	15.94	15.97	15.955	30.27	30.22
13-ene-21	21	100	3	16.48	16.14	16.31	30.83	30.77
21-ene-21	28	más del 100%	4	16.75	16.84	16.795	30.6	30.52

Tabla 28*Resistencia y Deformaciones de ensayos sin GRP*

PATRON 21/DICIEMBRE/2020; REVENIMIENTO 10cm					
Deformación	Área	Peso	Carga (KN)	Resistencia	R Ensayada
6.47E-04	194.951552	12.93	402.7	22.79	232.39214
1.72E-03	199.932547	12.87	406.9	23.03	234.839447
2.04E-03	208.928556	13.197	459.3	25.71	262.167702
2.61E-03	221.53885	13.322	483.5	27.46	280.012644

4.2.2.1 Gráfica Esfuerzos - Deformaciones

El código ACI dentro de su normativa recomienda graficar la curva de Esfuerzo

- Deformación aplicando las siguientes condiciones:

❖ En el eje de las abscisas los datos de las deformaciones unitarias alcanzadas en el ensayo.

❖ En el eje de las ordenadas los esfuerzos unitarios ($f'c$)

Basados en las afirmaciones anteriores se procedió a elaborar las gráficas de Esfuerzos - Deformaciones del concreto sin GRP.

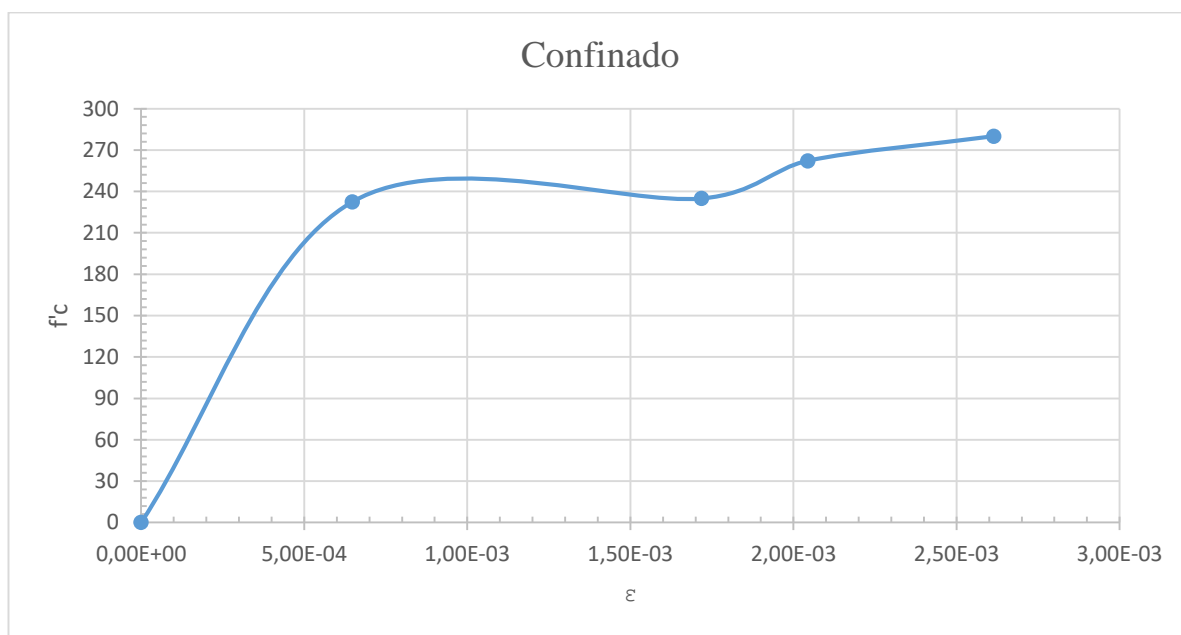
Tabla 29*Esfuerzos - Deformaciones*

Esfuerzo	Deformación
0	0.00E+00
232.39214	6.47E-04
234.839447	1.72E-03
262.167702	2.04E-03
280.012644	2.61E-03

Basados en los datos de la tabla anterior en donde se obtuvo la resistencia máxima $f'c = 280Kg/cm^2$ y la deformación máxima $\varepsilon_t = 0.00261 mm$, se procede a graficar el siguiente diagrama:

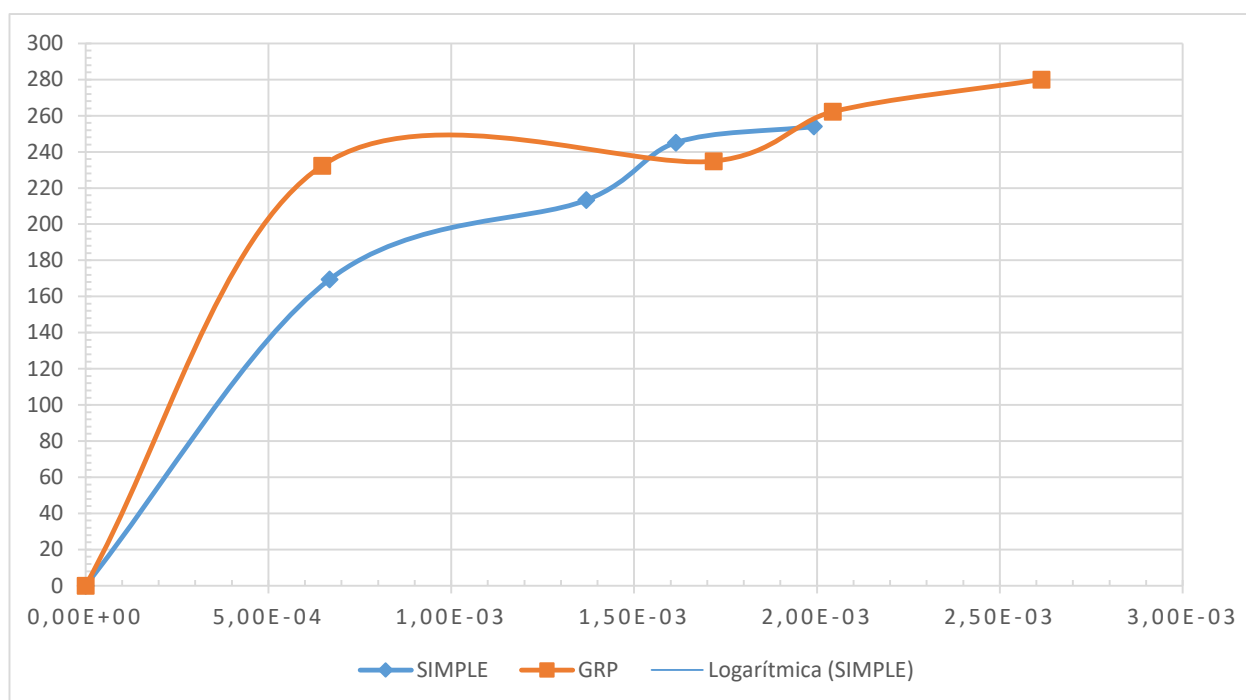
Figura 30

Esfuerzo - Deformación con Refuerzo GRP



4.2.3 Curvas Esfuerzos - Deformaciones Unificada

Para un mejor análisis de las curvas en ambos casos de ensayo se unificó las curvas tanto del concreto con GRP y el concreto simple sin refuerzo por confinamiento mostrado a continuación:

Figura 31*Esfuerzo - Deformación con Refuerzo GRP*

En la gráfica anterior se puede observar el comportamiento de los ensayos desarrollados en el laboratorio y poder así obtener el porcentaje de diferencia en resistencia que existe en los casos analizados. Cabe destacar que el objetivo del análisis se realiza con el fin de analizar la estructura del edificio de la extensión UPSE ubicado en la Parroquia Manglaralto por lo que se analizara ambos comportamientos a continuación.

Tabla 30*Análisis De Incremento en el laboratorio*

Dosificación elaborada en laboratorio			
	Sin Fibra	Con Fibra	Incremento %
<i>f_c</i>	254.0100136	280.012644	10.2362205

Tabla 31*Análisis de incremento en el edificio UPSE*

Resistencia de edificio UPSE			
	Sin Fibra	Con Fibra	Incremento %
<i>f_c</i>	240	280.012644	15.7530096

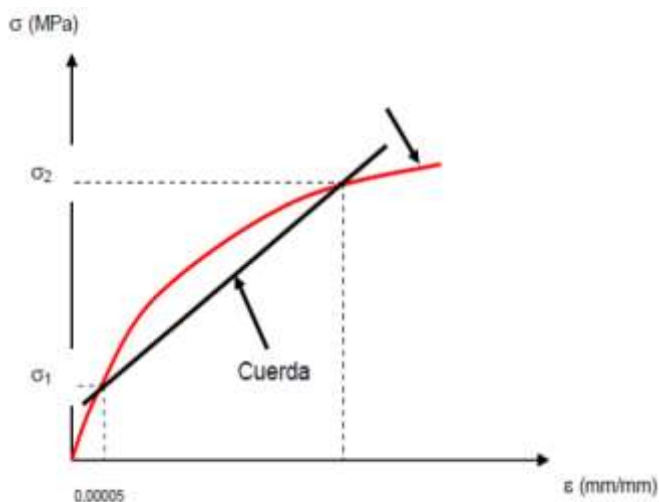
4.3 Módulo De Elasticidad Del Hormigón

Según la ASTM C469, en base al análisis a las curvas Esfuerzo - Deformación del hormigón se recomienda utilizar la siguiente expresión para el cálculo del mismo:

$$E_c = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005}$$

En donde E_c es el módulo de elasticidad, σ_2 es el esfuerzo correspondiente al 40% de la carga última de la cuerda plástica, σ_1 es el esfuerzo correspondiente al equivalente de una deformación unitaria ε_1 de 50 millonésimas de la cuerda plástica y finalmente ε_2 es la deformación unitaria resultante de σ_2 .

Siguiendo los criterios de la norma que consiste en la obtención de la pendiente a la cuerda de la gráfica Esfuerzo - Deformación como se muestra en la figura:

Figura 32*Método de la cuerda*

Fuente: Villegas (2008)

El código ACI 318-14 en sus normas recomienda calcular el módulo de elasticidad en el hormigón con la siguiente expresión:

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \quad \text{en } kg/cm^2.$$

Esta ecuación está guiada en hormigones normales sin ningún tipo de aditamento más que agregados cementos y agua, por lo que se calcula solo el módulo de la resistencia de los ensayos sin GRP.

Entonces tenemos:

$$f'c = 254$$

$$E_c = 15100\sqrt{254}$$

$$E_c = 240659.14 \text{ } kg/cm^2$$

En este caso se evaluará también la resistencia de diseño del edificio UPSE en Manglaralto, donde:

$$f'c = 254$$

$$E_c = 15100\sqrt{240}$$

$$E_c = 233928.1941 \text{ } kg/cm^2$$

Para el caso de los hormigones con refuerzo o polímeros no recomienda una ecuación para el cálculo del módulo elástico, por lo que es necesario usar la ecuación recomendada por la ASTM C469 para los cilindros con GRP en donde se obtuvo lo siguiente:

Carga última de la cuerda = 402.7 Kn

$$\sigma_2 = 402.7kn * 40\%$$

$$\sigma_2 = 161.08 kn$$

Deformación unitaria $\varepsilon_2 = 6.47 * 10^{-4}$

Deformación unitaria $\varepsilon_1 = 5 * 10^{-5}$

Para el cálculo de σ_1 es necesario realizar una regla de tres para hallar el valor requerido de la siguiente manera:

$$\begin{array}{ccc} \sigma_2 = 161.08 kn & & \varepsilon_2 = 6.47 * 10^{-4} \\ & \times & / \\ & & \varepsilon_1 = 5 * 10^{-5} \end{array}$$

En donde $x = 17.59 kn$ y por lo tanto $\sigma_1 = 17.59 kn$

Con estos datos usamos la ecuación:

$$Ec = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005}$$

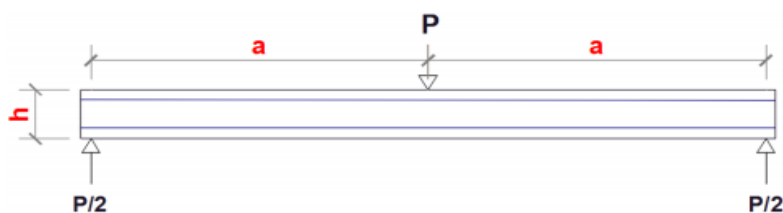
Con $\sigma_1 = 17.59$; $\varepsilon_1 = 5 * 10^{-5}$; $\varepsilon_2 = 6.47 * 10^{-4}$ y $\sigma_2 = 161.08 kn$

$$Ec = \frac{161.08 - 17.59}{6.47 * 10^{-4} - 0.00005}$$

$$Ec = 240195 \text{ Kg/cm}^2$$

4.4 Ensayo De Resistencia De La Viga

El ensayo de resistencia de la viga se realizó con las dimensiones de la Norma ASTM mencionada en el capítulo 2, a continuación, se muestra el cálculo correspondiente de los resultados del ensayo, en donde:

Figura 33*Determinación del MCR*

Fuente: Ariel Cevallos (2020)

4.4.1 Vigas Sin Refuerzo

Para el cálculo de los resultados del ensayo se debe hallar el momento de agrietamiento (M_{cr}), basados en el módulo de rotura obtenido del ensayo (f_r) estimado con:

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'c}$$

El código ACI recomienda el uso del factor de corrección y el $f'c$ es resultante del ensayo realizado en laboratorio, entonces:

$$f_r = 2 * 0,85\sqrt{25,12 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_r = 8,52 \text{ kg/cm}^2$$

Es necesario calcular el módulo de sección usando su geometría (S_{xx}):

$$S_{xx} = \frac{1}{6}bh^2$$

$$S_{xx} = \frac{1}{6} * 0,15 * 0,15^2$$

$$S_{xx} = 0,0005625 \text{ m}^3$$

$$S_{xx} = 562,5 \text{ cm}^3$$

Entonces usamos la ecuación:

$$M_{cr} = f_r * S_{xx}$$

$$M_{cr} = 8,52 \text{ kg/cm}^2 * 562,54 \text{ cm}^3$$

$$Mcr = 4789,94 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mcr = 47,89 \text{ kg} * \text{m}$$

4.4.2 Vigas Con GRP

En donde $f'c = 25,12 \text{ kg/cm}^2$ Resultante de los ensayos de laboratorio

$$fr = 2\lambda\sqrt{f'c}$$

$$\lambda = 0,85$$

$$fr = 2 * 0,85\sqrt{60,30 \text{ kg/cm}^2}$$

$$fr = 13,201 \text{ kg/cm}^2$$

Es necesario calcular el módulo de sección usando su geometría (S_{xx}):

$$S_{xx} = \frac{1}{6}bh^2$$

$$S_{xx} = \frac{1}{6} * 0,15 * 0,15^2$$

$$S_{xx} = 0,0005625 \text{ m}^3$$

$$S_{xx} = 562,5 \text{ cm}^3$$

Entonces podemos calcular usando la siguiente ecuación:

$$Mcr = fr * S_{xx}$$

$$Mcr = 13,201\text{kg/cm}^2 * 562,54\text{cm}^3$$

$$Mcr = 7421,60 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mcr = 74,21 \text{ kg} * \text{m}$$

Se obtuvieron 2 resultados de MCR los cuales son comparados ambos casos a continuación:

Tabla 32

Resultados de MCR con fibra y normal

<i>Mcr normal</i>	<i>Mcr con fibra</i>	<i>% de crecimiento</i>
<i>47,89 kg * m</i>	<i>74,21 kg * m</i>	<i>54,948955</i>

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS SISMORESISTENTE

5.1 Espectros

5.1.1 Espectros De Respuestas

Para el análisis sísmico de la función del GRP como refuerzo se procede a la obtención de los datos acelerográficos de la plataforma RENAC de acuerdo al lugar para diseño. Para el presente caso se obtuvieron los datos para la Provincia de Santa Elena, Cantón La Libertad, Estación Norte.

Figura 34

Datos acelerográficos RENAC

```

Archivo de aceleración parte de la Red Nacional de
Acelerógrafos(RENAC) Ecuador. La Libertad

Evento: 201604162358
Fecha del evento UTM (aammdd): 2016 4 16
Hora del registro UTM (hhmmss): 23 59 40,00
Estación: ALIB
Componente: N
Frecuencia de muestreo (Hz): 1,000000e+02
Unidades: cm/s^2

-0,0619 -0,1897 -0,3188 -0,4548 -0,5914 -0,7331
-0,8791 -1,0321 -1,1814 -1,3104 -1,4332 -1,5497
-1,6529 -1,7449 -1,8185 -1,8834 -1,9312 -1,9615
-1,9797 -1,9652 -1,9067 -1,8110 -1,6624 -1,4886
-1,3098 -1,1562 -1,0460 -0,9622 -0,9024 -0,8464
-0,7690 -0,6613 -0,5190 -0,3364 -0,1393 0,0521
0,2063 0,3064 0,3543 0,3593 0,3083 0,2133
0,0760 -0,0801 -0,2256 -0,3641 -0,4951 -0,6071
-0,7010 -0,7645 -0,7847 -0,7633 -0,6720 -0,5354
-0,3496 -0,1186 0,1415 0,4229 0,7069 0,9745
1,2087 1,3888 1,5235 1,6047 1,6205 1,5896
1,5053 1,3774 1,2137 1,0437 0,8958 0,7629
0,6616 0,5721 0,4576 0,3373 0,2063 0,0899
-0,0134 -0,1211 -0,1903 -0,2300 -0,2294 -0,1677
-0,0827 0,0307 0,1604 0,2945 0,4399 0,5866
0,7396 0,8851 1,0274 1,1420 1,2074 1,2232
1,1967 1,1501 1,0991 1,0721 1,0765 1,1035
1,1558 1,2018 1,2276 1,2200 1,1514 1,0500
0,9197 0,7705 0,6490 0,5652 0,5318 0,5665
0,6420 0,7554 0,8630 0,9203 0,9071 0,7818
0,5413 0,2101 -0,1765 -0,5738 -0,9308 -1,2179

```

Fuente: RENAC

Con los datos del acelerógrafo obtenidos se procede a su ordenamiento y formulación para el cálculo del desplazamiento y aceleración en función del tiempo. Donde aplicamos varias formulaciones para graficar el Espectro de Respuesta de la Parroquia Manglaralto ubicado en la Provincia de Santa Elena.

