



# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

## **Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

**“MEJORAMIENTO DE LAS CONDICIONES ESTRUCTURALES EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO TECNOLOGÍA FRP (FIBER REINFORCED POLYMER)”**

### **PROYECTO DE GRADO**

Previo la obtención del Título de:

### **INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

**LISSETTE PAOLA CALDERÓN BENÍTEZ**

**DIEGO ADRIÁN DONOSO CAYETANO**

GUAYAQUIL – ECUADOR  
2017

## DEDICATORIA

Dedico este proyecto de graduación a las personas que han sido parte esencial en mi vida, a lo largo de este periodo de formación.

A mi familia, a quienes les debo mi fortaleza y me inspiran a superarme, a los que conocí en este arduo recorrido y que hicieron que esta aventura no sea aburrida.

Les debo mis alegrías, mis conocimientos y mis experiencias, las cuales formaron a la persona que soy hoy en día.

Lisette Paola Calderón Benítez

## DEDICATORIA

A mis padres y hermanos que fueron mi principal motivación.

A mis familiares, amigos y enamorada por ser partícipes de aquellos instantes importantes en mi vida.

A Dios por llenarme de bendiciones y permitirme compartir con las personas que quiero.

Diego Adrian Donoso Cayetano

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Ing. Daniel Toro por su colaboración valiosa. Al Ing. Carlos Burbano, Inga. Natividad García, Ing. Marcelo Jarrin e Ing. Miguel Chávez, PhD., por la orientación brindada en el desarrollo del proyecto.

A los profesores, a quienes les debemos nuestra formación académica al compartir sus conocimientos, ya que todo lo aprendido a lo largo de esta etapa fue gracias a ustedes.

Lissette Paola Calderón Benítez

Diego Adran Donoso Cayetano

# **TRIBUNAL DE PROYECTO**

---

**Ing. Miguel Ángel Chávez, Ph. D.**  
**DIRECTOR DEL MATERIA INTEGRADORA**

---

**MSc. Alby del Pilar Aguilar P.**  
**MIEMBRO EVALUADOR**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

"La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral".

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la ESPOL)

---

**Lisette Paola Calderón Benítez**

---

**Diego Adrian Donoso Cayetano**

## RESUMEN

El presente trabajo es proponer un sistema de reforzamiento con fibra de polímero (FRP) con el propósito de poder cumplir con las demandas de resistencias debido al cambio de uso del primer piso en un edificio de seis plantas. En particular se analizaron seis tipos de fibras como alternativas, sus características varían entre su módulo de elasticidad, esfuerzo ultimo y mínima deformación a la rotura ya sea de material de polímero basado en carbono, vidrio o platina de carbono. Los diseños de reforzamiento estructural se basaron siguiendo las normas ACI-440 y ACI-318 con el fin de poder seleccionar la opción más factible teniendo en cuenta aspectos importantes como el aumento de resistencia, numero de capas y el costo de la fibra por elemento estructural. En conclusión la alternativa adecuada para la edificación con un mejor desempeño presentado fue la tipo UHS (Ultra alta resistente) visto que sus cualidades y propiedades generan un reforzamiento aceptable en el aspecto económico y funcional, puesto que se obtuvo un incremento máximo de refuerzo a flexión de 31% en vigas secundarias, 29% en vigas principales, mayor al 100% en losas y dando aproximadamente 21% de ahorro económico en comparación a métodos de mejoramiento estructural tradicionales.

**Palabras clave:** Refuerzo a flexión, refuerzo a cortante, mejoramiento estructural, sistema FRP, fibra de carbono, fibra de vidrio.

## ABSTRACT

The present work is to propose a fiber-reinforced polymer system (FRP) with the purpose of meeting the demands of resistance due to the change of structural use of first floor in a six story building. In particular, six types of fiber were analyzed as alternatives, their characteristics change between their modulus of elasticity, ultimate stress and minimum breaking strain either polymer material based on carbon, glass or carbon platinum. The structural reinforcement designs were based on ACI-440 and ACI-318 standards in order to be able to select the most feasible option taking into consideration important aspects such as increase in strength, number of layers and the cost of fiber per structural element. In conclusion, the adequate alternative for the building with a better performance presented was the type UHS (Ultra High Strength) seeing as its qualities and properties generate an acceptable reinforcement in the economic and functional aspect, since it was obtained a maximum increase of flexural reinforcement of 31% in secondary beams, 29% in main beams, more than 100% in slabs and giving approximately 21% of economical savings compared to traditional structural improvement methods.

**Key words:** Flexural reinforcement, structural improvement, shear reinforcement, FRP system, carbon fiber, glass fiber.



# INDICE GENERAL

DEDICATORIA .....	II
DEDICATORIA .....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
TRIBUNAL DE PROYECTO .....	V
DECLARACIÓN EXPRESA.....	VI
RESUMEN.....	VII
ABSTRACT.....	VIII
INDICE GENERAL.....	IX
ABREVIATURAS .....	XX
SIMBOLOGIAS.....	XXI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XXIX
ÍNDICE DE TABLAS .....	XXXVI
<b>CAPITULO 1.....</b>	<b>1</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Descripción del problema .....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.2.1 Objetivo General.....	2
1.2.2 Objetivos Específicos .....	2
1.3 Justificación.....	3

<b>CAPITULO 2.....</b>	<b>5</b>
<b>DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO.....</b>	<b>5</b>
2.1 Aspecto físico .....	6
2.2 Aspectos Naturales .....	9
2.2.1 Topografía .....	10
2.2.2 Geología .....	12
2.3 Aspecto Poblacional .....	13
2.3.1 Habitantes.....	13
2.3.2 Hoteles.....	13
2.3.3 Centros Comerciales .....	13
<b>CAPITULO 3.....</b>	<b>14</b>
<b>PREDIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA POR</b>	
<b>MÉTODO TRADICIONAL.....</b>	<b>14</b>
3.1 Descripción general del edificio.....	15
3.1.1 Características de los materiales .....	16
3.1.2 Tipo de suelo. ....	17
3.1.3 Software para el modelado, análisis del diseño original. ....	17
3.2 Predimensionamiento de losa .....	17
3.3 Cargas aplicadas.....	18
3.3.1 Carga Viva .....	18
3.3.2 Carga Muerta.....	19

3.3.3 Cargas unitarias por piso.....	20
3.4 Revisión de irregularidades en planta y elevación.....	20
3.5 Predimensionamiento de columnas .....	22
3.5.1 Reducción de sobrecarga para cubierta .....	22
3.5.2 Reducción de sobrecarga para pisos 2-5 .....	24
3.5.3 Reducción de sobrecarga para piso 1 .....	25
3.6 Fuerzas sísmicas .....	28
3.6.1 Espectro de Diseño .....	28
3.6.2 Periodo fundamental de la estructura .....	31
3.6.3 Estimación de peso sísmico (W).....	32
3.6.4 Coeficiente Sísmico Cs.....	33
3.6.5 Cortante Basal Sísmico .....	34
3.6.6 Distribución vertical de fuerzas sísmicas .....	34
3.6.7 Combinación de cargas .....	36
3.7 Predimensionamiento de vigas secundarias.....	38
3.7.1 Cubierta .....	38
3.7.2 Vigas secundarias: Piso 2-6 .....	41
3.7.3 Vigas secundarias: Piso 1.....	43
3.8 Predimensionamiento de vigas Principales.....	46
3.9 Análisis de derivas .....	47
3.10 Diseño estructural de la losa .....	52

3.10.1 Determinación de momentos de flexión.....	52
3.10.2 Verificación del cortante.....	54
3.11 Diseño estructural de vigas .....	57
3.11.1 Revisión de dimensión de secciones.....	58
3.11.2 Consideraciones para el refuerzo requerido a flexión.....	61
3.11.3 Refuerzo requerido a flexión en vigas, planta primera.....	62
3.11.4 Refuerzo requerido a flexión en vigas, segunda planta .....	66
3.11.5 Refuerzo requerido a flexión en vigas, tercera planta.....	71
3.11.6 Refuerzo requerido a flexión en vigas, cuarta planta .....	74
3.11.7 Refuerzo requerido a flexión en vigas, quinta planta .....	77
3.11.8 Refuerzo requerido a flexión en vigas, terraza o sexta planta ....	80
3.11.9 Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión .....	84
3.11.10 Refuerzo al cortante.....	85
3.12 Diseño estructural de Columnas. ....	92
3.12.1 Revisión de dimensión de secciones.....	92
3.12.2 Determinación del refuerzo longitudinal requerido.....	93
3.12.3 Criterio columna fuerte viga débil .....	96
3.12.4 Determinación del refuerzo transversal. ....	99
3.12.5 Refuerzo transversal para cortante.....	101
<b>CAPITULO 4.....</b>	<b>104</b>
<b>DISEÑO DE LA CIMENTACION CON PILOTES .....</b>	<b>104</b>
4.1 Selección de la cimentación más adecuada.....	105

4.1.1 Cargas. ....	105
4.1.2 Condiciones del subsuelo. ....	105
4.1.3 Procedimiento constructivo. ....	105
4.2 Estudio de suelo. ....	105
4.2.1 Características estratigráficas del subsuelo. ....	107
4.3 Caracterización geotecnia. ....	109
4.3.1 Capacidad de carga del suelo. ....	109
4.3.2 Determinación de la carga soportada por la fricción superficial de los lados del pilote, $Q_s$ . ....	110
4.3.3 Determinación de la carga soportada en la punta del pilote, $Q_p$ . ....	113
4.3.4 Determinación de la carga ultima y carga admisible. ....	114
4.4 Diseño estructural del pilote. ....	114
4.5 Diseño encepado o cabezal. ....	116
4.5.1 Determinar número de pilotes en el encepado. ....	117
4.5.2 Distribución de pilotes en el encepado. ....	117
4.5.3 Determinación de cargas producidas en los pilotes. ....	120
4.5.4 Chequeo del peralte por medio de la fuerza a cortante. ....	122
4.5.5 Chequeo al cortante por punzonamiento. ....	123
4.5.6 Acero de refuerzo en la parte inferior del cabezal. ....	124
4.5.7 Acero de refuerzo en la parte superior del cabezal. ....	125
4.6 Diseño de vigas de atado. ....	127

<b>CAPITULO 5.....</b>	<b>129</b>
<b>SISTEMAS FIBER REINFORCED POLYMER (FRP).....</b>	<b>129</b>
5.1 Materiales.....	130
5.1.1 Primer o imprimador primario .....	130
5.1.2 Pasta o regularizador de superficie .....	130
5.1.3 Saturante .....	131
5.1.4 Refuerzo de fibras .....	131
5.2 Utilización del sistema FRP.....	133
5.2.1 Incremento de cargas .....	133
5.2.2 Daños de los elementos estructurales.....	133
5.2.3 Mejora de la capacidad portante de la estructura .....	134
5.2.4 Errores de diseño .....	134
5.3 Disponibilidad de sistemas FRP con adherencia externa.....	134
5.3.1 Sistemas de preparación húmeda .....	134
5.3.2 Sistemas Preimpregnados.....	135
5.4 Inserción de barras o láminas dentro de la sección .....	135
5.4.1 Sistemas montados en superficie (NSM).....	136
5.5 Propiedades .....	136
5.5.1 Propiedades físicas .....	136
5.5.2 Recubrimiento.....	136
5.5.3 Propiedades mecánicas.....	136

5.6 Propiedades adquiridas con la orientación de las fibras.....	138
5.6.1 Unidireccionales. ....	139
5.6.2 Bidireccionales.....	139
5.7 Procedimiento de instalación.....	140
5.8 Consideraciones ambientales. ....	140
5.9 Comportamiento dependiente del tiempo y durabilidad.....	141
5.9.1 Fibras de carbono.....	142
5.9.2 Fibras de aramida.....	142
5.9.3 Las fibras de vidrio.....	142
5.10 Almacenamiento y Manipulación del FRP. ....	142
5.10.1 Almacenamiento. ....	142
5.10.2 Manipulación.....	143
5.11 Protección temporal.....	143
5.12 Mantenimiento y reparación de los FRP.....	144
5.12.1 Reparación del sistema de refuerzo .....	144
<b>CAPITULO 6.....</b>	<b>145</b>
<b>Criterios utilizados para la propuesta de diseño. ....</b>	<b>145</b>
6.1 Características de la estructura mejorada .....	146
6.2 Aumento de carga viva.....	146
6.3 Distribución de cargas para los elementos.....	147

6.4 Alternativas de diseño .....	149
6.4.1 Fibras para propósito general (GP). .....	149
6.4.2 Fibras de alta resistencia (HS).....	150
6.4.3 Fibras de ultra alta resistencia (UHS). .....	151
6.4.4 Fibra de ultra alto módulo elástico (UHM).....	152
6.4.5 Fibras de vidrio-E.....	152
6.4.6 Platinas tipo S.....	153
6.5 Restricciones.....	154
6.5.1 Debilidad al fuego .....	154
6.5.2 Mano de obra especializada.....	154
6.5.1 Costos altos.....	155
6.5.2 Acción de eventos naturales.....	155
<b>CAPITULO 7.....</b>	<b>156</b>
<b>REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL SISTEMA FRP Y</b>	
<b>SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA.....</b>	<b>156</b>
7.1 Cálculos generales de diseño. ....	157
7.1.1 Límites de resistencia. ....	157
7.1.2 Propiedades del material ante condiciones ambientales. ....	159
7.2 Mejoramiento estructural en las Vigas principales. ....	160
7.2.1 Determinación de refuerzo FRP requerido a flexión. ....	163
7.2.2 Serviciabilidad y límite de ruptura por creep y fatiga. ....	178
7.2.3 Longitud de desarrollo del refuerzo FRP. ....	180



7.2.4 Determinación de refuerzo requerido a cortante.....	183
7.3 Mejoramiento estructural en vigas secundarias. ....	187
7.3.1 Determinación de refuerzo FRP requerido a flexión. ....	189
7.3.2 Serviciabilidad y límite de ruptura por creep y fatiga. ....	195
7.3.3 Longitud de desarrollo del refuerzo FRP. ....	196
7.3.4 Determinación de refuerzo requerido a cortante.....	197
7.4 Mejoramiento estructural en losa nervada.....	197
7.4.1 Determinación de refuerzo FRP requerido a flexión. ....	199
7.4.2 Serviciabilidad y límite de ruptura por creep y fatiga. ....	205
7.4.3 Longitud de desarrollo del refuerzo FRP. ....	206
7.5 Refuerzo de columna no circular por aumento de carga axial.....	208
7.5.1 Diseño para establecer el número de láminas de refuerzo.....	211
7.5.2 Diseño para reforzamiento en columnas no circulares.....	217
7.6 Mejoramiento estructural de la cimentación. ....	239
7.7 Selección de la alternativa.....	241
7.7.1 Vigas principales, secundarias y Losa.....	242
7.7.2 Columnas.....	245
<b>CAPITULO 8.....</b>	<b>246</b>
<b>DIRECTRICES, ESPECIFICACIONES Y EXIGENCIAS. ....</b>	<b>246</b>
8.1 Directrices para seleccionar el tipo de fibra.....	247
8.2 Especificaciones.....	248

8.3 Exigencias para los fabricantes de los sistemas compuestos de polímeros.....	248
8.4 Exigencia para los instaladores del sistema.....	249
<b>CAPITULO 9.....</b>	<b>250</b>
<b>ESTUDIO Y PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.....</b>	<b>250</b>
9.1 Antecedentes .....	251
9.2 Objetivos .....	251
9.2.1 Objetivo General.....	251
9.2.2 Objetivos Específicos .....	251
9.3 Descripción de Materiales, equipos y accesorios a instalar. ....	252
9.3.1 Mortero estructural.....	252
9.3.2 Resinas.....	252
9.3.3 Fibras.....	252
9.3.4 Revestimiento protector.....	252
9.4 Requerimiento de personal. ....	252
9.5 Fases del proceso .....	253
9.5.1 Preparación del sustrato.....	253
9.5.2 Aplicación .....	253
9.6 Principales impactos ambientales: Evaluación ambiental .....	253
9.6.1 Matriz de Valoración de Impacto Ambiental.....	255
9.6.2 Rango de significancia de la matriz de V.I.A.....	256

9.7 Protección personal para los trabajadores .....	257
9.8 Afectaciones al suelo.....	258
<b>CAPITULO 10.....</b>	<b>259</b>
<b>Presupuesto Referencial.....</b>	<b>259</b>
10.1 Estimación del presupuesto. ....	260
<b>CAPITULO 11.....</b>	<b>263</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>263</b>
11.1 Conclusiones.....	264
11.2 Recomendaciones.....	265
<b>ANEXOS</b>	
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS</b>	

## **ABREVIATURAS**

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
FEMA	Federal Emergency Management Agency
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
PCRM	Pórticos de concreto resistentes a momentos
SUCS	Sistema Unificado de clasificación de suelos
USGS	U.S. Geological Survey

## SIMBOLOGIAS.

$A_f$	Área total de la fibra contenida en el laminado de FRP ( $\text{mm}^2$ )
$A_{fv}$	Área total de una tira de refuerzo FRP transversal ( $\text{mm}^2$ ).
$A_g$	Área gruesa de la sección del concreto de la columna $\text{in.}^2$ ( $\text{mm}^2$ )
$A_{s \text{ min}}$	Acero de refuerzo mínimo.
$A'_s$	Área del acero a compresión ( $\text{mm}^2$ )
$A_s$	Área del acero de refuerzo longitudinal a tensión, $\text{in}^2$ ( $\text{mm}^2$ ).
$A_{si}$	Área de la $i$ -ésima capa del acero de refuerzo longitudinal a tensión, $\text{in}^2$ . ( $\text{mm}^2$ ).
$A_{st}$	Área total del refuerzo longitudinal $\text{in.}^2$ ( $\text{mm}^2$ )
$b$	Ancho del a cara en compresión del elemento (mm).
$c$	Distancia al eje neutro desde la fibra a compresión extrema (mm)
$C_E$	Factor de reducción de la resistencia a la tensión para un FRP sometido a condiciones ambientales.
$C_u$	Resistencia cortante no drenada media
$D$	Diámetro del pilote
$d$	Distancia de fibra de compresión extrema al centroide del acero a tensión, mm.
$d_f$	Peralte efectivo del refuerzo de flexión de FRP. (mm)

$d_{fv}$	Profundidad efectiva del refuerzo FRP a cortante considerando únicamente áreas suficientemente adheridas (mm).
$d_i$	Distancia desde el centroide de la i-ésima capa de longitud refuerzo de acero al centroide geométrico de sección transversal, pulg. (mm)
$E_2$	Pendiente de la porción lineal del modelo tensión-deformación para hormigón confinado en FRP, psi (MPa)
$E_c$	Modulo de elasticidad del concreto (MPa)
$E_f$	El módulo de elasticidad de tracción de FRP (MPa)
$E_s$	Modulo de elasticidad del acero estructural (MPa)
$f'_c$	Resistencia a la compresión del hormigón MPa
$f'_{co}$	Resistencia a la compresión del hormigón no confinado; también igual a $0,85 f'_c$ , psi (MPa)
$f'_{cc}$	Resistencia a compresión nominal del concreto confinado (MPa).
$f_{f,s}$	Esfuerzo de la fibra FRP causado por un momento elástico del miembro (MPa),
$f_{fe}$	Esfuerzo efectivo en el FRP considerando la deformación efectiva en el refuerzo del FRP alcanzada en el fallo de la sección. (MPa)
$f_{fu}$	Resistencia máxima a la tracción del diseño de FRP, psi (MPa)
$f_l$	Corresponde a la presión de confinamiento máxima

$f_r$	Módulo de rotura del concreto
$f_s$	Esfuerzo del acero de refuerzo. (MPa)
FS	Factor de seguridad
$f_{s,s}$	Esfuerzo de tensión del acero de refuerzo a cargas de servicio. (MPa)
$f_{si}$	Esfuerzo en la i-ésima capa del acero de refuerzo longitudinal, psi (MPa)
$f_y$	Resistencia especificada a la fluencia del acero MPA
h	Altura total de la sección y distancia al refuerzo de FRP a flexión
$I_{cr}$	Momento de inercia de la sección agrietada transformada del hormigón ( $mm^4$ ).
K	Coefficiente efectivo de presión de tierra. (Cimentacion)
K	Relación entre la profundidad del eje neutro y la profundidad del refuerzo medido a partir de la fibra de compresión extrema. (Estructura)
$k_1$	Multiplicador de la longitud de adhesión efectiva en que se basa la resistencia del concreto.
$k_2$	Multiplicador de la longitud de adhesión efectiva en que se basa la configuración de envoltura.
$k_v$	Coefficiente de reducción de enlace
L'	Profundidad donde la fricción superficial unitaria es constante.
$L_e$	Longitud de adhesión efectiva de la tira de FRP (mm).

$I_n$	Claro, luz libre de la viga (mm)
$M_{DL}$	Momento por carga muerta KN-m
$M_n$	Momento nominal resistente. (N.mm).
$M_{nb}$	Momento resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.
$M_{nc}$	Momento nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluado en las caras del nudo.
$M_{nf}$	Contribución del refuerzo del FRP a la resistencia a la flexión (N.mm).
$M_{ns}$	Contribución del acero a la resistencia a la flexión, in. lb (N.mm)
$M_s$	Momento de servicio en la sección, in.lb (N.mm).
$M_u$	Momento ultimo de diseño (combinaciones). (N.mm)
$n$	Número de capas de refuerzo de FRP
$N_u$	Carga axial mínima.
$\phi M_n$	Momento resistente de diseño. (N.mm).
$\phi$	Factor de reducción de fuerza.
$P$	Perímetro de la sección del pilote.
$P_a$	Presión atmosférica.
$P_n$	Fuerza nominal de carga axial a compresión en la sección de la columna de, lb (N)
$Q_{adm}$	Carga admisible a soportar.
$q_l$	Resistencia unitaria de punta limite.



$Q_p$	Carga soportada en la punta del pilote.
$q_{pilote}$	Capacidad de carga de los pilotes
$Q_s$	Carga soportada por la fricción superficial de los lados del pilote.
$q_u$	Carga mayorada por ancho efectivo de losa.
$Q_u$	Carga ultima soportada por el suelo.
$S_f$	Separación entre las tiras de refuerzo FRP a cortante. Si se emplea un refuerzo continuo, la separación entre las tiras debe ser igual al ancho de la tira, $w_f$ (mm).
$t_f$	Espesor nominal de una capa de refuerzo de FRP(mm)
$V_c$	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
$V_{EQ}$	Cortante por sismo
$V_f$	Resistencia al esfuerzo cortante del refuerzo FRP transversal.
$V_g$	Cortante gravitacional
$V_n$	Resistencia al esfuerzo cortante (nominal) de una sección dada
VPX	Viga principal en eje X
VPY	Viga principal en eje Y
$V_s$	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el acero
VS	Viga secundaria
$W_f$	Ancho de las capas de refuerzo de FRP (mm)

$y_t$	Coordenada vertical dentro de la región a compresión medida desde la abscisa neutra, correspondiente a la deformación de transición $\epsilon'_t$ . (mm).
$\alpha$	Factor empírico de adhesión.
$\alpha_1$	Coeficiente Multiplicador de la resistencia a la compresión del hormigón para determinar la intensidad equivalente de la distribución de esfuerzos rectangulares para el hormigón.
$\beta_1$	Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
$\delta'$	Angulo de fricción suelo-pilote ( $0.8*\phi$ )
$\epsilon'_c$	Máxima deformación del hormigón no confinado (mm/mm); Puede ser tomado como 0,002. Correspondiente a $f'_c$
$\epsilon'_t$	Deformación de transición en la curva FRP esfuerzo-deformación del concreto encamisado. (mm/mm)
$\epsilon_{bi}$	Nivel de deformación en sustrato de hormigón al momento de la instalación del FRP. (mm / mm)
$\epsilon_c$	Deformación unitaria del concreto. (mm / mm)
$\epsilon_{ccu}$	Máxima compresión axial de hormigón correspondiente a 0,85 $f'_{cc}$ en el miembro confinado a restaurarse su resistencia a la compresión, o máxima compresión axial de hormigón correspondiente al fallo en un miembro confinado.

$\epsilon_{cu}$	Deformación axial ultima del concreto no confinado correspondiente a $f'_{co}$ o máxima deformación utilizable de hormigón no confinado. (mm / mm), que puede ocurrir a $0.85 f'_c$ o 0.003,
$\epsilon_f$	Deformación de la camisa de FRP en dirección de la orientación de la fibra (mm/mm)
$\epsilon_{fd}$	Deformación de diseño de la fibra FRP considerando el modo de falla por desprendimiento. (mm / mm)
$\epsilon_{fe}$	Deformación efectiva en el refuerzo del FRP alcanzada en el fallo de la sección. (mm / mm)
$\epsilon_{fu}$	Deformación de diseño a la rotura del refuerzo de FRP (mm/mm)
$\epsilon_{fu}^*$	Deformación ultima a la ruptura del refuerzo FRP (mm/mm)
$\epsilon_s$	Deformación a tensión en el acero de refuerzo. (mm / mm)
$\epsilon_{sy}$	Deformación correspondiente a fluencia en el acero de refuerzo longitudinal (mm/mm).
$\rho_f$	Relación de refuerzo de FRP.
$\rho_s$	Relación de refuerzo no pretensado.
$\sigma'_o$	Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad $L'$ o $L$ .
$\sigma'_o$	Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento.
$\Psi_f$	Factor de reducción de la fuerza de FRP.



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Mapa geográfico del sector.....	6
Figura 2.2. Mapa geográfico del sector.....	7
Figura 2.3. Ubicación del área de estudio.....	7
Figura 2.4. Mapa geográfico del sector.....	8
Figura 2.5. Ubicación del edificio clínico. ....	8
Figura 2.6. Av. Juan Tanca Marengo, alternativa 1 de acceso al área de estudio, vista hacia el edificio NOBYS .....	9
Figura 2.7. Av. De las Américas, alternativa 2 de acceso al área de estudio, entrando a la vía Joaquín José Orrantía Gonzales.....	9
Figura 2.8. Altitudes del sector.....	10
Figura 2.9. Vista satelital del lugar de la obra. ....	11
Figura 2.10 Vista lateral del sitio. ....	11
Figura 2.11. Planimetría del terreno para la obra. Área Total 2112m2. ....	12
Figura 2.12. Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio. ....	12
Figura 3.1. Planta Tipo.....	15
Figura 3.2. Pórticos en dirección Y .....	15
Figura 3.3. Pórticos en dirección X .....	16
Figura 3.4 Losa por m2.....	18
Figura 3.5. Configuraciones estructurales recomendadas.....	21
Figura 3.6. Irregularidades más comunes en estructuras.....	21

Figura 3.7. Área tributaria de cada columna. ....	26
Figura 3.8. Secciones de columnas en Sap 2000.....	28
Figura 3.9. Espectro Elástico e inelástico de diseño.....	31
Figura 3.10. Cargas muertas en vigas. ....	36
Figura 3.11. Cargas vivas en vigas.....	37
Figura 3.12. Secciones de columnas. ....	37
Figura 3.13. Vigas Principales en X y Y.....	47
Figura 3.14. Vista en planta de la edificación y sus nodos de excentricidad accidental en planta. ....	48
Figura 3.15. Fuerzas Sísmicas dirección X. ....	48
Figura 3.16. Fuerzas Sísmicas dirección Y. ....	49
Figura 3.17 Vista transversal de la losa en una dirección.....	52
Figura 3.18 Momentos aproximados dados por el ACI en losas.....	52
Figura 3.19 Cortantes aproximados dados por el ACI en losas.....	55
Figura 3.20 Detalle nervio de losa piso 1.....	56
Figura 3.21 Detalle nervio de losa piso 2 al 5 y terraza. ....	56
Figura 3.22 Sección viga secundaria planta primera. ....	65
Figura 3.23 Sección viga principal en X (VPX) planta primera.....	65
Figura 3.24 Sección viga principal en Y (VPY) planta primera.....	66
Figura 3.25 Sección viga secundaria segunda planta, tercera, cuarta y quinta. ....	69
Figura 3.26 Sección viga principal en X (VPX) segunda planta.....	70

Figura 3.27 Sección viga principal en Y (VPY) segunda planta.....	70
Figura 3.28 Sección viga principal en X (VPX) tercera planta.....	73
Figura 3.29 Sección viga principal en Y (VPY) tercera planta.....	73
Figura 3.30 Sección viga principal en X (VPX) cuarta planta.....	76
Figura 3.31 Sección viga principal en Y (VPY) cuarta planta.....	76
Figura 3.32 Sección viga principal en X (VPX) quinta planta.....	79
Figura 3.33 Sección viga principal en Y (VPY) quinta planta.....	79
Figura 3.34 Sección viga secundaria planta terraza o sexta planta. ....	83
Figura 3.35 Sección viga principal en X (VPX) planta terraza o sexta planta. .....	83
Figura 3.36 Sección viga principal en Y (VPY) terraza o sexta planta. ....	83
Figura 3.37 Sección viga principal en Y (VPY) planta primera.....	92
Figura 3.38 Cuantías obtenidas por SAP2000 en un eje de la columna.....	94
Figura 3.39 Sección de columna planta primera.....	96
Figura 3.40 Detalle de columna planta primera. ....	100
Figura 3.41 Cortante para columnas.....	102
Figura 4.1 Ubicación del estudio de suelo y distancia hasta el lugar de la obra.....	106
Figura 4.2. Ubicación de las perforaciones en el área.....	107
Figura 4.3 Hoja Estratigráfica para la perforación No. 3 .....	108
Figura 4.4 Pilotes en carga por punta a) y b); pilotes con carga de fricción c). .....	109

Figura 4.5 Variación de los valores máximos de $Nq^*$ con el Angulo de fricción del suelo. ....	113
Figura 4.6 Detalle transversal del pilote. ....	116
Figura 4.7 Distribución de los pilotes en columnas interiores. ....	118
Figura 4.8 Distribución de los pilotes en columnas exteriores y esquineras. ....	118
Figura 4.9 Detalle estructural cabezal en planta de la columna interior. ....	126
Figura 4.10 Detalle estructural cabezal en corte de la columna interior. ....	126
Figura 4.11 Detalle de viga de atado. ....	128
Figura 5.1. Componentes de un sistema FRP .....	131
Figura 5.2. Tipo de fibras de carbono. ....	132
Figura 5.3. Laminas adheridas externamente. ....	134
Figura 5.4. Barras adheridas a la sección. ....	135
Figura 5.5. Densidades y curvas tensión - deformación, para fibras sintéticas y acero de armado pretensado. ....	137
Figura 5.6. Marcas de diferentes tipos de fibra. ....	138
Figura 5.7 Tejidos comunes. ....	140
Figura 5.8 Instalación del sistema de refuerzo .....	140
Figura 6.1 Carga viva asignada a vigas principales en eje Y (Interiores). ..	148
Figura 6.2 Carga viva asignada a las vigas secundarias .....	148
Figura 6.3 Aumento de carga viva en el primer piso. ....	149



Figura 7.1 Resistencia a la compresión del hormigón de agregados silíceos a temperaturas elevadas. ....	158
Figura 7.2 Resistencia a la compresión del hormigón de agregados de carbonatos a temperaturas elevadas. ....	159
Figura 7.3 Momentos últimos resultado del análisis del SAP2000. ....	161
Figura 7.4 Deformaciones internas y distribución de esfuerzos para una sección rectangular sometida a flexión en estados limite último. ....	163
Figura 7.5 Longitud de desarrollo para viga simplemente apoyada (izquierda) y viga continua (derecha). ....	182
Figura 7.6 Diagrama de cortante de mitad de la viga. ....	184
Figura 7.7 Momentos últimos resultado del análisis del SAP2000 para vigas secundarias. ....	188
Figura 7.8. Sección transversal de columna tipo del piso 1 .....	208
Figura 7.9. Columna crítica del piso 1 .....	209
Figura 7.10. Curva de interacción .....	210
Figura 7.11. Comportamiento esquemático Esfuerzo-deformación de una columna. ....	213
Figura 7.12. Sección transversal circular equivalente. ....	215
Figura 7.13. Diagrama de interacción de columnas. ....	218
Figura 7.14. Curva de interacción de columnas sin refuerzo FRP .....	219
Figura 7.15. Modelo de esfuerzo-deformación para concreto encamisado con FRP, basado en teoría de Lam y Teng .....	221

Figura 7.16. Distribución de deformaciones para Punto B sometido a tenso-compresión. ....	225
Figura 7.17. Distribución de esfuerzos en cada capa de acero longitudinal en Punto B. ....	225
Figura 7.18. Distribución de deformaciones en Punto C. Tensión Pura.....	230
Figura 7.19. Distribución de esfuerzos en Punto C.....	230
Figura 7.20. Curva de capacidad de columna reforzada y sin sistema FRP. ....	232
Figura 7.21. Distribución de deformación y esfuerzos de la fibra FIBRAS TIPO E en Punto B. ....	237
Figura 7.22. Distribución de deformación y esfuerzos de la fibra FIBRAS TIPO E en Punto C .....	237
Figura 7.23. Curva de capacidad de columna reforzada y sin sistema FRP. ....	237
Figura 7.24. Distribución de deformación y esfuerzos de la fibra tipo UHM en Punto B .....	238
Figura 7.25. Distribución de deformación y esfuerzos de la fibra tipo UHM en Punto C.....	238
Figura 7.26. Curva de capacidad de columna reforzada y sin sistema FRP. ....	239
Figura 7.27 Cargas últimas críticas transmitidas por la estructura.....	240

Figura 7.28 Porcentaje de incremento de resistencia nominal de la fibra en vigas. ....	242
Figura 7.29 Número máximo de capas en cada elemento.....	243

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla I.</b> Principal formación geológica presente en la Parroquia Tarqui, en el sector.....	13
<b>Tabla II.</b> Propiedades del suelo .....	17
<b>Tabla III.</b> Espesor de losa nervada según ACI (Tabla 9.5c).....	17
<b>Tabla IV.</b> Peso de losa nervada.....	18
<b>Tabla V.</b> Carga Viva según NEC-SE-CG-cargas no sísmicas.....	19
<b>Tabla VI.</b> Estimación de peso propio muerto (WPP) .....	19
<b>Tabla VII.</b> Estimación de cargas muertas para entrepisos .....	19
<b>Tabla VIII.</b> Estimación de cargas muertas para cubierta .....	20
<b>Tabla IX.</b> Factor de reducción de sobrecargas.....	22
<b>Tabla X.</b> Factor de reducción de sobrecargas.....	22
<b>Tabla XI.</b> Áreas tributarias de columnas.....	23
<b>Tabla XII.</b> Sobrecarga reducida de columnas de cubierta.....	23
<b>Tabla XIII.</b> Sobrecarga de columnas piso 2-5.....	24
<b>Tabla XIV.</b> Reducción de cargas vivas para columnas ( $T/m^2$ ).....	25
<b>Tabla XV.</b> Valores de $\alpha$ .....	26
<b>Tabla XVI.</b> Tabla de Predimensionamiento .....	26
<b>Tabla XVII.</b> Predimensionamiento Final .....	27
<b>Tabla XVIII.</b> Consideraciones para el análisis sísmico .....	29

<b>Tabla XIX.</b> Espectro Elástico .....	29
<b>Tabla XX.</b> Espectro Elástico e Inelástico de respuesta .....	30
<b>Tabla XXI.</b> Valores de $C_t$ y $\alpha$ . .....	32
<b>Tabla XXII.</b> Longitud y número de vanos de la estructura .....	32
<b>Tabla XXIII.</b> Peso sísmico por piso (1-5) .....	33
<b>Tabla XXIV.</b> Peso sísmico por piso (Cubierta).....	33
<b>Tabla XXV.</b> Valores de K. ....	34
<b>Tabla XXVI.</b> Distribución vertical por piso de fuerzas sísmicas. (Dirección x, y).....	35
<b>Tabla XXVII.</b> Combinaciones de Cargas. ....	37
<b>Tabla XXVIII.</b> Resumen de vigas secundarias por piso.....	46
<b>Tabla XXIX.</b> Resumen de vigas secundarias por piso.....	46
<b>Tabla XXX.</b> Secciones de vigas.....	47
<b>Tabla XXXI.</b> Secciones agrietadas según NEC 2015. ....	49
<b>Tabla XXXII.</b> Derivas máximas por piso (Dirección x) .....	50
<b>Tabla XXXIII.</b> Derivas máximas por piso (Dirección Y).....	50
<b>Tabla XXXIV.</b> Índice de estabilidad de piso (Dirección X) .....	50
<b>Tabla XXXV.</b> Continuación de Tabla XXXIV.....	51
<b>Tabla XXXVI.</b> Índice de estabilidad de piso (Dirección Y) .....	51
<b>Tabla XXXVII.</b> Continuación de Tabla XXXVI.....	51
<b>Tabla XXXVIII.</b> Cargas últimas .....	53
<b>Tabla XXXIX.</b> Momentos máximos. ....	53

<b>Tabla XL.</b> Acero de refuerzo en losa. ....	54
<b>Tabla XLI.</b> Acero de refuerzo en losa. ....	55
<b>Tabla XLII.</b> Dimensiones de vigas secundarias. ....	57
<b>Tabla XLIII.</b> Dimensiones vigas principales en eje X (VPX) .....	57
<b>Tabla XLIV.</b> Dimensiones vigas principales en eje Y (VPY) .....	57
<b>Tabla XLV.</b> Comprobación de luz libre para vigas secundarias. ....	58
<b>Tabla XLVI.</b> Comprobación de luz libre para vigas principales VPX. ....	58
<b>Tabla XLVII.</b> Comprobación de luz libre para vigas principales VPY. ....	59
<b>Tabla XLVIII.</b> Comprobación del ancho del elemento para vigas secundarias. .....	59
<b>Tabla XLIX.</b> Comprobación del ancho del elemento para vigas principales VPX.....	59
<b>Tabla L.</b> Comprobación del ancho del elemento para vigas principales VPY. .....	60
<b>Tabla LI.</b> Comprobación del ancho del elemento para vigas principales VPY y VPX.....	60
<b>Tabla LII.</b> Acero de refuerzo para viga secundaria de planta primera. ....	62
<b>Tabla LII.a</b> Continuación Tabla LII.....	62
<b>Tabla LIII.</b> Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de planta primera.....	62
<b>Tabla LIII.a</b> Continuación Tabla LIII.....	63

<b>Tabla LIV.</b> Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de planta primera.....	64
<b>Tabla LIV.a</b> Continuación de Tabla LIV.....	64
<b>Tabla LV.</b> Acero de refuerzo para viga secundaria de segunda planta, tercera, cuarta y quinta. ....	66
<b>Tabla LV.a</b> Continuación Tabla LV.....	67
<b>Tabla LVI.</b> Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de segunda planta. ....	67
<b>Tabla LVI.a</b> Continuación Tabla LVI.....	68
<b>Tabla LVII.</b> Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de segunda planta. ....	68
<b>Tabla LVII.a</b> Continuación Tabla LVII.....	69
<b>Tabla LVIII.</b> Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de tercera planta. ....	71
<b>Tabla LVIII.a</b> Continuación Tabla LVIII.....	71
<b>Tabla LIX.</b> Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de tercera planta. ....	72
<b>Tabla LIX.a</b> Continuación Tabla LIX.....	72
<b>Tabla LX.</b> Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de cuarta planta. ....	74
<b>Tabla LX.a</b> Continuación Tabla LX.....	74

<b>Tabla LXI.</b> Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de cuarta planta. .....	75
<b>Tabla LXI.a</b> Continuacion de Tabla LXI.....	75
<b>Tabla LXII.</b> Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de quinta planta. ....	77
<b>Tabla LXII.a</b> Continuación Tabla LXII.....	77
<b>Tabla LXIII.</b> Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de quinta planta. ....	78
<b>Tabla LXIII.a</b> Continuación Tabla LXIII.....	78
<b>Tabla LXIV.</b> Acero de refuerzo para viga secundaria de terraza o sexta planta. ....	80
<b>Tabla LXIV.a</b> Continuación de Tabla LXIV. ....	80
<b>Tabla LXV.</b> Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de terraza o sexta planta.....	80
<b>Tabla LXV.a</b> Continuación Tabla LXV. ....	81
<b>Tabla LXVI.</b> Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de terraza o sexta planta.....	81
<b>Tabla LXVI.a</b> Continuación Tabla LXVI. ....	82
<b>Tabla LXVII.</b> Longitud de anclaje requerida para todos los pisos.....	84
<b>Tabla LXVIII.</b> Momento probable y fuerza de cortante de diseño en vigas principales en eje X (VPX). ....	86



<b>Tabla LXXIX.</b> Momento probable y fuerza de cortante de diseño en vigas principales en eje Y (VPY). .....	86
<b>Tabla LXX.</b> Revisión de Vs en vigas principales en eje X (VPX).....	87
<b>Tabla LXXI.</b> Revisión de Vs en vigas principales en eje Y (VPY).....	87
<b>Tabla LXXII.</b> Revisión de Vs en vigas secundarias (VS). .....	88
<b>Tabla LXXIII.</b> Espaciamiento de estribos en vigas secundarias (VS).....	89
<b>Tabla LXXIV.</b> Espaciamiento de estribos en vigas principales en eje X (VPX). .....	89
<b>Tabla LXXV.</b> Espaciamiento de estribos en vigas principales en eje Y (VPY). .....	90
<b>Tabla LXXVI.</b> Longitud de áreas plásticas y traslape en vigas secundarias (VS).....	91
<b>Tabla LXXVII.</b> Longitud de áreas plásticas y traslape en vigas principales en X (VPX).....	91
<b>Tabla LXXVIII.</b> Longitud de áreas plásticas y traslape en vigas principales en Y (VPY).....	91
<b>Tabla LXXIX.</b> Secciones de las columnas.....	93
<b>Tabla LXXX.</b> Revisión de secciones de las columnas.....	93
<b>Tabla LXXXI.</b> Refuerzo longitudinal de columnas interiores.....	95
<b>Tabla LXXXII.</b> Refuerzo longitudinal de columnas exteriores y esquineras.	95
<b>Tabla LXXXIII.</b> Momentos nominales en nodos de entre columnas interiores de cada piso en el eje Y.....	97

<b>Tabla LXXXIV.</b> Verificación de criterio para columnas interiores en el eje Y.	97
<b>Tabla LXXXV.</b> Momentos nominales en nodos de entre columnas interiores de cada piso en el eje X.....	97
<b>Tabla LXXXVI.</b> Verificación de criterio para columnas interiores en el eje Y.	98
<b>Tabla LXXXVII.</b> Momentos nominales en nodos de entre columnas exteriores y esquinera de la planta primera en el eje X y Y.....	98
<b>Tabla LXXXVIII.</b> Verificación de criterio para columnas exteriores y esquineras en el eje X y Y. ....	98
<b>Tabla LXXXIX.</b> Longitudes y espaciamentos de las columnas.....	100
<b>Tabla XC.</b> Revisión por cortante en columnas en el eje X.....	102
<b>Tabla XCI.</b> Revisión por cortante en columnas en el eje X.....	103
<b>Tabla XCII.</b> Revisión por cortante en columna exterior y esquinera planta primera.....	103
<b>Tabla XCIII.</b> Variación de $\alpha$ .....	111
<b>Tabla XCIV.</b> Carga soportada por fricción superficial en los lados del pilote. .....	112
<b>Tabla XCV.</b> Resumen de cargas aplicadas y resultado de carga admisible. .....	114
<b>Tabla XCVI.</b> Área de refuerzo longitudinal mínimo.....	115
<b>Tabla XCVII.</b> Acero de pilotes.....	115
<b>Tabla XCVIII.</b> Cargas y momentos en el empotramiento de la columna. ...	116
<b>Tabla XCIX.</b> Numero de pilotes en columnas.....	117

<b>Tabla C.</b> Verificación Caso #1 D+L columnas interiores.....	119
<b>Tabla CI.</b> Verificación Caso #2 D+L+E columnas interiores. ....	119
<b>Tabla CII.</b> Verificación Caso #1 D+L columnas exteriores.....	119
<b>Tabla CIII.</b> Verificación Caso #2 D+L+E columnas exteriores. ....	120
<b>Tabla CIV.</b> Cargas mayoradas para el diseño estructural. ....	120
<b>Tabla CV.</b> Verificación Caso #1 1.2D+1.6L columnas interiores. ....	120
<b>Tabla CVI.</b> Verificación Caso #2 1.2D+L+E columnas interiores.....	121
<b>Tabla CVII.</b> Verificación Caso #1 1.2D+1.6L columnas exteriores. ....	121
<b>Tabla CVIII.</b> Verificación Caso #2 1.2D+L+E columnas exteriores.....	121
<b>Tabla CIX.</b> Fuerzas cortantes.....	122
<b>Tabla CX.</b> Peraltes calculas de cabezales. ....	122
<b>Tabla CXI.</b> Peraltes calculas de cabezales. ....	123
<b>Tabla CXII.</b> Chequeo al cortante por punzonamiento.....	124
<b>Tabla CXIII.</b> Acero de refuerzo inferior en eje X. ....	125
<b>Tabla CXIV.</b> Acero de refuerzo inferior en eje Y.....	125
<b>Tabla CXV.</b> Acero de refuerzo superior.....	125
<b>Tabla CXVI.</b> Acero estructural de viga de atado.....	127
<b>Tabla CXVII.</b> Propiedades mecánicas de los sistemas FRP .....	137
<b>Tabla CXVIII.</b> Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.....	146
<b>Tabla CXIX.</b> Cargas por metro lineal de la planta 1.....	147
<b>Tabla CXX.</b> Propiedades de la fibra para propósito general (GP). ....	150
<b>Tabla CXXI.</b> Propiedades de la fibra de alta resistencia (HS). ....	151

<b>Tabla CXXII.</b> Propiedades de la fibra de ultra alta resistencia (UHS).....	151
<b>Tabla CXXIII.</b> Propiedades de la fibra de ultra alto módulo elástico (UHM). .....	152
<b>Tabla CXXIV.</b> Propiedades de la fibra de vidrio-E.....	153
<b>Tabla CXXV.</b> Propiedades de la fibra de platina tipo S. ....	154
<b>Tabla CXXVI.</b> Factor de reducción ambiental para varios sistemas FRP y condiciones expuestas.....	160
<b>Tabla CXXVII.</b> Valores reducidos de resistencia a la tensión y deformación. .....	160
<b>Tabla CXXVIII.</b> Comparación de los momentos últimos con mejoramiento de carga vs momentos nominales sin reforzar con FRP en VPX. ....	161
<b>Tabla CXXIX.</b> Comparación de los momentos últimos con mejoramiento de carga vs momentos nominales sin reforzar con FRP en VPY. ....	162
<b>Tabla CXXX.</b> Límites de resistencia para VPX.....	163
<b>Tabla CXXXI.</b> Límites de resistencia para VPY.....	163
<b>Tabla CXXXII.</b> Propiedades de viga principal en X (VPX).....	164
<b>Tabla CXXXIII.</b> Propiedades de viga principal en Y (VPY).....	164
<b>Tabla CXXXIV.</b> Propiedades del FRP en VPX. ....	165
<b>Tabla CXXXV.</b> Propiedades del FRP en VPY. ....	165
<b>Tabla CXXXVI.</b> Deformación existente para VPX.....	166
<b>Tabla CXXXVII.</b> Deformación existente para VPY.....	166
<b>Tabla CXXXVIII.</b> Deformación de diseño del sistema FRP para VPX. ....	167

<b>Tabla CXXXIX.</b> Deformación de diseño del sistema FRP para VPY. ....	167
<b>Tabla CXL.</b> Resultado de iteración del eje neutral para VPX. ....	171
<b>Tabla CXL.a</b> continuación de Tabla CXL. ....	171
<b>Tabla CXLI.</b> Resultado de iteración del eje neutral para VPY. ....	172
<b>Tabla CXLI.a</b> continuación tabla CXLI.....	172
<b>Tabla CXLII.</b> Resultados de la resistencia a flexión en VPX. ....	174
<b>Tabla CXLII.a</b> Continuación Tabla CXLII.....	174
<b>Tabla CXLIII.</b> Resultados de la resistencia a flexión en VPY. ....	175
<b>Tabla CLXIII.a</b> Continuación de Tabla CLXIII.....	175
<b>Tabla CXLIV.</b> Resultado de iteración del eje neutral con mayor cantidad de capas para VPX. ....	176
<b>Tabla CXLIV.a</b> Continuación Tabla CXLIV.....	176
<b>Tabla CXLV.</b> Resultados de la resistencia a flexión con mayor capa de fibra en VPX.....	177
<b>Tabla CXLV.a</b> Continuación Tabla CXLV.....	177
<b>Tabla CXLVI.</b> Límites de esfuerzos continuos para los sistemas FRP.....	179
<b>Tabla CXLVII.</b> Comprobación de esfuerzos límites del acero y del FRP en VPX.....	179
<b>Tabla CXLVII.a</b> Continuación Tabla CXLVII.....	179
<b>Tabla CXLVIII.</b> Comprobación de esfuerzos límites del acero y del FRP en VPY.....	180
<b>Tabla CXLVIII.a</b> Continuación de Tabla CXLVIII.....	180

<b>Tabla CXLIX.</b> Longitud de desarrollo del FRP en VPX.....	182
<b>Tabla CL.</b> Longitud de desarrollo del FRP en VPY. ....	182
<b>Tabla CLI.</b> Comprobación de resistencia a cortante.....	183
<b>Tabla CLII.</b> Valores de la deformación efectiva para cada alternativa.....	185
<b>Tabla CLIII.</b> Valores de resistencia a cortante de la fibra. ....	186
<b>Tabla CLIV.</b> Resultado de resistencia por cortante. ....	187
<b>Tabla CLV.</b> Comparación de los momentos últimos con mejoramiento de carga vs momentos nominales sin reforzar con FRP en VS.....	188
<b>Tabla CLVI.</b> Límites en resistencia en VS. ....	189
<b>Tabla CLVI.a</b> Continuación Tabla CLVI.....	189
<b>Tabla CLVII.</b> Propiedades de VS.....	189
<b>Tabla CLVIII.</b> Propiedades del FRP de VS.....	190
<b>Tabla CLIX.</b> Deformación existente para VS.....	190
<b>Tabla CLX.</b> Deformación de diseño del sistema FRP para VS.....	191
<b>Tabla CLXI.</b> Resultado de iteración del eje neutral para VS. ....	193
<b>Tabla CLXI.a</b> Continuación de Tabla CLXI.....	193
<b>Tabla CLXII.</b> Resultado de resistencia a flexión para VS.....	194
<b>Tabla CLXII.a</b> Continuación de Tabla CLXII.....	194
<b>Tabla CLXIII.</b> Comprobación de los esfuerzos límites del acero y del FRP para VS.....	195
<b>Tabla CLXIII.a</b> Continuación Tabla CLXIII.....	196
<b>Tabla CLXIV.</b> Longitud de desarrollo del FRP para VS.....	196

<b>Tabla CLXV.</b> Revisión por cortante para VS. ....	197
<b>Tabla CLXVI.</b> Comparación de los momentos últimos con mejoramiento de carga vs momentos nominales sin reforzar con FRP en losa nervada. ....	198
<b>Tabla CLXVII.</b> Comparación de cortantes últimos con mejoramiento de carga vs cortantes nominales sin reforzar con FRP en losa nervada. ....	198
<b>Tabla CLXVIII.</b> Límites de resistencia para losa nervada. ....	198
<b>Tabla CLXVIII.a</b> Continuación de Tabla CLXVIII. ....	199
<b>Tabla CLXIX.</b> Propiedades de losa nervada. ....	199
<b>Tabla CLXX.</b> Propiedades del FRP de losa nervada. ....	199
<b>Tabla CLXXI.</b> Deformación existente para losa nervada. ....	200
<b>Tabla CLXXII.</b> Deformación de diseño del sistema FRP para losa nervada. ....	201
<b>Tabla CLXXIII.</b> Resultado de iteración del eje neutral para losa nervada. .	202
<b>Tabla CLXXIII.a</b> Continuación de Tabla CLXXIII. ....	203
<b>Tabla CLXXIV.</b> Resultado de resistencia a flexión para losa nervada. ....	204
<b>Tabla CLXXIV.a</b> Continuación de Tabla CLXXIV. ....	204
<b>Tabla CLXXV.</b> Comprobación de los esfuerzos límites del acero y del FRP para losa nervada. ....	205
<b>Tabla CLXXV.a</b> Continuación de Tabla CLXXV. ....	206
<b>Tabla CLXXVI.</b> Longitud de desarrollo del FRP para Losa nervada. ....	207
<b>Tabla CLXXVII.</b> Carga axial y momento en columna crítica .....	209
<b>Tabla CLXXVIII.</b> Demandas máximas. ....	210

<b>Tabla CLXXIX.</b> Propiedades mecánicas .....	211
<b>Tabla CLXXX.</b> Valores de la curva de interacción.....	218
<b>Tabla CLXXXI.</b> Capacidad nominal axial sin reforzar y con sistema de refuerzo FRP.....	231
<b>Tabla CLXXXII.</b> Numero de capas establecidas para cada fibra.....	233
<b>Tabla CLXXXIII.</b> Capacidad nominal en Punto de Compresión Pura .....	233
<b>Tabla CLXXXIV.</b> Capacidad nominal en región de tenso-compresión .....	234
<b>Tabla CLXXXV.</b> Capacidad nominal Punto de Tensión Neta .....	235
<b>Tabla CLXXXVI.</b> Revisión de resistencia de pilotes. ....	240
<b>Tabla CLXXXVII.</b> Revisión de acero mínimo para refuerzo a flexión requerido para pilotes. ....	241
<b>Tabla CLXXXVIII.</b> Chequeo de cortante por punzonamiento en la estructura mejorada.....	241
<b>Tabla CLXXXIX.</b> Costos por vano. ....	244
<b>Tabla CLXXXIX.a</b> Continuación Tabla CLXXXIX. ....	244
<b>Tabla CXC.</b> Matriz de Viabilidad.....	255
<b>Tabla CXCI.</b> Matriz de evaluación .....	256
<b>Tabla CXCII.</b> Presupuesto con sistema FRP.....	260
<b>Tabla CXCIII.</b> Presupuesto con sistema de encamisado de concreto reforzado.....	261
<b>Tabla CXCIV.</b> Presupuesto con sistema de encamisado de concreto reforzado.....	262



# **CAPITULO 1**

## **INTRODUCCIÓN**

La mejora de la infraestructura de obra civil existente ha sido uno de los más importantes temas por más de una década, tradicionalmente el reforzamiento se ha hecho de manera convencional, ya sea aumentando las secciones estructurales o colocando elementos metálicos que ayuden a resistir las cargas. Siempre ha sido necesario consultar a especialistas o expertos para que propongan la solución más conveniente tanto en el proceso constructivo, como en la optimización de los costos de las diferentes soluciones.

Sin embargo, los resultados obtenidos no han sido los esperados, ya que dichas soluciones han sufrido varios tipos de deterioros a diferentes elementos de las edificaciones, las causas han sido los efectos ambientales y en muchos casos el incremento de cargas respecto al diseño original.

De aquí se deduce la necesidad de realizar el reforzamiento de las estructuras aplicando nuevas técnicas, tal es el caso de la aplicación de polímeros reforzados con fibras de materiales compuestos (FRP), el cual si se utiliza adecuadamente genera ahorros importantes para la obra.

Por este motivo, en el presente trabajo se propone realizar el mejoramiento de una edificación de hormigón armado de 6 plantas con un diseño estructural viable basado en la norma ACI 440 que especifica el uso de materiales de carbono y vidrio como fibra de refuerzo externo de estructuras de hormigón. Esto se aplica a edificios que están en la capacidad de poderse restaurar después de haber sufrido algún daño por causa natural o artificial. Además se propone el cambio de uso de la edificación con lo que también cambian las cargas consideradas en el diseño original.

Para sustentar lo antes señalado se analizará el comportamiento de la estructura mediante el uso de polímeros diferentes, para optar por la alternativa más viable.

## **1.1 Descripción del problema**

La perspectiva actual en cuanto al análisis de alternativas y posibilidades de diseño y mejoramientos constructivos esta poco desarrollada en el Ecuador. De manera general la falta de innovación tecnológica restringe la posibilidad de comparar diversas opciones para el diseño de una edificación y así las posibles soluciones constructivas para su mejoramiento con nuevas alternativas en caso de requerirse.

Se ha evidenciado que la construcción tradicional requiere de mayor tiempo de ejecución, así la obra se encarece por el costo de la mano de obra, por otro lado lo mismo ocurre durante las reparaciones de estructuras aplicando estas técnicas tradicionales.

Existe generalmente una no aceptación de los profesionales de la construcción para utilizar nuevas tecnologías, lo que se debe principalmente a la falta de conocimientos sobre el tema.

Es por esto que en el presente proyecto se propone el uso de nuevas técnicas constructivas como lo son los sistemas de polímeros reforzados.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo General**

- Proponer el reforzamiento de la estructura de las edificaciones mediante la utilización de fibras de polímeros.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Mejorar el comportamiento estructural de la primera planta de una edificación de 6 plantas.
- Desarrollar cálculos manuales basados en la norma American Concrete Institute ACI 440, para garantizar el buen funcionamiento estructural.
- Realizar diseños estructurales de hormigón utilizando fibras de refuerzo.
- Ejecutar el diseño de la estructura implementando el uso de las fibras de refuerzo de estructuras de hormigón en edificios.
- Realizar análisis utilizando diferentes tipos de fibras de polímeros reforzados (FRP)

- Analizar las diferentes alternativas y propuestas de diseño estructural aplicando polímeros reforzados con fibras de materiales compuestos (FRP).
- Elaborar los planos estructurales de la edificación, utilizando el software AutoCAD.
- Realizar el modelado y dimensionamiento integrado de la estructura del edificio mediante el uso del software SAP 2000.
- Seleccionar la alternativa más óptima y eficiente considerando aspectos técnicos, económicos, sociales y ambientales,
- Proponer un plan de manejo ambiental para mitigar impactos ambientales
- Realizar los presupuestos referenciales tanto de la alternativa tradicional como de la alternativa elegida en el presente trabajo.