Constantes:

$$A = 1 + \xi * \omega * \Delta t + \frac{\omega^2}{6} * (\Delta t)^2$$

$$B = \omega^2$$

$$C = 2 * \xi * \omega + \omega^2 * \Delta t$$

$$D = \xi * \omega * \Delta t + \frac{\omega^2}{2} * (\Delta t)^2$$

Así mismo ubicamos las características de la Provincia de Santa Elena, Parroquia Manglaralto.

Tabla 33

Características de la Parroquia Manglaralto

CARACTERISTICAS	
ξ	5%
T	0,1
ω	62,832
FACTOR DE ZONIFICACIÓN	0,50
ACELERACION MAXIMA	0,38954

A continuación, se detalla las ecuaciones para hallar el cálculo de las aceleraciones y desplazamientos totales.

❖ Aceleración máxima

$$\ddot{x}(t + \Delta t) = -\left(\frac{1}{A}\right) \left(\ddot{x}_g(t + \Delta t) + B * x(t) + C * \dot{x}(t) + D * \ddot{x}(t) \right)$$

❖ Velocidad máxima

$$\dot{x}(t + \Delta t) = \dot{x}(t) + \ddot{x}(t) * \frac{\Delta t}{2} + \ddot{x}(t + \Delta t) * \frac{\Delta t}{2}$$

❖ Desplazamiento máximo

$$x(t + \Delta t) = x(t) + \dot{x}(t) * \Delta t + \ddot{x}(t) * \frac{(\Delta t)^2}{2} + \ddot{x}(t + \Delta t) * \frac{(\Delta t)^2}{6}$$

Donde cuyos resultados son los siguientes: Aceleración máxima total = 0.3939, Aceleración máxima = 0.0187, Velocidad máxima = 0.0008 y Desplazamiento máximo = 0.0001.

Figura 35

Hoja de cálculo de desplazamiento y aceleración

TIEMPO	A(t) cm/s ²	A(t)/g	ABSOLUTO	A(t) m/s ²	ITERACION	TIEMPO t	ACELERACION #1 = A1	VELOCIDAD #2 = V1	DESPLAZAMIENTO #3 = D1	ACELERACION TOTAL	ACELERACION ABSOLUTA	VELOCIDAD ABSOLUTA	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO	ACELERACION TOTAL ABSOLUTA	ESPECTRO ESCALADO
0	0	0	0	0	0	0.00	0	0	0	0	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.01	-0.0019	-0.001	0.00002014	-0.0006	1	0.01	0.000764138	1.82078E-08	9.40261E-09	-3.48E-03	0.001	0.0000	0.0000	0.0001	-0.0008
0.02	-0.1897	-0.002	0.000091174	-0.0019	2	0.02	0.000496572	1.21078E-07	6.11093E-08	-4.07E-04	0.001	0.0000	0.0000	0.0004	-0.0024
0.03	-0.3188	-0.003	0.000124877	-0.0032	3	0.03	0.000344311	5.57948E-07	2.62918E-07	-1.24E-03	0.002	0.0000	0.0000	0.0013	-0.0041
0.04	-0.4548	-0.005	0.000163808	-0.0045	4	0.04	0.000274203	4.0943E-07	6.78643E-07	-2.87E-03	0.002	0.0000	0.0000	0.0020	-0.0058
0.05	-0.5914	-0.006	0.000202134	-0.0059	5	0.05	0.000218619	3.01541E-07	1.21248E-06	-1.16E-03	0.003	0.0001	0.0000	0.0025	-0.0078
0.06	-0.7331	-0.007	0.000247206	-0.0073	6	0.06	-0.000218732	2.11633E-07	1.81942E-06	-7.37E-03	0.000	0.0001	0.0000	0.0078	-0.0094
0.07	-0.8791	-0.009	0.000296126	-0.0088	7	0.07	-0.000203718	1.47283E-07	2.40393E-06	-6.64E-03	0.001	0.0001	0.0000	0.0086	-0.0111
0.08	-1.0311	-0.011	0.000350209	-0.0103	8	0.08	-0.000174027	1.02933E-07	3.09148E-06	-1.17E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0117	-0.0132
0.09	-1.1814	-0.012	0.000404281	-0.0118	9	0.09	-0.000122109	7.0904E-08	3.72483E-06	-1.20E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0130	-0.0152
0.1	-1.3404	-0.013	0.000463178	-0.0131	10	0.10	-0.000082188	5.0988E-08	4.49685E-06	-1.29E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0139	-0.0168
0.11	-1.5181	-0.015	0.000526978	-0.0143	11	0.11	-0.000050562	3.7294E-08	5.62918E-06	-1.43E-02	0.000	0.0000	0.0000	0.0145	-0.0184
0.12	-1.6997	-0.016	0.000591701	-0.0153	12	0.12	-0.000030428	2.7044E-08	6.81818E-06	-1.51E-02	0.000	0.0000	0.0000	0.0151	-0.0198
0.13	-1.8829	-0.017	0.000660413	-0.0161	13	0.13	-0.000019232	2.04233E-08	8.17843E-06	-1.59E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0158	-0.0212
0.14	-2.0689	-0.018	0.000734807	-0.0167	14	0.14	0.000007184	1.5711E-08	9.71018E-06	-1.66E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0166	-0.0224
0.15	-2.2684	-0.019	0.000815121	-0.0172	15	0.15	0.000168381	1.11844E-07	1.1399E-06	-1.80E-02	0.000	0.0000	0.0000	0.0180	-0.0233
0.16	-2.4884	-0.019	0.000911878	-0.0185	16	0.16	-0.000461697	7.8813E-07	1.33273E-06	-1.92E-02	0.000	0.0000	0.0000	0.0182	-0.0242
0.17	-2.9312	-0.020	0.001008003	-0.0193	17	0.17	-0.000911003	5.3252E-07	1.69587E-06	-2.07E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0203	-0.0248
0.18	-3.4615	-0.020	0.001199448	-0.0186	18	0.18	-0.00128562	3.6988E-07	2.21507E-06	-2.09E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0209	-0.0252
0.19	-4.0797	-0.020	0.002186603	-0.0186	19	0.19	-0.00124912	-6.0818E-07	3.13260E-06	-2.10E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0210	-0.0254
0.2	-4.9652	-0.020	0.00301282	-0.0197	20	0.20	-0.001042178	-1.21118E-05	5.24663E-06	-2.07E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0217	-0.0252
0.21	-6.0087	-0.020	0.00364820	-0.0191	21	0.21	-0.000906189	-1.33104E-05	7.08432E-06	-2.06E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0230	-0.0245
0.22	-7.1811	-0.020	0.004146973	-0.0181	22	0.22	-0.000771322	-1.84077E-05	9.81108E-06	-1.88E-02	0.001	0.0000	0.0000	0.0189	-0.0232

Obteniendo como resultado la siguiente gráfica

Figura 36

Espectro de Respuesta - Aceleración de la Parroquia Manglaralto



5.1.2 Espectro De Diseño

Según NEC 15 para la obtención del espectro de diseño debe considerarse un factor Z y este dependerá del lugar de estudio. La clasificación de suelo sísmico para el diseño juega un papel importante para establecer una correlación entre factor Z y tipo de suelo. Para el cálculo de los factores F_a , F_d y F_s , la norma también incluye el valor del factor N y este dependerá de la región de estudio. En la provincia de Santa Elena la clasificación del suelo se encuentra entre los tipos de suelos B, C y D, pero en el área de estudio predomina el suelo tipo C y factor Z para la Parroquia de Manglaralto de 0,5.

Tabla 34

Características de la Parroquia Manglaralto

Ciudad	Manglaralto
Provincia	Santa Elena
Factor de Z	0,5
Tipo de Suelo	C
Región	Provincia de la Costa (Excepto Esmeraldas)

Tabla 35

Datos de la Parroquia Manglaralto

Z	0,5
η	1,8
r	1
F_a	1,18
F_d	1,06
F_s	1,23
T_o	0,11
T_c	0,61

Tabla 36*Fa Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto*

Coeficiente De Amplificación De Suelo En La Zona De Periodo Corto						
F_a	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
Tipo De	I	II	III	IV	V	VI
Perfil Del						
Suelo	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85
F	Véase La Tabla 2: Clasificación De Los Perfiles De Suelos Y La Sección 10.5.4.					

Fuente: NEC-SE-DS (2015)**Tabla 37***Fd Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca*

Amplificación De Las Ordenadas Del Espectro Elástico De Respuesta De Desplazamiento Para Diseño En Roca						
F_d	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
Tipo De	I	II	III	IV	V	VI
Perfil Del						
Suelo	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	Véase La Tabla 2: Clasificación De Los Perfiles De Suelos Y La Sección 10.6.4.					

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Tabla 38*F_s Comportamiento no lineal de los suelos*

F_s	Comportamiento No Lineal De Los Suelos					
Tipo De	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
Perfil Del	I	II	III	IV	V	VI
Suelo	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Véase La Tabla 2: Clasificación De Los Perfiles De Suelos Y La Sección 10.6.4.					

Fuente: NEC-SE-DS (2015)**Tabla 39***Relación de amplificación espectral*

η	RELACION DE AMPLIFICACION ESPECTRAL
Provincia De La Costa (Excepto Esmeraldas)	1,8
Provincias De La Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2,48
Provincias Del Oriente	2,6

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Una vez obtenido los factores se produce a hacer uso de las siguientes ecuaciones

$$S_a = zFa (1 + (\eta - 1)T/T_0)$$

$$S_a = \eta_z Fa$$

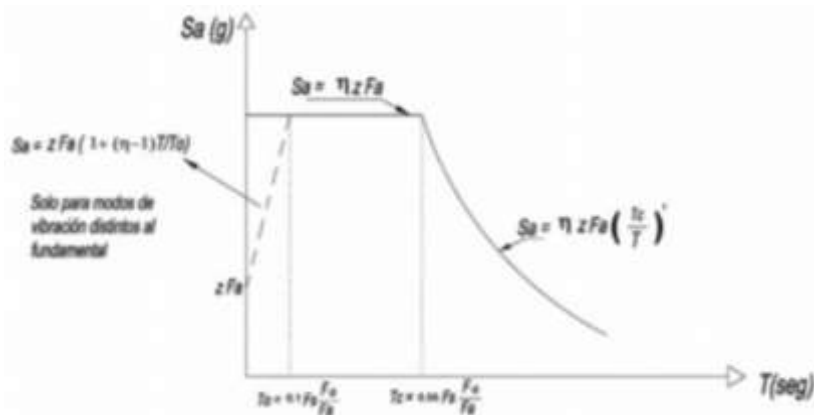
$$S_a = \eta_z Fa \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Figura 37

Espectro de diseño

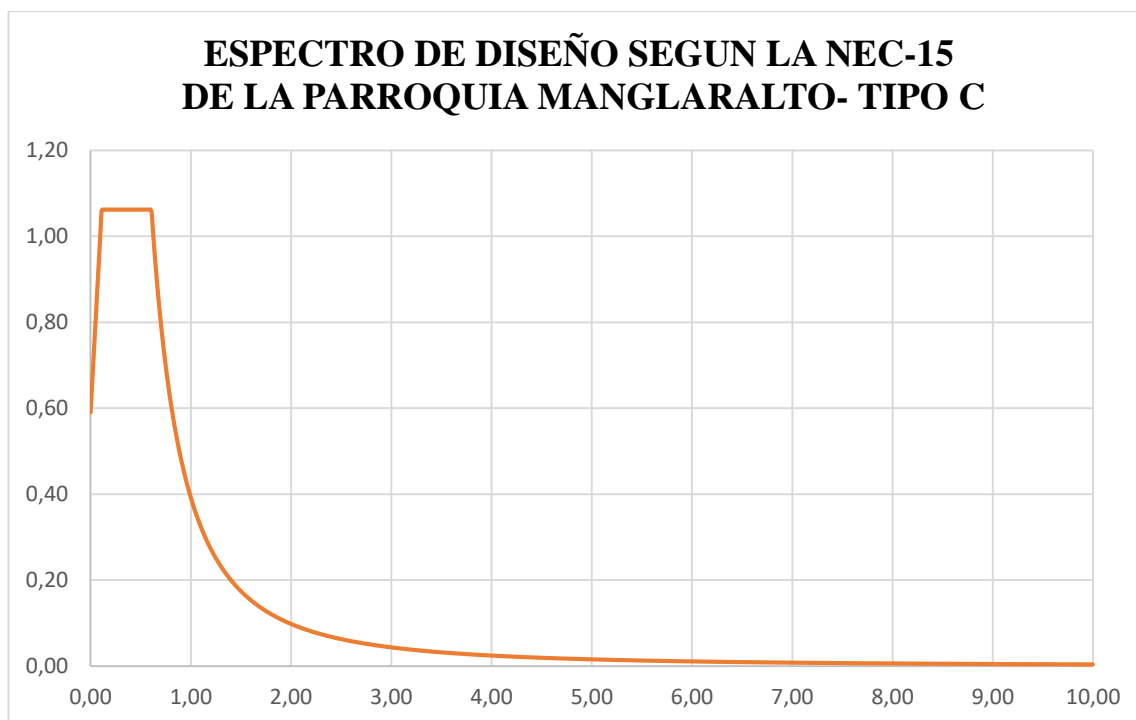


Fuente: NEC-SE-DS (2015)

A continuación, se muestra el espectro de diseño para el edificio del pabellón extensión UPSE ubicado en la Parroquia de Manglaralto.

Figura 38

Espectro de diseño según la NEC-15 de la Parroquia Manglaralto

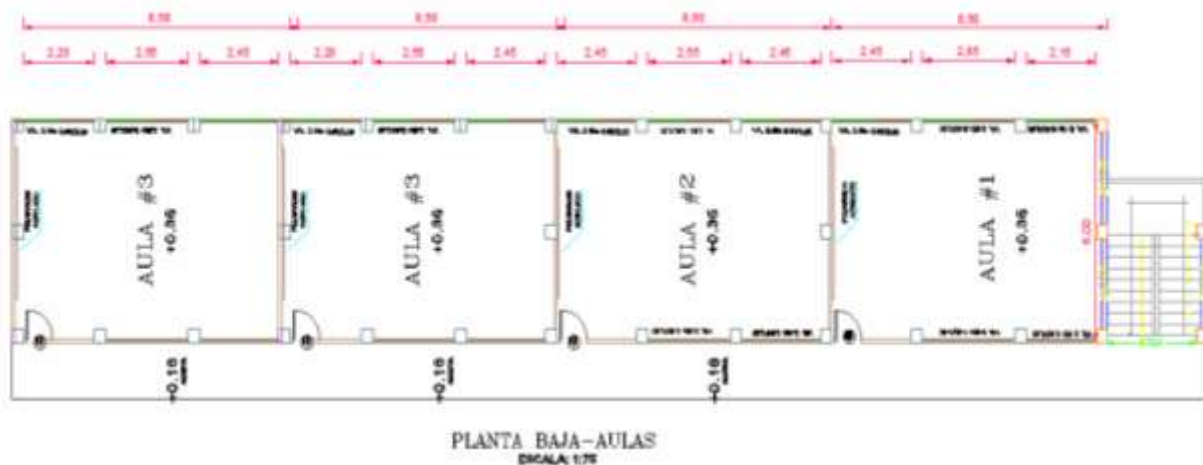


5.2 Cargas, Áreas Tributarias Y Modelamiento

Para el análisis sísmoresistente del edificio extensión UPSE está guiado en base a los planos existentes mostrado a continuación.

Figura 39

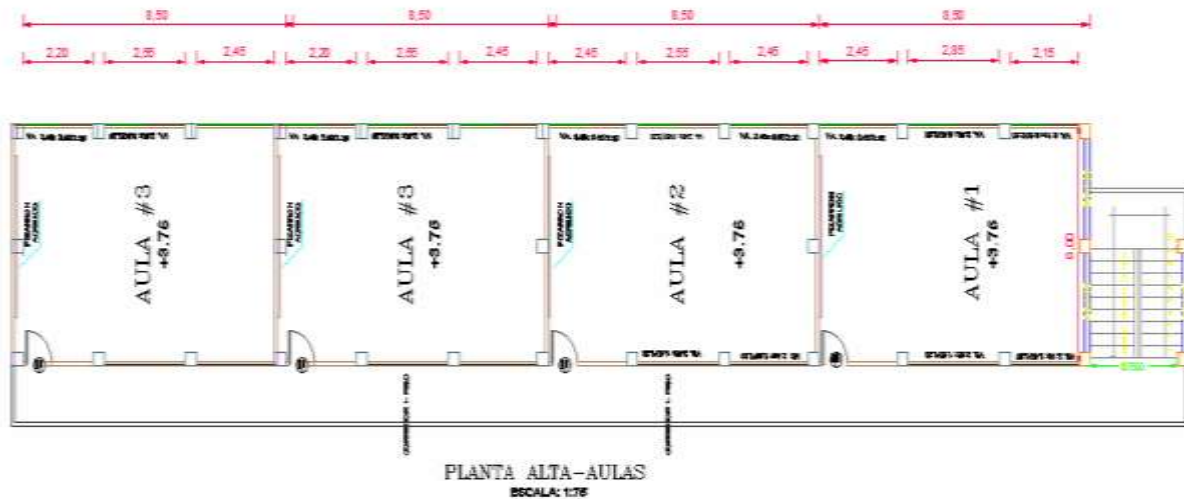
Planta baja del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto



Fuente: GADSE (2010)

Figura 40

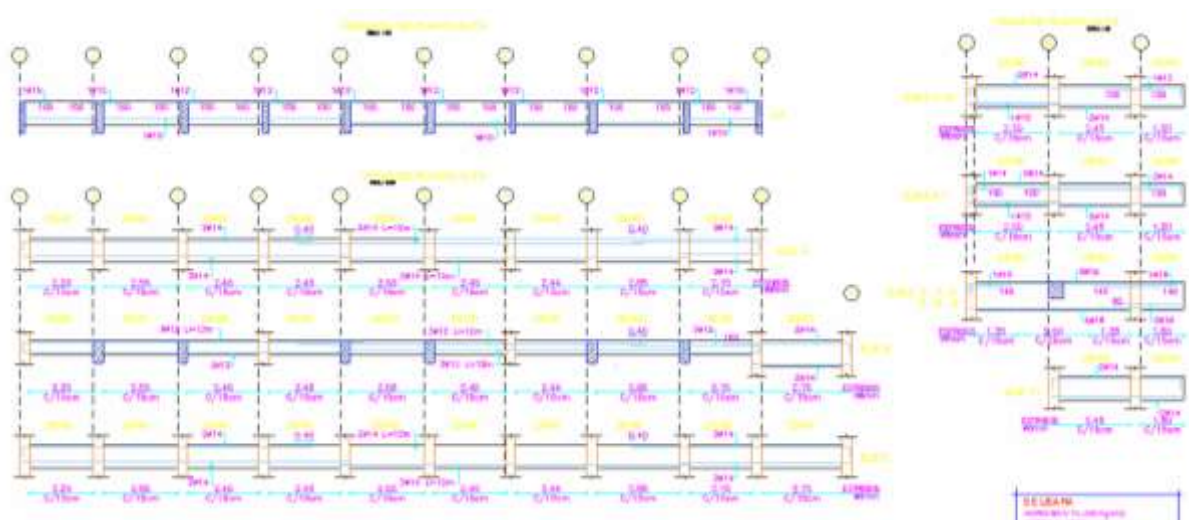
Planta alta del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto



Fuente: GADSE (2010)

Figura 41

Nervios y vigas del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto



Fuente: GADSE (2010)

5.2.1 Cargas Vivas y Cargas Muertas

5.2.1.1 Carga Viva. Para el diseño de una estructura la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) recomienda el uso de cargas aproximadas para su diseño y su análisis, para el presente caso nuestra estructura es de tipo esencial en el cual la norma indica que para nuestro análisis debemos usar la carga viva de 0.2 Ton/m^2 .