### **1.3 Justificación**

Se ha evidenciado que todo el territorio ecuatoriano está expuesto a una alta actividad sísmica, esto implica que la estructura de las edificaciones debe soportar dichos embates naturales. Mediante experiencias se ha constatado que el reforzamiento de los elementos estructurales mediante polímeros permite mejorar su comportamiento a las aceleraciones sísmicas.

Por otro lado la corrosión de los elementos estructurales y las sobrecargas aplicadas durante largos periodos afectan directamente a la durabilidad y desempeño de las estructuras de hormigón armado. Los sistemas de polímeros reforzados evitan la corrosión, además son capaces de soportar mayores cargas.

Debido a las practicas inadecuadas en la construcción los hormigones presentan fallas que determinan agrietamientos o fisuras, situación que es sustancialmente mejorada utilizando los polímeros planteados.

Por tal motivo en la actualidad han surgido nuevas tecnologías de reforzamiento estructural entre las cuales la fibra de carbono, y vidrio, son alternativas reales para la industria de la construcción dada la relación costo-beneficio y su facilidad de colocación.

Se ha demostrado que el uso de los polímeros reforzados con fibras para el caso de las vigas, confina las fisuras resultantes de la expansión que se genera en el hormigón producidas por el acero de refuerzo existente, a su vez que mejora la resistencia última a flexión y la integridad estructural.

Para la aplicación en losas ya sean aligeradas o macizas, armadas en una o dos direcciones, las cargas de servicio pueden ser sustancialmente incrementadas, mientras que para las columnas incrementa la resistencia a flexión y proporciona mayor confinamiento.

## **CAPITULO 2**

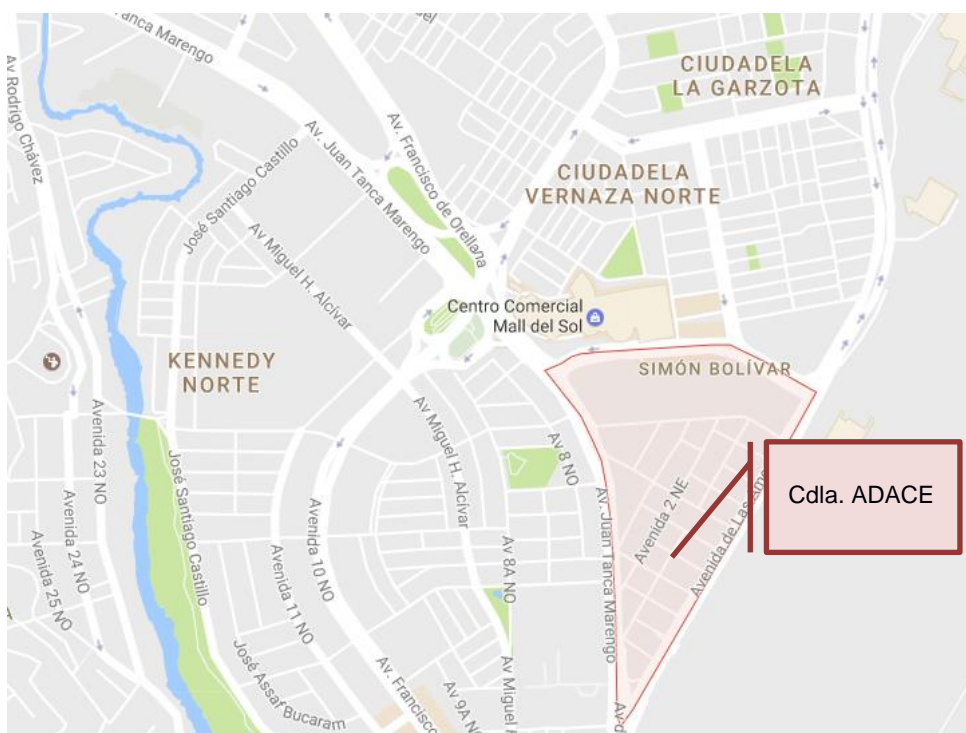
### **DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO**

## 2.1 Aspecto físico

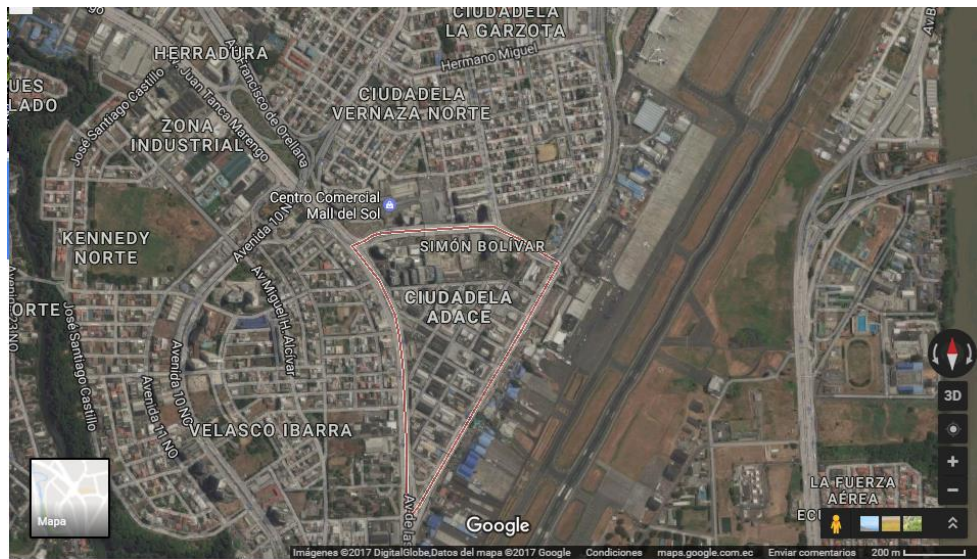
La ubicación de la zona de estudio es en la provincia del Guayas, parroquia Tarqui, al Norte de la ciudad de Guayaquil-Ecuador.

Situada en el sector de la Cdla. Adace cercana a la Cdla. Vernaza Norte y limitado por un tramo de la Av. Juan Tanca Marengo y la Av. De Las Américas.

En la siguiente imagen se puede observar la ubicación de lo descrito (Figura 2.1):

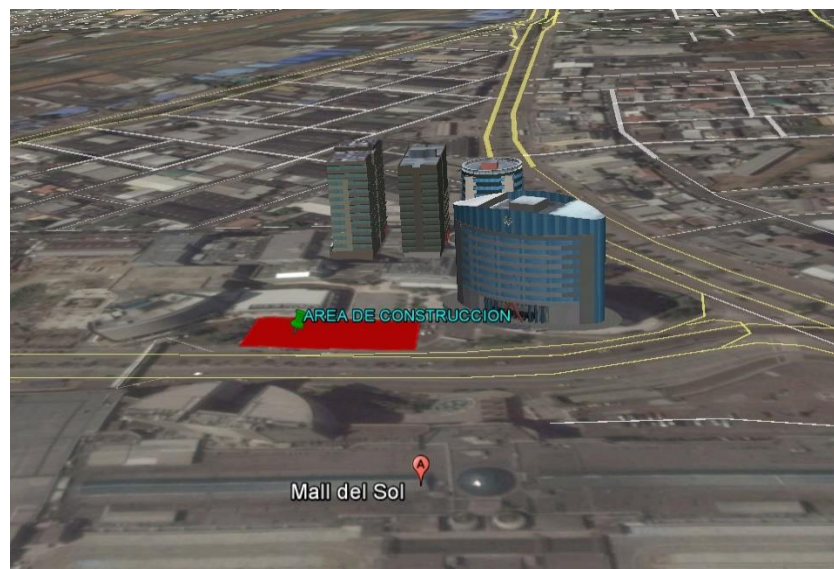


**Figura 2.1.** Mapa geográfico del sector.  
**Fuente:** Google Earth, 2016.



**Figura 2.2.** Mapa geográfico del sector.  
Fuente: Google Earth, 2016.

Mientras que el área de análisis, colinda con el Centro de Convenciones Sheraton y el edificio NOBYS, justo al frente del centro comercial Mall del sol.

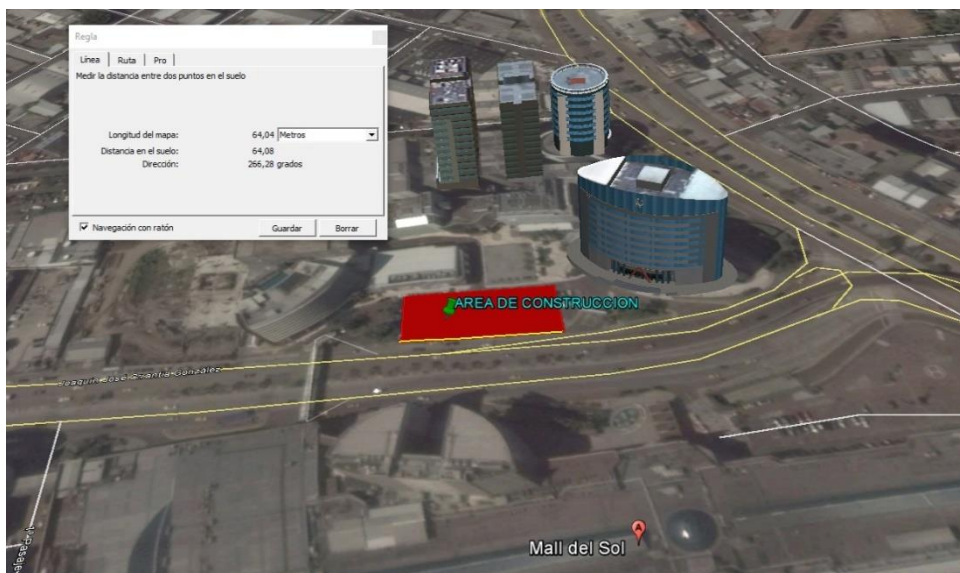


**Figura 2.3.** Ubicación del área de estudio.  
Fuente: Google Earth, 2016.

El edificio de 6 plantas que será inicialmente de oficina y que posteriormente se cambiara su uso, únicamente al primer piso del

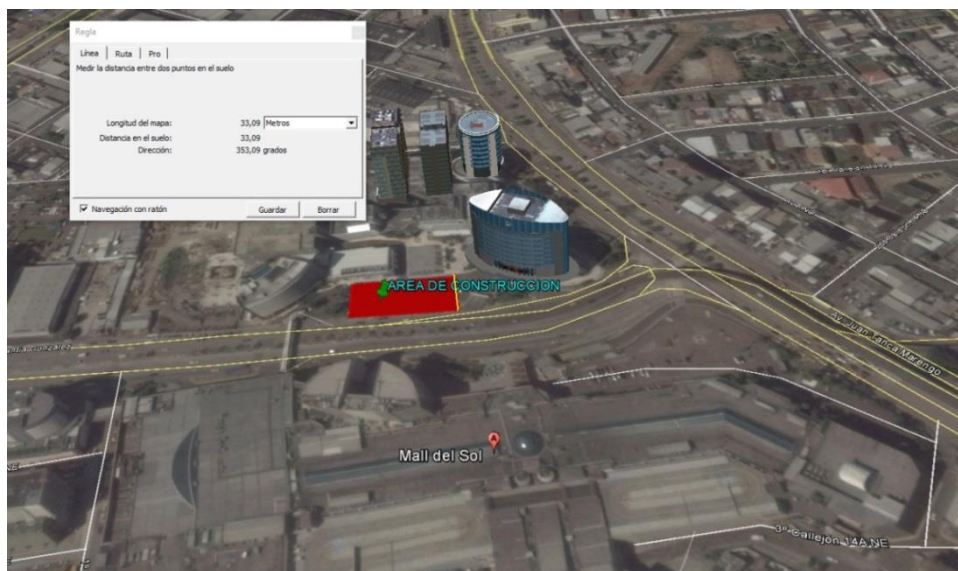


mismo, será construido sobre lo que actualmente es un parqueadero adyacente a la calle Joaquín José Orrantía González, con un área aproximada de 2112 m<sup>2</sup> como se muestra a continuación.



**Figura 2.4.** Mapa geográfico del sector.

**Fuente:** Google Earth, 2016.



**Figura 2.5.** Ubicación del edificio.

**Fuente:** Google Earth, 2016.

El acceso se da por distintas rutas, como son las vías principales mencionadas anteriormente: Av. Juan Tanca Marengo y la Av. De Las

Américas. Todas estas vías se encuentran asfaltadas y en estado regular.



**Figura 2.6.** Av. Juan Tanca Marengo, alternativa 1 de acceso al área de estudio, vista hacia el edificio NOBYS  
**Fuente:** Google Earth, 2016.

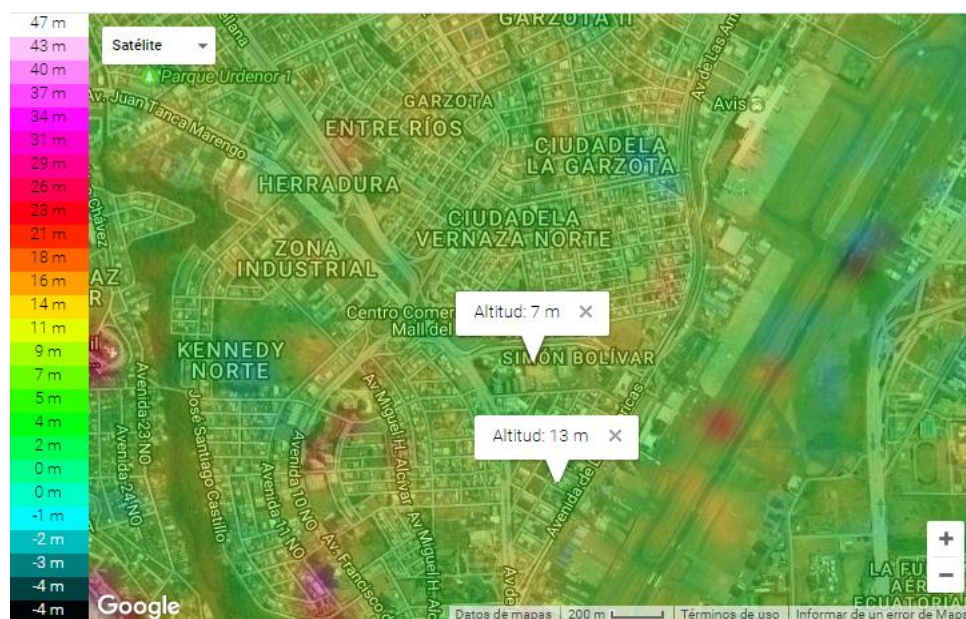


**Figura 2.7.** Av. De las Américas, alternativa 2 de acceso al área de estudio, entrando a la vía Joaquín José Orrantía Gonzales  
**Fuente:** Google Earth, 2016.

## 2.2 Aspectos Naturales

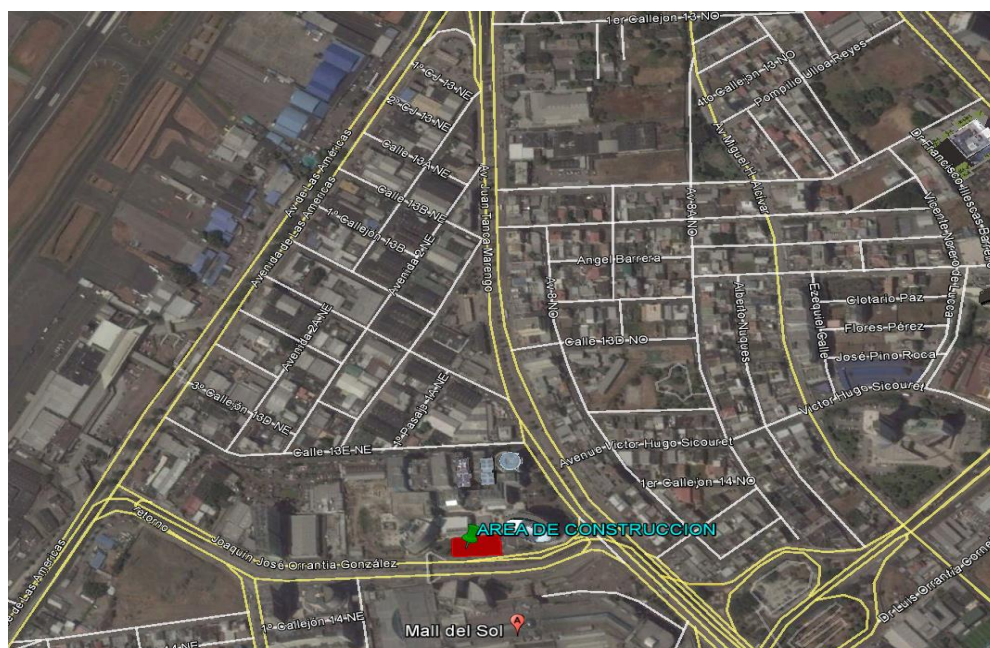
## 2.2.1 Topografía

El sector se encuentra ubicado a una altura promedio de 9 metros sobre el nivel mar (msnm). Por lo que se asume un área con terreno plano (Figura 2.8).

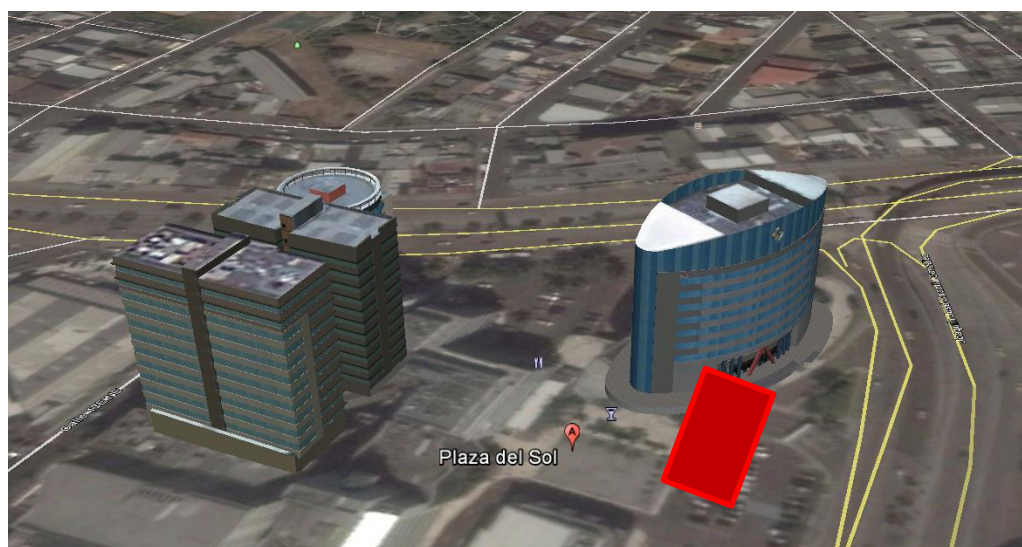


**Figura 2.8.** Altitudes del sector  
**Fuente:** Topographic-map.com

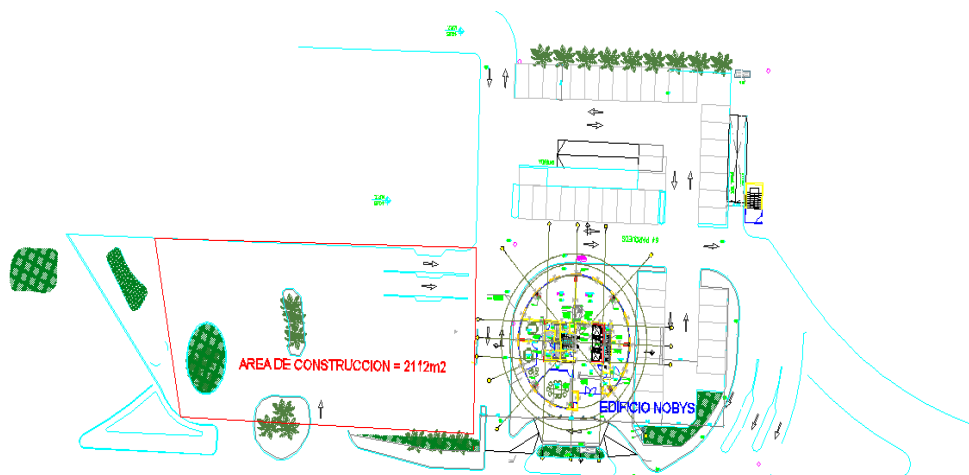
En las Figuras 2.9 y 2.10 se puede observar el terreno en diferentes vistas, mientras que en la Figura 2.11 se puede observar su planimetría.



**Figura 2.9.** Vista satelital del lugar de la obra.  
**Fuente:** Google Earth, 2016.

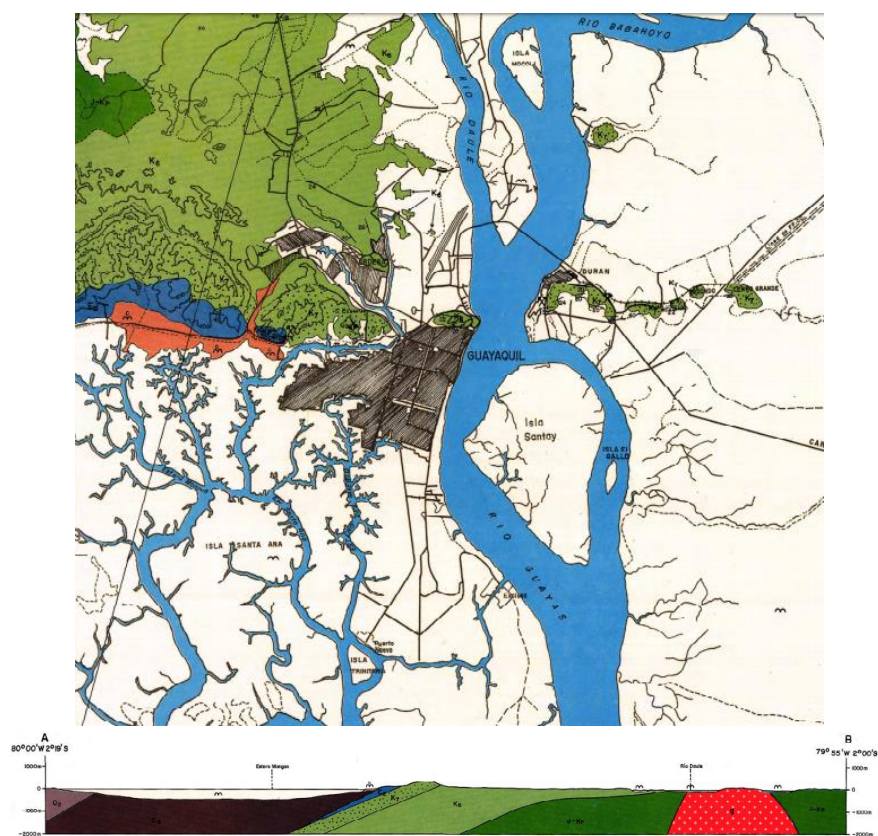


**Figura 2.10** Vista lateral del sitio.  
**Fuente:** Google Earth, 2016.



**Figura 2.11.** Planimetría del terreno para la obra. Área Total 2112m<sup>2</sup>.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

## 2.2.2 Geología



**Figura 2.12.** Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio.  
**Fuente:** Geo-Investigaciones.

La parroquia Tarqui se encuentra atravesada por la formación Cayo principal formación geológica del sector.

**Tabla I.** Principal formación geológica presente en la Parroquia Tarqui, en el sector.

<b>Identificación.</b>	<b>Formación.</b>	<b>Descripción.</b>
K6	Cayo	Argilitas, lutitas, pizarras de tobas, brechas y lavas.

Fuente: Geo-Investigaciones.

La formación Cayo de color gris oscuro a gris verdoso, se encuentra estratificado en un macizo de lutitas y tobas, con conglomerados de color pardo a negro y brechas finas de material volcánico. Está formada por aglomerados y macizos muy gruesos, principalmente de areniscas y lutitas tobáceas silicificadas, pizarras arcillosas y areniscas.

## 2.3 Aspecto Poblacional

La siguiente información a detallarse demuestra el nivel socio-económico medio-alto del sector de Los Ceibos.

### 2.3.1 Habitantes

Según la información del Instituto Nacional de Estadísticas y Censo (INEC), en la parroquia Tarqui habitan 800,000 personas.

### 2.3.2 Hoteles

El más cercano al área de estudio es el Hotel Sheraton, seguido del hotel Livingston Inn y Howard Jhonson Guayaquil, ubicados a lo largo de la Av. Juan Tanca Marengo.

### 2.3.3 Centros Comerciales

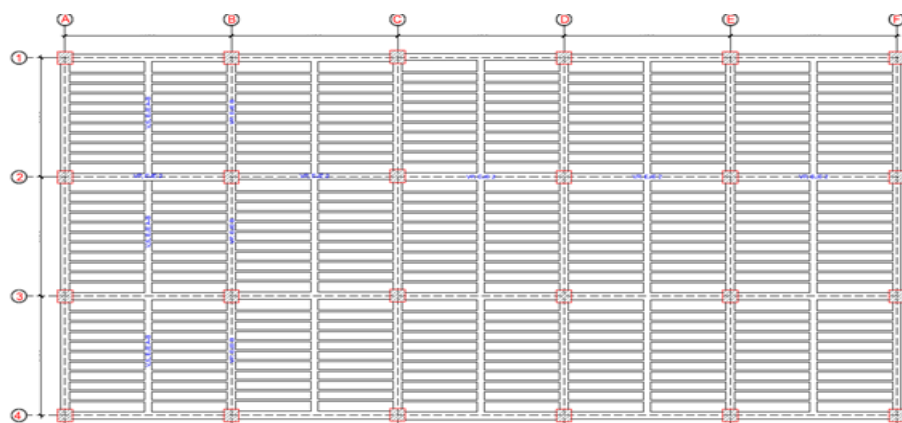
El centro comercial más importante del sector es el Mall del Sol, situado al frente del área de interés.

**CAPITULO 3**  
**PREDIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE LA**  
**ESTRUCTURA POR MÉTODO TRADICIONAL**

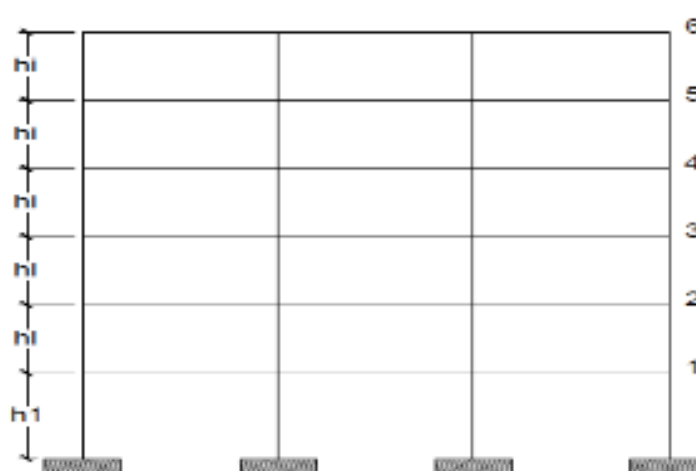
### 3.1 Descripción general del edificio.

El edificio de oficina será de 6 pisos, con una altura total desde el nivel del suelo de 20.75 m. La estructura además tendrá una altura de entre piso de 4.5 m para el primer nivel y 3.25 m para el resto de ellos. Cada piso consistirá en una losa nervada en una dirección con cajonetas.

El sistema estructural del edificio consiste en pórticos de hormigón armado resistente a momentos (PCRM), separados a 8.0m en la dirección X, mientras que en la dirección Y (fachadas laterales) se encuentran separados a 7.0 m. De tal forma que el edificio tendrá un área de construcción de 840 m<sup>2</sup>.

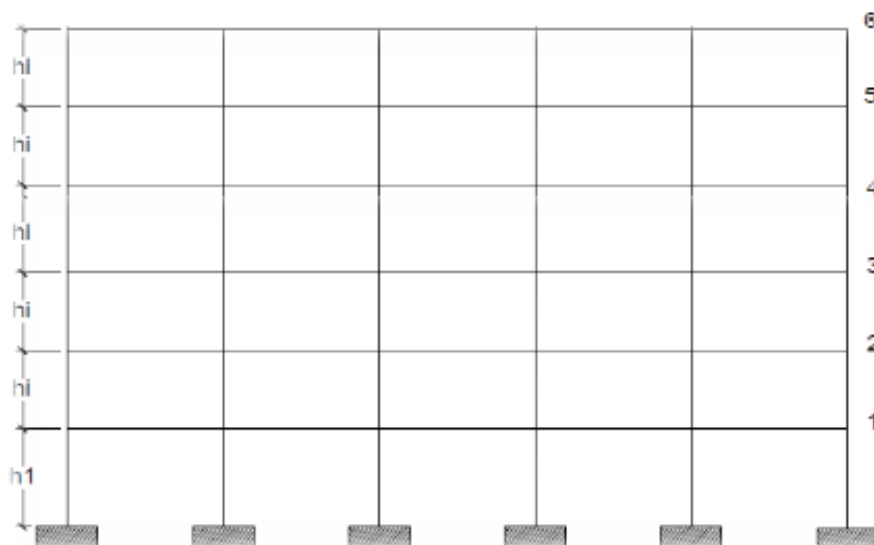


**Figura 3.1.** Planta Tipo  
Fuente: Autores, Calderón y Donoso.



**Figura 3.2.** Pórticos en dirección Y  
Fuente: Autores, Calderón y Donoso.





**Figura 3.3.** Pórticos en dirección X  
Fuente: Autores, Calderón y Donoso.

### 3.1.1 Características de los materiales

Los materiales a utilizarse para el diseño tanto para los elementos verticales como son las columnas y los horizontales como las vigas y losa por piso son los siguientes:

#### 1) Hormigón para la Superestructura:

- Resistencia a la compresión:  $f'c = 380 \frac{kg}{cm^2}$
- Densidad:  $\rho = 2400 \frac{kg}{m^3}$
- Módulo de Elasticidad:  $Ec = 2.70 * 10^5 \frac{kg}{cm^2}$

#### 2) Acero de refuerzo:

- Límite de fluencia mínimo:  $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

#### 3) Hormigón para la cimentación (subestructura):

- Resistencia a la compresión:  $f'c = 280$

- Densidad:  $\rho = 2400 \frac{kg}{m^3}$
- Módulo de Elasticidad:  $E_c = 2.70 * 10^5 \frac{kg}{cm^2}$

### 3.1.2 Tipo de suelo.

De acuerdo con los estudios geotécnicos del presente proyecto, donde se definió los siguientes parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo

**Tabla II.** Propiedades del suelo

Propiedades del suelo	
N > 100	
Q <sub>a</sub> (t/m <sup>2</sup> )	25

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso

### 3.1.3 Software para el modelado, análisis del diseño original.

- SAP 2000 v18, análisis de súper-estructura y cimentación
- Auto-CAD, generación de planos

## 3.2 Predimensionamiento de losa

Se usara losa nervada en una dirección, por lo que las ecuaciones que se utilizan son las del ACI 318-18 (sección 9.5 control de deflexiones). Con luz libre de 4m con extremo continuo.

**Tabla III.** Espesor de losa nervada según ACI (Tabla 9.5c).

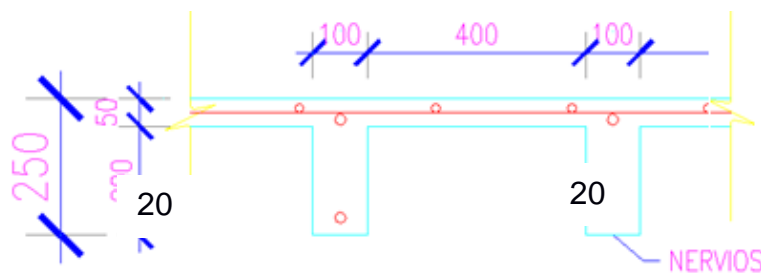
Espesor Mínimo (h)		
Sin Ábacos		
F <sub>y</sub> (MPa)	Con extremos continuos	Ambos extremos continuos
420	l/18.5	l/21

- l = luz libre

**Fuente:** ACI, 2011.

$$h_{\min} = 21.62 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor mínimo (h)} = 25 \text{ cm}$$



**Figura 3.4** Losa por m<sup>2</sup>.  
**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla IV.** Peso de losa nervada.

Elemento	$\rho$ horm. Ton ( $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$ ).		Carga Muerta Ton ( $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ).
Losa de compresión	2.4	$0.05 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 2.4)$	0.12
Nervios con cajonetas	2.4	$0.10 \cdot (0.20 \cdot 2.4) \cdot 2$	0.096

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

### 3.3 Cargas aplicadas

#### 3.3.1 Carga Viva

En el capítulo NEC-SE-CG-cargas NO SISMICAS sección 4.2 Carga Viva: Sobrecargas Mínimas de la NEC 2015, se muestra la Tabla V para cargas vivas según su ocupación.

Para la determinación de la carga viva de los Pisos 1 al 5, se consideró lo siguiente:

**Tabla V.** Carga Viva según NEC-SE-CG-cargas no sísmicas.

<b>Cálculos de la carga Viva</b>		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	0.48	T/m <sup>2</sup>
Oficinas	0.24	T/m <sup>2</sup>
Corredor (pisos superiores)	0.40	T/m <sup>2</sup>
Terrazas planas, inclinadas y curvas	0.07	T/m <sup>2</sup>

**Fuente:** NEC, 2015

### 3.3.2 Carga Muerta

Peso propio (vigas + columnas), varía según experiencias basadas.

$$W_{PP} = [0,25 - 0,4] \text{ T/m}^2$$

Para el piso 6 se asumió el 40% del peso de uno de los pisos inferiores.

**Tabla VI.** Estimación de peso propio muerto (WPP)

<b>Peso propio por piso (T/M<sup>2</sup>)</b>	
Pisos 1-5	0.35
Piso 6	0.14

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

Peso de losa ( $W_{DL}$ ):

**Tabla VII.** Estimación de cargas muertas para entrepisos

<b>Cálculos de las carga Muerta - Entrepiso 1-5</b>		
Densidad del hormigón ( $\gamma$ )	2.4	T/m <sup>3</sup>
Losas de compresión	0.12	T/m <sup>2</sup>
Nervios	0.096	T/m <sup>2</sup>
Cielo raso	0.02	T/m <sup>2</sup>
Baldosas	0.1	T/m <sup>2</sup>
Paredes	0.1	T/m <sup>2</sup>
50% de enlucido	0.02	T/m <sup>2</sup>
Enlucidos y Ductos	0.04	T/m <sup>2</sup>
Entrepiso 1-5		
$W_{DL}$	0.496	T/m <sup>2</sup>

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla VIII.** Estimación de cargas muertas para cubierta

<b>Cálculos de las carga Muerta - Cubierta o Terraza</b>		
Densidad del hormigón ( $\gamma$ )	2.4	T/m <sup>3</sup>
Losas de compresión	0.38	T/m <sup>2</sup>
Nervios, cielo raso, baldosas.	0	T/m <sup>2</sup>
Paredes	0.02	T/m <sup>2</sup>
Ductos y varios	0.019	T/m <sup>2</sup>
Cubierta o terraza		
$W_{DL}$	0.4	T/m <sup>2</sup>

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

### 3.3.3 Cargas unitarias por piso.

Losa de 1er piso

Carga Muerta .....0.85 Ton/m<sup>2</sup>

Carga Viva .....0.48 Ton/m<sup>2</sup>

Losa de 2do – 5to piso

Carga muerta .....0.85 Ton/m<sup>2</sup>

Carga viva .....0.32 Ton/m<sup>2</sup>

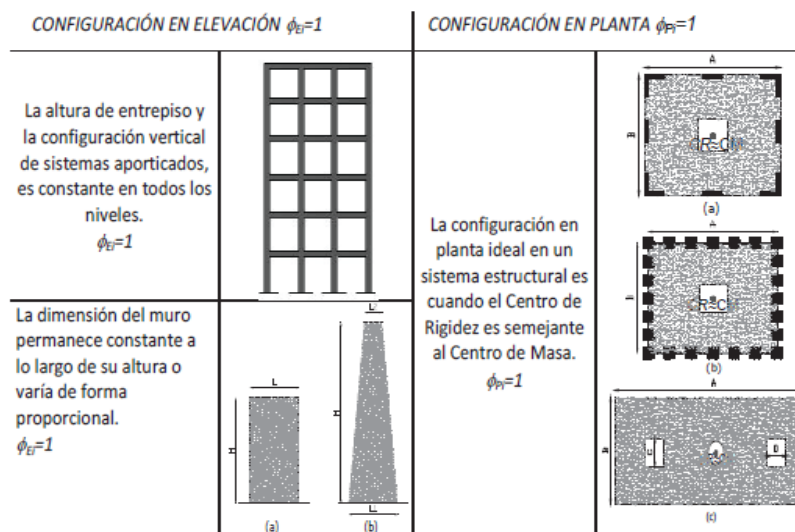
Losa de cubierta 6to piso

Carga muerta.....0.54 Ton/m<sup>2</sup>

Carga viva .....0.07 Ton/m<sup>2</sup>

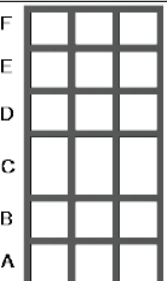
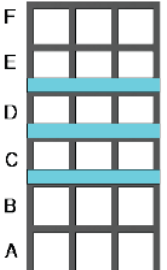
### 3.4 Revisión de irregularidades en planta y elevación.

La Edificación cuenta con configuración regular tanto en Planta como en Elevación, de acuerdo a los modelos planteados por la NEC 2015.



**Figura 3.5.** Configuraciones estructurales recomendadas.  
**Fuente:** NEC 2015.

Para el Diseño de la Estructura se evitará adoptar las siguientes Irregularidades más comunes, que podrían involucrarse al momento de construir escaleras, sistemas de ascensores, secciones de elementos estructurales y proporcionalidad de los sistemas entepisos.

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b> <math>\phi_E=0.9</math> Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math> <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b> <math>\phi_E=0.9</math> <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	

**Figura 3.6.** Irregularidades más comunes en estructuras.  
**Fuente:** NEC 2015.

### 3.5 Predimensionamiento de columnas

#### 3.5.1 Reducción de sobrecarga para cubierta

Para la reducción de sobrecargas en cubiertas planas y curvas (NEC 2015, - cargas no sísmicas, sección 3.2.3):

El soporte de las columnas no debe ser menor que:

$$0.5 L_o = 0.5 \cdot (0.07) = 0.035 \text{ T/m}^2 = 0.35 \text{ KN/m}^2$$

Se permite reducir la sobrecarga de cubierta de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2$$

Donde:

$L_r$ : Sobrecarga reducida de cubierta en proyección horizontal, en  $\text{KN/m}^2$   
 $0.6 \leq L_r \leq 1$

$L_o$ : Sobrecarga no reducida de cubierta en proyección horizontal, en  $\text{KN/m}^2$

$R_1$  y  $R_2$ : Factores de reducción de conformidad con las tablas.

F: Pendiente de la cubierta (asumido=2%)

**Tabla IX.** Factor de reducción de sobrecargas.

Condición	R1
$A_T < 18\text{m}^2$	1
$18\text{m}^2 < A_T < 56\text{m}^2$	$12 - 0.011A_T$
$A_T \geq 56\text{m}^2$	0.6

**Fuente:** NEC, 2015

**Tabla X.** Factor de reducción de sobrecargas.

Condición	R2
$F \leq 33.33\%$	1
$33.33\% < F < 100\%$	$1.2 - 0.006F$
$F \geq 100\%$	0.6

**Fuente:** NEC, 2015.

**Tabla XI.** Áreas tributarias de columnas.

<b>Área de influencia de columnas (m<sup>2</sup>)</b>	
Interior (A1)	56.00
Borde (A2)	28.00
Esquinera (A3)	14.00

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

Aplicando las ecuaciones anteriores para columnas de cubierta se obtuvo:

- Columnas interiores:

$$A_T=56\text{m}^2 \text{ (Columna B3); } R_1=0.6$$

$$F_{\text{(asumido)}}=2\%; R_2=1$$

$$L_r=0.7*0.6*1$$

$$L_r =0.42 \text{ KN/m}^2$$

- Columnas de bordes:

$$A_T=28\text{m}^2 \text{ (Columna C2); } R_1=0.65$$

$$F_{\text{(asumido)}}=2\%; R_2=1$$

$$L_r=0.7*0.65*1$$

$$L_r =0.455 \text{ KN/m}^2$$

- Columnas esquineras:

$$A_T=14\text{m}^2 \text{ (Columna A1); } R_1=1$$

$$F_{\text{(asumido)}}=2\%; R_2=1$$

$$L_r=0.7*1*1$$

$$L_r =0.7 \text{ KN/m}^2$$

**Tabla XII.** Sobrecarga reducida de columnas de cubierta.

<b>Columnas</b>	<b>Lr (T/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Lr &gt;0.035T/m<sup>2</sup></b>
Interiores	0.042	<b>OK</b>
Bordes	0.045	<b>OK</b>
Esquineras	0.07	<b>OK</b>



**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

### 3.5.2 Reducción de sobrecarga para pisos 2-5

Para las columnas exteriores e interiores del piso 2 al 5,  $K_{LL}=4$  (Factor de carga viva del elemento), además se deberá verificar que:

$$K_{LL}(A_T) \geq 35m^2 : L = L_o(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}})$$

Mientras que L no debe exceder  $0.4 L_o$ .

$$0.4 L_o = 0.4 (0.32 T/m^2) = 0.128 T/m^2$$

- Columnas interiores

$$(K_{LL})A_T = 4(56) = 224m^2$$

$$L = 3.2KN/m^2(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4*56}}) = 1.78KN/m^2$$

- Columnas de bordes

$$(K_{LL})A_T = 4(28) = 112m^2$$

$$L = 3.2KN/m^2(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4*28}}) = 2.18KN/m^2$$

- Columnas esquineras

$$(K_{LL})A_T = 4(14) = 56m^2$$

$$L = 3.2KN/m^2(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4*14}}) = 2.75KN/m^2$$

**Tabla XIII.** Sobrecarga de columnas piso 2-5

Columnas	$K_{LL} * A_T$ (m <sup>2</sup> )	$K_{LL} * (A_T) \geq 35m^2$	L (T/m <sup>2</sup> )	L > 0.4L <sub>o</sub>
Interiores	224	ok	0.178	ok
Bordes	112	ok	0.218	ok
Esquineras	56	ok	0.275	ok

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

### 3.5.3 Reducción de sobrecarga para piso 1

Para el caso del piso 1, Según la NEC 2015 – Cargas no sísmicas, sección 3.2.2, no existe reducción de carga viva porque al ser un área de recepción y de corredores, permite las reuniones públicas, cumpliendo con la consigna de ocupación especial.

$$W_L = 0.48 \text{ T/m}^2$$

**Tabla XIV.** Reducción de cargas vivas para columnas ( $\text{T/m}^2$ )

Losa	Columnas interiores	Columnas de borde	Columnas esquineras
6	0.042	0.04	0.07
5	0.18	0.22	0.28
4	0.18	0.22	0.28
3	0.18	0.22	0.28
2	0.18	0.22	0.28
1	0.48	0.48	0.45

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

Para el Predimensionamiento se utilizó la carga axial de servicio en las columnas de cada nivel, multiplicado por el área tributaria de la misma y a su vez por el número de pisos superiores a esa columna (N).

$$P_i = \sum_{i=x}^N W_i * A_i$$

Donde:

$P_i$  = Carga de servicio en columna al nivel  $i=x$ .

$W_i$  = Carga Uniformemente distribuida que incluye la carga muerta y la carga viva reducida.

Aplicando la siguiente formula se calculó el área de las columnas:

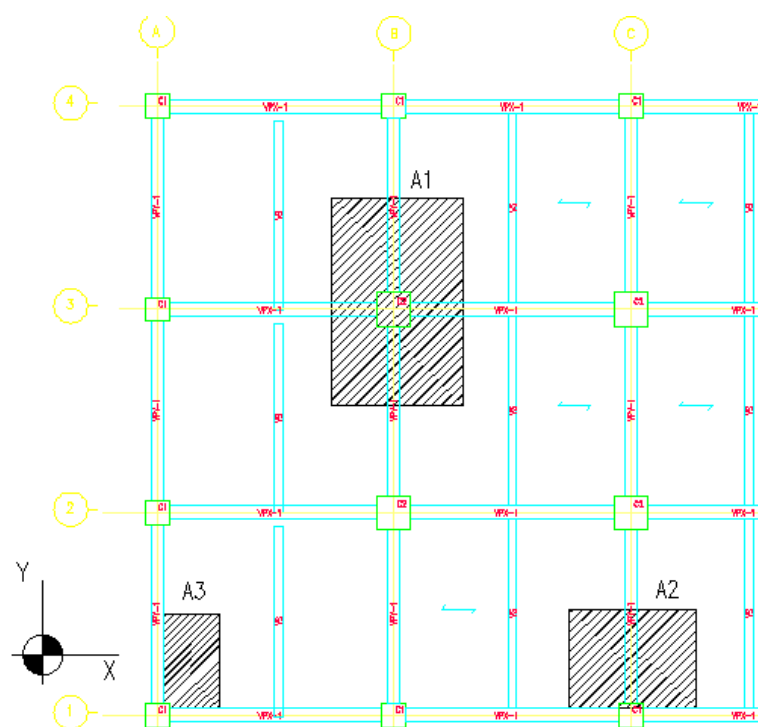
$$A_c = \frac{P_i}{\alpha * f'_c}$$

Donde el factor  $\alpha$  puede tomarse:

**Tabla XV.** Valores de  $\alpha$ 

Columnas	$\alpha$
Interiores (A1)	0.25
De Bordes (A2)	0.20
Esquinas (A3)	0.17

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Figura 3.7.** Área tributaria de cada columna.

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla XVI.** Tabla de Predimensionamiento

Columnas	Carga Axial (Ton)	h (cm)	Ac (cm <sup>2</sup> )	Sección (cm)	
Columnas Entrepiso VI	Interior	32.59	30	547.05	30 x 30
	Borde	20.11	30	337.56	30 x 30
	Esquina	18.03	30	302.64	30 x 30
Columnas Entrepiso V	Interior	90.27	37.88	1515.25	40 x 40

	Borde	46.37	25.94	778.35	30 x 30
	Esquina	24.36	19.77	593.34	30 x 30
Columnas Entrepiso IV	Interior	147.95	49.67	2483.45	50 x 50
	Borde	76.33	40	1602.93	40 x 40
	Esquina	40.18	31.28	978.67	35 x 35
Columnas Entrepiso III	Interior	205.63	57.53	3451.65	60 x 60
	Borde	106.29	47.24	2232.09	50 x 50
	Esquina	56	36.93	1364	40 x 40
Columnas Entrepiso II	Interior	263.31	63.14	4419.35	70 x 70
	Borde	136.25	53.49	2861.25	55 x 55
	Esquina	71.82	41.82	1749.33	45 x 45
Columnas Entrepiso I	Interior	336.11	75.11	5641.85	80 x 80
	Borde	172.65	60.21	3625.65	65 x 65
	Esquina	90.02	46.82	2192.63	50 x 50

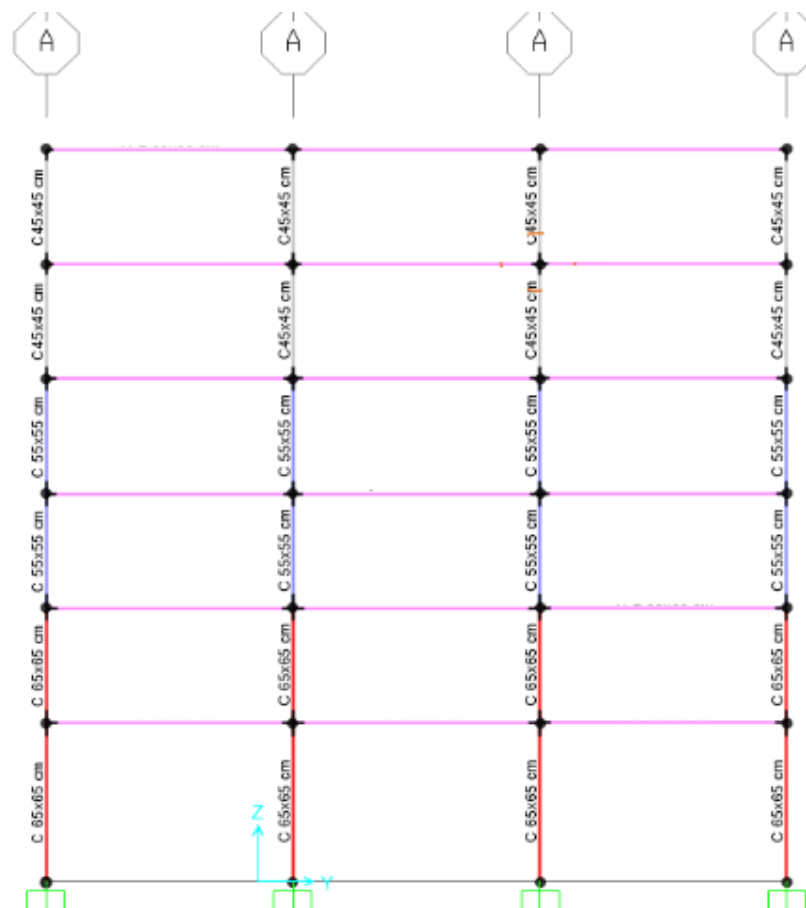
**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

Aplicando reducción de columnas máximo de 15 cm.

**Tabla XVII.** Predimensionamiento Final

Piso	Columnas interiores	Columnas de borde	Columnas esquineras
6	60 x 60	45 x 45	45 x 45
5	60 x 60	45 x 45	45 x 45
4	70 x 70	55 x 55	55 x 55
3	70 x 70	55 x 55	55 x 55
2	80 x 80	65 x 65	65 x 65
1	80 x 80	65 x 65	65 x 65

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.



**Figura 3.8.** Secciones de columnas en Sap 2000.

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

Según el ACI 318-14, sección 18.7. La sección mínima para columnas de pórticos resistente a momento, debe ser de 30x30cm.

### 3.6 Fuerzas sísmicas

#### 3.6.1 Espectro de Diseño

El análisis sísmico se realiza por superposición espectral, generándose el espectro de diseño según:

- El factor de zona ( $Z$ ) y coeficientes de sitio ( $F_a, F_d, F_s$ ),

- Categoría de edificación
- Tipo de suelo
- Sistema estructural (para este caso: PCRM)

Para lo cual se encuentran tablas específicas en la norma vigente NEC 2015 (zonas sísmicas y peligro sísmico, sección 3) y así establecer las fuerzas sísmicas por piso.

Para la determinación del espectro de respuesta se usan inicialmente los siguientes parámetros de diseño.

$N \geq 100$

Tipo de suelo C

Entonces de esta manera se determina los valores que servirán para el análisis sísmico, como se muestra en la tabla XVIII.

**Tabla XVIII.** Consideraciones para el análisis sísmico

<b>Valores para análisis sísmico</b>	
Z (Guayaquil)	0,4
$\eta$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas)	1,8
R (Factor de reducción de resistencia en sistemas estructurales dúctiles: PCRM)	8
$I_e$ (Factor de importancia para oficina)	1

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla XIX.** Espectro Elástico

**Regiones del Espectro Elástico**

Zona 1:  $T \leq T_0$

$T = T_0$	$S_a = 0.48$	[s]
$T_0 = 0,103$	$S_a = 0.864$	[s]
Zona 2: $T_0 < T \leq T_c$		
$0,103 < T \leq 0,565$	$S_a = 0.864$	[s]
Zona 3: $T \geq T_c$		
$T \geq 0,565$	$S_a = 0,603/T$	[s]

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla XX.** Espectro Elástico e Inelástico de respuesta

<b>T(Seg)</b>	<b>S<sub>a</sub></b>	<b>C<sub>s</sub></b>
0	0.48	0.06
0.103	0.864	0.108
0.565	0.864	0.108
0.7	0.686	0.086
0.8	0.6	0.075
0.9	0.533	0.067
1	0.488	0.061
1.1	0.444	0.055
1.2	0.407	0.051
1.3	0.375	0.047
1.4	0.349	0.044
1.5	0.325	0.041
1.6	0.305	0.038
1.7	0.287	0.036
1.8	0.271	0.034
1.9	0.257	0.032
2	0.244	0.031
2.1	0.232	0.029
2.2	0.222	0.028
2.3	0.212	0.027
2.4	0.203	0.025
2.5	0.195	0.024
2.6	0.188	0.023
2.7	0.181	0.023
2.8	0.174	0.022
2.9	0.168	0.021
3	0.163	0.02
3.1	0.157	0.02
3.2	0.153	0.019
3.3	0.148	0.018
3.4	0.144	0.018

3.5	0.139	0.017
-----	-------	-------

Fuente: Autores, Calderón y Donoso.

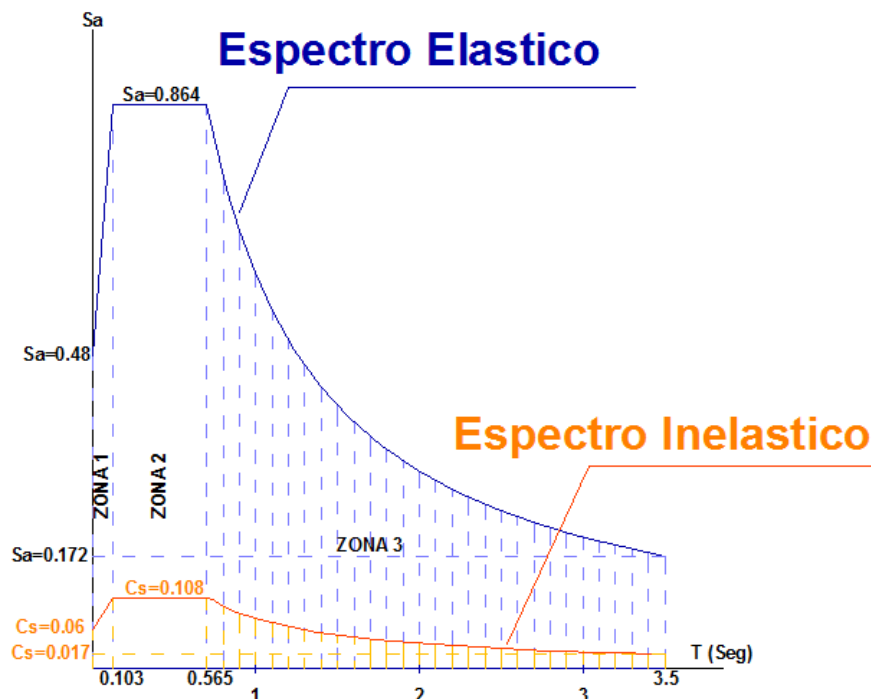


Figura 3.9. Espectro Elástico e inelástico de diseño.  
Fuente: Autores, Calderón y Donoso.

### 3.6.2 Periodo fundamental de la estructura

Se aplicó el método 1 de la NEC SE-DS sección 6.3.3, cuya fórmula es:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Donde:

$h_n$ : Altura total de la edificación (20.75 m).

$C_t$ : coeficiente que depende del tipo de edificio.

$\alpha$ : Impedancia del semi espacio.



**Tabla XXI.** Valores de  $C_t$  y  $\alpha$ .

<b>Tipo de Estructura.</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>
PARM	0.072	0.8
PCRM	0.055	0.9
PAA	0.073	0.75
PCRM con muros estructurales o diagonales y para otras estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

**Fuente:** NEC 2015.

Evaluando tenemos:

$$T = 0.843 \text{ Seg.}$$

Para el periodo  $T = 0.843$  Seg. (Zona 2: Meseta), según el espectro elástico existe una aceleración de:

$$S_{a(T=0.843)} = 0.579 \text{ Seg.}$$

Esta aceleración es igual para ambos sentidos tanto en X como en Y, debido a que la configuración estructural es igual en las dos direcciones (Pórticos resistentes a momento).

### 3.6.3 Estimación de peso sísmico (W).

$$W = [W_{DL} + W_{PP} + W_{DP} + 0.25 W_L + W_{ep}] A$$

$$W_{ep} = 0 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Al ser oficinas } 0.25 W_L = 0 \text{ T/m}^2$$

El peso de paredes ( $W_{DP}$ ), es despreciable

**Tabla XXII.** Longitud y número de vanos de la estructura

<b>Peso Sísmico W</b>	
Longitud en eje Y (LY)	7 [m]

Longitud en eje X (LX)	8	[m]
No. Vanos LY		3
No. Vanos LX		5

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla XXIII.** Peso sísmico por piso (1-5)

<b>Entrepiso 1-5</b>		
WD + WPP	0.85	T/m <sup>2</sup>
A	840	[m <sup>2</sup> ]
W5	710.64	T
W4	710.64	T
W3	710.64	T
W2	710.64	T
W1	710.64	T
$\sum_{i=1}^5 W_i$	3570	T

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla XXIV.** Peso sísmico por piso (Cubierta)

<b>Cubierta o terraza</b>		
WD + Wpp	0.54	T/m <sup>2</sup>
A	840	m <sup>2</sup>
W6	453.6	T

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

$$W = 4023,60 \text{ T}$$

### 3.6.4 Coeficiente Sísmico Cs

El coeficiente sísmico se analiza con el espectro inelástico, tanto para la dirección en Y como en X, y se lo determinó con la siguiente ecuación:

$$C_{s \ x,y} = \frac{I \cdot S_{a \ x,y}}{R \cdot \phi P \cdot \phi E}$$

Donde:

$\phi_P$  y  $\phi_E$ : Son los coeficientes de regularidad en planta y elevación respectivamente encontrados en la NEC SE-DS 2015, sección 5.2.3.

Al no presentar irregularidades, el valor de estos coeficientes es igual a 1

I: Factor de Importancia de la estructura, cuyo valor es igual a 1, para estructuras de uso de oficinas.

Evaluando se obtuvo:

$$C_{S(x,y)} = 0.0724 \text{ g}$$

### 3.6.5 Cortante Basal Sísmico

Para ambas direcciones el valor del cortante basal es el mismo

$$V_{x,y}$$

$$V_{x,y} = (0.0724)(4023.6 \text{ T})$$

$$V_{x,y} = 291.31 \text{ T}$$

### 3.6.6 Distribución vertical de fuerzas sísmicas

Se procede a determinar las cargas sísmicas estáticas por piso, sección NEC SE-DS 6.3.5.