5.2.1.2 Carga Muerta. Para el cálculo de las cargas muertas es necesario tener varias consideraciones como lo son:

- ❖ El peso del material.
- ❖ El peso propio de los elementos.

La geometría de los elementos (estas vienen dados por el plano arquitectónico en diseño), entre otros.

Para el análisis de nuestra estructura hemos calculado una carga muerta de 0.54 ton/m^2 .

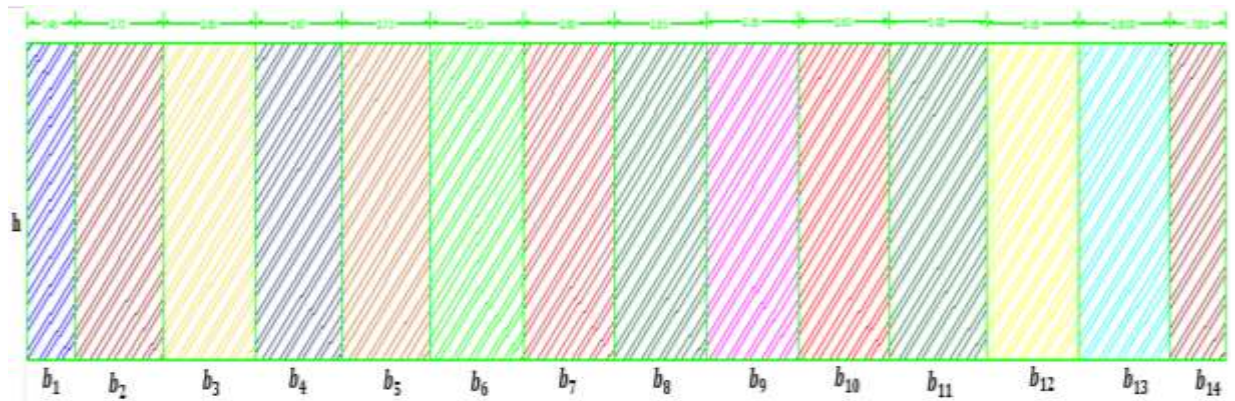
5.2.2 Áreas Tributarias

Para el cálculo de las áreas tributarias debe tenerse en cuenta que estas actúan en $\frac{1}{2}$ por luz en la que se encuentra la viga, esto para vigas esquineras. Para vigas con dos luces cumple la siguiente condición $\frac{1}{2} \times luz\ 1 + \frac{1}{2} \times luz\ 2$.

A continuación, mostramos las áreas tributarias y su cálculo correspondiente para nuestro análisis, cabe destacar que cada área representa la carga que va a soportar cada pórtico.

Figura 42

Áreas tributarias del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto



$$WD = \text{Carga muerta} * b_n$$

$$WL = \text{Carga viva} * b_n$$

Tabla 40

Cálculo de las cargas muertas y vivas en los pórticos del Pabellón extensión UPSE en Manglaralto

Pórticos	WD (Ton/m²)	WL (Ton/m²)
1	0,783	0,3
2	1,47	0,55
3	1,54	0,57
4	1,44	0,53
5	1,47	0,55
6	1,54	0,57
7	1,51	0,56
8	1,54	0,57
9	1,54	0,57
10	1,51	0,56
11	1,62	0,6
12	1,54	0,57
13	1,51	0,56
14	0,93	0,35

5.2.3 Modelamiento Estructural

Para el análisis del funcionamiento de la fibra de vidrio se decidió tomar los resultados de la resistencia del hormigón por lo que se desarrollaron dos modelos distintos en el programa Etabs.

5.2.3.1 Modelo $f'c = 240$. El modelo estructural con $f'c = 240$ está ligado a los parámetros de diseño inicial con el que está construido el edificio en función. Una característica de este $f'c$ es su módulo de elasticidad el cual es 2339.28 kgf/mm².

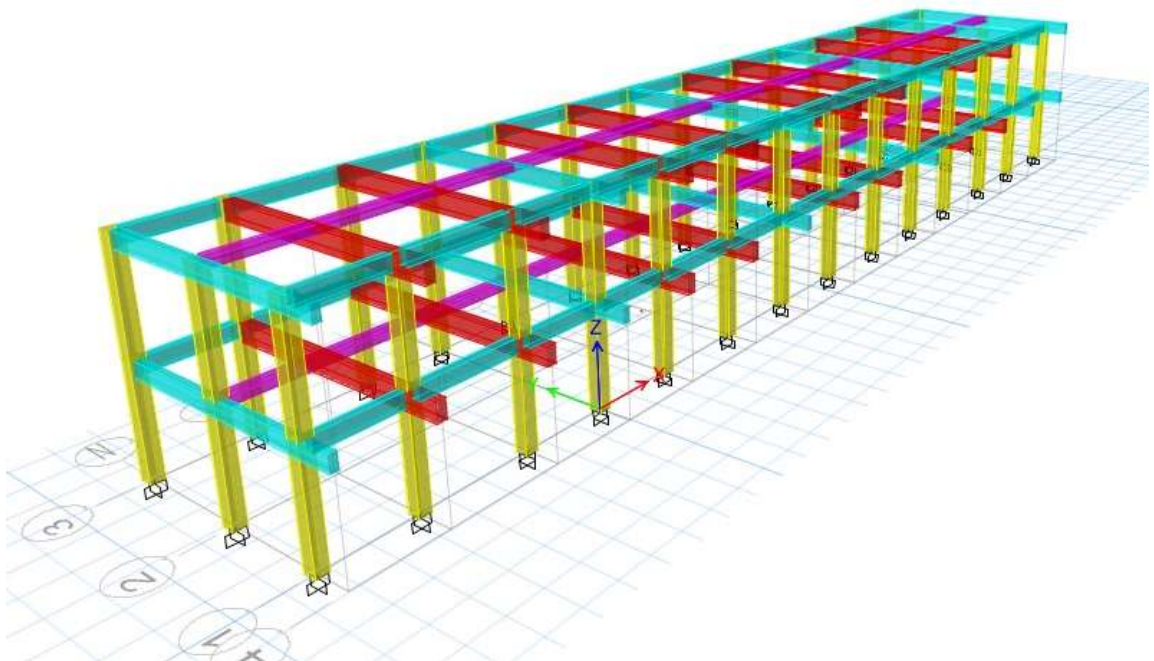
Figura 43

Aplicación del Módulo de Elasticidad en Etabs



Figura 44

Modelo estructural con $F'c = 240$



5.2.3.2 Modelo F'c 280. El modelo estructural con f'c 280 está ligado a los parámetros de diseño alcanzado con la fibra de vidrio del edificio en función. Una característica de este f'c es su módulo de elasticidad el cual es 2402.67 kgf/mm².

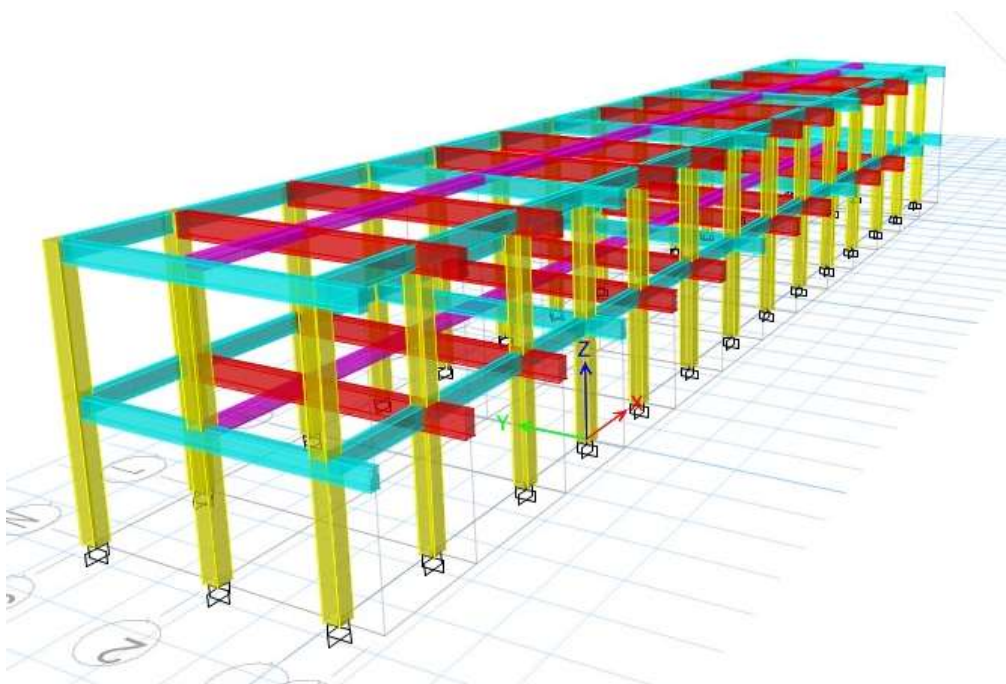
Figura 45

Aplicación del Módulo de Elasticidad en Etabs



Figura 46

Modelo estructural con F'c = 280



5.3 Cortante Basal

Para un correcto análisis estructural en Etabs es necesario el cálculo de los cortantes basales que actúan en cada piso y con ello poder calcular las fuerzas sísmicas que se ejercerán en la estructura, a continuación, se detallan los cálculos del cortante basal del edificio.

Tabla 41

Cortante Basal del pabellón extensión UPSE

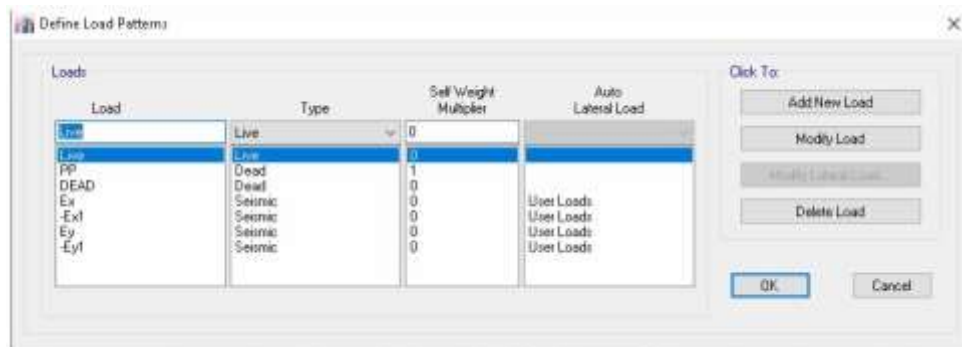
AREA		TRIBUTARIA		CARGA VIVA		CARGA MUERTA		PESO SISMICO	
2	A ₂	258,65	m ²	W _L 0,2	Ton/m ²	W _D 0,54	Ton/m ²	W _S 152,60	Ton
1	A ₁	242,15	m ²	W _L 0,2	Ton/m ²	W _D 0,54	Ton/m ²	W _S 142,87	Ton
DISEÑO ORIGINAL									
$C_S = \frac{I * S_a}{R * \varphi_P * \varphi_E} \qquad V = C_S * W$									
Sa	1,062	I	1,3	R	8	φ_P	1	φ_E	1
h	6	T	0,28	k	1,000	W	295,47	Ton	V 50,99 Ton
PISO									
		h_i		ω_i		$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$		F_i
	2	6		152,60		915,621	0,681		34,733
	1	3		142,87		428,606	0,319		16,258
	TOTAL			295,47		1344,23			50,99

5.3.1 Aplicación Del Cortante Basal En El Modelo

Una vez calculado los cortantes basales es necesario colocar los datos en cada piso tanto en el eje x como en el eje y del modelo. Para esto es necesario crear los diafragmas, para después ir a la combinación Load Patterns y agregar las siguientes combinaciones.

Figura 47

Combinaciones en Load Patterns

**Figura 48**

Aplicación de cortantes basales por piso



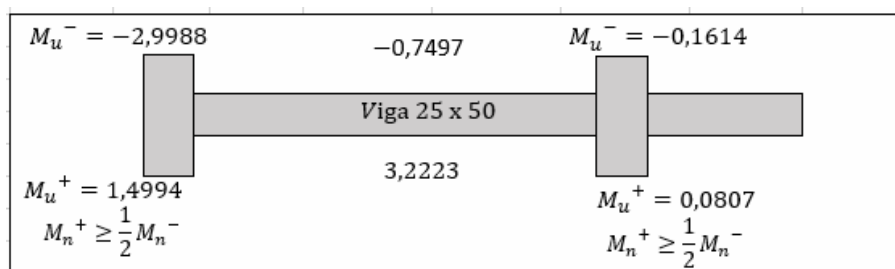
5.4 Evaluación Estructural Con $F'c = 240$

5.4.1 Diseño De Vigas

El análisis para el diseño de vigas se basó en la obtención de los momentos máximos que actúan sobre la viga más crítica (valores MU más alto) y se obtiene el esfuerzo longitudinal tanto en la sección en compresión como la sección a tensión de la viga, como se muestra a continuación:

Figura 49

Momentos máximos y mínimos de la viga



Una vez obtenidos los datos y colocados de acuerdo al apoyo en que estos trabajaran se procede a realizar el cálculo de refuerzo longitudinal y transversal respectivamente.

Tabla 42

Refuerzo longitudinal y transversal

MOMENTOS Y CUANTÍAS DE ACERO EN LA VIGA								
f_y	4200	kg/cm^2	h	50	cm	r	4	cm
f_c	240	kg/cm^2	b	25	cm	d	46	cm
R_n	6,299	cm^2	M_u	299880	$kg * cm$	ϕ	0,9	
ρ	0,00152	cm^2	$A_{s\ min}$	3,83333333	cm^2	$A_{s\ min}$	3,393471	cm^2
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
VIGAS	Momento	Momento	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo		
30X80	de diseño	de diseño	momento	momento	mínimo	requerido		
	(-)	(+)	(-)	(+)	cm^2	cm^2		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2				
Superior (+2	299880		1,75212		3,833	3,83	1Ø12 +	
ejes)							2Ø144,209744	
Inferior (-2		149940		0,86908	3,833	3,83	3Ø 4,618152	
ejes)							14 mm	
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
	Momento	Momento	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo		
	de diseño	de diseño	momento	momento	mínimo	requerido		
	(-)	(+)	(-)	(+)	cm^2	cm^2		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2				
Superior (+2	74970,0		0,43284		3,833	3,83		
ejes)								
Inferior (-2		322230		1,88498	3,833	3,83		
ejes)								
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
	Momento	Momento	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo		
	de diseño	de diseño	momento	momento	mínimo	requerido		
	(-)	(+)	(-)	(+)	cm^2	cm^2		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2				
Superior (+2	16140,0		0,09290		3,833	3,83	1Ø12 +	
ejes)							2Ø144,209744	
Inferior (-2		8070		0,04643	3,833	3,83	3Ø	
ejes)							14 mm 4,618152	

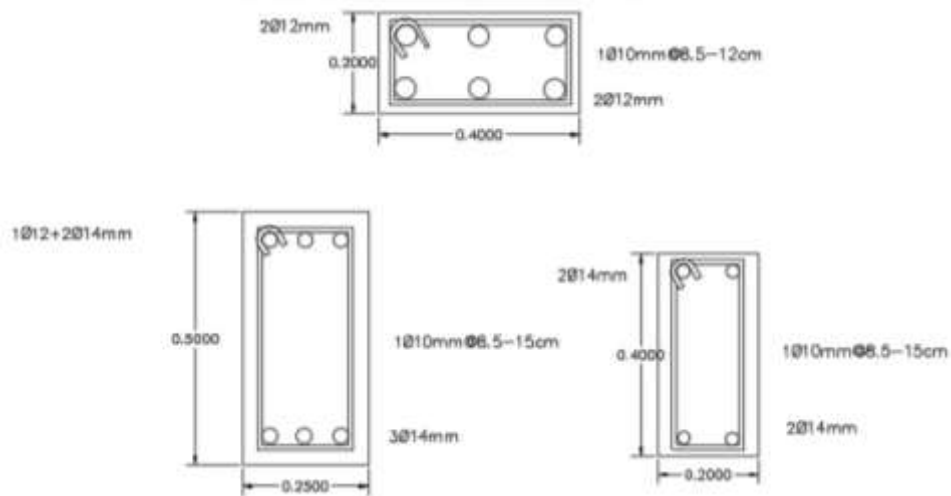
En el cálculo del refuerzo transversal la norma ACI 318-14 recomienda el análisis del acero en los dos lados de la viga como se muestra a continuación:

Tabla 43*Refuerzo transversal*

Datos Principales					
f_c	240	kg/cm^2	f_y	4200	kg/cm^2
b	25	cm	r	4	cm
h	50	cm	d	46	cm
w_D	0,054	kg/cm^2	w_L	0,02	kg/cm^2
l_n	700	cm	a_t	125000	cm
Acero Superior			Acero Superior		
\emptyset	1,2	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	1	Varillas	N°	2	Varillas
A_s	1,13	cm^2	A_s	3,08	cm^2
\emptyset	1,2	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	1	Varillas	N°	2	Varillas
A_s	1,13	cm^2	A_s	3,08	cm^2
A_{st}	2,26	cm^2	A_{st}	6,16	cm^2
Acero Inferior			Acero Inferior		
\emptyset	1,4	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	3	Varillas	N°	3	Varillas
A_s	4,62	cm^2	A_s	4,62	cm^2
\emptyset	0	cm	\emptyset	0	cm
N°	0	Varillas	N°	0	Varillas
A_s	0,00	cm^2	A_s	0,00	cm^2
A_{st}	4,62	cm^2	A_{st}	4,62	cm^2
Momentos Probables					
T_1	11875	kg	T_2	24245,241	kg
a	2,33	cm	a	4,75	cm
M_{pr1}	532435	$kg * cm$	M_{pr1}	1057650,5	$kg * cm$
Cortante Equivalente					
V_{sismmo}	2271,6	kg	w_u	10600,000	kg/cm
V_{e1}	3712272	kg	V_{e2}	-3707728	kg
No Cumple Con La Sección 18.6.5.2 Del ACI 318-14					
$10\emptyset$	0,79	cm^2	V_c	0	kg
NO cumple se aplica la ecuación					
sig:					
$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_w * d$			V_s	4940253,1	kg
V_c	9442,33	kg	s	593,0403	cm
ACI318-14 Zona Medis			Norma ACI318-14 Zona 2H		
$s_2 \leq \frac{d}{2}$	23	cm	$s_1 \leq$	11,5	OK
			$s_1 \leq$	100 mm	OK
			$s_2 \leq$	150 mm	OK
			$s_1 \leq$	9,6	OK

Figura 50

Secciones de las vigas diseñadas

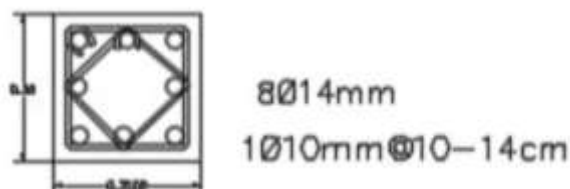


5.4.2 Diseño De Columnas

Las columnas son elementos estructurales verticales que soportarán la carga de las vigas y serán transmitidas hasta la cimentación. Para realizar este diseño se debe establecer los datos respectivos, en el cual se evaluará los chequeos para el sentido X y para el sentido Y cumpliendo con los parámetros de la Norma ACI 318-14. Es importante mencionar que además de soportar cargas sísmicas y de viento, el análisis de estos elementos va a trabajar a flexo-compresión debido a las excentricidades presentes en los materiales y las cargas a las que estará sometida la edificación.

Figura 51

Columna 35 x 35



$$1\text{Ø}10@140 \text{ mm} \Rightarrow s = 14 \text{ cm}$$

Datos:

$$N^{\circ} \text{ ramales} = 4 \text{ ramales}$$

$$A_{\text{Ø}10} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$r_l = 3 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\emptyset = 1,4 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 1 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ varillas} = 8 \text{ varillas}$$

Cálculos

$$A_g = b * h$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi * N^\circ \text{ varillas}$$

$$A_{s1} = \left(\frac{1,4}{2}\right)^2 * \pi * 8$$

$$A_{s1} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi * N^\circ \text{ varillas}$$

$$A_{s2} = \left(\frac{1,4}{2}\right)^2 * \pi * 8$$

$$A_{s2} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2 + 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 24,63 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_g}{A_s}$$

$$\rho = \frac{24,63 \text{ cm}^2}{1225 \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0,02 \text{ Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14}$$

Datos De La Columna

$$r = r_l + \frac{\emptyset 8}{2}$$

$$r = 3 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2}$$

$$r = 3,5 \text{ cm}$$

$$h_c = h - 2r$$

$$h_c = 35 \text{ cm} - 2(3,5 \text{ cm})$$

$$h_c = 28 \text{ cm}$$

$$b_c = b - 2r$$

$$b_c = 35 \text{ cm} - 2(3,5 \text{ cm})$$

$$b_c = 28 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (b - 2r_l)(h - 2r_l)$$

$$A_{ch} = (35 \text{ cm} - 2(3 \text{ cm}))(35 \text{ cm} - 2(3 \text{ cm}))$$

$$A_{ch} = 841 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b * h$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

Datos De Estribos En X

$$A_v = N^\circ \text{ ramales} * \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi$$

$$A_v = 4 * \left(\frac{1}{2}\right)^2 * 3,1416$$

$$A_v = 3,14 \text{ cm}^2$$

Chequeo Sentido X

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{s * h_c * f_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 240}{4200} * \left(\frac{1225 \text{ cm}^2}{841 \text{ cm}^2} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 3,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{s * h_c * f_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 240}{4200}$$

$$A_{sh} = 2,02 \text{ cm}^2$$

Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14

Datos De Estribos En Y

$$A_v = N^\circ \text{ ramales} * \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi$$

$$A_v = 4 * \left(\frac{1}{2}\right)^2 * 3,1416$$

$$A_v = 3,14 \text{ cm}^2$$

Chequeo Sentido Y

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{s * b_c * f_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{14 \text{ cm} * 28,2 \text{ cm} * 240}{4200} * \left(\frac{1225 \text{ cm}^2}{841 \text{ cm}^2} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 3,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{s * b_c * f_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 240}{4200}$$

$$A_{sh} = 2,02 \text{ cm}^2$$

Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14

5.4.3 Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil

Una estructura sísmicamente bien diseñada debe cumplir con la afirmación que nos indica el código ACI 318-14 quien estipula que las columnas deben ser más fuerte que las vigas para permitir que el pórtico trabaje en condiciones más óptimas ante el sismo, el control de esta afirmación está basada principalmente en la comparación de los momentos de las columnas y vigas, como se muestra continuación.

Figura 52

Representación de columna fuerte - viga débil

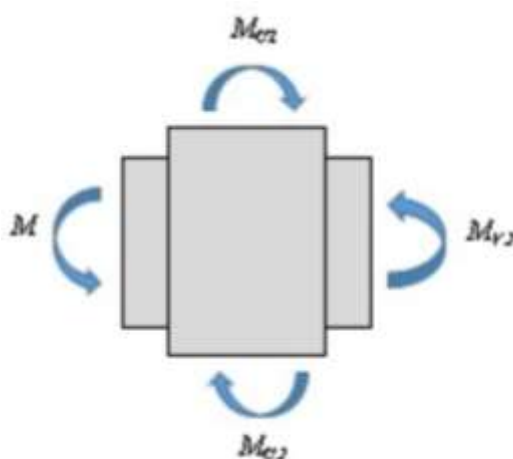


Tabla 44*Momento de la viga*

Datos		
As sup.	4,21	cm ²
As inf.	4,62	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	240	Kg/cm ²
B	25	cm
Φ	0,9	
D	46	cm
A	3,467	cm
A	3,803	cm
Mv₁	704406,60	Kg.cm
Mv₂	769808,91	Kg.cm
Σ Mv	1474215,51	Kg.cm

Tabla 45*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	31	cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,010	
f'c	240	Kg/cm ²	k	0,328	
B	35	cm	j	0,891	
Φ	0,9				
	Mc₁		839406,44	Kg.cm	
	Mc₂		839406,44	Kg.cm	
	Σ Mc		1678812,87	Kg.cm	
Comprobación					
	Σ Mc	≥	5/6 * Σ Mv		
	1678812,87	≥	1228513		
CUMPLE					

Tabla 46*Momento de la viga*

Datos		
As sup.	3,08	cm ²
As inf.	3,08	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	240	Kg/cm ²
B	20	cm
Φ	0,9	
D	36	cm
A	3,169	cm
A	3,169	cm
Mv₁	400516,88	Kg.cm
Mv₂	400516,88	Kg.cm
Σ Mv	801033,77	Kg.cm

Tabla 47*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	31	cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,010	
f'c	240	Kg/cm ²	k	0,246	
B	35	cm	j	0,918	
Φ	0,9				
	Mc₁		865248,97	Kg.cm	
	Mc₂		865248,97	Kg.cm	
	Σ Mc		1730497,95	Kg.cm	
Comprobación					
	Σ Mc		≥	5/6 * Σ Mv	
	1730497,95		≥	667528,139	
CUMPLE					

Tabla 48*Momento de la viga*

Datos		
As sup.	2,26	cm ²
As inf.	2,26	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	240	Kg/cm ²
B	40	cm
Φ	0,9	
D	16	cm
A	1,164	cm
A	1,164	cm
Mv₁	131825,63	Kg.cm
Mv₂	131825,63	Kg.cm
Σ Mv	263651,25	Kg.cm

Tabla 49*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	34	cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,010	
f'c	240	Kg/cm ²	k	0,246	
B	35	cm	j	0,918	
Φ	0,9				
	Mc₁		948982,75	Kg.cm	
	Mc₂		948982,75	Kg.cm	
	Σ Mc		189765,49	Kg.cm	
Comprobación					
	Σ Mc		≥	5/6 * Σ Mv	
	1897965,49		≥	219709,378	
CUMPLE					

5.4.4 *Análisis De Nodos*

Un sistema de pórticos está dado por la conexión de vigas con las columnas, quienes juegan un papel importante en el desempeño sísmico, el punto de unión se conoce como nodo por lo que es muy importante evaluarlos, el código ACI 318-14 establece requisitos para un buen desempeño los cuales se muestran a continuación:

El análisis de los nodos debe realizarse en ambas secciones de apoyo y de acuerdo al eje de análisis:

Tabla 50

Unión Viga - Columna. Nudo exterior eje M

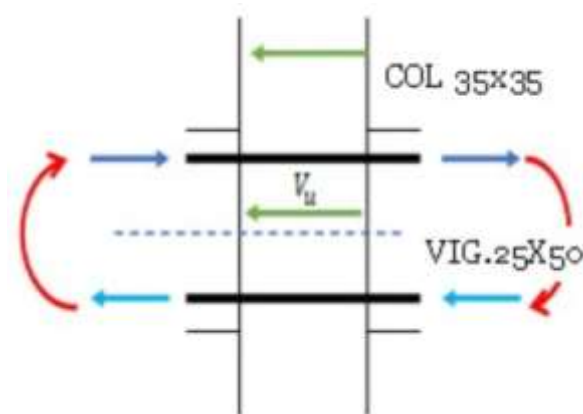
UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODOS EXTERIOR EJE M (V25X50)

			$F'c$	240	kg/cm ²
			Fy	4200	kg/cm ²
			$Bcol.$	35	cm
			$Hcol.$	35	cm
			$Bvig.$	25	cm
			$Hvig.$	50	cm
			r	4	cm
			$dvig.$	46	cm
			$Lcol.$	3	m
			$Lcol.$	300	cm
			Φ	0,85	
			$\#var.$	3	sup.
			$\#var.$	3	inf.
$bw = b \text{ viga}$	25	\geq	SI CUMPLE		
T	22101,156	kg	$A_{s,sup.}$	4,209744	cm ²
a	4,33356	cm	$A_{s,inf.}$	4,618152	cm ²
Mpr	968764,83	kg*cm	$\Phi \text{ MM}$	CM2	
Bj	30	cm	8	0,5	cm ²
$bj \leq b \text{ viga} + hcol$	60		10	0,8	cm ²
Aj	1050	cm ²	12	1,1	cm ²
$Vcol$	3229,2161	kg	14	1,5	cm ²
Vu	18871,94	kg	16	2,0	cm ²
Vn	86212,609	kg	18	2,5	cm ²
$\emptyset Vn \geq Vu$	73280,718	kg \geq	20	3,1	cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL ACI318-			22	3,8	cm ²
14					

Tabla 51

Unión Viga - Columna. Nudo interno eje M

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODO INTERNO EJE M (V25X50)						
<i>As,sup.</i>	4,21	cm ²	<i>As,inf.</i>	4,62	cm ²	#var 3
				<i>F'c</i>	240	Kg/cm ²
				<i>Fy</i>	4200	Kg/cm ²
				<i>Bcol.</i>	35	cm
				<i>Hcol.</i>	35	cm
				<i>Bvig.</i>	25	cm
				<i>Hvig.</i>	50	cm
				<i>r</i>	4	cm
				<i>dvig.</i>	46	cm
				<i>Lcol.</i>	3	m
				<i>Lcol.</i>	300	cm
				Φ	0,85	
				#var.	3	sup.
				<i>bw = 3/4</i>	\geq	SI
<i>bw=bviga</i>	25			<i>bcol</i>	26,25	CUMPLE
<i>T</i>	22101,156	kg		<i>T</i>	24245,298	kg
<i>a</i>	4,33356	cm		<i>a 2</i>	4,75398	cm
<i>Mpr1</i>	968764,833	kg*cm		<i>Mpr2</i>	1057652,88	kg*cm
<i>Bj</i>	30	cm		<i>bj</i>	30	cm
<i>bj ≤ b viga + hcol</i>		60	cm			SI CUMPLE
<i>Aj</i>	1050			Φ MM	CM2	
<i>Vcol</i>	6754,7257	kg		8	0,5	cm ²
<i>Vu</i>	39591,7283	kg		10	0,8	cm ²
<i>Vn</i>	86212,6093	kg		12	1,1	cm ²
$\emptyset Vn \geq$				14	1,5	cm ²
<i>Vu</i>	73280,7179	kg	\geq 39591,7283	16	2,0	cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL						
ACI318-14						



Cabe destacar que el análisis de los nodos se realiza en base a las vigas con momentos críticos por lo que es muy importante evaluar la mayor cantidad de nodos posibles de acuerdo a la sección que se obtenga:

Tabla 52

Unión Viga - Columna. Nudo exterior eje H

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODOS EXTERIOR EJE H (V20X40)					
			F'c	240	Kg/cm ²
			Fy	4200	Kg/cm ²
			Bcol.	35	cm
			Hcol.	35	cm
			Bvig.	20	cm
			Hvig.	40	cm
			r	4	cm
			dvig.	36	cm
			Lcol.	3	m
			Lcol.	300	cm
			Φ	0,85	
			#var.	2	sup.
			#var.	2	inf.
		≥	SI CUMPLE		
bw=bviga	20				
T	16163,532	kg	As, sup.	3,078768	cm ²
a	3,96165	cm	As, inf.	3,078768	cm ²
Mpr	549870,024	kg*cm	Φ MM	CM2	
Bj	27,5	cm	8	0,5	cm ²
bj ≤ b viga + hcol	55		SI CUMPLE	10	0,8
Aj	962,5	cm ²	12	1,1	cm ²
Vcol	1832,90008	kg	14	1,5	cm ²
Vu	14330,6319	kg	16	2,0	cm ²
Vn	79028,2252	kg	18	2,5	cm ²
Ø Vn ≥ Vu	67173,9914	kg ≥	14330,6319	20	3,1
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL ACI318-14				22	3,8

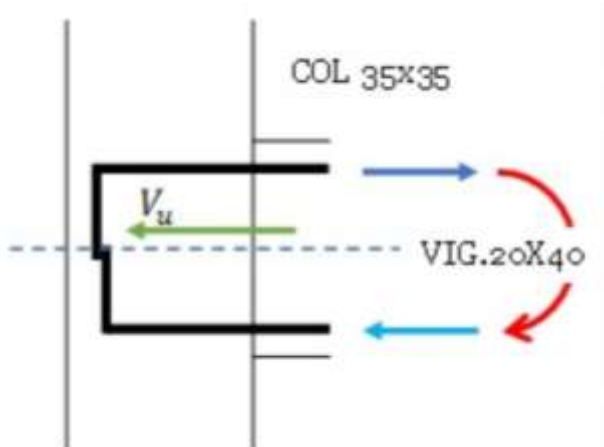
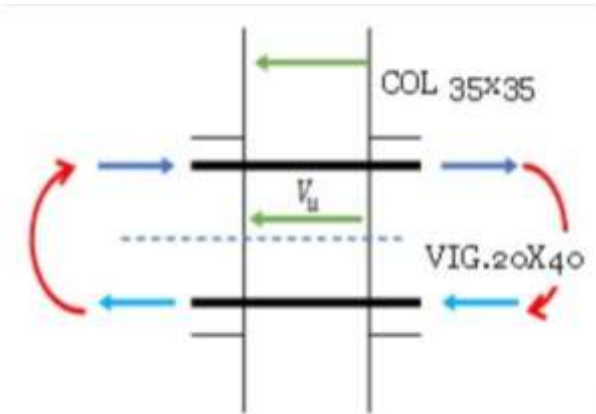


Tabla 53

Unión Viga - Columna. Nudo interno eje H

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODO INTERNO EJE H (V20X40)						
As,sup.	3,08	cm ²	As,inf.	3,08	cm ²	#var 2
				F'c	240	Kg/cm ²
				Fy	4200	Kg/cm ²
				Bcol.	35	cm
				Hcol.	35	cm
				Bvig.	20	cm
				Hvig.	40	cm
				r	4	cm
				dvig.	36	cm
				Lcol.	3	m
				Lcol.	300	cm
				Φ	0,85	
				#var.	2	sup.
				bw = 3/4	≥	SI
bw=bviga	20			bcol	26,25	CUMPLE
T	16163,532	kg		T	16163,532	kg
a	3,96165	cm		a 2	3,96165	cm
Mpr1	549870,024	kg*cm		Mpr2	549870,024	kg*cm
Bj	27,5	cm		bj	27,5	cm
bj ≤ b viga + hcol		55	cm			SI CUMPLE
Aj	962,5	cm ²		Φ MM	CM2	
Vcol	3665,80016	kg		8	0,5	cm ²
Vu	28661,2638	kg		10	0,8	cm ²
Vn	79028,2252	kg		12	1,1	cm ²
Ø Vn ≥				14	1,5	
Vu	67173,9914	kg ≥	28661,2638	16	2,0	cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL						
ACI318-14						



5.5 Evaluación Estructural Con $F'_c = 280$

5.5.1 Diseño de vigas

Son elementos estructurales horizontales que reciben las cargas del sistema de piso transmitiéndolas a las columnas. Son elementos que por lo general trabajan a flexión debido a cargas gravitacionales o transversales, soportando esfuerzos a cortante y de flexión.

El análisis de este caso para el diseño de vigas al igual que el diseño anterior se basó en la obtención de los momentos máximos que actúan sobre la viga más crítica (valores MU más alto) y obtener esfuerzo longitudinal tanto en la sección en compresión como la sección a tensión de la viga como se muestra a continuación:

Tabla 54

Momentos máximos y mínimos de la viga

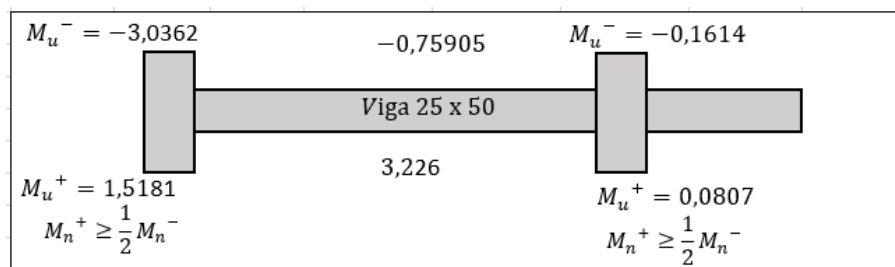


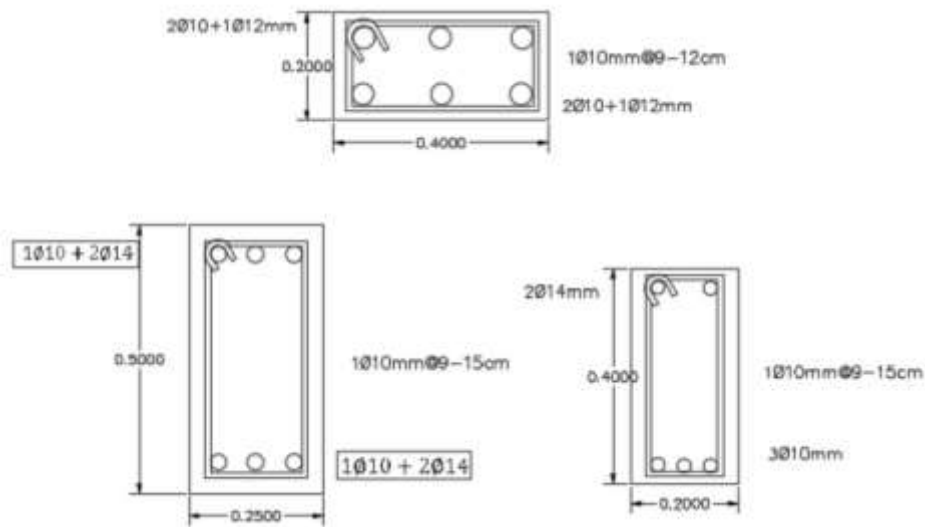
Tabla 55

Refuerzo longitudinal y transversal

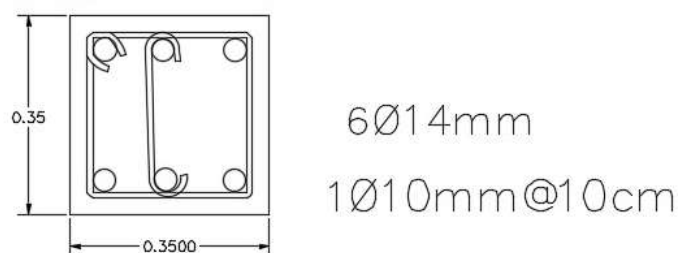
MOMENTOS Y CUANTÍAS DE ACERO EN LA VIGA								
f_y	4200	kg/cm^2	h	50	cm	r	4	cm
f_c	280	kg/cm^2	b	25	cm	d	46	cm
R_n	6,377	cm^2	M_u	303620	$kg * cm$	ϕ	0,9	
ρ	0,00154	cm^2	$A_{s\ min}$	3,83333333	cm^2	$A_{s\ min}$	3,665367	cm^2
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
VIGAS	Momento	Momento	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo		
30X80	de diseño	de diseño	momento	momento	mínimo	requerido		
	(-)	(+)	(-)	(+)	cm^2	cm^2		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2		
Superior (+2	303620		1,77019		3,665	3,67	1Ø10 +	
ejes)							2Ø14 3,864168	
Inferior (-2		151810		0,87900	3,665	3,67	1Ø10 3,864168	
ejes)							+2Ø14	
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
	Momento	Momento	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo		
	de diseño	de diseño	momento	momento	mínimo	requerido		
	(-)	(+)	(-)	(+)	cm^2	cm^2		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2		
Superior (+2	75905,0		0,43801		3,665	3,67		
ejes)								
Inferior (-2		322600		1,88249	3,665	3,67		
ejes)								
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
	Momento	Momento	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo	Refuerzo		
	de diseño	de diseño	momento	momento	mínimo	requerido		
	(-)	(+)	(-)	(+)	cm^2	cm^2		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2		
Superior (+2	16140,0		0,09289		3,665	3,67	1Ø12 +	
ejes)							2Ø14 3,864168	
Inferior (-2		8070		0,04643	3,665	3,67	3,864168	
ejes)								

Tabla 56*Refuerzo transversal*

Datos Principales					
f_c	280	kg/cm^2	f_y	4200	kg/cm^2
b	25	cm	r	4	cm
h	50	cm	d	46	cm
w_D	0,054	kg/cm^2	w_L	0,02	kg/cm^2
l_n	600	cm	a_t	1250	cm
Acero Superior			Acero Superior		
\emptyset	1,2	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	1	Varillas	N°	2	Varillas
A_s	1,13	cm^2	A_s	3,08	cm^2
\emptyset	1,2	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	1	Varillas	N°	2	Varillas
A_s	1,13	cm^2	A_s	3,08	cm^2
A_{st}	2,26	cm^2	A_{st}	6,16	cm^2
Acero Superior			Acero Superior		
\emptyset	1,4	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	3	Varillas	N°	3	Varillas
A_s	4,62	cm^2	A_s	4,62	cm^2
\emptyset	0	cm	\emptyset	0	cm
N°	0	Varillas	N°	0	Varillas
A_s	0,00	cm^2	A_s	0,00	cm^2
A_{st}	4,62	cm^2	A_{st}	4,62	cm^2
Momentos Probables					
T_1	11875,22	kg	T_2	24245,241	kg
a	2,00	cm	a	4,75	cm
M_{pr1}	534409,64	$kg * cm$	M_{pr1}	1065883,5	$kg * cm$
Cortante Equivalente					
V_{sismmo}	2667,1552	kg	w_u	10600,000	kg/cm
V_{e1}	34467,155	kg	V_{e2}	-29132,845	kg
NO CUMPLE CON LA SECCIÓN 18.6.5.2 DEL ACI 318-14					
$10\emptyset$	0,79	cm^2	V_c	0	kg
NO cumple se aplica la ecuación					
sig:			V_s	35757,321	kg
			s	8,4871727	cm
$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$			Norma ACI318-14 Zona 2H		
V_c 10198,886 kg			$s_1 \leq$	11,5	OK
ACI318-14 Zona Medis			$s_1 \leq$	100 mm	OK
$s_2 \leq \frac{d}{2}$	23	cm	$s_2 \leq$	150 mm	$s_1 \leq$ 8,4 OK

Figura 53*Sección de viga diseñada***5.5.2 Diseño De Columnas**

Las columnas son elementos estructurales verticales que soportarán la carga de las vigas y serán transmitidas hasta la cimentación. Jugarán un papel muy importante que además de soportar cargas sísmicas y de viento, el análisis de estos elementos va a trabajar a flexo-compresión debido a las excentricidades presentes en los materiales y las cargas a las que estará sometida la edificación, el código ACI 318-14 establece condiciones que deben cumplir en sus diseños, como en el diseño anterior se toma las mismas condiciones de diseño y análisis de acuerdo a su resistencia

Figura 54*Columna 35 x 35*

$1\text{Ø}10@140\text{ mm} \Rightarrow s = 15\text{ cm}; strb = 10; s = 8$

Datos:

$$N^{\circ} \text{ ramales} = 4 \text{ ramales}$$

$$A_{\emptyset 10} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$r_l = 3 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\emptyset = 1,4 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 1 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = 6 \text{ varillas}$$

Cálculos

$$A_g = b * h$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi * N^{\circ} \text{ varillas}$$

$$A_{s1} = \left(\frac{1,4}{2}\right)^2 * \pi * 6$$

$$A_{s1} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi * N^{\circ} \text{ varillas}$$

$$A_{s2} = \left(\frac{1,4}{2}\right)^2 * \pi * 6$$

$$A_{s2} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 + 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 18,47 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g}$$

$$\rho = \frac{18,47 \text{ cm}^2}{1225 \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0,0151 \text{ Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14}$$

Datos De La Columna

$$r = r_l + \frac{\emptyset 8}{2}$$

$$r = 3 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2}$$

$$r = 3,5 \text{ cm}$$

$$h_c = h - 2r$$

$$h_c = 35 \text{ cm} - 2(3,5 \text{ cm})$$

$$h_c = 28 \text{ cm}$$

$$b_c = b - 2r$$

$$b_c = 35 \text{ cm} - 2(3,5 \text{ cm})$$

$$b_c = 28 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (b - 2r_l)(h - 2r_l)$$

$$A_{ch} = (35 \text{ cm} - 2(3 \text{ cm}))(35 \text{ cm} - 2(3 \text{ cm}))$$

$$A_{ch} = 841 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b * h$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

Datos De Estribos En X

$$A_v = N^\circ \text{ ramales} * \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi$$

$$A_v = 4 * \left(\frac{1}{2}\right)^2 * 3,1416$$

$$A_v = 3,14 \text{ cm}^2$$

Chequeo Sentido X

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{s * h_c * f_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 280}{4200} * \left(\frac{1225 \text{ cm}^2}{841 \text{ cm}^2} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{s * h_c * f_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 280}{4200}$$

$$A_{sh} = 2,52 \text{ cm}^2$$

Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14

Datos De Estribos En Y

$$A_v = N^{\circ} \text{ ramales} * \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi$$

$$A_v = 4 * \left(\frac{1}{2}\right)^2 * 3,1416$$

$$A_v = 3,14 \text{ cm}^2$$

Chequeo Sentido Y

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{s * b_c * f_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 280}{4200} * \left(\frac{1225 \text{ cm}^2}{841 \text{ cm}^2} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{s * b_c * f_c}{f_y}$$

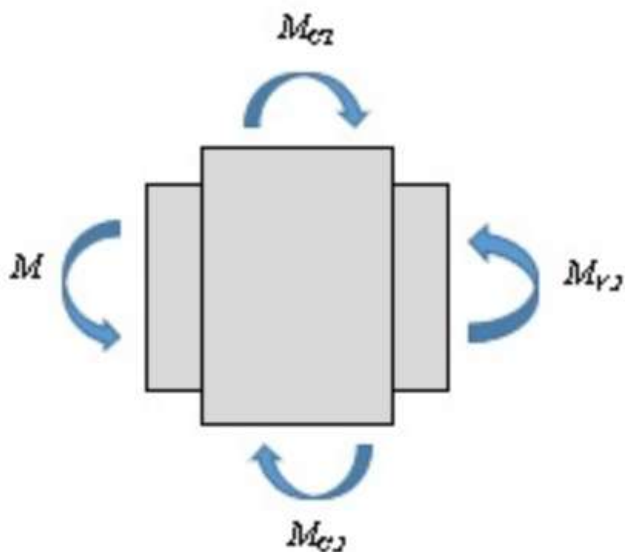
$$A_{sh} = 0,09 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 280}{4200}$$

$$A_{sh} = 2,52 \text{ cm}^2$$

Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14

5.5.3 Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil

Una estructura sísmicamente bien diseñada debe cumplir con la afirmación que indica el código ACI 318-14 quien estipula que las columnas deben ser más fuerte que las vigas para permitir que el pórtico trabaje en condiciones más óptimas ante el sismo, el control de esta afirmación está basada principalmente en la comparación de los momentos de las columnas y vigas, como se muestra continuación.

Figura 55*Representación Columna Fuerte - Viga Débil***Tabla 57***Momento de la viga*

Datos		
As sup.	3,86	cm ²
As inf.	3,86	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	280	Kg/cm ²
b	25	cm
φ	0,9	
d	46	cm
a	2,728	cm
a	2,728	cm
Mv1	651980,76	Kg.cm
Mv2	651980,76	Kg.cm
Σ Mv	1303961,52	Kg.cm

Tabla 58*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	31	Cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,015	
f'c	280	Kg/cm ²	k	0,292	
b	35	cm	j	0,903	
φ	0,9				
	Mc₁		850826,57		Kg.cm
	Mc₂		850826,57		Kg.cm
	Σ Mc		1701653,13		Kg.cm
Comprobación					
	Σ Mc		≥		5/6 * Σ Mv
	1701653,13		≥		1086635
CUMPLE					

Tabla 59*Momento de la viga*

Datos		
As sup.	3,08	cm ²
As inf.	2,36	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	280	Kg/cm ²
b	20	cm
φ	0,9	
d	36	cm
a	2,717	cm
a	2,079	cm
Mv₁	403151,44	Kg.cm
Mv₂	311373,46	Kg.cm
Σ Mv	714524,89	Kg.cm

Tabla 60*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	31	Cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,010	
f'c	280	Kg/cm ²	k	0,246	
b	35	cm	j	0,918	
φ	0,9				
	Mc₁		865248,97		Kg.cm
	Mc₂		865248,97		Kg.cm
	Σ Mc		1730497,95		Kg.cm
Comprobación					
	Σ Mc		≥		5/6 * Σ Mv
	1730497,95		≥		595437,4
CUMPLE					

Tabla 61 *Momento de la viga*

Datos		
As sup.	2,70	cm ²
As inf.	2,70	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	280	Kg/cm ²
b	40	cm
φ	0,9	
d	16	cm
a	1,192	cm
a	1,1992	cm
Mv₁	157316,84	Kg.cm
Mv₂	157316,84	Kg.cm
Σ Mv	314633,68	Kg.cm

Tabla 62*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	34	Cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,010	
f'c	280	Kg/cm ²	k	0,246	
b	35	cm	j	0,918	
φ	0,9				
	Mc₁		948982,75		Kg.cm
	Mc₂		948982,75		Kg.cm
	Σ Mc		1897965,49		Kg.cm
Comprobación					
	Σ Mc		≥		5/6 * Σ Mv
	1897965,49		≥		262194,7
CUMPLE					

5.5.4 Análisis De Nodos

Al igual que el análisis anterior se debe analizar los nodos de los ejes en cada diseño como se muestra a continuación:

Tabla 63

Unión Viga - Columna. Nodo exterior eje M

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODOS EXTERIOR EJE M (V25X50)

				$F'c$	280	kg/cm ²
				Fy	4200	kg/cm ²
				$Bcol.$	35	cm
				$Hcol.$	35	cm
				$Bvig.$	25	cm
				$Hvig.$	50	cm
				r	4	cm
				$dvig.$	46	cm
				$Lcol.$	3	m
				$Lcol.$	300	cm
Φ	0,85					
$\#var.$	3	sup.				
$\#var.$	3	inf.				
$bw = b \text{ viga}$	25	\geq	SI CUMPLE			
T	22101,156	Kg		$As, sup.$	4,209744	cm ²
a	3,71448	Cm		$As, inf.$	4,618152	cm ²
Mpr	975606,025	kg*cm		$\Phi \text{ MM}$	CM2	
b_j	30	cm		8	0,5	cm ²
$b_j \leq b \text{ viga} + hcol$	60		SI CUMPLE	10	0,8	cm ²
A_j	1050	cm ²		12	1,1	cm ²
$Vcol$	3252,02008	kg		14	1,5	cm ²
Vu	18849,1359	kg		16	2,0	cm ²
Vn	93120,2609	kg		18	2,5	cm ²
$\emptyset Vn \geq Vu$	79152,221	kg \geq	18849,13592	20	3,1	cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL ACI318-14				22	3,8	cm ²

Tabla 64

Unión Viga - Columna. Nudo interno eje M

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODO INTERNO EJE M (V25X50)

$A_{s,sup.}$	4,21	cm ²	$A_{s,inf.}$	4,62	cm ²	#var	3
						$F'c$	280 Kg/cm ²
						F_y	4200 Kg/cm ²
						$B_{col.}$	35 cm
						$H_{col.}$	35 cm
						$B_{vig.}$	25 cm
						$H_{vig.}$	50 cm
						r	4 cm
						$d_{vig.}$	46 cm
						$L_{col.}$	3 m
						$L_{col.}$	300 cm
						Φ	0,85
						#var.	3 sup.
						$bw = 3/4$	\geq SI
$bw = b_{viga}$	25					b_{col}	26,25 CUMPLE
T	22101,156	kg				T	24245,298 kg
a	3,71448	cm				a 2	4,07484 cm
Mpr1	975606,025	kg*cm				Mpr2	1065885,85 kg*cm
b_j	30	cm				b_j	30 cm
$b_j \leq b_{viga} + h_{col}$		60	cm				SI CUMPLE
A_j	1050					Φ MM	CM2
V_{col}	6804,9729	kg				8	0,5 cm ²
V_u	39541,4811	kg				10	0,8 cm ²
V_n	93120,2609	kg				12	1,1 cm ²
$\emptyset V_n \geq$						14	1,5 cm ²
V_u	79152,22181	kg	\geq	39541,48107		16	2,0 cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL							
ACI318-14							