Considerando que el periodo fundamental de la estructura (T) es 0.843 Seg.

Dónde:

**Tabla XXV.** Valores de K.

Valores T (s)	k
$T \leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
$T > 2.5$	2

**Fuente:** NEC 2015.

El exponente relacionado al periodo de la estructura (K) será entonces:

$$K_{x,y} = 0.75 + 0.5 T$$

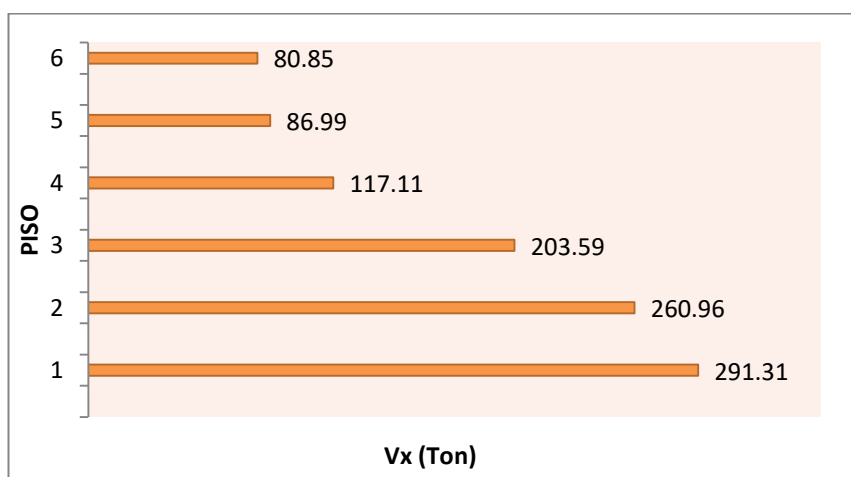
$$K_{x,y} = 1.1715$$

La distribución vertical será la misma en ambas direcciones.

**Tabla XXVI.** Distribución vertical por piso de fuerzas sísmicas.  
(Dirección x, y)

Dirección X,Y		$V_{x,y} = 291.31$				
Nivel	Altura $h_x$ (m)	W (Ton)	$W \cdot h_x^{K_{x,y}}$	$\frac{W \cdot h_x^{K_{x,y}}}{\sum W_i \cdot h_i^{K_{x,y}}}$	$F_{x,y}$ (Ton)	$V_{x,y}$ (Ton)
6	20.75	453.60	11026.39	0.28	80.85	80.85
5	17.5	710.64	11863.34	0.30	86.99	86.99
4	14.25	710.64	15971.43	0.40	117.11	117.11
3	11	710.64	11793.46	0.30	86.48	203.59
2	7.75	710.64	7824.00	0.20	57.37	260.96
1	4.5	710.64	4138.93	0.10	30.35	291.31
39728.50						

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

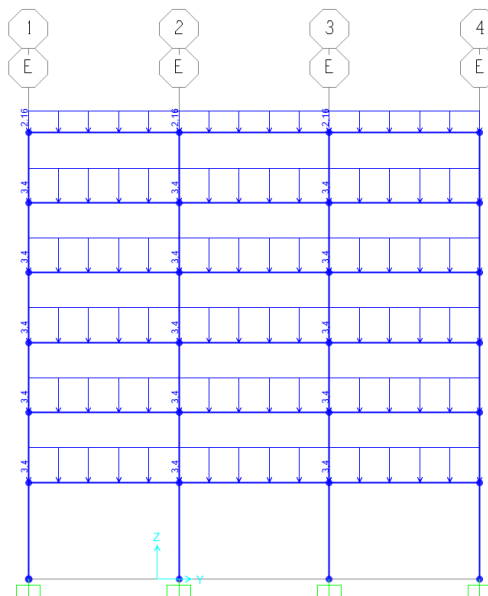


**Ilustración 3.1.** Distribución del cortante basal en sentido X y Y.

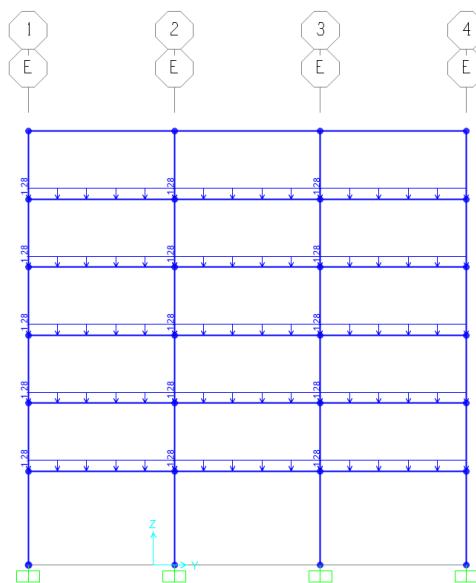
**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

### 3.6.7 Combinación de cargas

Teniendo el ancho tributario de las vigas de unos de los pórticos más críticos de la edificación. Se obtuvo las cargas por metro lineal y se procedió a ingresar las cargas  $W_D$  y  $W_L$ , al modelo del SAP 2000.



**Figura 3.10.** Cargas muertas en vigas.  
**Fuente:** Autores, Calderón, Donoso.



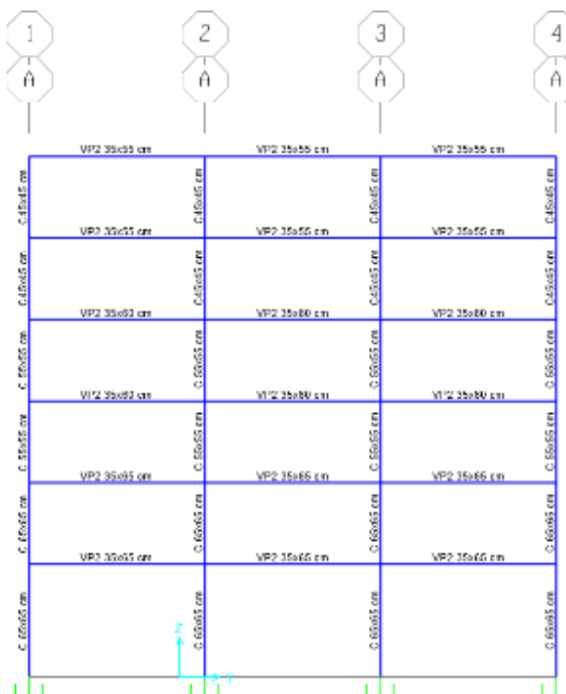
**Figura 3.11.** Cargas vivas en vigas.  
**Fuente:** Autores, Calderón, Donoso.

Se usó las combinaciones establecidas por la NEC 2015-SE-CG en la sección 3.4.3 y la luz libre de las vigas.

**Tabla XXVII.** Combinaciones de Cargas.

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

**Fuente:** NEC 2015.



**Figura 3.12.** Secciones de columnas.

Fuente: Autores, Calderón, Donoso

### 3.7 Predimensionamiento de vigas secundarias.

Utilizando el método de los coeficientes del ACI para la viga se tiene lo siguiente:

- Momento Positivo

$$\text{Vanos extremos} \dots\dots\dots M_A^+ = \frac{q_u L_n^2}{14}$$

$$\text{Vanos interiores} \dots\dots\dots M_B^+ = \frac{q_u L_n^2}{16}$$

- Momento negativo

$$\text{Cara interior de los apoyos exteriores} \dots\dots\dots M_C^- = \frac{q_u L_n^2}{24}$$

$$\text{Cara exterior del primer apoyo interior} \dots\dots\dots M_D^- = \frac{q_u L_n^2}{10}$$

$$\text{Los demás apoyos} \dots\dots\dots M_E^- = \frac{q_u L_n^2}{11}$$

- Cortantes aproximados

$$\text{Cara de todos los demás apoyos} \dots\dots\dots V_A = \frac{q_u L_n}{2}$$

$$\text{Primer apoyo interior} \dots\dots\dots V_B = 1.15 \frac{q_u L_n}{2}$$

#### 3.7.1 Cubierta

$$W_D = 0.54 \text{ T/m}^2$$

$$W_L = 0.07 \text{ T/m}^2$$

El ancho de influencia de las vigas secundarias es 4 m y se escogió un factor de ampliación para la carga mayorada:

$$f = 1.05 = 5\%$$

$$W_u = 1.2 D + 1.6 L$$

$$W_u = 1.2 (0.54) + 1.6 (0.07)$$

$$W_u = 0.76 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = W_u S f$$

$$q_u = 3.192 \text{ T/m}^2$$

Entonces:

Utilizando una longitud nominal  $L_n = 6.6\text{m}$

$$M_A^+ = 9.93 \text{ T.m}$$

$$M_B^+ = 8.69 \text{ T.m}$$

$$M_C^- = -5.79 \text{ T.m}$$

$$M_D^- = -13.9 \text{ T.m}$$

$$M_E^- = -12.64 \text{ T.m}$$

### 3.7.1.1 Flexión

Según el ACI 21.6.11 Se debe cumplir que  $b_w \geq 300\text{mm}$

$$bd^2 = \frac{M_u}{K_u} ; \text{asumiendo } b = 30 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2; K_u = 40.60$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{b \cdot K_u}}$$

$$d = \sqrt{\frac{13.9 \times 10^5}{30 \times 40.6}}$$

$$d = 34 \text{ cm}$$

Asumiendo  $\phi_{\text{varilla}} = 2\text{cm}$

Recubrimiento = 4cm

$\phi_{\text{Estribos}} = 1 \text{ cm}$

$$h = d + \frac{\phi_{\text{var}}}{2} + \text{rec} + \phi_{\text{Est.}}$$

$$h = 34 \text{ cm} + 1 + 4 + 1$$



$$h = 40 \text{ cm}$$

ADOPTAR V.S. 30x40cm

### 3.7.1.2 Revisión por cortante

$$V_A = 10.53 \text{ T}$$

$$V_B = 12.11 \text{ T}$$

Entonces  $V_u = 12.11 \text{ T}$

El ACI 318 – 21.6.1.2 recomienda que  $\frac{b}{h} \geq 0.40$

$$\frac{30}{40} \geq 0.4$$

$$0.75 \geq 0.4 \text{ (Cumple)}$$

Según el ACI-318  $V_u$  se encuentra a una distancia del apoyo:

$$d = h - \text{rec} - \emptyset_{\text{Estribos}} - \frac{\emptyset V_{ar}}{2}$$

$$d = 40 - 4 - 1 - 1$$

$$d = 34 \text{ cm}$$

Mediante triángulos semejantes:

$$V'_u = 10.86 \text{ T}$$

Calculando:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d \quad [\text{Kg, cm}]$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} (30) (34)$$

$$V_c = 9045.97 \text{ Kg}$$

$$V_s = \frac{V'_u}{\emptyset} - V_c; \emptyset = 0.75$$

$$V_s = \frac{10.86 \times 10^3}{0.75} - 9045.97 \text{ Kg}$$

$$V_s = 5434.03 \text{ Kg}$$

Se debe cumplir  $V_s < 2.2 \sqrt{f'c} b d$

$$5434.03 \text{ Kg} < 2.2 \sqrt{280} (30)(34)$$

$$5434.03 \text{ Kg} < 37549.30 \text{ Kg}$$

(Cumple por cortante)

### 3.7.2 Vigas secundarias: Piso 2-6

$$W_D = 0.85 \text{ T/m}^2 \quad W_L = 0.32 \text{ T/m}^2$$

El ancho de influencia  $S = 4\text{m}$

Factor de ampliación  $f = 1.05 = 5\%$

$$W_u = 1.2 D + 1.6 L$$

$$W_u = 1.2 (0.85) + 1.6 (0.32)$$

$$W_u = 1.532 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = W_u S f$$

$$q_u = 6.434 \text{ T/m}^2$$

Entonces:

Utilizando una longitud nominal  $L_n = 6.6\text{m}$

$$M_A^+ = 20.02 \text{ T.m}$$

$$M_B^+ = 17.52 \text{ T.m}$$

$$M_C^- = -11.68 \text{ T.m}$$

$$M_D^- = -28.03 \text{ T.m}$$

$$M_E^- = -25.48 \text{ T.m}$$

#### 3.7.2.1 Flexión

Según el ACI 21.6.11 Se debe cumplir que  $b_w \geq 300\text{mm}$

$$bd^2 = \frac{M_u}{K_u} ; \text{ asumiendo } b = 30 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2; K_u = 40.60$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{b \cdot K_u}}$$

$$d = \sqrt{\frac{28.03 \times 10^5}{30 \times 40.6}}$$

$$d = 48 \text{ cm}$$

Asumiendo  $\phi_{\text{varilla}} = 2 \text{ cm}$

Recubrimiento = 4 cm

$\phi_{\text{Estribos}} = 1 \text{ cm}$

$$h = d + \frac{\phi_{\text{var}}}{2} + \text{rec} + \phi_{\text{Est.}}$$

$$h = 48 \text{ cm} + 1 + 4 + 1$$

$$h = 54 \text{ cm}$$

Se asume  $h = 55 \text{ cm}$

ADOPTAR V.S. 30x55cm

### 3.7.2.2 Revisión por Cortante

$$V_A = 21.23 \text{ T}$$

$$V_B = 24.42 \text{ T}$$

Entonces  $V_u = 24.42 \text{ T}$

El ACI 318 – 21.6.1.2 recomienda que  $\frac{b}{h} \geq 0.40$

$$\frac{30}{55} \geq 0.4$$

$$0.55 \geq 0.4 \text{ (Cumple)}$$

Según el ACI-318  $V_u$  se encuentra a una distancia del apoyo:

$$d = h - \text{rec} - \phi_{\text{Estribos}} - \frac{\phi_{\text{var}}}{2}$$

$$d = 55 - 4 - 1 - 1$$

$$d = 49 \text{ cm}$$

Mediante triángulos semejantes:

$$V'_u = 20.794 \text{ T}$$

Calculando:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d \quad [\text{Kg,cm}]$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} (30) (49)$$

$$V_c = 13036.84 \text{ Kg}$$

$$V_s = \frac{V'_u}{\phi} - V_c; \phi=0.75$$

$$V_s = \frac{20.79 \times 10^3}{0.75} - 13036.84 \text{ Kg}$$

$$V_s = 14688.49 \text{ Kg}$$

Se debe cumplir  $V_s < 2.2 \sqrt{f'c} b d$

$$14688.49 \text{ Kg} < 2.2 \sqrt{280} (30) (49)$$

$$14688.49 \text{ Kg} < 54115.17 \text{ Kg}$$

(Cumple por cortante)

### 3.7.3 Vigas secundarias: Piso 1

De igual manera se aplica el mismo procedimiento para el cálculo de las vigas secundarias del primer piso.

$$W_D = 0.85 \text{ T/m}^2 \quad W_L = 0.48 \text{ T/m}^2$$

El ancho de influencia  $S = 4\text{m}$

Factor de ampliación  $f = 1.05 = 5\%$

$$W_u = 1.2 D + 1.6 L$$

$$W_u = 1.2 (0.85) + 1.6 (0.48)$$

$$W_u = 1.788 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = W_u S f$$

$$q_u = 7.51 \text{ T/m}^2$$

Entonces:

Utilizando una longitud nominal  $L_n = 6.6\text{m}$

$$M_A^+ = 23.37 \text{ T.m}$$

$$M_B^+ = 20.45 \text{ T.m}$$

$$M_C^- = -13.63 \text{ T.m}$$

$$M_D^- = -32.71 \text{ T.m}$$

$$M_E^- = -29.74 \text{ T.m}$$

### 3.7.3.1 Flexión

Según el ACI 21.6.11 Se debe cumplir que  $b_w \geq 300\text{mm}$

$$bd^2 = \frac{M_u}{K_u} ; \text{asumiendo } b = 30 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280\text{kg/cm}^2; K_u = 40.60$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{b \cdot K_u}}$$

$$d = \sqrt{\frac{32.71 \times 10^5}{30 \times 40.6}}$$

$$d = 52 \text{ cm}$$

Asumiendo  $\emptyset_{\text{Varilla}} = 2\text{cm}$

Recubrimiento = 4cm

$\emptyset_{\text{Estribos}} = 1 \text{ cm}$

$$h = d + \frac{\emptyset_{\text{Var}}}{2} + \text{rec} + \emptyset_{\text{Est.}}$$

$$h = 52 \text{ cm} + 1 + 4 + 1$$

$$h = 58 \text{ cm}$$

Se asume  $h = 60 \text{ cm}$

ADOPTAR V.S. 30x60cm

### 3.7.3.2 Para cortante

$$V_A = 21.78 \text{ T}$$

$$V_B = 28.5 \text{ T}$$

$$\text{Entonces } V_u = 28.5 \text{ T}$$

El ACI 318 – 21.6.1.2 recomienda que  $\frac{b}{h} \geq 0.40$

$$\frac{30}{60} \geq 0.4$$

$$0.5 \geq 0.4 \text{ (Cumple)}$$

Según el ACI-318  $V_u$  se encuentra a una distancia del apoyo:

$$d = h - \text{rec} - \emptyset_{\text{Estribos}} - \frac{\emptyset_{\text{Var}}}{2}$$

$$d = 60 - 4 - 1 - 1$$

$$d = 54 \text{ cm}$$

Mediante triángulos semejantes:

$$V'_u = 23.84 \text{ T}$$

Calculando:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d \text{ [Kg,cm]}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} (30) (54)$$

$$V_c = 14367.13 \text{ Kg}$$

$$V_s = \frac{V'_u}{\emptyset} - V_c; \emptyset = 0.75$$

$$V_s = \frac{20.79 \times 10^3}{0.75} - 14367.13 \text{ Kg}$$

$$V_s = 17419.54 \text{ Kg}$$

Se debe cumplir  $V_s < 2.2 \sqrt{f'c} b d$

$$17419.54 \text{ Kg} < 2.2 \sqrt{280} (30) (49)$$

$$17419.54 \text{ Kg} < 59637.13 \text{ Kg}$$

(Cumple por cortante)

**Tabla XXVIII.** Resumen de vigas secundarias por piso.

<b>Piso</b>	<b>V.S. (cm)</b>
6	30 x 40
5	30 x 55
4	30 x 55
3	30 x 55
2	30 x 55
1	30 x 60

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

### 3.8 Predimensionamiento de vigas Principales.

Ejecutando el modelo en SAP 2000, se observó los momentos máximos y últimos como también sus respectivos cortantes, es así como se determinó mediante el análisis que las vigas más críticas para la dirección en X es el eje E y para la dirección en Y el eje 2, por lo tanto se realizara el prediseño en base a los mismos.

Cumpliendo con los requerimientos de flexión y cortante establecidos por el ACI 318, al igual que en el prediseño de las vigas secundarias se obtuvieron las siguientes secciones:

**Tabla XXIX.** Resumen de vigas secundarias por piso.

<b>Piso</b>	<b>VPX (cm)</b>	<b>VPY (cm)</b>
6	35 x 65	35 x 55
5	35 x 65	35 x 55
4	35 x 70	35 x 60
3	35 x 70	35 x 60
2	35 x 75	35 x 65
1	35 x 75	35 x 65

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.



**Figura 3.13.** Vigas Principales en X y Y.  
**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

### 3.9 Análisis de derivas

De esta manera se procede a comprobar periodos, derivas y estabilidad de piso de la edificación según la NEC 2015.

Con las recomendaciones de la ASCE se realizó el análisis de fuerzas sísmicas por piso.

Es así como se colocó el 100% de cargas sísmicas en la dirección de análisis más el 30% de cargas sísmicas en la otra dirección.

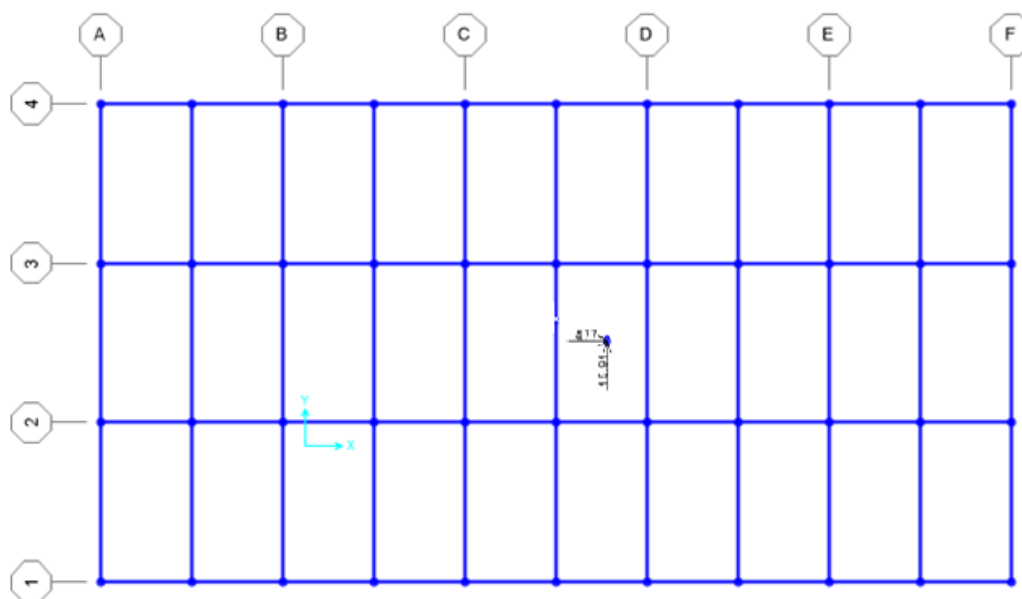
**Tabla XXX.** Secciones de vigas.

Piso	Fuerzas Sísmicas por piso (Ton)			
	Dirección X		Dirección Y	
	$E_x$ (100%)	(30 % $E_y$ )	$E_y$ (100%)	(30 % $E_x$ )
6	1.00	0.30	1.00	0.30
5	60.56	18.17	60.56	18.17
4	78.07	23.42	78.07	23.42
3	61.38	18.41	61.38	18.41
2	45.33	13.60	45.33	13.60
1	30.06	90.18	30.06	90.18

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

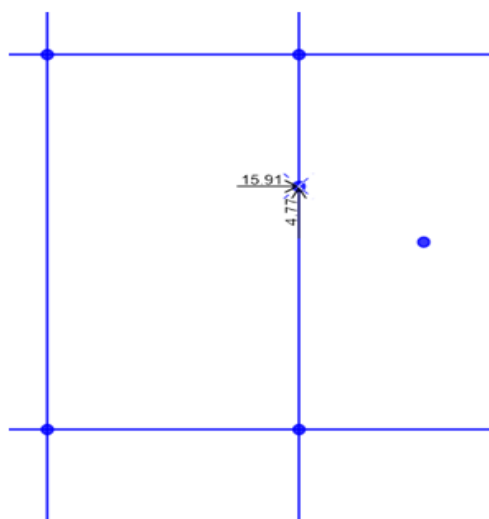


Estas fuerzas sísmicas fueron aplicadas según la NEC SE-DS 2015 sección 6.3.6, en donde se tomó una excentricidad accidental (desde el centro de masa de la estructura) del 5% de la longitud de la edificación en la dirección en que se analiza.



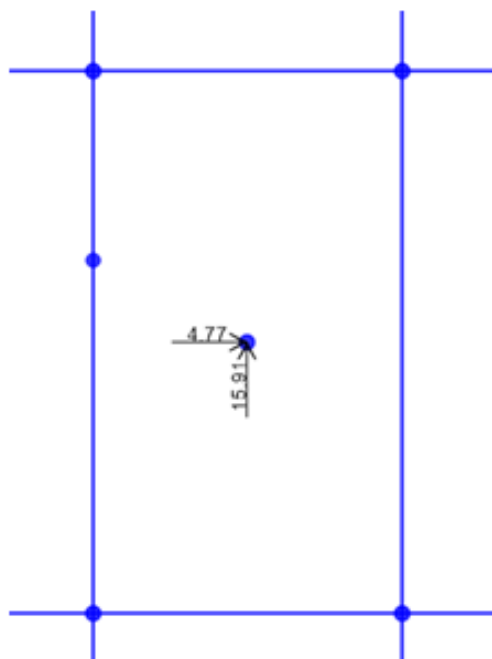
**Figura 3.14.** Vista en planta de la edificación y sus nodos de excentricidad accidental en planta.

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.



**Figura 3.15.** Fuerzas Sísmicas dirección X.

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.



**Figura 3.16.** Fuerzas Sísmicas dirección Y.  
**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

Antes de realizar el análisis de la estructura en el SAP 2000, la NEC SE-DS sección 6.1.6, dicta que para determinar las rigideces y derivas máximas, la inercia de los elementos tanto en columnas y vigas debe ser modificada.

**Tabla XXXI.** Secciones agrietadas según NEC 2015.

Elemento	Inercia Agrietada
Vigas	$0.5 I_g$
Columnas	$0.8 I_g$
Muros Estructurales	$0.6 I_g$

**Fuente:** NEC 2015.

Con el primer análisis se observó que el periodo teórico de la edificación es 0.843 seg. Mientras que en el modal de SAP 2000 fueron:

$$T_x = 1.26 \text{ seg y } T_y = 1.14 \text{ seg}$$

Es decir, que el teórico es 33% y 26% menos respectivamente, superando al 10 % que establece la NEC SE-DS sección 6.3.3.

Entonces se realizan iteraciones actualizando las fuerzas sísmicas por piso, hasta que la diferencia de periodos sea 0.00%, es decir para cuando los periodos teóricos sean iguales a los modales. De esta manera se obtienen las derivas definitivas por piso.

**Tabla XXXII.** Derivas máximas por piso (Dirección x)

Piso	altura (m)	$dx_e$ SAP2000 (m)	$dx_i$ (m)	$dx_i-d(x-1)$ (m)	deriva	$\theta\%$	<2%
6	3.25	0.01939	0.11634	0.01146	0.004	0.4	<b>PASA</b>
5	3.25	0.01748	0.10488	0.01902	0.006	0.6	<b>PASA</b>
4	3.25	0.01431	0.08586	0.02172	0.007	0.7	<b>PASA</b>
3	3.25	0.01069	0.06414	0.02346	0.007	0.7	<b>PASA</b>
2	3.25	0.00678	0.04068	0.02118	0.007	0.7	<b>PASA</b>
1	4.5	0.00325	0.0195	0.0195	0.004	0.4	<b>PASA</b>

Fuente: Autores, Calderón y Donoso

**Tabla XXXIII.** Derivas máximas por piso (Dirección Y)

Piso	altura (m)	$dx_e$ SAP2000 (m)	$dx_i$ (m)	$dx_i-d(x-1)$ (m)	deriva	$\theta\%$	<2%
6	3.25	0.02723	0.16338	0.0177	0.005	0.54	<b>PASA</b>
5	3.25	0.02428	0.14568	0.02712	0.008	0.83	<b>PASA</b>
4	3.25	0.01976	0.11856	0.03132	0.010	0.96	<b>PASA</b>
3	3.25	0.01454	0.08724	0.03276	0.010	1.01	<b>PASA</b>
2	3.25	0.00908	0.05448	0.02916	0.009	0.90	<b>PASA</b>
1	4.5	0.00422	0.02532	0.02532	0.006	0.56	<b>PASA</b>

Fuente: Autores, Calderón y Donoso

**Tabla XXXIV.** Índice de estabilidad de piso (Dirección X)

Nivel	$H_i$ (m)	WD (Ton/m <sup>2</sup> )	Wpp (Ton/m <sup>2</sup> )	WL (Ton/m <sup>2</sup> )	$P_i$ (Ton)
6	3.25	0.4	0.14	0.07	512.4
5	3.25	0.5	0.35	0.32	1495.2
4	3.25	0.5	0.35	0.32	2478.0
3	3.25	0.5	0.35	0.32	3460.8
2	3.25	0.5	0.35	0.32	4443.6
1	4.5	0.5	0.35	0.48	5560.8

Fuente: Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla XXXV.** Continuación de Tabla XXXIV.

<b>Pi(Ton) Acumulado</b>	<b>Vi (Ton)</b>	<b>Deriva</b>	<b>Qi</b>	<b>&lt;0.30</b>
512.4	60.56	0.004	0.00418	<b>OK</b>
2007.6	78.07	0.006	0.0226	<b>OK</b>
4485.6	61.38	0.007	0.0329	<b>OK</b>
7946.4	45.33	0.007	0.0482	<b>OK</b>
12390	30.06	0.007	0.0656	<b>OK</b>
17950.8	15.61	0.004	0.0676	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso

**Tabla XXXVI.** Índice de estabilidad de piso (Dirección Y)

<b>Nivel</b>	<b>Hi (m)</b>	<b>WD (Ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Wpp (Ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>WL (Ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Pi (Ton)</b>
6	3.25	0.4	0.14	0.07	512.4
5	3.25	0.5	0.35	0.32	1495.2
4	3.25	0.5	0.35	0.32	2478.0
3	3.25	0.5	0.35	0.32	3460.8
2	3.25	0.5	0.35	0.32	4443.6
1	4.5	0.5	0.35	0.48	5560.8

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**Tabla XXXVII.** Continuación de Tabla XXXVI.

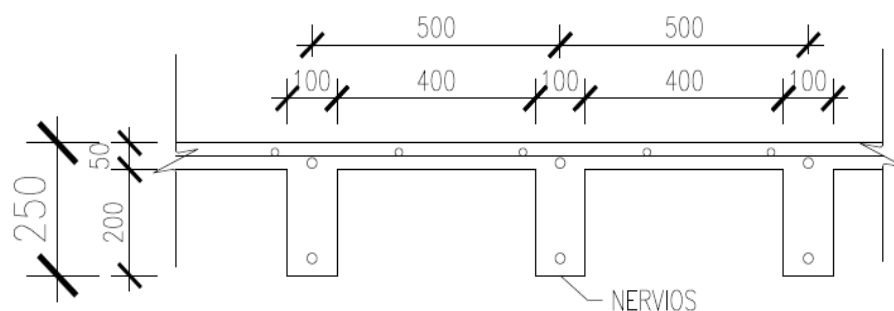
<b>Pi (Ton) Acumulado</b>	<b>Vi (Ton)</b>	<b>Deriva</b>	<b>Qi</b>	<b>&lt;0.30</b>
512.4	60.56	0.005	0.0142	<b>OK</b>
2007.6	78.07	0.008	0.0323	<b>OK</b>
4485.6	61.38	0.01	0.0475	<b>OK</b>
7946.4	45.33	0.01	0.0672	<b>OK</b>
12390	30.06	0.009	0.0902	<b>OK</b>
17950.8	15.91	0.006	0.0878	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

### 3.10 Diseño estructural de la losa

#### 3.10.1 Determinación de momentos de flexión

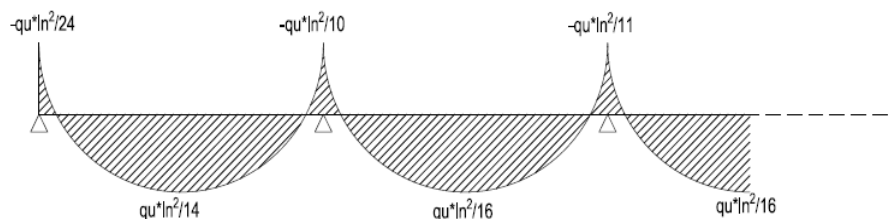
Se utilizó la sección de losa utilizada en el predimensionamiento del, donde se asume que cada nervio está separado 50 cm entre los ejes (Figura 3.17).



**Figura 3.17** Vista transversal de la losa en una dirección.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Para el cálculo del acero de refuerzo se utilizó momentos y fuerzas cortantes aproximados dados por el ACI 318 S-11; en el capítulo 8 sección 8.3, escogiendo los más críticos de la zona.



**Figura 3.18** Momentos aproximados dados por el ACI en losas.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Donde:

$q_u$ : Carga mayorada por ancho efectivo de losa.

$l_n$ : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

Los momentos observados en la figura 3.18 son los más relevantes en toda la sección de la losa, de estos se determinan los críticos que ayudaran a determinar el acero de refuerzo.

Las cargas últimas utilizadas para determinar los momentos mostrados en la Tabla XXXVIII.

**Tabla XXXVIII. Cargas últimas**

<b>Pisos</b>	<b>Carga muerta (<math>W_D</math>) (Ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga viva (<math>W_L</math>) (Ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga ultima (<math>1.2W_D+1.6W_L</math>) (Ton/m<sup>2</sup>)</b>
Terraza	0.40	0.32	0.992
5	0.40	0.32	0.992
4	0.40	0.32	0.992
3	0.40	0.32	0.992
2	0.40	0.32	0.992
1	0.40	0.48	1.248

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Con estos datos se procede a calcular los momentos máximos negativos y positivos de cada piso como se observa en la Tabla XXXIX.

**Tabla XXXIX. Momentos máximos.**

<b>Pisos</b>	<b>Carga ultima (<math>q_u</math>) (Ton/m)</b>	<b>Momento máximo positivo (<math>M_{max+}</math>) (Ton*m)</b>	<b>Momento máximo negativo (<math>M_{max-}</math>) (Ton*m)</b>
Terraza	0.496	0.48	0.67
5	0.496	0.48	0.67
4	0.496	0.48	0.67
3	0.496	0.48	0.67
2	0.496	0.48	0.67
1	0.624	0.60	0.84

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Con los momentos obtenidos se prosiguió a determinar el área de acero requerido tabla XL tomando en cuenta que debe ser mayor a lo especificado en el capítulo 10 sección 10.5.1 del ACI 318 s-11:

$$A_{s \min} = \frac{1.4 * d * b_w}{f_y} > \frac{0.25 * \sqrt{f'c} * d * b_w}{f_y}$$

$$A_{s \min} = 0.75 \text{ cm}^2 > 0.71 \text{ cm}^2$$

Controla:

$$A_{s \min} = 0.75 \text{ cm}^2$$

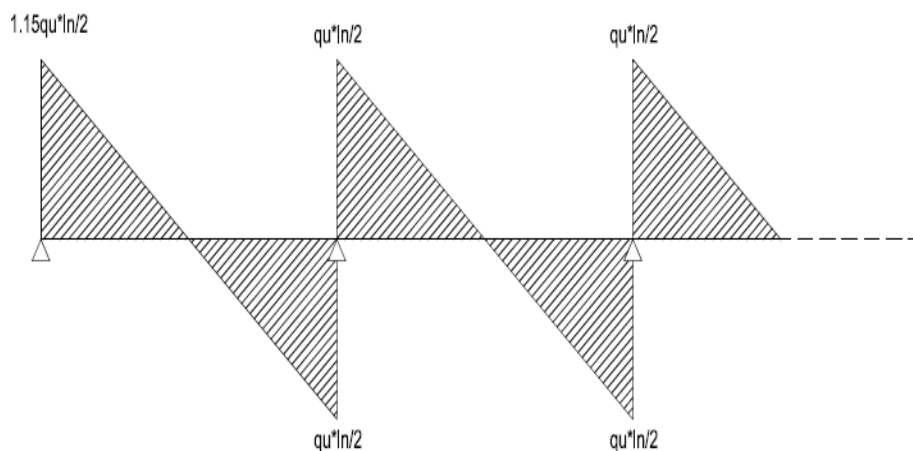
**Tabla XL.** Acero de refuerzo en losa.

Pisos	Momento	As (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Terraza	Negativo	0.88	<b>1Ø12</b>
	Positivo	0.63	<b>1Ø12</b>
5	Negativo	0.88	<b>1Ø12</b>
	Positivo	0.63	<b>1Ø12</b>
4	Negativo	0.88	<b>1Ø12</b>
	Positivo	0.63	<b>1Ø12</b>
3	Negativo	0.88	<b>1Ø12</b>
	Positivo	0.63	<b>1Ø12</b>
2	Negativo	0.88	<b>1Ø12</b>
	Positivo	0.63	<b>1Ø12</b>
1	Negativo	1.10	<b>1Ø12</b>
	Positivo	0.78	<b>1Ø12</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.10.2 Verificación del cortante

Para la revisión por cortante se tomó los cortantes aproximados dados en el ACI 318 capítulo 8 sección 8.3, escogiendo los más relevantes como se puede ver en la Figura 3.19.



**Figura 3.19** Cortantes aproximados dados por el ACI en losas.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Donde:

$q_u$ : Carga mayorada por ancho efectivo de losa.

$l_n$ : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

Se debe seguir el criterio del ACI 318 capítulo 11 sección 11.1 que expresa que el valor del cortante nominal multiplicado por un factor de reducción de resistencia debe ser mayor al cortante último.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Al no tener estribos solo se considera el cortante por concreto siguiendo la fórmula:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

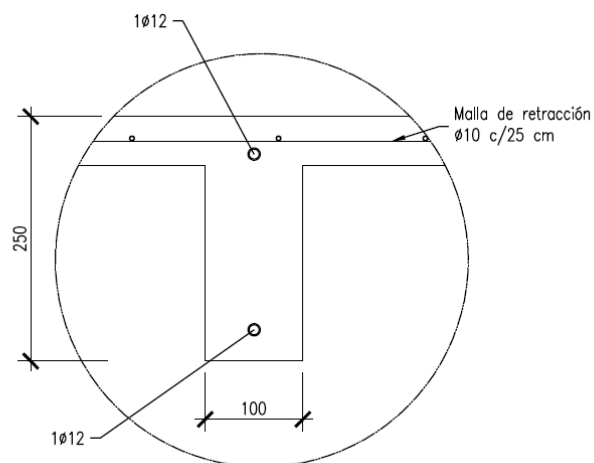
**Tabla XLI.** Acero de refuerzo en losa.

Pisos	$V_u$ (Ton)	$\phi V_c$ (Ton)	$\phi V_c > V_u$
Terraza	1.05	7.4	<b>OK</b>
5	1.05	7.4	<b>OK</b>
4	1.05	7.4	<b>OK</b>
3	1.05	7.4	<b>OK</b>
2	1.05	7.4	<b>OK</b>
1	1.32	7.4	<b>OK</b>

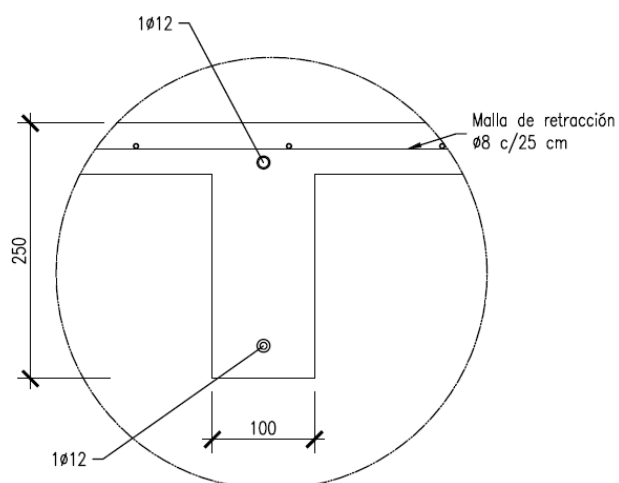
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



Como se aprecia en la Tabla XLI se cumplió en todos los pisos el criterio por cortante. Teniendo como resultado final el diseño de la losa, como se observan en las figuras 3.20 y 3.21:



**Figura 3.20** Detalle nervio de losa piso 1  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.21** Detalle nervio de losa piso 2 al 5 y terraza.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.11 Diseño estructural de vigas

Tomando la secciones de las vigas escogidas en el predimensionamiento en el eje X y Y, se procedió a realizar el diseño de acero de refuerzo.

**Tabla XLII.** Dimensiones de vigas secundarias.

<b>Pisos</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>
Terraza	30	40
5	30	55
4	30	55
3	30	55
2	30	55
1	30	60

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla XLIII.** Dimensiones vigas principales en eje X (VPX)

<b>Pisos</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>
Terraza	35	65
5	35	65
4	35	70
3	35	70
2	35	75
1	35	75

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla XLIV.** Dimensiones vigas principales en eje Y (VPY)

<b>Pisos</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>
Terraza	35	55
5	35	55
4	35	60
3	35	60
2	35	65
1	35	65

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.11.1 Revisión de dimensión de secciones

Las comprobaciones de las dimensiones fueron sustentadas con respecto al capítulo 21 del ACI 318:

- 1) Según la sección 21.5.1.1 la fuerza mayorada de compresión axial en el elemento no debe exceder la siguiente fórmula:

$$P_u < \frac{A_g * f'c}{10}$$

- 2) La sección 21.5.1.2 expresa que la luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura.

$$\frac{l_n}{d} > 4$$

**Tabla XLV.** Comprobación de luz libre para vigas secundarias.

Pisos	d asumido (cm)	$\frac{l_n}{d}$ (cm)	$\frac{l_n}{d} > 4$
Terraza	34	19.56	OK
5	49	13.57	OK
4	49	13.57	OK
3	49	13.57	OK
2	49	13.57	OK
1	54	12.34	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla XLVI.** Comprobación de luz libre para vigas principales VPX.

Pisos	d asumido (cm)	$\frac{l_n}{d}$ (cm)	$\frac{l_n}{d} > 4$
Terraza	57	13.25	OK
5	57	13.25	OK
4	62	12.02	OK
3	62	12.02	OK
2	67	10.97	OK
1	67	10.97	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla XLVII.** Comprobación de luz libre para vigas principales VPY.

<b>Pisos</b>	<b>d asumido (cm)</b>	<b><math>\frac{ln}{d}</math> (cm)</b>	<b><math>\frac{ln}{d} &gt; 4</math></b>
Terraza	49	13.37	<b>OK</b>
5	49	13.37	<b>OK</b>
4	54	11.94	<b>OK</b>
3	54	11.94	<b>OK</b>
2	59	10.76	<b>OK</b>
1	59	10.76	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

- 3) El ancho del elemento no debe ser menor que el mínimo entre 0.3h y 250mm según la sección 21.5.1.3.

**Tabla XLVIII.** Comprobación del ancho del elemento para vigas secundarias.

<b>Pisos</b>	<b>bw (cm)</b>	<b>0.3h (cm)</b>	<b><math>\frac{bw &gt; 250}{bw &gt; 0.3h}</math></b>
Terraza	30	12.00	<b>OK</b>
5	30	16.50	<b>OK</b>
4	30	16.50	<b>OK</b>
3	30	16.50	<b>OK</b>
2	30	16.50	<b>OK</b>
1	30	18.00	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla XLIX.** Comprobación del ancho del elemento para vigas principales VPX.

<b>Pisos</b>	<b>bw (cm)</b>	<b>0.3h (cm)</b>	<b><math>\frac{bw &gt; 250}{bw &gt; 0.3h}</math></b>
Terraza	35	19.50	<b>OK</b>
5	35	19.50	<b>OK</b>
4	35	21.00	<b>OK</b>
3	35	21.00	<b>OK</b>
2	35	22.50	<b>OK</b>
1	35	22.50	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla L.** Comprobación del ancho del elemento para vigas principales VPY.

Pisos	$b_w$ (cm)	$0.3h$ (cm)	$b_w > 250$ $b_w > 0.3h$
Terraza	35	16.50	<b>OK</b>
5	35	16.50	<b>OK</b>
4	35	18.00	<b>OK</b>
3	35	18.00	<b>OK</b>
2	35	19.50	<b>OK</b>
1	35	19.50	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

4) El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo  $C_2$ , sumado a una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual o menor entre las siguientes opciones (sección 21.5.1.4):

- Ancho del elemento de apoyo  $C_2$ .

$$b_w < C_2 + 2C_2$$

- 0.75 veces la dimensión total del elemento de apoyo  $C_1$ .

$$b_w < C_2 + 1.5C_1$$

**Tabla LI.** Comprobación del ancho del elemento para vigas principales VPY y VPX.

Pisos	$b_w$ (cm)	$C_2+2C_2$ (cm)	$B_w < C_2+2C_2$	$C_2+1.5C_1$ (cm)	$B_w < C_2+1.5C_1$
Terraza	35	135.00	<b>OK</b>	112.5	<b>OK</b>
5	35	135.00	<b>OK</b>	112.5	<b>OK</b>
4	35	165.00	<b>OK</b>	137.5	<b>OK</b>
3	35	165.00	<b>OK</b>	137.5	<b>OK</b>
2	35	195.00	<b>OK</b>	162.5	<b>OK</b>
1	35	195.00	<b>OK</b>	162.5	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.11.2 Consideraciones para el refuerzo requerido a flexión.

Al cumplir todas las necesidades descritas anteriormente, se procede a diseñar el acero de refuerzo longitudinal. Se diseñara los tres tipos de vigas (VS, VPY y VPX) por piso, adicionalmente se debe verificar según el ACI 318 capítulo 21 lo siguiente:

- La sección 21.5.2.1 detalla la cuantía máxima es 0.0025 mínima para el refuerzo longitudinal, no debe ser menor que:

$$0.8 * \sqrt{f'c}/f_y \text{ Y no menor que } 14/f_y$$

$$0.8 \sqrt{f'c}/f_y = 0.8 * \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.0032$$

$$14/f_y = \frac{14}{4200} = 0.0033 \text{ - Controla.}$$

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

$$M_n^+ \text{ en la cara del nudo} = \frac{M_n^- \text{ en la cara del nudo}}{2}$$

$$M_n \text{ en cualquier sección} = \frac{M_{n,max}}{4}$$

Considerar que:

As, disponible > As, requerido

Ø Mn > Mu

Para las vigas secundarias se tomaron los momentos máximos de cada diferente localización para disminuir cálculos y para las vigas principales por tener momentos simétricos en todo el segmento se escogió la mitad del tramo.

### 3.11.3 Refuerzo requerido a flexión en vigas, planta primera

**Tabla LII.** Acero de refuerzo para viga secundaria de planta primera.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Interior	Positivo máximo	23.77	12.96	6Ø18
	Apoyo interior negativo	-34.89	19.02	6Ø22
	Apoyo interior positivo	17.45*	9.51	4Ø18

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LII.a** Continuación Tabla LII.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Interior	Positivo máximo	15.26	27.29	0.009
	Apoyo interior negativo	22.80	40.4	0.014
	Apoyo interior positivo	10.17	18.71	0.006

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LIII.** Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de planta primera.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-52.42	-26.12		6Ø25

	Apoyo exterior positivo	0	0	16.16	4Ø25
	Positivo máximo	58.1	28.95	8.08	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-59.24	-29.51		6Ø25
	Apoyo interior positivo	0	0	16.16	4Ø25
Interior	Positivo máximo	55.77	27.79	8.08	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-57.2	-28.5		6Ø25
	Apoyo interior positivo	0	0	16.16	4Ø25
Interior	Positivo máximo	55.84	27.82	8.08	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-57.04	-28.42		6Ø25
	Apoyo interior positivo	0	0	16.16	4Ø25

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LIII.a** Continuación Tabla LIII.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	29.45	66.30	0.0125
	Apoyo exterior positivo	19.63	46.04	0.0083
	Positivo máximo	29.45	66.30	0.0125
	Apoyo interior negativo	29.45	66.30	0.0125
	Apoyo interior positivo	19.63	46.04	0.0083



Interior	Positivo máximo	29.45	66.30	0.0125
	Apoyo interior negativo	29.45	66.30	0.0125
	Apoyo interior positivo	19.63	46.04	0.0083
Interior	Positivo máximo	29.45	66.30	0.0125
	Apoyo interior negativo	29.45	66.30	0.0125
	Apoyo interior positivo	19.63	46.04	0.0083

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LIV.** Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de planta primera.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-35.13	-17.5		5Ø22
	Apoyo exterior positivo	4.54	2.26	10.78	4Ø20
	Positivo máximo	14.56	7.25	10.78	4Ø20
	Apoyo interior negativo	-33.85	-16.86		5Ø22
	Apoyo interior positivo	4.88	2.43	10.78	4Ø20
Interior	Positivo máximo	13.92	6.94	10.78	4Ø20
	Apoyo interior negativo	-34.64	-17.26		5Ø22
	Apoyo interior positivo	4.09	2.04	10.78	4Ø20

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

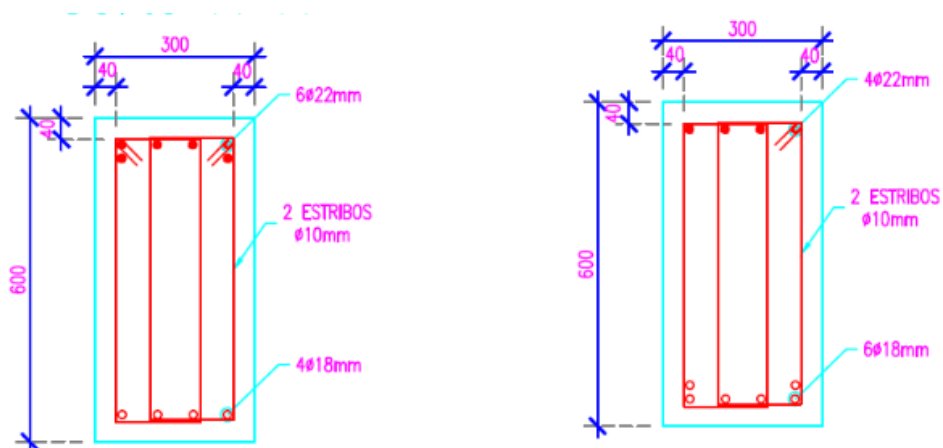
**Tabla LIV.a** Continuación de Tabla LIV.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	19.01	38.94	0.0092
	Apoyo exterior positivo	12.57	26.52	0.0061
	Positivo máximo	12.57	26.52	0.0061
	Apoyo interior negativo	19.01	38.94	0.0092
	Apoyo interior positivo	12.57	26.52	0.0061

Interior	Positivo máximo	12.57	26.52	0.0061
	Apoyo interior negativo	19.01	38.94	0.0092
	Apoyo interior positivo	12.57	26.52	0.0061

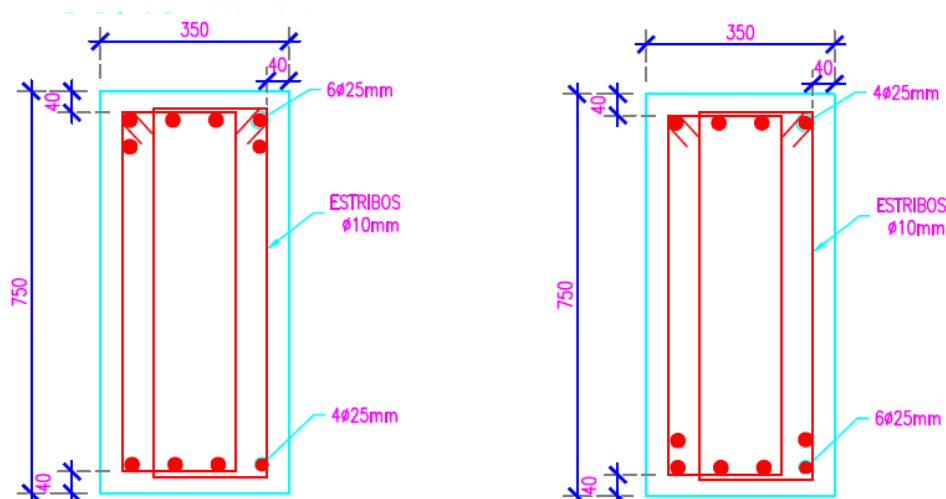
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En todas las vigas se hicieron las respectivas consideraciones mencionadas al comienzo de la sección 3.11.2. Con estos resultados se diseñó el acero de refuerzo longitudinal, En una vista en corte las figuras 3.22, 3.23 y 3.24 detallan las vigas secundarias, principales en VPX y VPY respectivamente.



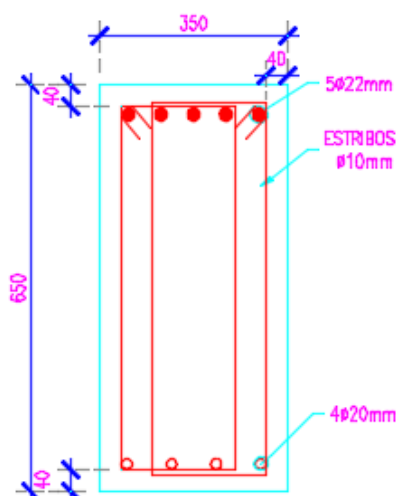
**Figura 3.22** Sección viga secundaria planta primera.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.23** Sección viga principal en X (VPX) planta primera.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.24** Sección viga principal en Y (VPY) planta primera.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.11.4 Refuerzo requerido a flexión en vigas, segunda planta

Como parte de la optimización de cálculos el acero de refuerzo de la viga secundaria es el mismo para los pisos 2, 3, 4 y 5, el detalle se encuentra en la tabla LV.

**Tabla LV.** Acero de refuerzo para viga secundaria de segunda planta, tercera, cuarta y quinta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Interior	Positivo máximo	19.50	11.69	4φ20
	Apoyo interior negativo	-29.85	17.90	6φ20
	Apoyo interior positivo	14.93*	8.95	4φ20

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Tabla LV.a Continuación Tabla LV.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Interior	Positivo máximo	12.56	19.34	0.0076
	Apoyo interior negativo	18.89	27.96	0.0114
	Apoyo interior positivo	12.56	19.34	0.0076

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Tabla LVI. Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de segunda planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-50.58	-25.20		6Ø25
	Apoyo exterior positivo	0.00	0.00	16.16	4Ø25
	Positivo máximo	49.55	24.69	8.08	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-53.55	-26.68		6Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	16.16	4Ø25
Interior	Positivo máximo	48.05	23.94	8.08	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-52.86	-26.34		6Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	16.16	4Ø25
Interior	Positivo máximo	48.04	23.93	8.08	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-52.92	-26.37		6Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	16.16	4Ø25

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LVI.a** Continuación Tabla LVI.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	29.45	66.30	0.0126
	Apoyo exterior positivo	19.63	46.04	0.0084
	Positivo máximo	29.45	66.30	0.0126
	Apoyo interior negativo	29.45	66.30	0.0126
	Apoyo interior positivo	19.63	46.04	0.0084
Interior	Positivo máximo	29.45	66.30	0.0126
	Apoyo interior negativo	29.45	66.30	0.0126
	Apoyo interior positivo	19.63	46.04	0.0084
Interior	Positivo máximo	29.45	66.30	0.0126
	Apoyo interior negativo	29.45	66.30	0.0126
	Apoyo interior positivo	19.63	46.04	0.0084

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LVII.** Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de segunda planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-35.73	-17.80		5Ø22
	Apoyo exterior positivo	4.80	2.39	10.78	4Ø20
	Positivo máximo	13.67	6.81	10.78	4Ø20
	Apoyo interior negativo	-31.76	-15.82		5Ø22
	Apoyo interior positivo	6.54	3.26	10.78	4Ø20
Interior	Positivo máximo	13.07	6.51	10.78	4Ø20
	Apoyo interior negativo	-33.82	-16.85		5Ø22
	Apoyo interior positivo	5.25	2.62	10.78	4Ø20

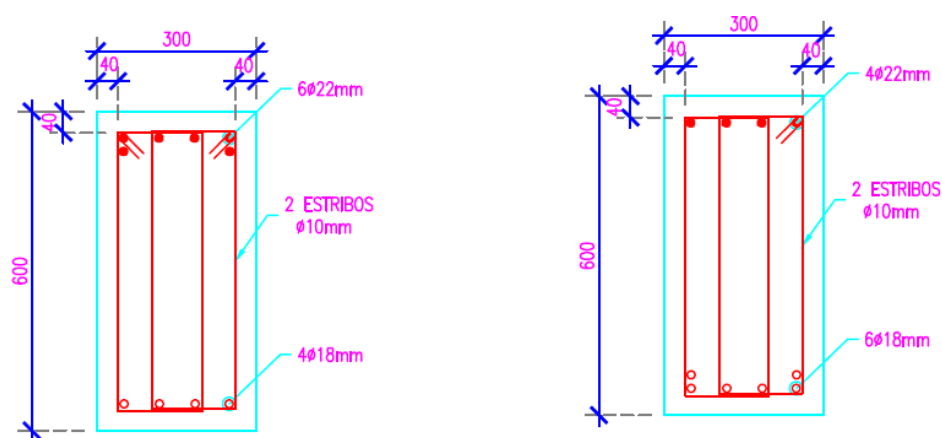
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Tabla LVII.a Continuación Tabla LVII.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	19.01	38.94	0.0092
	Apoyo exterior positivo	12.57	26.52	0.0061
	Positivo máximo	12.57	26.52	0.0061
	Apoyo interior negativo	19.01	38.94	0.0092
	Apoyo interior positivo	12.57	26.52	0.0061
Interior	Positivo máximo	12.57	26.52	0.0061
	Apoyo interior negativo	19.01	38.94	0.0092
	Apoyo interior positivo	12.57	26.52	0.0061

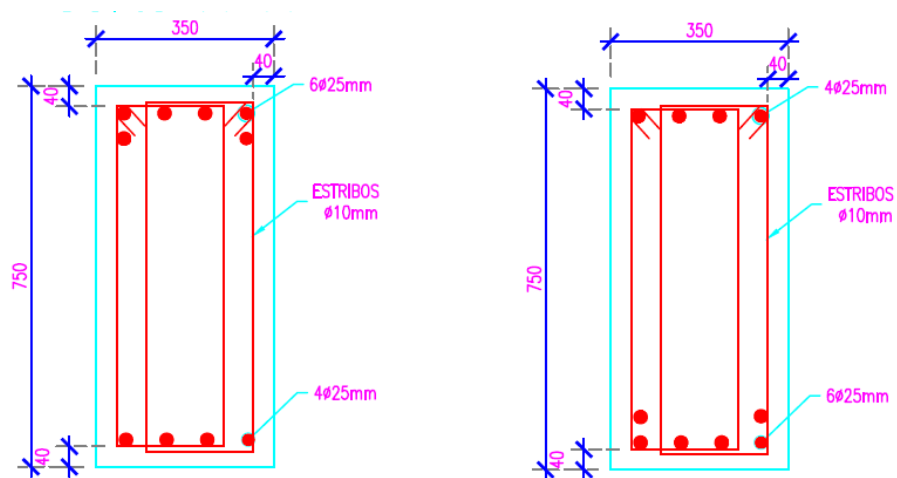
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En todas las vigas se hicieron las respectivas consideraciones mencionadas al comienzo de la sección 3.11.2. Con estos resultados se diseñó el acero de refuerzo longitudinal, en una vista en corte la figura 3.25, 3.26 y 3.27 describe como se ve el detalle de las vigas secundarias, principales en VPX y VPY respectivamente.