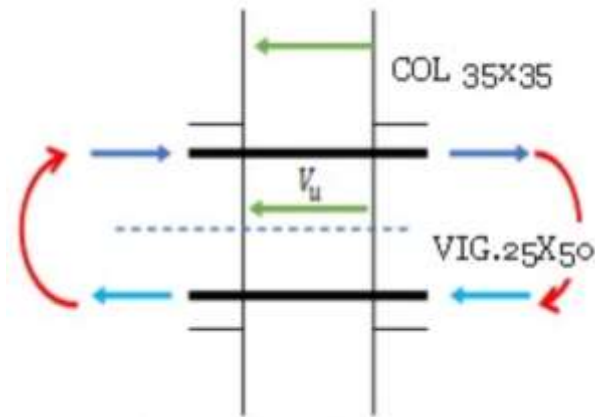


Tabla 65

Unión Viga - Columna. Nudo exterior eje H

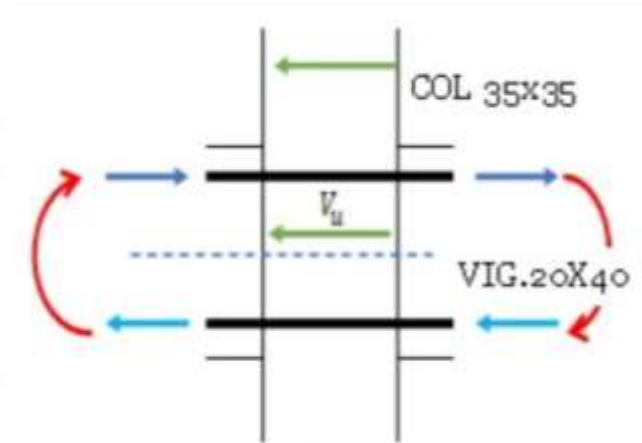
UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODOS EXTERIOR EJE H (V20X40)

			$F'c$	280	Kg/cm ²
			Fy	4200	Kg/cm ²
			$Bcol.$	35	cm
			$Hcol.$	35	cm
			$Bvig.$	20	cm
			$Hvig.$	40	cm
			r	4	cm
			$dvig.$	36	cm
			$Lcol.$	3	m
			$Lcol.$	300	cm
Φ	0,85				
$\#var.$	2	sup.			
$\#var.$	2	inf.			
$bw=bviga$	20	\geq SI CUMPLE	$As, sup.$	3,078768	cm ²
T	16163,532	kg	$As, inf.$	3,078768	cm ²
a	3,3957	cm	Φ MM	CM2	
Mpr	554443,8992	kg*cm	8	0,5	cm ²
b_j	27,5	cm	10	0,8	cm ²
$b_j \leq b \text{ viga} + hcol$	55	SI CUMPLE	12	1,1	cm ²
A_j	962,5	cm ²	14	1,5	cm ²
$Vcol$	1848,14633	kg	16	2,0	cm ²
Vu	14315,38567	kg	18	2,5	cm ²
Vn	85360,23921	kg	20	3,1	cm ²
$\emptyset Vn \geq Vu$	722556,2033	kg \geq 14315,3856	22	3,8	cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL					
ACI318-14					

Tabla 66

Unión Viga - Columna. Nudo interno eje H

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODO INTERNO EJE H						
$A_{s,sup.}$	3,08	cm ²	$A_{s,inf.}$	3,08	cm ²	#var 2
				$F'c$	280	Kg/cm ²
				F_y	4200	Kg/cm ²
				$B_{col.}$	35	cm
				$H_{col.}$	35	cm
				$B_{vig.}$	20	cm
				$H_{vig.}$	40	cm
				r	4	cm
				$d_{vig.}$	36	cm
				$L_{col.}$	3	m
				$L_{col.}$	300	cm
				Φ	0,85	
				#var.	2	sup.
		\geq		$bw = 3/4$	\geq	SI
$bw=b_{viga}$	20	SI CUMPLE		b_{col}	26,25	CUMPLE
T	16163,532	kg		T	16163,532	kg
a	3,3957	cm		a 2	3,3957	cm
Mpr1	554443,899	kg*cm		Mpr2	554443,8992	kg*cm
b_j	27,5	cm		b_j	27,5	cm
$b_j \leq b_{viga} + h_{col}$		55	cm	SI CUMPLE		
A_j	962,5	cm ²		Φ MM	CM2	
V_{col}	3696,29266	kg		8	0,5	cm ²
V_u	28630,7714	kg		10	0,8	cm ²
V_n	85360,2392	kg		12	1,1	cm ²
$\emptyset V_n \geq$				14	1,5	
V_u	72556,2033	kg \geq	28630,7713			cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL						
ACI318-14						
				16	2,0	cm ²



5.6 Evaluación Estructural Con $F'c = 280$ Y Cantidad De Acero Del Edificio

Actualmente Construido

5.6.1 Diseño de vigas

Para el presente estudio se realizó un modelo estructural basados en los momentos de una edificación con 280 y la cuantía existente en el edificio actualmente construido en el sector de la siguiente manera.

Tabla 67

Momentos máximos y mínimos de la viga

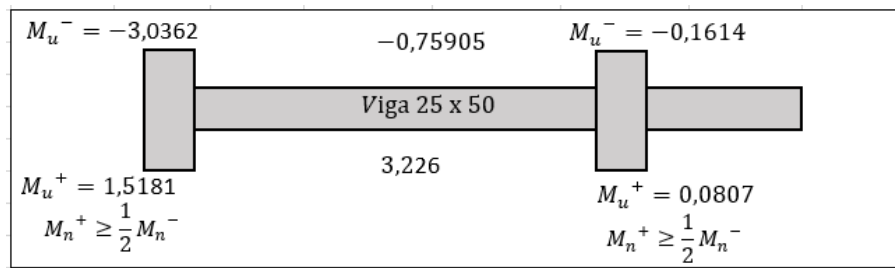


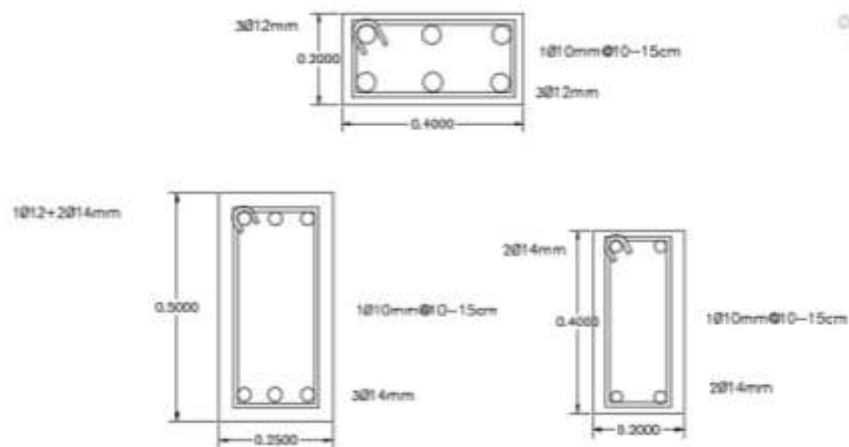
Tabla 68

Refuerzo longitudinal y transversal

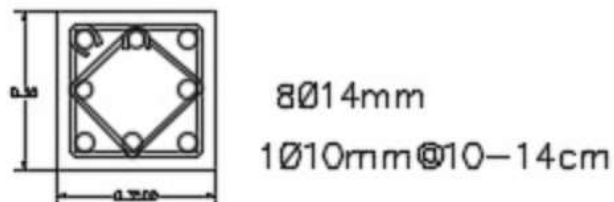
MOMENTOS Y CUANTÍAS DE ACERO EN LA VIGA								
f_y	4200	kg/cm^2	h	50	cm	r	4	cm
f_c	280	kg/cm^2	b	25	cm	d	46	cm
Rn	6,299	cm^2	M_u	299880	$kg * cm$	ϕ	0,9	
ρ	0,00152	cm^2	$A_{s\ min}$	3,83333333	cm^2	$A_{s\ min}$	3,665367	cm^2
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
VIGAS	Momento de diseño (-)	Momento de diseño (+)	Refuerzo momento (-)	Refuerzo momento (+)	Refuerzo mínimo	Refuerzo requerido		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2		
Superior (+2 ejes)	299880		1,74808		3,833	3,83	1Ø10 + 2Ø14 4,209744	
Inferior (-2 ejes)		149940		0,86810	3,833	3,83	1Ø10 4,618152	
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
	Momento de diseño (-)	Momento de diseño (+)	Refuerzo momento (-)	Refuerzo momento (+)	Refuerzo mínimo	Refuerzo requerido		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2		
Superior (+2 ejes)	74970,0		0,43260		3,833	3,83		
Inferior (-2 ejes)		322230		1,88030	3,833	3,83		
Momento de diseño y refuerzo a flexión por momento								
	Momento de diseño (-)	Momento de diseño (+)	Refuerzo momento (-)	Refuerzo momento (+)	Refuerzo mínimo	Refuerzo requerido		
	$kg * cm$	$kg * cm$	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2		
Superior (+2 ejes)	16140,0		0,09289		3,833	3,83	1Ø12 + 2Ø14 4,209744	
Inferior (-2 ejes)		8070		0,04643	3,833	3,83	4,618152	

Tabla 69*Análisis del acero en la viga*

DATOS PRINCIPALES					
f_c	280	kg/cm^2	f_y	4200	kg/cm^2
b	25	cm	r	4	cm
h	50	cm	d	46	cm
w_D	0,054	kg/cm^2	w_L	0,02	kg/cm^2
l_n	600	cm	a_t	1250	cm
ACERO SUPERIOR			ACERO SUPERIOR		
\emptyset	1,2	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	1	Varillas	N°	2	Varillas
A_s	1,13	cm^2	A_s	3,08	cm^2
\emptyset	1,2	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	1	Varillas	N°	2	Varillas
A_s	1,13	cm^2	A_s	3,08	cm^2
A_{st}	2,26	cm^2	A_{st}	6,16	cm^2
ACERO INFERIOR			ACERO INFERIOR		
\emptyset	1,4	cm	\emptyset	1,4	cm
N°	3	Varillas	N°	3	Varillas
A_s	4,62	cm^2	A_s	4,62	cm^2
\emptyset	0	cm	\emptyset	0	cm
N°	0	Varillas	N°	0	Varillas
A_s	0,00	cm^2	A_s	0,00	cm^2
A_{st}	4,62	cm^2	A_{st}	4,62	cm^2
MOMENTOS PROBABLES					
T_1	11875,22	kg	T_2	24245,241	kg
a	2,00	cm	a	4,75	cm
M_{pr1}	534409,64	$kg * cm$	M_{pr1}	1065883,5	$kg * cm$
CORTANTE EQUIVALENTE					
V_{sismmo}	2667,1552	kg	w_u	10600,000	kg/cm
V_{e1}	34467,155	kg	V_{e2}	-29132,845	kg
NO CUMPLE CON LA SECCIÓN 18.6.5.2 DEL ACI 318-14					
$10\emptyset$	0,79	cm^2	V_c	0	kg
NO cumple se aplica la ecuación			V_s	35757,321	kg
sig:			s	8,4871727	cm
$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$			Norma ACI318-14 Zona 2H		
V_c 10198,886 kg			$s_1 \leq$	11,5	OK
ACI318-14 Zona Medis			$s_1 \leq$	100 mm	OK
$s_2 \leq \frac{d}{2}$	23	cm	$s_2 \leq$	150 mm	$s_1 \leq$ 9,6 OK

Figura 56*Sección de viga diseñada***5.6.2 Diseño De Columnas**

El análisis de las columnas se basa también en la As establecido en el diseño original y revisado por las normativas de código ACI 318-14.

Figura 57*Columna 35 x 35*

$$1\text{Ø}10@150\text{ mm} \Rightarrow s = 15\text{ cm}; str = 10; s = 8,4$$

Datos:

$$N^{\circ}\text{ ramales} = 4\text{ ramales}$$

$$A_{\text{Ø}10} = 0,78\text{ cm}^2$$

$$r_l = 3\text{ cm}$$

$$h = 35\text{ cm}$$

$$b = 35\text{ cm}$$

$$f_c = 280\text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Ø} = 1,4\text{ cm}$$

$$\emptyset = 1 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = 8 \text{ varillas}$$

Cálculos

$$A_g = b * h$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi * N^{\circ} \text{ varillas}$$

$$A_{s1} = \left(\frac{1,4}{2}\right)^2 * \pi * 8$$

$$A_{s1} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi * N^{\circ} \text{ varillas}$$

$$A_{s2} = \left(\frac{1,4}{2}\right)^2 * \pi * 8$$

$$A_{s2} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2 + 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 24,63 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g}$$

$$\rho = \frac{24,63 \text{ cm}^2}{1225 \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0,0201 \text{ Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14}$$

Datos De La Columna

$$r = r_l + \frac{\emptyset}{2}$$

$$r = 3 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2}$$

$$r = 3,5 \text{ cm}$$

$$h_c = h - 2r$$

$$h_c = 35 \text{ cm} - 2(3,5 \text{ cm})$$

$$h_c = 28 \text{ cm}$$

$$b_c = b - 2r$$

$$b_c = 35 \text{ cm} - 2(3,5 \text{ cm})$$

$$b_c = 28 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (b - 2r_l)(h - 2r_l)$$

$$A_{ch} = (35 \text{ cm} - 2(3 \text{ cm}))(35 \text{ cm} - 2(3 \text{ cm}))$$

$$A_{ch} = 841 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b * h$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm}$$

$$A_g = 1225 \text{ cm}^2$$

Datos De Estribos En X

$$A_v = N^\circ \text{ ramales} * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 * \pi$$

$$A_v = 4 * \left(\frac{1}{2}\right)^2 * 3,1416$$

$$A_v = 3,14 \text{ cm}^2$$

Chequeo Sentido X

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{s * h_c * f_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 280}{4200} * \left(\frac{1225 \text{ cm}^2}{841 \text{ cm}^2} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{s * h_c * f_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 280}{4200}$$

$$A_{sh} = 2,52 \text{ cm}^2$$

Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14

Datos De Estribos En Y

$$A_v = N^\circ \text{ ramales} * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 * \pi$$

$$A_v = 4 * \left(\frac{1}{2}\right)^2 * 3,1416$$

$$A_v = 3,14 \text{ cm}^2$$

Chequeo Sentido Y

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{s * b_c * f_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 280}{4200} * \left(\frac{1225 \text{ cm}^2}{841 \text{ cm}^2} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{s * b_c * f_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{14 \text{ cm} * 28 \text{ cm} * 280}{4200}$$

$$A_{sh} = 2,52 \text{ cm}^2$$

Si cumple para NEC-15 y ACI 318-14

5.6.3 Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil

Al igual que los análisis anteriores el chequeo de tipo de diseño es muy importante por lo que se evaluarán de igual manera que en los casos anteriores.

Figura 58

Representación columna fuerte - viga débil

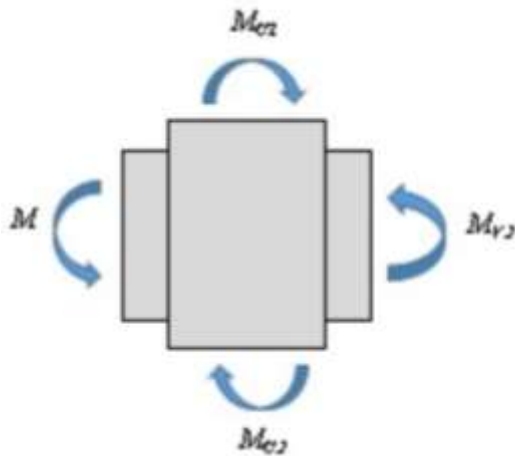


Tabla 70*Momento de la viga*

Datos		
As sup.	4,21	cm ²
As inf.	4,62	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	280	Kg/cm ²
b	25	cm
φ	0,9	
d	46	cm
a	2,972	cm
a	3,260	cm
Mv₁	708347,13	Kg.cm
Mv₂	774551,11	Kg.cm
∑ Mv	1482898,23	Kg.cm

Tabla 71*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	31	Cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,010	
f'c	280	Kg/cm ²	k	0,328	
b	35	cm	j	0,891	
φ	0,9				
	Mc₁		839406,44	Kg.cm	
	Mc₂		839406,44	Kg.cm	
	∑ Mc		1678812,87	Kg.cm	
Comprobación					
	∑ Mc		≥	5/6 * ∑ Mv	
	1678812,87		≥	1235749	
CUMPLE					

Tabla 72*Momento de la viga*

Datos		
As sup.	3,08	cm ²
As inf.	3,08	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	280	Kg/cm ²
b	20	cm
φ	0,9	
d	36	cm
a	2,717	cm
a	2,717	cm
Mv₁	403151,44	Kg.cm
Mv₂	403151,44	Kg.cm
Σ Mv	806302,87	Kg.cm

Tabla 73*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	31	Cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,010	
f'c	280	Kg/cm ²	k	0,246	
b	35	cm	j	0,918	
φ	0,9				
	Mc₁		865248,97		Kg.cm
	Mc₂		865248,97		Kg.cm
	Σ Mc		1730497,95		Kg.cm
Comprobación					
	Σ Mc		≥		5/6 * Σ Mv
	1730497,95		≥		671919,1
CUMPLE					

Tabla 74*Momento de la viga*

Datos		
As sup.	3,39	cm ²
As inf.	3,39	cm ³
Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	280	Kg/cm ²
b	40	cm
φ	0,9	
d	16	cm
a	1,497	cm
a	1,497	cm
Mv₁	195605,34	Kg.cm
Mv₂	195605,34	Kg.cm
Σ Mv	391210,68	Kg.cm

Tabla 75*Comparación de los momentos de las columnas y vigas*

Datos					
As	12,32	cm ²	d	34	Cm
As mitad	8,04	cm ²	n	4	
Fy	4200	Kg/cm ²	ρ	0,010	
f'c	280	Kg/cm ²	k	0,246	
b	35	cm	j	0,918	
φ	0,9				
	Mc₁		948982,75	Kg.cm	
	Mc₂		948982,75	Kg.cm	
	Σ Mc		1897965,49	Kg.cm	
Comprobación					
	Σ Mc		≥	5/6 * Σ Mv	
	1897965,49		≥	326008,9	
CUMPLE					

5.6.4 Análisis De Nodos

Al igual que el análisis anterior se debe analizar los nodos de los ejes en cada diseño como se muestra a continuación:

Tabla 76

Unión Viga - Columna. Nodo exterior eje M

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODOS EXTERIOR EJE M (V25X50)					
			$F'c$	280	kg/cm ²
			Fy	4200	kg/cm ²
			$Bcol.$	35	cm
			$Hcol.$	35	cm
			$Bvig.$	25	cm
			$Hvig.$	50	cm
			r	4	cm
			$dvig.$	46	cm
			$Lcol.$	3	m
			$Lcol.$	300	cm
			Φ	0,85	
			$\#var.$	3	sup.
			$\#var.$	3	inf.
			$bw = b \text{ viga}$	25	\geq
T	22101,156	kg	$A_{s,sup.}$	4,209744	cm ²
a	3,71448	cm	$A_{s,inf.}$	4,618152	cm ²
Mpr	975606,025	kg*cm	$\Phi \text{ MM}$	CM2	
b_j	30	cm	8	0,5	cm ²
$b_j \leq b \text{ viga} + h_{col}$	60		10	0,8	cm ²
A_j	1050	cm ²	12	1,1	cm ²
V_{col}	3252,02008	kg	14	1,5	cm ²
V_u	18849,1359	kg	16	2,0	cm ²
V_n	93120,2609	kg	18	2,5	cm ²
$\emptyset V_n \geq V_u$	79152,221	kg \geq	20	3,1	cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL ACI318-14			22	3,8	cm ²

Tabla 77

Unión Viga - Columna. Nudo interior eje M

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODO INTERNO EJE M (V25x50)

$A_{s,sup.}$	4,21	cm ²	$A_{s,inf.}$	4,62	cm ²	#var	3
						$F'c$	280 Kg/cm ²
						F_y	4200 Kg/cm ²
						$B_{col.}$	35 cm
						$H_{col.}$	35 cm
						$B_{vig.}$	25 cm
						$H_{vig.}$	50 cm
						r	4 cm
						$d_{vig.}$	46 cm
						$L_{col.}$	3 m
						$L_{col.}$	300 cm
						Φ	0,85
						#var.	3 sup.
						$bw = 3/4$	\geq SI
$bw = b_{viga}$	25					b_{col}	26,25 CUMPLE
T	22101,156	kg				T	24245,298 kg
a	3,71448	cm				a 2	4,07484 cm
Mpr1	975606,025	kg*cm				Mpr2	1065885,85 kg*cm
b_j	30	cm				b_j	30 cm
$b_j \leq b_{viga} + h_{col}$		60	cm				SI CUMPLE
A_j	1050					Φ MM	CM2
V_{col}	6804,9729	kg				8	0,5 cm ²
V_u	39541,4811	kg				10	0,8 cm ²
V_n	93120,2609	kg				12	1,1 cm ²
$\emptyset V_n \geq$						14	1,5 cm ²
V_u	79152,22181	kg	\geq	39541,48107		16	2,0 cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL							
ACI318-14							

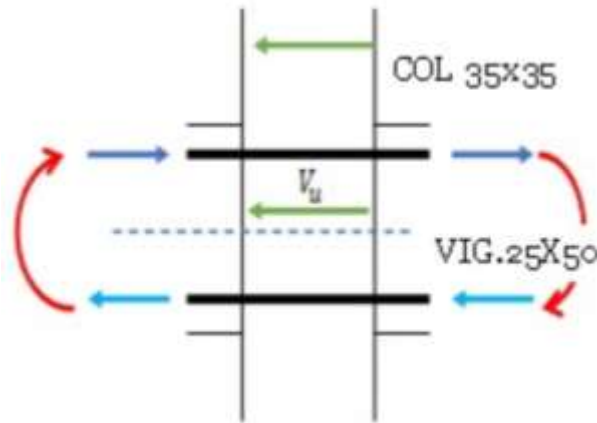


Tabla 78

Unión Viga - Columna. Nudo exterior eje H

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODOS EXTERIOR EJE H (V20X40)

			$F'c$	280	Kg/cm ²
			Fy	4200	Kg/cm ²
			$Bcol.$	35	cm
			$Hcol.$	35	cm
			$Bvig.$	20	cm
			$Hvig.$	40	cm
			r	4	cm
			$dvig.$	36	cm
			$Lcol.$	3	m
			$Lcol.$	300	cm
Φ	0,85				
$\#var.$	2	sup.			
$\#var.$	2	inf.			
$bw=bviga$	20	\geq	SI CUMPLE		
T	16163,532	kg		$As, sup.$	3,078768 cm ²
a	3,3957	cm		$As, inf.$	3,078768 cm ²
Mpr	554443,8992	kg*cm		Φ MM	CM2
b_j	27,5	cm		8	0,5 cm ²
$b_j \leq b viga + hcol$	55		SI CUMPLE	10	0,8 cm ²
A_j	962,5	cm ²		12	1,1 cm ²
$Vcol$	1848,14633	kg		14	1,5 cm ²
Vu	14315,38567	kg		16	2,0 cm ²
Vn	85360,23921	kg		18	2,5 cm ²
$\emptyset Vn \geq Vu$	722556,2033	kg \geq	14315,3856	20	3,1 cm ²
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL					
ACI318-14				22	3,8 cm ²

Tabla 79

Unión Viga - Columna. Nudo interno eje H

UNIÓN VIGA-COLUMNA / NODO INTERNO EJE H (V20X40)

$A_{s,sup.}$	3,08	cm ²	$A_{s,inf.}$	3,08	cm ²	#var	2
				$F'c$	280	Kg/cm ²	
				F_y	4200	Kg/cm ²	
				$B_{col.}$	35	cm	
				$H_{col.}$	35	cm	
				$B_{vig.}$	20	cm	
				$H_{vig.}$	40	cm	
				r	4	cm	
				$d_{vig.}$	36	cm	
				$L_{col.}$	3	m	
				$L_{col.}$	300	cm	
				Φ	0,85		
				#var.	2	sup.	
$bw=b_{viga}$	20	\geq		$bw =$	\geq	SI	
			SI CUMPLE	$3/4 b_{col}$	26,25	CUMPLE	
T	16163,532	kg		T	16163,532	kg	
a	3,3957	cm		a 2	3,3957	cm	
Mpr1	554443,899	kg*cm		Mpr2	554443,8992	kg*cm	
b_j	27,5	cm		b_j	27,5	cm	
$b_j \leq b_{viga} + h_{col}$		55	cm			SI CUMPLE	
A_j	962,5	cm ²		Φ MM	CM2		
V_{col}	3696,29266	kg		8	0,5	cm ²	
V_u	28630,7714	kg		10	0,8	cm ²	
V_n	85360,2392	kg		12	1,1	cm ²	
$\emptyset V_n \geq$				14	1,5	cm ²	
V_u	72556,2033	kg \geq	28630,7713	16	2,0	cm ²	
SI CUMPLE CON LO REQUERIDO DEL ACI318-14							

5.7 Comparación De Resultados

5.7.1 Diseño De Vigas

En las vigas se puede ver una notable diferencia entre el acero necesario ya que con la fibra es visible una disminución del acero y en el acero transversal en el espaciamiento también es necesario una disminución muy pequeña.

Tabla 80

Comparación Mu de vigas $f'c = 240$ y $f'c = 280$

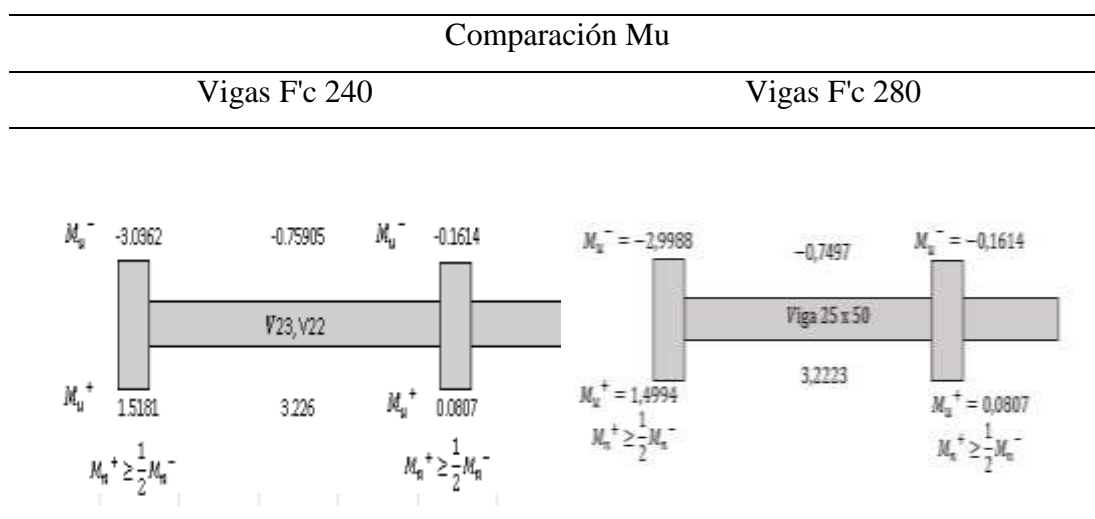


Tabla 81

Comparación de As en las vigas de $f'c = 240$ y $f'c = 280$

Vigas				
As	F'c 240	F'c 280 Fibra	F'c 280 Acero Diseño con fibra cm ²	
As Superior	4,209744	3,864168	4,209744	cm ²
As Inferior	4,618152	3,864168	4,618152	cm ²
As Refuerzo				
2H				
Zona media	1Ø10mm@8.5	1Ø10mm@10cm	1Ø10mm@10cm	
	1Ø10mm@12	1Ø10mm@15	1Ø10mm@15	

5.7.2 Diseño De Columnas

En columnas las cuantías son variantes, así como el área de acero necesario para su correcto funcionamiento.

Tabla 82

Comparación de columnas

Columnas				
As	24,63	18,47	24,63	cm ²
Cuantía	0,02	0,015	0,02	cm ²

5.7.3 Análisis De Nodos

Es notable que los esfuerzo Vu y Vn disminuyen notablemente al aplicar la fibra de vidrio en los modelos con un $f'c = 280$ que fue la alcanzada en el laboratorio, y el $f'c = 280$ pero, usando la misma cantidad de acero de la estructura construida.

Tabla 83

Comparación de nodos

Nodos				
Vu	18871,94	18849,136	18849	kg
Vn	86212,61	93120,261	93120	kg

5.7.4 Chequeo De Columna Fuerte -Viga Débil

En este aspecto es notable la diferencia ente los $\sum Mc$ y $\sum Mv$ de cada resistencia, pero se logra apreciar que la fibra de vidrio en vigas trabaja mejor a flexión que a compresión debido a que disminuye notablemente su rigidez.

Tabla 84

Comparación del chequeo de columna fuerte - viga débil

Columna Fuerte -Viga Débil					
Columna	$\sum Mc$	1678813	1701653,1	1678813	Kg.cm
Viga	$\sum Mv$	1474216	1303961,5	1303962	Kg.cm

5.8 Control De Derivas Y Torsiones

5.8.1 Control De Derivas

El análisis de las derivas es muy importante en las edificaciones en la norma NEC (Peligro Sísmico) Capítulo 4 sección 4.2.2. Menciona que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 7 del capítulo antes mencionado, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso. Para Estructuras de Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera la deriva máxima no puede ser mayor al 2%.

Con los resultados obtenidos del modelo en Etabs obtuvimos los desplazamientos los cuales fueron analizados de acuerdo a todas las combinatorias mostradas a continuación.

Tabla 85

Control de la deriva de piso con carga 1,2D+L+Ey

Control De La Deriva De Piso									
Piso	Caso De Carga	UX m	UY m	Z m	Desplazamiento Resultante	Δ_E	R	$\Delta_{MAX} = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$
Piso 2	1,2D+L+Ey	0,0005	0,0022	6	0,0023	0,0005	8	0,0029	Cumple
Piso 1	1,2D+L+Ey	0,0002	0,0008	3	0,0008	0,0003	8	0,0017	Cumple

Tabla 86

Control de la deriva de piso con carga 1,2D+L-Ey

Control De La Deriva De Piso									
Piso	Caso De Carga	UX m	UY m	Z m	Desplazamiento Resultante	Δ_E	R	$\Delta_{MAX} = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$
Piso 2	1,2D+L-Ey	-	-	6	0,0026	0,0005	8	0,0033	Cumple
Piso 1	1,2D+L-Ey	-	-	3	0,0009	0,0003	8	0,0018	Cumple

Tabla 87*Control de la deriva de piso con carga 1,2D+L+Ex*

Control De La Deriva De Piso									
Piso	Caso De Carga	UX m	UY m	Z m	Desplazamiento Resultante	Δ_E	R	$\Delta_{MAX} = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$
Piso 2	1,2D+L+Ex	0,0020	0,0006	6	0,0021	0,0005	8	0,0026	Cumple
Piso 1	1,2D+L+Ex	0,0008	0,0002	3	0,0008	0,0003	8	0,0016	Cumple

Tabla 88*Control de la deriva de piso con carga 1,2D+L-Ex*

Control De La Deriva De Piso									
Piso	Caso De Carga	UX m	UY m	Z m	Desplazamiento Resultante	Δ_E	R	$\Delta_{MAX} = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$
Piso 2	1,2D+L-Ex	-	-	6	0,0022	0,0004	8	0,0027	Cumple
Piso 1	1,2D+L-Ex	-	-	3	0,0008	0,0003	8	0,0016	Cumple

5.8.2 Control De Torsiones

La torsión se produce cuando en el diseño el centro de masas es excéntrico con el centro de rigideces. En un diseño es muy importante el control de torsiones que no deben exceder al igual que las derivas el 2%.

Tabla 89*Torsión en la carga 1,2D+L-Ey*

Story	Label	Load Case/Combo	UX m	UY m	U m	Deriva Elastica (m)	Altura (m)
Story2	60	1,2D+L-Ey	-0,6	-2,8	-0,8	-9,2E-05	3
Story1	60	1,2D+L-Ey	-0,2	-1	-0,7	-1,3E-05	3
Story2	47	1,2D+L-Ey	-0,6	-2,2	-0,7	-0,000679	3
Story1	47	1,2D+L-Ey	-0,2	-0,8	-0,6	-0,000577	3

Deriva Adimensional m/m	Promedio Adimensional	Torsion Excesiva	
-3,06667E-05	-0,000018	1,7524	No hay torsión
-4,33333E-06		0,2476	No hay torsión
-0,000226333	-0,000209	12,9333	No hay torsión
-0,000192333		0,9188	No hay torsión

5.9 Desempeño Sísmico

El desempeño sísmico de una estructura se evalúa de acuerdo al tiempo de retorno y la aceleración posible para el diseño ante el posible evento sísmico logrando un correcto desempeño.

- $T_r = 72$ años ($I = 1; I = 1,3; I = 1,5$)

Figura 59

Tiempo de retorno y aceleración para 72 años

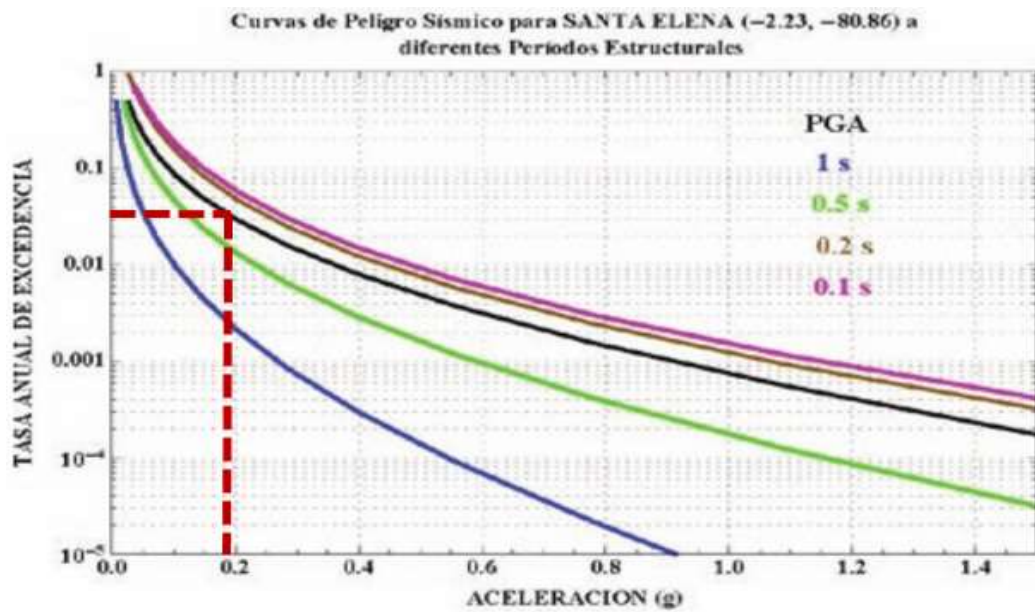


Figura 22: Curvas de peligro sísmico, Santa Elena

$$Tr = 72 \text{ años} = 0,01386$$

$$Aceleración = 0,185$$

- $Tr = 225 \text{ años}$ ($I = 1; I = 1,3; I = 1,5$)

Figura 60

Tiempo de retorno y aceleración para 225 años

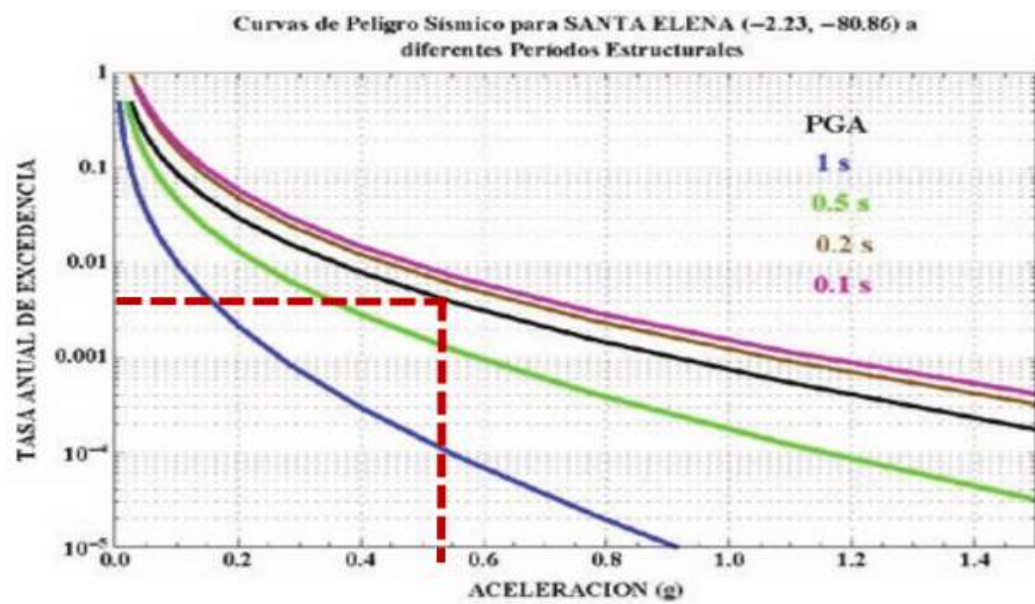


Figura 22: Curvas de peligro sísmico, Santa Elena

$$Tr = 225 \text{ años} =$$

$$Aceleración = 0,538$$

- $Tr = 475$ años ($I = 1; I = 1,3; I = 1,5$)

Figura 61

Tiempo de retorno y aceleración para 475 años

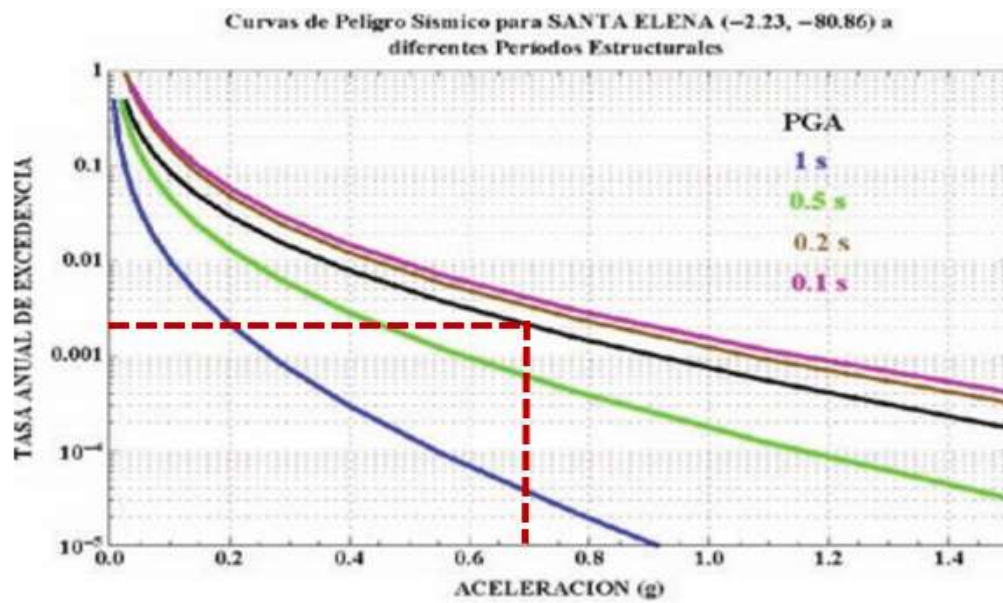


Figura 22: Curvas de peligro sísmico, Santa Elena

$$Tr = 475 \text{ años} = 0,00211$$

$$\text{Aceleración} = 0,701$$

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

6.1.1 Comportamiento De La Fibra De Vidrio En Compresión

El uso de la fibra de vidrio en elementos a compresión demostró que aumenta la resistencia del hormigón en un 15% a la resistencia de diseño, además de no llegar a una ruptura; los hormigones con este material presentan una deformación unitaria máxima, después de esto se detectó que el trabajo de la fibra de vidrio absorbía las deformaciones confinando al hormigón volviéndolo un hormigón de comportamiento plástico capaz de soportar más deformaciones.

6.1.2 Comportamiento De La Fibra De Vidrio A Flexión

El uso de la fibra de vidrio en elementos a flexión demostró que tiene un mejor desempeño en este tipo de fuerzas debido a que aumenta la capacidad para flexionarse sin presentar fisuraciones hasta un 54% el M_cr de diseño, convirtiendo a los elementos frágiles en elementos más dúctiles bajo cargas y por su confinamiento, evitando el desprendimiento de secciones del elemento a flexión.

6.1.3 Modelamiento En Software

El modelamiento de una estructura con GRP se facilita debido a que al aumentar la fibra de vidrio la resistencia del hormigón, la estructura puede ser modelada con una resistencia mucho mayor a la requerida, y seguir trabajando el análisis de la estructura como si se tratara de una estructura convencional bajo las normas de diseño vigentes.

6.1.4 Análisis Sismorresistente Pabellón UPSE

En la actualidad el pabellón de la UPSE ubicado en la Parroquia Manglaralto, presenta un buen desempeño sísmico a pesar de haber sido construido bajo la norma ACI 318-08 y revisado bajo las nuevas normativas del ACI 318-14 debido a que cuenta con un

buen detallamiento de acero; ser una estructura con impedancia, un sistema pórtico que se rige por el sistema columna fuerte – viga débil y sus nodos un correcto desempeño ante cortantes y momentos.

6.1.5 Estructuras Con Fibra De Vidrio

Al ser diseñado el pabellón con fibra de vidrio y esta al aumentar la resistencia del hormigón ayuda a que en el análisis de los elementos haya una ligera disminución en el acero necesario, pero al mismo tiempo ganando más ductilidad por parte de la fibra de vidrio presenta una mejora significativa en el comportamiento debido a que los momentos y cortantes para los que fueron diseñados son pequeños para la resistencia que llega a ganar al usar la fibra de vidrio.

6.1.6 Aplicaciones

Al demostrar que la fibra de vidrio aumenta la resistencia y ductilidad en una estructura lo convierte en un material ideal para la restauración de estructuras poco dañadas o antiguas haciendo que en algunos casos regresen a la resistencia inicial de diseño, además de ayudar en las correcciones de errores constructivos comunes en obra como los de fundición o agrietamientos tempranos en los elementos porticales.

6.2 Recomendaciones

6.2.1 Aplicación De La Fibra De Vidrio En Elementos Estructurales

La fibra de vidrio ensayada tiene forma de manto, el cual vuelve muy delicado al material por lo que su manejo debe ser muy cauteloso ya que puede llegar romperse fácilmente, la misma debe ser medida de acuerdo a las dimensiones del elemento al cual se vaya aplicar sobre una superficie seca y libre de cualquier impureza (polvo, deletéreos, entre otros) debido a que es necesario el uso de una resina ligante y catalizador que acelera el proceso de secado.

6.2.2 *Número de capas.*

Al tener la fibra de vidrio forma de manto es necesario el uso de más de una capa de fibra y del número de capas que se use dependerán los resultados a los que se aspiren lograr. En la presente investigación se trabajó con 4 capas de fibra de vidrio para lograr los resultados anteriormente presentados por lo que se recomienda hacer uso primero de los respectivos ensayos y cálculos de laboratorio para establecer el número de capas para alcanzar los requeridos para diseño.

6.2.3 *Traslapes*

Para la aplicación de la fibra después del cortado y obtenido el número de capas, se recomienda aplicar la fibra con un traslape mínimo de 4 cm para ensayos, y en los elementos sea vigas o columnas se recomienda que sea $1/3$ el lado más largo del elemento y lograr que el confinamiento sea más resistente.

6.2.4 *Estética Arquitectónica*

La aplicación de la fibra de vidrio sobre los elementos si es cierto mejoran las características mecánicas de la estructura, en la parte estética no muestra una buena apariencia debido a que al hacer uso de las resinas y catalizadores su color final depende mucho de la relación resina-catalizador, es decir si el uso de la catalizador sobre la resina es muy bajo toma un color púrpura, mientras que si el uso del catalizador alto toma un color verde oscuro, por lo que se recomienda hacer uso de empastes sobre la viga para poder lograr una mejor estética de la estructura o elemento.

6.2.5 *Ensayos*

Al ser colocada la fibra de vidrio sobre los elementos en capas hacen que esta aumenten el diámetro de los cilindros, lo cual dificulta realizar los ensayo con normalidad debido a que toca adaptar los cilindros en alguno caso cortando la fibra en las puntas de los cilindros causando que haya márgenes de error en los resultados, por lo que se

recomienda buscar otro tipo de maquinaria que cumpla con los parámetros establecidos en las normas para así poder obtener datos más precisos para el análisis estructural que se requiera.

REFERENCIAS

- ACI 318-14 Requisitos de reglamento para concreto estructural, American Concrete Institute.
- Ariel Cevallos, M. G. (2020). Diseño de un sistema estructural para losas de piso empleando losetas de mortero celular. Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Estatal Península de Santa Elena.
- ASTM-C31 "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field."
- ASTM-C39 "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens."
- ASTM-C78 Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). ASTM.
- ASTM-C128-04a Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate. ASTM.
- ASTM-C128 Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate. ASTM.
- ASTM-C469 "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression."
- ASTM-C989-93 Especificación Estándar para Escoria de Alto Horno Granulada Molida para uso en Concreto y Morteros. ASTM.
- ASTM-D422 (1998). METODO DE ANÁLISIS DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE LOS SUELOS.
- Balbas, M. (2010). Hormigón Armado Cehopu.
- Biosttek (2015). "Fabricación y propiedades de la fibra de vidrio." from <https://biosttek.com/fabricacion-y-propiedades-de-la-fibra-de-vidrio/>.
- Cevallos, D. (2014). Reforzamiento sísmico de estructuras con fibra de vidrio. Ingeniería Civil, Universidad de las Fuerzas Armadas.
- Dávila, M. (2010). Efecto de la adición de fibras sintéticas sobre las propiedades plásticas y mecánicas del concreto. Programa de maestría y doctorado en ingeniería. Plolomeo Unam, Universidad Nacional Autónoma de México. **Maestría.**
- Dejke, V. and R. Tepfers (2001). Durability and service life prediction of GFRP for concrete reinforcement. Proc., 5th Int. Conf. on Fiber-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-5), Citeseer.

- Eddyhrbs "El hormigón y la temperatura."
<https://www.ingenierocivilinfo.com/2012/07/el-hormigon-y-la-temperatura.html>.
- ETL-1110-2-548 (1997). Engineering and Design Composite Materials for Civil Engineering Structures, Department of the army
- Fernandez (2016). Los aditivos.
- FORMADCOL (2017). "Cilindros para ensayos." from <https://www.formadcol.com>.
- Funes, J. (2007). Refuerzo y reparación de vigas de hormigón armado mediante uso de fibra de vidrio (PRFV) y resinas epoxicas. Ingeniería Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile.
- GADSE (2010). "Plano Estructural de la Extensión UPSE en la Parroquia Manglaralto." from <http://www.gadse.gob.ec/gadse/>.
- Garcia, S. (2011). Fibras y materiales de refuerzo: los poliésteres reforzados aplicados a la realización de piezas en 3D
 Revista Iberoamericana de Polímeros. **Vol. 12**.
- Génesis Guevara, C. H., Mariannys Pizarro, Iván Rodríguez, Luis Rojas, Georgana Segura (2011). "Efecto de la variación agua/cemento en el concreto." **25**.
- Hernández, J. J. (2014). The approach of the ACI 318 for crack control. A vision from the Cuban reality. Revista de la construcción. Scielo. **Vol. 13**.
- Holcim (2015). Cemento hidráulico Tipo GU para la construcción en general. Holcim Ecuador S.A.
- Huaman, A. (2015). Comportamiento mecánico del concreto reforzado con fibra de vidrio. Facultad de Ingeniería, Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Cajamarca.
- IMCYC (2006). Pruebas de resistencia a la compresión del concreto.
- INEN, N. J. R. d. D. p. C. H. (2011). "NTE INEN 2380: 2011 Cemento Hidráulico."
- Irías, A. (2013). Refuerzo de elementos estructurales con hormigones con fibras o solo fibras. Master Universitario en Ingeniería de las Estructuras, Cimentaciones y Materiales, Universidad Politécnica de Madrid.
- Irving, J. (2010). Evaluación de composites de cemento fibra de vidrio Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Jonathan Arbito, E. P. (2017). Diseño y análisis económico de la subestructura de un puente ubicado en la zona de la Universidad del Azuay. Ingeniería Civil y Gerencia de construcciones, Universidad del Azuay.

- Juan Reina, M. S., Elmer Solano (2010). Influencia de la tasa de aditivo superplastificante, en las propiedades del concreto de alta resistencia en estado fresco y endurecido. Ingeniería Civil, Universidad de El Salvador.
- McCormac and Brown (2018). Diseño de concreto reforzado, Alfaomega.
- Miravete A, M. J., Calvo I, Comino P, Chiminelli A, Cuartero J, Tolosana N (2005). Comportamiento de la fibra de vidrio AR para aplicaciones estructurales en la construcción.
- Morales, S. (2008). Fibra de vidrio, pruebas y aplicaciones. Ingeniería Mecánica, Instituto Politécnico Nacional.
- NEC-SE-CG (2015). Cargas no sísmicas.
- NEC-SE-DS (2015). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.
- NEC-SE-HM (2015). Estructuras de Hormigón Armado.
- NEC (2015). Estructuras de Hormigón Armado. N. E. d. I. Construcción.
- NRMCA "Fibras sintéticas para el concreto."
- Osorio, J. (2020). "El concreto reforzado con fibras de vidrio." from <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/el-concreto-reforzado-con-fibras-de-vidrio>.
- Reinhart, T. J. (1987). Composites: Engineered materials handbook, Asm International.
- RENAC, R. N. d. A. "Archivo de aceleración parte de la RENAC Ecuador. La Libertad, estación ALIB." from <https://www.igeptn.edu.ec/red-nacional-de-acelerografos>.
- Rendón and García (2013). "Seminario Internacional: Sistemas de Reforzamiento de Estructuras con Materiales Compuestos. Quito, Ecuador: Sika."
- Robalino, G. (2016). Implementación del mortero celular en el Ecuador. Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil, Universidad Espiritu Santo (UEES).
- UTEST "Máquinas para pruebas de compresión y flexión."
- Villegas, S. H. y. F. (2008). Módulos de elasticidad y curvas de esfuerzo deformación, en base a la compresión a 21, 28, 35 MPA. Carrera de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército.
- Wight and MacGregor (2012). Reinforced Concrete M&D (6ta ed.). New Jersey: Pearson

- Yañez, J. (2014). Control de calidad en los componentes para la obtención de concretos. Ingeniería de Materiales, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
- Yulfo Carrillo, C. L. (2015). DISEÑO DE CONCRETO ESTRUCTURAL LIGERO ADICIONANDO DESPERDICIOS DE LAS LADRILLERAS DEL DISTRITO DE SANTA. . Ingeniería Civil Universidad Nacional del Santa.
- Zambrano, L. L. (2017). Elaboración de un software en base a matlab para el cálculo y diseño de losas macizas y nervadas. Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Ambato.

ANEXOS

Ubicación Del Pabellón Extensión Upse En La Parroquia Manglaralto.

- Ubicación: Parroquia Manglaralto
- Coordenadas:
 - Norte: 97966067
 - Este: 0528562

Anexo 1

Ubicación UPSE extensión en la Parroquia Manglaralto



Anexo 2

Pabellón extensión UPSE



Ensayos

Ensayo Esclerométrico

Para lograr tener una buena referencia del estado del edificio se realizó un ensayo Esclerométrico al pabellón de la UPSE extensión Manglaralto detallado a continuación:

Anexo 3

Ensayo Esclerométrico en columnas de planta alta y baja

COLUMNAS: PLANTA BA JA-ALTA														Angulo de impacto 0°
	Impacto 1	Impacto 2	Impacto 3	Impacto 4	Impacto 5	Impacto 6	Impacto 7	Impacto 8	Impacto 9	Impacto 10	Impacto 11	Impacto 12	Impacto prom (R)	
Punto 1	33	40	32	34	33	34	31	30	30	28	31	28	32	238
Punto 2	31	32	28	31	27	29	33	36	30	26	37	30	31	220
Punto 3	35	33	29	33	32	32	35	36	31	35	31	34	33	250
Punto 4	32	30	24	24	28	24	32	29	28	27	28	24	28	180
Punto 5	30	24	29	28	28	27	27	27	24	27	29	27	28	180
Punto 6	28	36	34	36	33	34	37	37	39	38	33	29	35	280
Punto 7	32	28	32	28	29	30	21	29	26	22	27	30	26	158
Punto 8	31	35	33	31	31	31	36	38	34	30	35	33	33	250
Punto 9	30	31	33	31	33	32	37	36	33	36	32	31	32	238
Punto 10	30	25	39	29	27	27	23	29	29	27	34	32	27	165
Punto 11	31	33	27	33	32	31	31	33	29	25	33	31	32	238
Punto 12	38	27	33	37	37	31	37	39	34	37	33	35	36	290
Punto 13	23	27	30	23	19	25	19	24	33	27	28	25	25	140
Punto 14	45	35	33	38	26	30	37	31	33	29	29	32	32	238
													F'c en columnas del edificio	219

Anexo 4

Ensayo Esclerométrico en vigas de planta alta y baja

VIGAS: PLANTA BA JA-ALTA													Angulo de impacto 0°
	Impacto 1	Impacto 2	Impacto 3	Impacto 4	Impacto 5	Impacto 6	Impacto 7	Impacto 8	Impacto 9	Impacto 10	Impacto prom (R)		
Punto 1	36	38	41	36	34	45	39	38	38	31	37	245	
Punto 2	40	39	36	38	37	39	38	36	40	37	38	280	
Punto 3	38	40	41	38	41	41	39	41	42	41	40	295	
Punto 4	41	40	38	35	36	40	35	42	38	38	37	245	
Punto 5	35	40	37	36	34	37	36	40	41	39	32	170	
Punto 6	38	29	42	41	38	36	37	39	35	40	37	245	
Punto 7	39	38	34	40	36	45	31	37	31	40	35	218	
Punto 8	35	39	39	35	36	36	37	37	38	34	29	138	
Punto 9	33	34	38	38	37	37	39	43	33	34	36	230	
												F'c en vigas del edificio	230

Anexo 5

Ensayo Esclerométrico en la viga de un aula del pabellón UPSE extensión Manglaralto



Ensayos Del Laboratorio

Anexo 6

Relleno y compactado en los Cilindros



Anexo 7*Desenfofrado de cilindros y vigas***Anexo 8***Aplicación de la fibra de vidrio en el cilindro***Anexo 9***Vigas y cilindros con fibra de vidrio*

Anexo 8

Muestra ensayadas a compresión

**Anexo 9**

Muestra ensayada a flexión