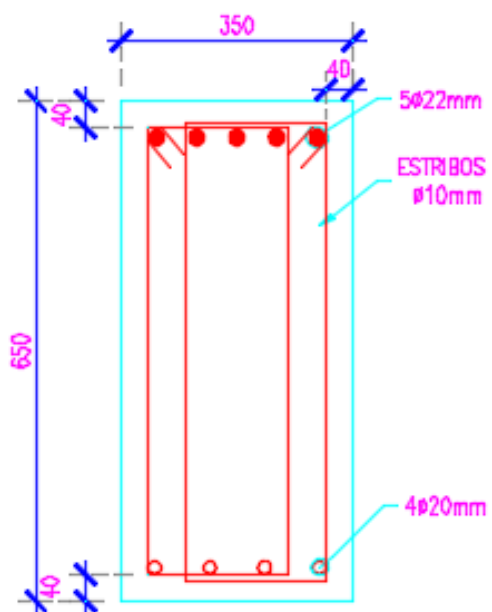


**Figura 3.25** Sección viga secundaria segunda planta, tercera, cuarta y quinta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.26** Sección viga principal en X (VPX) segunda planta  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.27** Sección viga principal en Y (VPY) segunda planta.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.11.5 Refuerzo requerido a flexión en vigas, tercera planta

**Tabla LVIII.** Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de tercera planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-47.35	-22.45		5Ø25
	Apoyo exterior positivo	0	0	13.63	3Ø25
	Positivo máximo	50.32	23.86	6.82	5Ø25
	Apoyo interior negativo	-52.64	-24.96		5Ø25
	Apoyo interior positivo	0	0	13.63	3Ø25
	Positivo máximo	48.23	22.87	6.82	5Ø25
Interior	Apoyo interior negativo	-51.42	-24.38		5Ø25
	Apoyo interior positivo	0	0	13.63	3Ø25
	Positivo máximo	48.27	22.89	6.82	5Ø25
Interior	Apoyo interior negativo	-51.38	-24.36		5Ø25
	Apoyo interior positivo	0	0	13.63	3Ø25
	Positivo máximo				

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LVIII.a** Continuación Tabla LVIII

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo exterior positivo	14.73	32.44	0.0068
	Positivo máximo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior negativo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior positivo	14.73	32.44	0.0068



Interior	Positivo máximo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior negativo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior positivo	14.73	32.44	0.0068
Interior	Positivo máximo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior negativo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior positivo	14.73	32.44	0.0068

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LIX.** Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de tercera planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-33.33	-18.14		5Ø22
	Apoyo exterior positivo	1.43	0.78	10.69	4Ø20
	Positivo máximo	13.12	7.14	10.69	4Ø20
	Apoyo interior negativo	-29.35	-15.98		5Ø22
	Apoyo interior positivo	3.38	1.84	10.69	4Ø20
	Interior	Positivo máximo	12.44	6.77	10.69
Apoyo interior negativo		-31.59	-17.2		5Ø22
Apoyo interior positivo		2.06	1.12	10.69	4Ø20

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

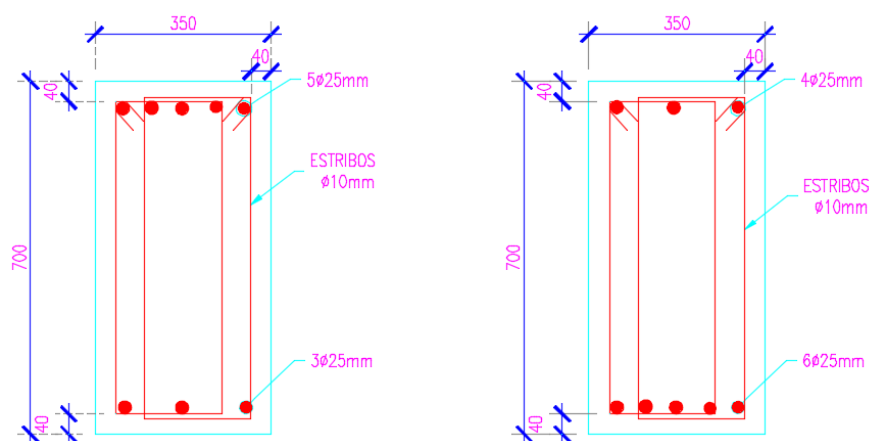
**Tabla LIX.a** Continuación Tabla LIX.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	19.01	35.34	0.0101
	Apoyo exterior positivo	12.57	24.14	0.0066
	Positivo máximo	12.57	24.14	0.0066
	Apoyo interior negativo	19.01	35.34	0.0101
	Apoyo interior positivo	12.57	24.14	0.0066

Interior	Positivo máximo	12.57	24.14	0.0066
	Apoyo interior negativo	19.01	35.34	0.0101
	Apoyo interior positivo	12.57	24.14	0.0066

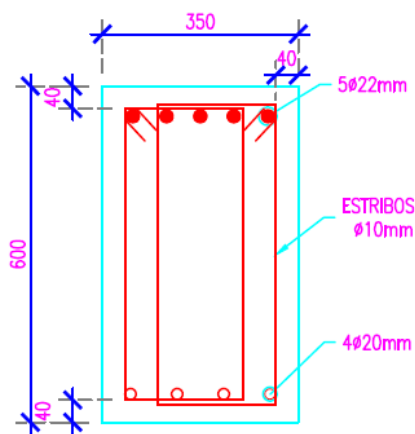
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En todas las vigas se hicieron las respectivas consideraciones mencionadas al comienzo de la sección 3.11.2. Con estos resultados se diseñó el acero de refuerzo longitudinal, en una vista en corte la figura 3.28 y 3.29 describe como se ve el detalle de las vigas principales en VPX y VPY respectivamente.



**Figura 3.28** Sección viga principal en X (VPX) tercera planta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.29** Sección viga principal en Y (VPY) tercera planta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.11.6 Refuerzo requerido a flexión en vigas, cuarta planta

**Tabla LX.** Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de cuarta planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-44.19	-20.95		5Ø25
	Apoyo exterior positivo	0.00	0.00	13.63	3Ø25
	Positivo máximo	50.74	24.06	6.82	5Ø25
	Apoyo interior negativo	-51.35	-24.35		5Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	13.63	3Ø25
	Positivo máximo	48.21	22.86	6.82	5Ø25
Interior	Apoyo interior negativo	-49.76	-23.59		5Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	13.63	3Ø25
	Positivo máximo	48.25	22.88	6.82	5Ø25
Interior	Apoyo interior negativo	-49.71	-23.57		5Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	13.63	3Ø25
	Positivo máximo	48.25	22.88	6.82	5Ø25

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LX.a** Continuación Tabla LX.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo exterior positivo	14.73	32.44	0.0068
	Positivo máximo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior negativo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior positivo	14.73	32.44	0.0068

Interior	Positivo máximo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior negativo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior positivo	14.73	32.44	0.0068
Interior	Positivo máximo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior negativo	24.54	51.76	0.0113
	Apoyo interior positivo	14.73	32.44	0.0068

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXI.** Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de cuarta planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-31.76	-17.29		5Ø22
	Apoyo exterior positivo	0	0	10.69	4Ø20
	Positivo máximo	12.94	7.04	10.69	4Ø20
	Apoyo interior negativo	-27.31	-14.87		5Ø22
	Apoyo interior positivo	1.82	0.99	10.69	4Ø20
	Interior	Positivo máximo	12.27	6.68	10.69
Apoyo interior negativo		-29.79	-16.22		5Ø22
Apoyo interior positivo		0.31	0.17	10.69	4Ø20

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

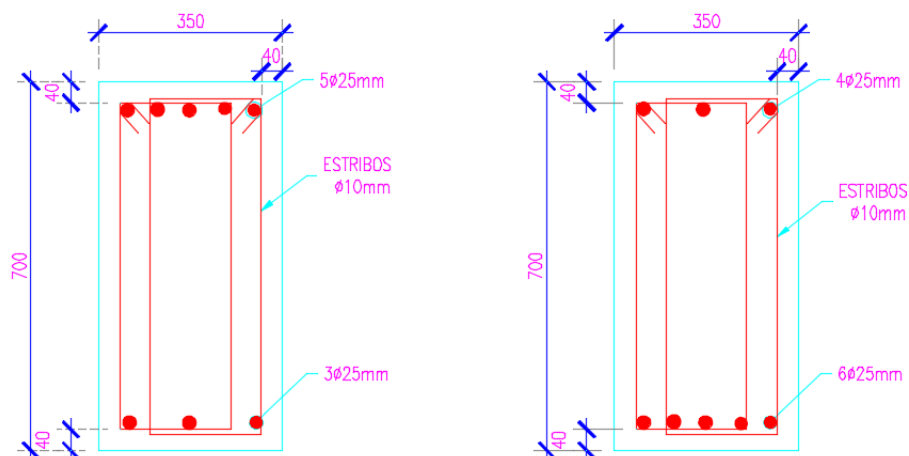
**Tabla LXI.a** Continuación de Tabla LXI.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	19.01	35.34	0.0101
	Apoyo exterior positivo	12.57	24.14	0.0066
	Positivo máximo	12.57	24.14	0.0066
	Apoyo interior negativo	19.01	35.34	0.0101
	Apoyo interior positivo	12.57	24.14	0.0066

Interior	Positivo máximo	12.57	24.14	0.0066
	Apoyo interior negativo	19.01	35.34	0.0101
	Apoyo interior positivo	12.57	24.14	0.0066

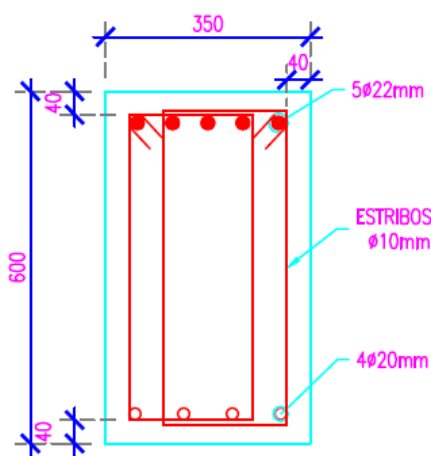
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En todas las vigas se hicieron las respectivas consideraciones mencionadas en la sección 3.11.2. Con estos resultados se diseñó el acero de refuerzo longitudinal, en una vista en corte la figura 3.30 y 3.31 describe como se ve el detalle de las vigas principales en VPX y VPY respectivamente.



**Figura 3.30** Sección viga principal en X (VPX) cuarta planta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.31** Sección viga principal en Y (VPY) cuarta planta

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.11.7 Refuerzo requerido a flexión en vigas, quinta planta

**Tabla LXII.** Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de quinta planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-38.02	-19.61		4Ø25
	Apoyo exterior positivo	0.00	0.00	11.06	3Ø25
	Positivo máximo	51.85	26.74	5.53	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-50.12	-25.85		6Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	14.73	3Ø25
Interior	Positivo máximo	48.39	24.95	6.75	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-46.75	-24.11		5Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	13.50	3Ø25
Interior	Positivo máximo	48.5	25.01	5.37	6Ø25
	Apoyo interior negativo	-46.51	-23.98		5Ø25
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	10.74	3Ø25

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXII.a** Continuación Tabla LXII.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	19.63	38.62	0.0098
	Apoyo exterior positivo	14.73	29.66	0.0074
	Positivo máximo	29.45	55.17	0.0148

	Apoyo interior negativo	29.45	55.17	0.0148
	Apoyo interior positivo	14.73	29.66	0.0074
Interior	Positivo máximo	29.45	55.17	0.0148
	Apoyo interior negativo	24.54	47.12	0.0123
	Apoyo interior positivo	14.73	29.66	0.0074
Interior	Positivo máximo	29.45	55.17	0.0148
	Apoyo interior negativo	19.01	37.50	0.0095
	Apoyo interior positivo	14.73	29.66	0.0074

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXIII.** Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de quinta planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-26.81	-16.08		5Ø22
	Apoyo exterior positivo	0.00	0.00	10.58	4Ø20
	Positivo máximo	13.05	7.83	10.58	4Ø20
	Apoyo interior negativo	-23.5	-14.1		5Ø22
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	10.58	4Ø20
	Positivo máximo	12.32	7.39	10.58	4Ø20
Interior	Apoyo interior negativo	-25.68	-15.41		5Ø22
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	10.58	4Ø20

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

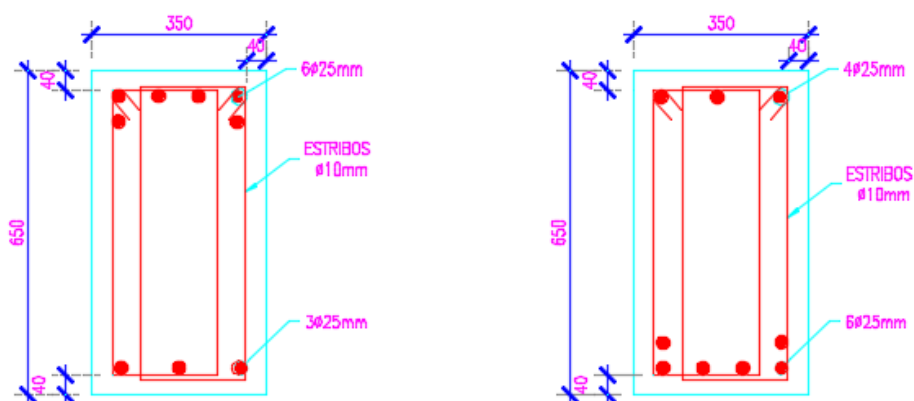
**Tabla LXIII.a** Continuación Tabla LXIII.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	19.01	31.75	0.0111
	Apoyo exterior positivo	12.57	21.77	0.0073

	Positivo máximo	12.57	21.77	0.0073
	Apoyo interior negativo	19.01	31.75	0.0111
	Apoyo interior positivo	12.57	21.77	0.0073
Interior	Positivo máximo	12.57	21.77	0.0073
	Apoyo interior negativo	19.01	31.75	0.0111
	Apoyo interior positivo	12.57	21.77	0.0073

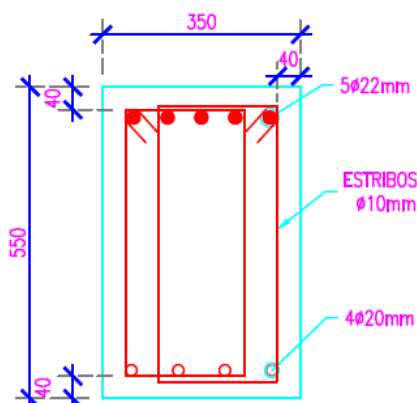
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En todas las vigas se hicieron las respectivas consideraciones mencionadas al comienzo de la sección 3.11.2. Con estos resultados se diseñó el acero de refuerzo longitudinal, en una vista en corte la figura 3.32 y 3.33 describe como se ve el detalle de las vigas principales en VPX y VPY respectivamente.



**Figura 3.32** Sección viga principal en X (VPX) quinta planta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.33** Sección viga principal en Y (VPY) quinta planta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



### 3.11.8 Refuerzo requerido a flexión en vigas, terraza o sexta planta

**Tabla LXIV.** Acero de refuerzo para viga secundaria de terraza o sexta planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Interior	Positivo máximo	9.00	7.78	4Ø18
	Apoyo interior negativo	-15.18	13.12	6Ø20
	Apoyo interior positivo	7.59*	6.56	4Ø18

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXIV.a** Continuación de Tabla LXIV.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Interior	Positivo máximo	10.17	10.35	0.0085
	Apoyo interior negativo	18.89	27.96	0.0114
	Apoyo interior positivo	10.17	10.35	0.0085

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXV.** Acero de refuerzo para viga principal en X (VPX) de terraza o sexta planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-17.97	-9.27		3Ø22
	Apoyo exterior positivo	0.00	0.00	6.68	2Ø22
	Positivo máximo	28.82	14.86	3.34	4Ø22
	Apoyo interior negativo	-28.58	-14.74		4Ø22
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	7.60	2Ø22
Interior	Positivo máximo	25.68	13.24	5.37	4Ø22
	Apoyo interior negativo	-29.95	-15.44		4Ø22

Interior	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	7.60	2Ø22
	Positivo máximo	25.88	13.35	4.38	4Ø22
	Apoyo interior negativo	-25.43	-13.11		4Ø22
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	7.60	2Ø22

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXV.a** Continuación Tabla LXV.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuántía
Exterior	Apoyo exterior negativo	11.40	23.33	0.0057
	Apoyo exterior positivo	7.60	15.83	0.0038
	Positivo máximo	15.21	30.55	0.0076
	Apoyo interior negativo	15.21	30.55	0.0076
	Apoyo interior positivo	7.60	15.83	0.0038
Interior	Positivo máximo	15.21	30.55	0.0076
	Apoyo interior negativo	15.21	30.55	0.0076
	Apoyo interior positivo	7.60	15.83	0.0038
Interior	Positivo máximo	14.73	29.66	0.0074
	Apoyo interior negativo	15.21	30.55	0.0076
	Apoyo interior positivo	7.60	15.83	0.0038

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXVI.** Acero de refuerzo para viga principal en Y (VPY) de terraza o sexta planta.

Tramo	Localización	Mu (T-m)	As, requerido (cm <sup>2</sup> )	Requerido por norma (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo
Exterior	Apoyo exterior negativo	-14.23	-8.54		3Ø20
	Apoyo exterior positivo	0.00	0.00	7.26	3Ø20
	Positivo máximo	7.66	4.6	7.26	3Ø20
	Apoyo interior negativo	-11.76	-7.05		3Ø20

Interior	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	7.26	3Ø20
	Positivo máximo	6.78	4.07	7.26	3Ø20
	Apoyo interior negativo	-13.52	-8.11		3Ø20
	Apoyo interior positivo	0.00	0.00	7.26	3Ø20

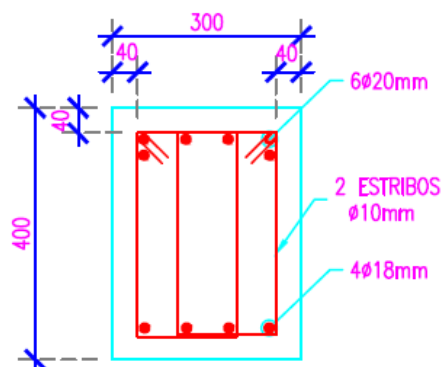
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXVI.a** Continuación Tabla LXVI.

Tramo	Localización	As, disponible (cm <sup>2</sup> )	ØMn (T-m)	Cuantía
Exterior	Apoyo exterior negativo	9.42	16.61	0.0055
	Apoyo exterior positivo	9.42	16.61	0.0055
	Positivo máximo	9.42	16.61	0.0055
	Apoyo interior negativo	9.42	16.61	0.0055
	Apoyo interior positivo	9.42	16.61	0.0055
Interior	Positivo máximo	9.42	16.61	0.0055
	Apoyo interior negativo	9.42	16.61	0.0055
	Apoyo interior positivo	9.42	16.61	0.0055

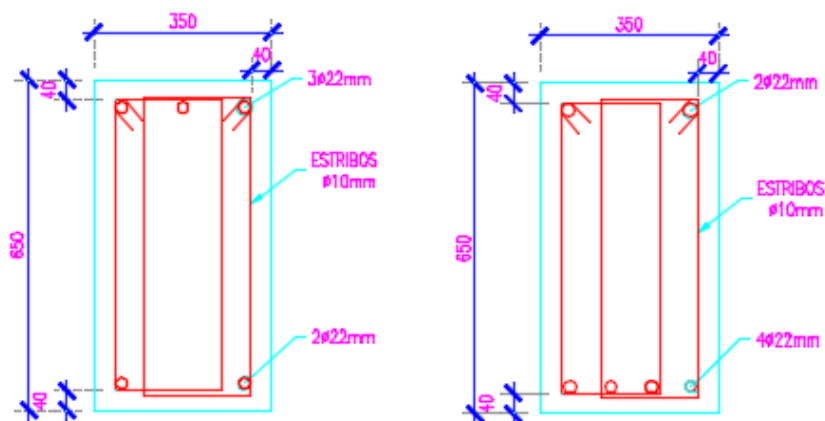
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En todas las vigas se hicieron las respectivas consideraciones mencionadas al comienzo de la sección 3.11.2. Con estos resultados se diseñó el acero de refuerzo longitudinal, en una vista en corte la figura 3.34, 3.35 y 3.36 describe como se ve el detalle de las vigas secundarias, principales en VPX y VPY respectivamente.



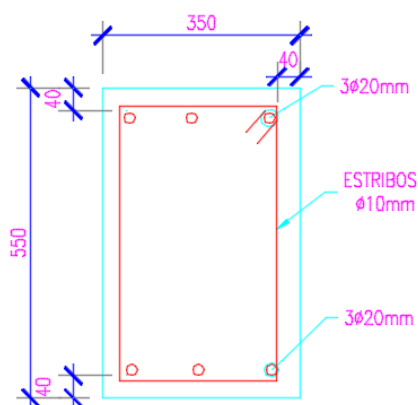
**Figura 3.34** Sección viga secundaria planta terraza o sexta planta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.35** Sección viga principal en X (VPX) planta terraza o sexta planta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 3.36** Sección viga principal en Y (VPY) terraza o sexta planta.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.11.9 Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

La longitud de anclaje se usó los requerimientos del capítulo 21 y 7 del ACI 318.

En la sección 21.7.5.1 la longitud de desarrollo para una barra de gancho estándar, no debe ser menor que el mayor valor entre:

- $8d_b$
- 150 mm
- $\frac{f_y d_b}{5.4 \sqrt{f'c}}$

En la unidad 7.1 se indica que el doblado de 180° más una extensión de  $4d_b$ , pero que no debe ser menor a 65 mm en el extremo libre de la barra. El doblado de 90° tendrá una extensión adicional de  $12d_b$  en el extremo libre de la barra. El apartado 7.2 indica que el diámetro mínimo de doblado para barras que estén entre N° 10 a N° 25 deberá ser  $6d_b$ .

**Tabla LXVII.** Longitud de anclaje requerida para todos los pisos.

Ø Barra Longitudinal (mm)	$L_{dh}$ (cm)	Diámetro de doblado (cm)	Longitud de gancho (cm)
18	25	11	22
20	30	12	24
22	35	13	26
25	40	15	30
28	45	22	34

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En la tabla LXVII se observa las longitudes de anclaje de todas las barras que se van a utilizar como reforzamiento longitudinal en la estructura.

### 3.11.10 Refuerzo al cortante

En la sección 21.5.4 del Aci 318 se detalla los requisitos de resistencia a cortante. La fuerza a cortante de diseño,  $V_e$ , se deben determinar a partir de las fuerzas estáticas comprendidas entre las caras del nudo. Además se debe suponer que en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuestos,  $M_{pr}$ , siendo estos las resistencias probables. Adicionalmente se asume que los elementos están sometidos por cargas mayoradas a lo largo de la luz.

$M_{pr}$  está basado en el esfuerzo de tracción en el refuerzo de  $1.25f_y$  y se lo puede calcular de la siguiente manera:

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85(f'_c)b}$$

Y para hallar  $V_e$ , se requirió del cortante gravitacional,  $V_g$ , y del cortante por sismo,  $V_{EQ}$ :

$$V_e = V_g + V_{EQ}$$

$$V_g = \frac{(W_u + Q) L_n}{2}$$

$$V_{EQ} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L_n}$$

Donde:

$W_u$ :  $1.2 W_D + 0.5 W_L$

$Q$ : Carga puntual ocasionada por la viga secundaria (solo para VPX)

$L_n$ : Luz libre

**Tabla LXVIII.** Momento probable y fuerza de cortante de diseño en vigas principales en eje X (VPX).

Pisos	$M_{pr}^-$ (Ton-m)	$M_{pr}^+$ (Ton-m)	$V_e$ (Ton)
Terraza	31.97	21.79	34.28
5	52.38	40.48	41.01
4	69.92	44.36	40.99
3	69.92	44.36	40.99
2	89.25	62.69	46.10
1	89.25	62.69	49.27

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXIX.** Momento probable y fuerza de cortante de diseño en vigas principales en eje Y (VPY).

Pisos	$M_{pr}^-$ (Ton-m)	$M_{pr}^+$ (Ton-m)	$V_e$ (Ton)
Terraza	22.78	22.78	15.34
5	42.92	29.71	19.47
4	47.91	33.01	20.8
3	47.91	33.01	20.8
2	52.90	36.31	22.18
1	52.90	36.31	23.19

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Despejando la ecuación en la sección 11.1.1 del Aci 318, encontramos la fuerza nominal a cortante del acero,  $V_s$ :

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

En la sección 21.5.4.2 se especifica que se debe diseñar suponiendo  $V_c = 0$  cuando se produzcan simultáneamente lo siguiente:

- “La fuerza cortante inducida por el sismo es igual a la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en la zona de análisis.”

- “La fuerza axial de compresión mayorada,  $P_u$ , es menor a  $A_g f'_c / 20$ .”

En el capítulo 11 literal 11.4.7.9 dice que  $V_s$  no debe ser mayor que:

$$V_{smax} = 2.2\sqrt{f'_c} b_w d.$$

Y en la sección 11.4.5.3 explica que las separaciones máximas se deben reducir a la mitad si  $V_s$  sobrepasa  $V_{s_s} = 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$

**Tabla LXX.** Revisión de  $V_s$  en vigas principales en eje X (VPX).

Pisos	$V_s$ (Ton)	$V_{smax}$ (Ton)	$V_s < V_{smax}$	$V_{s_s}$ (Ton)	$V_s < V_{s_s}$
Terraza	45.71	73.44	<b>OK</b>	36.72	<b>NO CUMPLE</b>
5	54.68	73.44	<b>OK</b>	36.72	<b>NO CUMPLE</b>
4	54.65	79.88	<b>OK</b>	39.94	<b>NO CUMPLE</b>
3	54.65	79.88	<b>OK</b>	39.94	<b>NO CUMPLE</b>
2	61.46	86.33	<b>OK</b>	43.16	<b>NO CUMPLE</b>
1	65.70	86.33	<b>OK</b>	43.16	<b>NO CUMPLE</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXI.** Revisión de  $V_s$  en vigas principales en eje Y (VPY).

Pisos	$V_s$ (Ton)	$V_{smax}$ (Ton)	$V_s < V_{smax}$	$V_{s_s}$ (Ton)	$V_s < V_{s_s}$
Terraza	5.24	63.13	<b>OK</b>	31.57	<b>OK</b>
5	10.75	63.13	<b>OK</b>	31.57	<b>OK</b>
4	10.97	69.58	<b>OK</b>	34.79	<b>OK</b>
3	10.97	69.58	<b>OK</b>	34.79	<b>OK</b>
2	11.26	76.02	<b>OK</b>	38.01	<b>OK</b>
1	12.61	76.02	<b>OK</b>	38.01	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En la tabla LXX ninguno de los pisos cumple con la consigna de la sección 11.4.5.3, entonces las separaciones máximas deberán reducirse hasta la mitad.



Para todas las vigas principales en Y no cumple con el criterio de la sección 21.5.4.2, entonces se deberá considerar la fuerza a cortante, calculándose como se describe en 11.2.1.1:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Para las vigas secundarias también se utilizó esta fórmula para determinar  $V_c$ , seguidamente para calcular  $V_s$  como se lo explico anteriormente.

**Tabla LXXII.** Revisión de  $V_s$  en vigas secundarias ( $V_s$ ).

Pisos	$V_s$ (Ton)	$V_{smax}$ (Ton)	$V_s < V_{smax}$	$V_{ss}$ (Ton)	$V_s < V_{ss}$
Terraza	8.12	42.80	<b>OK</b>	18.83	<b>OK</b>
5	21.01	61.49	<b>OK</b>	27.06	<b>OK</b>
4	21.01	61.49	<b>OK</b>	27.06	<b>OK</b>
3	21.01	61.49	<b>OK</b>	27.06	<b>OK</b>
2	21.01	61.49	<b>OK</b>	27.06	<b>OK</b>
1	25.62	67.89	<b>OK</b>	29.87	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Para el espaciamiento de los estribos se analiza lo siguiente:

La sección 11.4.5.1 indica que el espaciamiento del refuerzo por cortante perpendicular no debe ser mayor a  $d/2$  ni 600 mm.

La sección 11.4.7.2 permite utilizar la siguiente fórmula para el refuerzo a cortante

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Donde  $A_v$  es el área de refuerzo por cortante dentro del espaciamiento  $s$ .

La NEC-SE-HM en la sección 4.2.8 literal b) muestra que en los extremos del elemento el primer estribo se coloca a 50 mm y el

ultimo a  $2 \cdot h$  desde la cara. Además en esta región el espaciamiento máximo no debe ser mayor que el menor de:

- $d/4$
- $6d_b$
- 200 mm

El espaciamiento máximo en los traslapes no debe ser mayor a:

- $d/4$
- 100 mm

Donde el confinamiento sea de menor importancia, se podrá colocar un espaciamiento máximo de  $d/2$ .

**Tabla LXXIII.** Espaciamiento de estribos en vigas secundarias (VS).

Pisos	S en zonas hasta $2 \cdot h$ (cm)	S en zona de menor importancia (cm)	S en traslapes (cm)
Terraza	8	15	8
5	10	20	10
4	10	20	10
3	10	20	10
2	10	20	10
1	10	25	10

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXIV.** Espaciamiento de estribos en vigas principales en eje X (VPX).

Pisos	S en zonas hasta $2 \cdot h$ (cm)	S en zona de menor importancia (cm)	S en traslapes (cm)
Terraza	10	25	10
5	10	25	10
4	15	30	10

3	15	30	10
2	15	30	10
1	15	30	10

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXV.** Espaciamiento de estribos en vigas principales en eje Y (VPY).

Pisos	S en zonas hasta 2*h (cm)	S en zona de menor importancia (cm)	S en traslapes (cm)
Terraza	10	25	10
5	10	25	10
4	10	25	10
3	10	25	10
2	10	25	10
1	10	25	10

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Finalmente se determina la zona de articulación plástica se considera  $2 \cdot h$  y se calcula la longitud de traslape,  $L_e$ , en aquella zona.

La longitud mínima del empalme según 12.15.1 para barras a tracción debe ser  $\phi \cdot 1.3 \cdot L_d$ , siendo  $\phi = 1.4$ .

$$L_d = 0.076 \frac{f_y \cdot d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

La longitud de empalme en elementos a compresión es más baja, la sección 12.16.1 dice que:

$$L_s = 0.0071 \cdot f_y \cdot d_b$$

**Tabla LXXVI.** Longitud de áreas plásticas y traslape en vigas secundarias (VS).

Pisos	Longitud de AP (cm)	Longitud de traslape (cm)	
		Tensión	Compresión
Terraza	80	100	60
5	110	100	60
4	110	100	60
3	110	100	60
2	110	100	60
1	120	110	60

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXVII.** Longitud de áreas plásticas y traslape en vigas principales en X (VPX).

Pisos	Longitud de AP (cm)	Longitud de traslape (cm)	
		Tensión	Compresión
Terraza	130	110	80
5	130	150	80
4	140	150	80
3	140	150	80
2	150	150	80
1	150	150	80

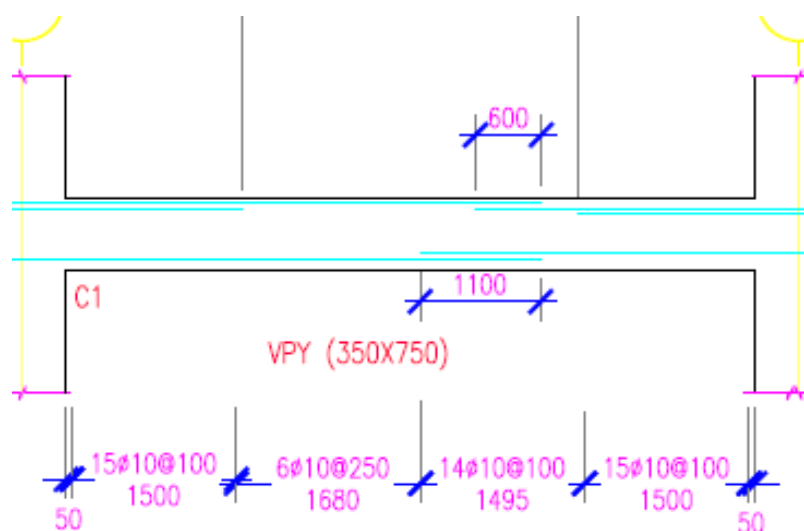
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXVIII.** Longitud de áreas plásticas y traslape en vigas principales en Y (VPY).

Pisos	Longitud de AP (cm)	Longitud de traslape (cm)	
		Tensión	Compresión
Terraza	110	100	60
5	110	110	60
4	120	110	60
3	120	110	60
2	130	110	60
1	130	110	60

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En la figura 3.37 se puede observar el detalle de estribos y traslapes, en el anexo B se puede ver el detalle de toda la estructura. La imagen muestra el número de estribos, su diámetro y su espaciamiento donde están puestas las cotas, de color violeta.



**Figura 3.37** Sección viga principal en Y (VPY) planta primera.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.12 Diseño estructural de Columnas.

Para realizar el diseño de columnas, se usó especialmente el capítulo 21 del ACI 318 (2011) que habla de estructuras sismo resistente. En la sección 21.6: “Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistente a momento” especifica que “el alcance de la misma va directo a pórticos especiales resistentes a momento que resisten fuerzas sísmicas y que tienen un fuerza axial mayorada de compresión,  $P_u$ , bajo cualquier combinación que excede  $A_g * f'_c/10$ ”.

#### 3.12.1 Revisión de dimensión de secciones.

Tomando los valores de las dimensiones de las columnas calculadas en el pre dimensionamiento, se procede a revisar si se cumple con las consignas 21.6.1.1 y 21.6.1.2.

**Tabla LXXIX.** Secciones de las columnas.

Piso	Interior (cm)		Exterior (cm)		Esquinera (cm)	
	C1	C2	C1	C2	C1	C2
Terraza	60	60	45	45	45	45
5	60	60	45	45	45	45
4	70	70	55	55	55	55
3	70	70	55	55	55	55
2	80	80	65	65	65	65
1	80	80	65	65	65	65

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

21.6.1.1.- La dimensión menor de la sección transversal no debe ser menor a 300 mm.

21.6.1.2.- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y perpendicular no debe ser menor a 0.4.

**Tabla LXXX.** Revisión de secciones de las columnas.

Piso	Interior (cm)		Exterior (cm)		Esquinera (cm)	
	C1 > 30	$\frac{C1}{C2} > 0.4$	C1 > 30	$\frac{C1}{C2} > 0.4$	C1 > 30	$\frac{C1}{C2} > 0.4$
Terraza	OK	OK	OK	OK	OK	OK
5	OK	OK	OK	OK	OK	OK
4	OK	OK	OK	OK	OK	OK
3	OK	OK	OK	OK	OK	OK
2	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

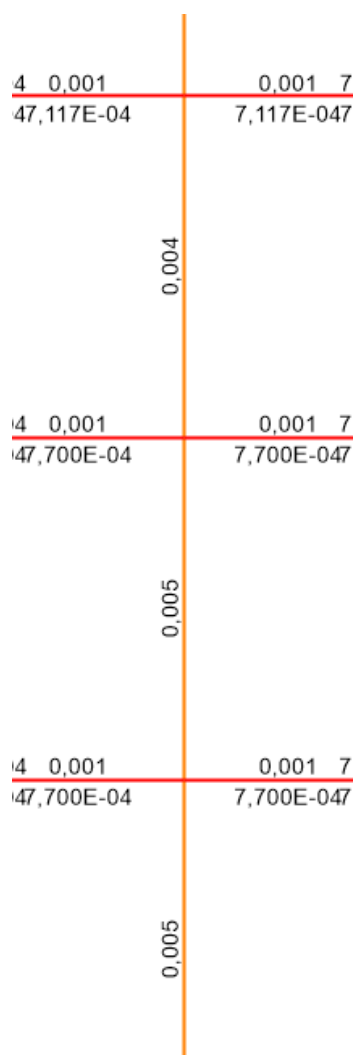
### 3.12.2 Determinación del refuerzo longitudinal requerido.

En la norma ecuatoriana de la construcción, NEC SE-HM, específica que la cuantía del de refuerzo longitudinal para las

columnas debe estar entre el rango de 0.01 a 0.03 en la sección 4.3.3.

$$1\% < \rho < 3\%$$

Al momento de arrancar el software estructural, SAP 2000, se reconocieron que las cuantías de las columnas eran menores a la mínima que pide la NEC SE-HM.



**Figura 3.38** Cuantías obtenidas por SAP2000 en un eje de la columna.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Al no alcanzar la cuantía mínima pedida, se empleó la dada por la NEC, con este dato se obtiene el área de acero de refuerzo requerido para columnas.

**Tabla LXXXI.** Refuerzo longitudinal de columnas interiores.

<b>Interior</b>				
<b>Pisos</b>	<b>As req. (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Refuerzo</b>	<b>As disp. (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cuantía recalculada</b>
Terraza	36.00	<b>10Ø22</b>	38.01	1.06%
5	36.00	<b>10Ø22</b>	38.01	1.06%
4	49.00	<b>10Ø25</b>	49.09	1.00%
3	49.00	<b>10Ø25</b>	49.09	1.00%
2	64.00	<b>14Ø25</b>	68.72	1.07%
1	64.00	<b>14Ø25</b>	68.72	1.07%

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

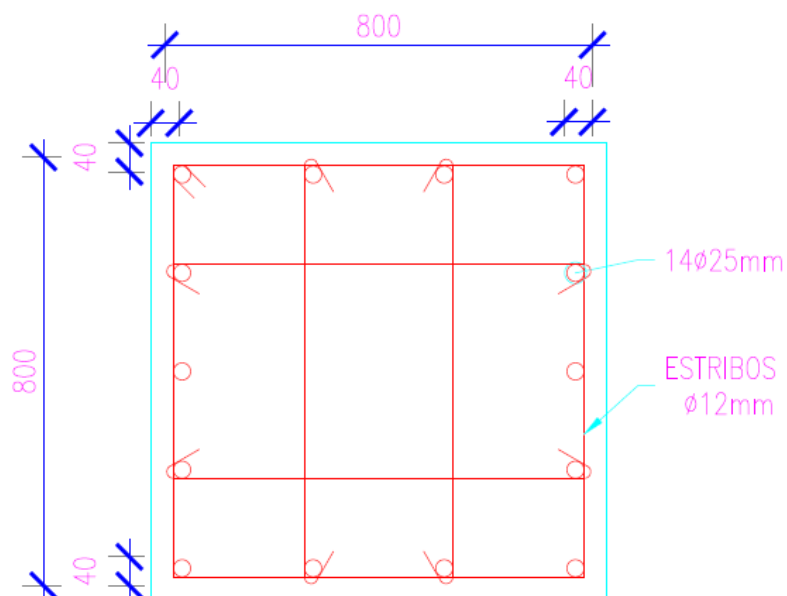
**Tabla LXXXII.** Refuerzo longitudinal de columnas exteriores y esquineras.

<b>Exterior y Esquinera</b>				
<b>Pisos</b>	<b>As req. (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Refuerzo</b>	<b>As disp. (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cuantía recalculada</b>
Terraza	20.25	<b>8Ø18</b>	20.36	1.01%
5	20.25	<b>8Ø18</b>	20.36	1.01%
4	30.25	<b>8Ø22</b>	30.41	1.01%
3	30.25	<b>8Ø22</b>	30.41	1.01%
2	42.25	<b>12Ø22</b>	45.62	1.08%
1	42.25	<b>12Ø22</b>	45.62	1.08%

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

La figura 3.39 muestra el detalle de acero longitudinal para la columna interior para la primera planta, el resto de secciones se encuentran en Anexo B





**Figura 3.39** Sección de columna planta primera.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.12.3 Criterio columna fuerte viga débil

El propósito de este criterio es reducir la fluencia de las columnas ante las fuerzas sísmicas. Si las columnas no llegan a ser más resistentes que las vigas que llegan al nudo, puede haber una gran probabilidad de acción inelástica en ellas. En otras palabras al no disminuir la fluencia de las vigas puede conducir a un colapso.

Según 21.6.2.2 se debe satisfacer la siguiente ecuación

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

**Tabla LXXXIII.** Momentos nominales en nodos de entre columnas interiores de cada piso en el eje Y.

<b>Interior</b>				
<b>Pisos</b>	<b>M<sub>nc</sub> Sup. (Ton-m)</b>	<b>M<sub>nc</sub> Inf. (Ton-m)</b>	<b>M<sub>nb</sub><sup>+</sup> (Ton-m)</b>	<b>M<sub>nb</sub><sup>-</sup> (Ton-m)</b>
Terraza	0.00	55.66	16.61	16.61
5	55.66	66.50	21.77	31.75
4	66.50	100.10	24.14	35.34
3	100.10	97.50	24.14	35.34
2	97.50	133.00	26.52	38.94
1	133.00	125.38	26.52	38.94

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXXIV.** Comprobación de criterio columnas interiores eje Y.

<b>Interior</b>				
<b>Pisos</b>	<b>ΣM<sub>nc</sub> (Ton-m)</b>	<b>ΣM<sub>nb</sub> (Ton-m)</b>	<b>1.2 ΣM<sub>nb</sub> (Ton-m)</b>	<b>Σ M<sub>nc</sub> &gt; 1.2 Σ M<sub>nb</sub></b>
Terraza	55.66	33.22	39.86	<b>OK</b>
5	122.16	53.52	64.22	<b>OK</b>
4	166.60	59.48	71.38	<b>OK</b>
3	197.60	59.48	71.38	<b>OK</b>
2	230.50	65.46	78.55	<b>OK</b>
1	258.38	65.46	78.55	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXXV.** Momentos nominales en nodos de entre columnas interiores de cada piso en el eje X.

<b>Interior</b>				
<b>Pisos</b>	<b>M<sub>nc</sub> Sup. (Ton-m)</b>	<b>M<sub>nc</sub> Inf. (Ton-m)</b>	<b>M<sub>nb</sub><sup>+</sup> (Ton-m)</b>	<b>M<sub>nb</sub><sup>-</sup> (Ton-m)</b>
Terraza	0.00	55.66	15.83	30.55
5	55.66	66.50	29.66	55.17
4	66.50	100.10	32.44	51.76

3	100.10	97.50	32.44	51.76
2	97.50	133.00	46.04	66.30
1	133.00	125.38	46.04	66.30

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXXVI.** Verificación de criterio para columnas interiores en el eje Y.

<b>Interior</b>				
<b>Pisos</b>	<b><math>\Sigma M_{nc}</math> (Ton-m)</b>	<b><math>\Sigma M_{nb}</math> (Ton-m)</b>	<b><math>1.2 \Sigma M_{nb}</math> (Ton-m)</b>	<b><math>\Sigma M_{nc} &gt; 1.2 \Sigma M_{nb}</math></b>
Terraza	55.66	46.38	55.66	<b>OK</b>
5	122.16	84.83	101.80	<b>OK</b>
4	166.60	84.20	101.04	<b>OK</b>
3	197.60	84.20	101.04	<b>OK</b>
2	230.50	112.34	134.81	<b>OK</b>
1	258.38	112.34	134.81	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXXVII.** Momentos nominales en nodos de entre columnas exteriores y esquinera de la planta primera en el eje X y.

<b>Exterior y Esquinera</b>				
<b>Eje</b>	<b><math>M_{nc}</math> Sup. (Ton-m)</b>	<b><math>M_{nc}</math> Inf. (Ton-m)</b>	<b><math>M_{nb}^+</math> (Ton-m)</b>	<b><math>M_{nb}^-</math> (Ton-m)</b>
Y	81.89	67.91	26.52	38.94
X	81.89	67.91	46.04	66.30

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla LXXXVIII.** Verificación de criterio para columnas exteriores y esquineras en el eje X y Y.

<b>Exterior y Esquinera</b>				
<b>Eje</b>	<b><math>M_{nc}</math> Sup. (Ton-m)</b>	<b><math>M_{nc}</math> Inf. (Ton-m)</b>	<b><math>M_{nb}^+</math> (Ton-m)</b>	<b><math>M_{nb}^-</math> (Ton-m)</b>
Y	81.89	67.91	26.52	38.94
X	81.89	67.91	46.04	66.30

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Como se puede observar el criterio de columna fuerte viga débil cumplió en todas las columnas interiores y también en las columnas del piso más relevante.

### 3.12.4 Determinación del refuerzo transversal.

En la sección 4.3.4 de la NEC SE-HM habla sobre el confinamiento diciendo que los elementos a flexo compresión se les debe otorgar un refuerzo transversal con una exigencia superior en un tramo medido a partir de la cara de cada nudo,  $L_o$ . Esta longitud no puede ser menor a:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 450 mm.

Así mismo los estribos ya sean ganchos, espirales sencillas o traslapadas deben tener un límite de espaciamiento que no debe exceder lo siguiente:

- La cuarta parte de la dimensión mínima de elemento.
- $6 d_{bmin}$ .
- 150 mm.

La zona  $L_o$  no debe tener una separación de estribos mayor a:

- 100 mm
- $6 d_{bmin}$ .

Para el cálculo de la longitud de empalme debido a los traslapes, considerándola de clase B, se tomó que  $L_e=L_d$ , siendo  $L_d= 48d_b$ .

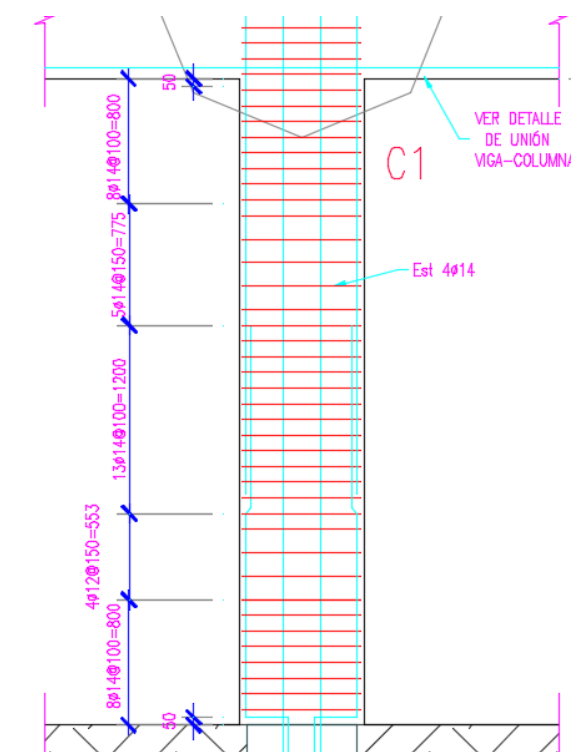
Con estas condiciones se procedió a determinar lo ya anunciado:

**Tabla LXXXIX.** Longitudes y espaciamientos de las columnas.

Pisos	Columna			
	$L_o$ (cm)	S dentro de $L_o$ (cm)	$L_e$ (cm)	S (cm)
Terraza	60	10	110	15
5	60	10	110	15
4	70	10	120	15
3	70	10	120	15
2	80	10	120	15
1	80	10	120	15

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Se usaron las mismas medidas para todas las columnas, para ser un poco conservador y reducir cálculos. El detalle de la columna se puede ver en la Figura 3.40, el resto se encuentra Anexos B.

**Figura 3.40** Detalle de columna planta primera.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 3.12.5 Refuerzo transversal para cortante

Según el apartado 11.2.1.2 cuando el elemento está sometido a compresión axial el cortante debido al concreto es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \left( 1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right)$$

Donde  $N_u$  es la carga axial mínima.

La resistencia al corte que otorga el acero de refuerzo se utilizó la fórmula de la sección 11.4.7.2:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Donde  $A_v$  es el área del refuerzo de los estribos dentro del espaciamiento  $s$ .

Para el cálculo del cortante último se tiene que calcular primero el  $M_{pr}$  de la columna en el elemento, para esto se utilizó los  $M_{pr}$  de las vigas previamente ya calculados, se siguió los comentarios del capítulo del Aci.

$$M_{pr} = M_{pr \text{ VIGA}} * \left( \frac{L_{sup}}{L_{sup} + L_{inf}} \right)$$

Al tener este valor se usa la siguiente ecuación para despejar  $V_u$ :

$$V_u = \frac{M_{pr \text{ Csup}} + M_{pr \text{ Cinf}}}{l}$$

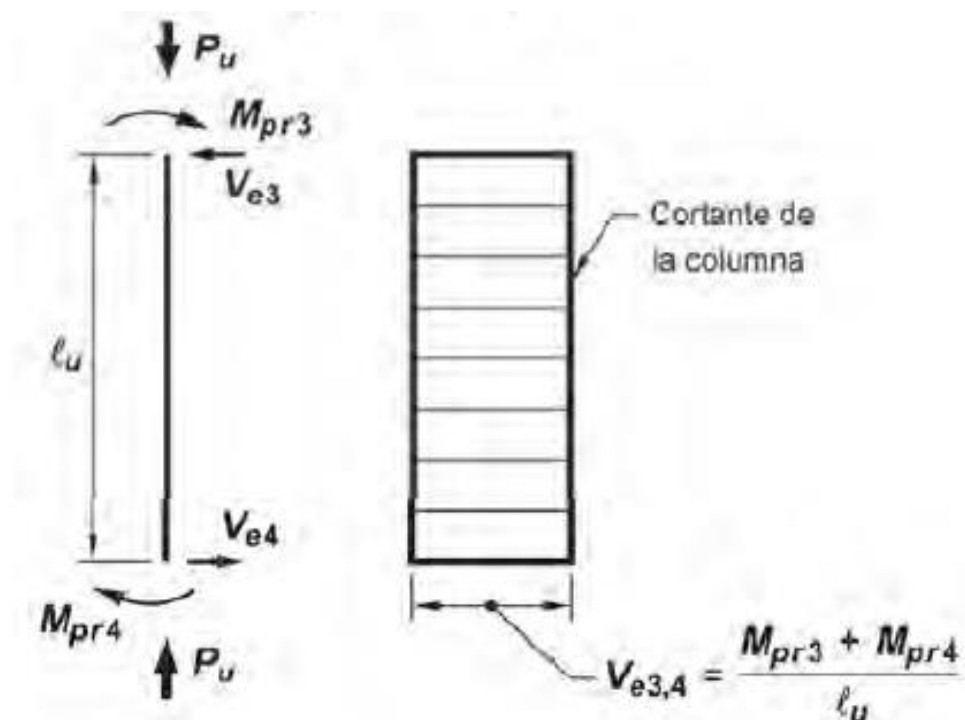


Figura 3.41 Cortante para columnas.

Fuente: Autores, ACI 318S.

Se hicieron los respectivos cálculos de todas las columnas, cumple a gran escala con su cortante.

Tabla XC. Revisión por cortante en columnas en el eje X.

Columna					
Pisos	$V_c$ (Ton)	$V_s$ (Ton)	$\phi(V_c+V_s)$ (Ton)	$V_u$ (Ton)	$\phi(V_c+V_s) > V_u$
Terraza	28.58	76.46	78.78	22.56	OK
5	28.58	76.46	78.78	31.87	OK
4	39.34	122.92	121.70	35.16	OK
3	39.34	122.92	121.70	40.96	OK
2	52.01	139.25	143.45	42.98	OK
1	52.01	139.25	143.44	42.02	OK

Fuente: Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla XCI.** Revisión por cortante en columnas en el eje X.

<b>Columna</b>					
<b>Pisos</b>	<b>V<sub>c</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>s</sub> (Ton)</b>	<b><math>\phi(V_c+V_s)</math> (Ton)</b>	<b>V<sub>u</sub> (Ton)</b>	<b><math>\phi(V_c+V_s) &gt; V_u</math></b>
Terraza	28.58	76.46	78.78	18.18	<b>OK</b>
5	28.58	76.46	78.78	23.62	<b>OK</b>
4	39.34	122.92	121.70	24.90	<b>OK</b>
3	39.34	122.92	121.70	26.17	<b>OK</b>
2	52.01	139.25	143.45	25.24	<b>OK</b>
1	52.01	139.25	143.44	36.18	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla XCII.** Revisión por cortante en columna exterior y esquinera planta primera.

<b>Columna</b>					
<b>Eje</b>	<b>V<sub>c</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>s</sub> (Ton)</b>	<b><math>\phi(V_c+V_s)</math> (Ton)</b>	<b>V<sub>u</sub> (Ton)</b>	<b><math>\phi(V_c+V_s) &gt; V_u</math></b>
X	33.42	110.11	107.65	29.25	<b>OK</b>
Y	33.42	110.11	107.65	23.40	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Como se puede observar todo la tabla XC, XCI y XCII la fuerzas cortantes últimas son mucho menor que la nominal, todas las columnas pasan sin ningún problema. Esto significa que no habrá problemas con las tensiones paralelas de la estructura.



# CAPITULO 4

## DISEÑO DE LA CIMENTACION CON PILOTES

El objetivo de una cimentación es la de transmitir las cargas de la estructura hacia el estrato de suelo más resistente, garantizando la estabilidad y buen desempeño de la estructura y a su vez que los asentamientos sean los permisibles.

#### **4.1 Selección de la cimentación más adecuada.**

Se realiza luego de conocer la naturaleza del terreno y dependerá del punto de vista geotécnico, estructural y económico. Considerando los factores que más influyen tales como:

##### **4.1.1 Cargas.**

En donde se involucra para el diseño el efecto de las acciones permanentes, variables y accidentales que soportará el cimiento.

##### **4.1.2 Condiciones del subsuelo.**

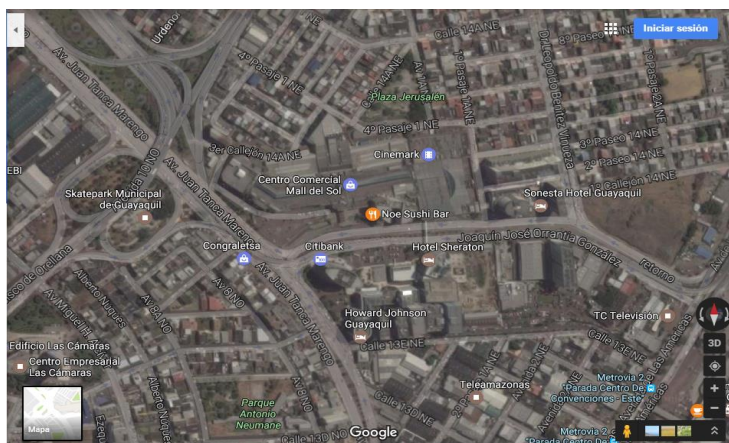
Servirá para la correcta selección de los estratos de apoyo a los cuales se transmitirán las cargas.

##### **4.1.3 Procedimiento constructivo.**

Dependerá de la función, del tipo de la cimentación y del costo de la misma con respecto al de la superestructura.

#### **4.2 Estudio de suelo**

Como se detalló en el capítulo II sección 2.1, el sitio estará situado en el sector de la Cdla. Adace cercana a la Cdla. Vernaza Norte y limitado por un tramo de la Av. Juan Tanca Marengo y la Av. De Las Américas. Con coordenadas zona 17M (623186.63E, 9761576S). (Figura 4.1).

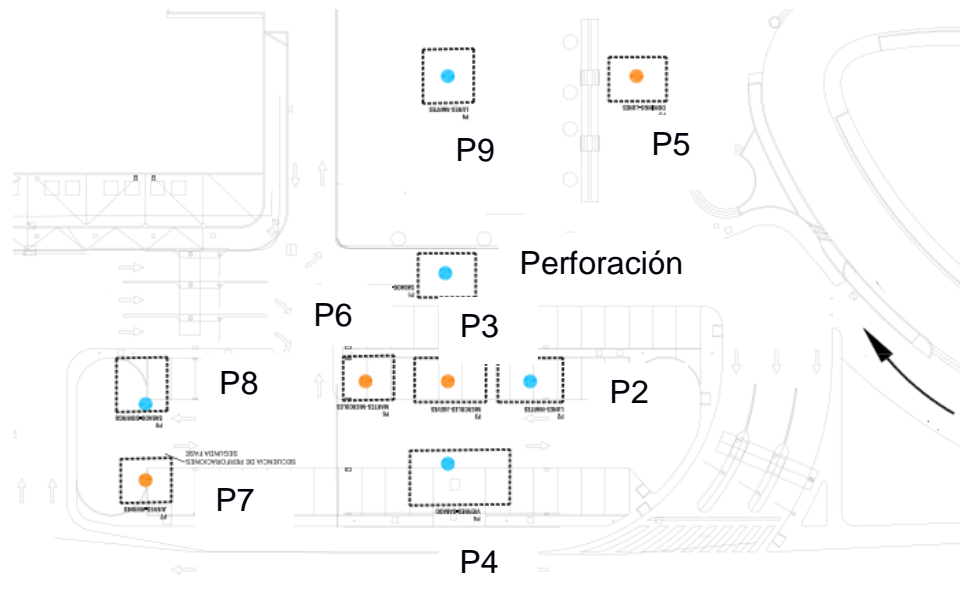


**Figura 4.1** Ubicación del estudio de suelo y distancia hasta el lugar de la obra.  
**Fuente:** Google Earth.

En el área del proyecto, el subsuelo está conformado por sedimentos aluviales del cuaternario, provenientes de las constantes inundaciones de los esteros, donde predominan las arcillas blandas y limos poco compactos.

“Las principales características de los sedimentos aluviales, son: la elevada compresibilidad y la baja resistencia al corte en condiciones no drenadas de los estratos superiores, los cuales varían entre 5.0m y 20.0m de profundidad cerca de los cerros y entre 30.0m y 35.0m de profundidad lejos de las laderas, en contraste con los estratos inferiores que tienen alrededor de 20.0m de espesor, conformados por arenas limosas muy compactas o arcillas rígidas sobre consolidadas, con un nivel freático casi superficial.” (Técnicos, 2010).

Se realizan 9 perforaciones de 16.0m de profundidad distribuidas en el terreno, las cuales se profundizan hasta penetrar entre 3.0m y 4.0m en el estrato resistente constituido por la formación rocosa conformada por una mezcla de arenas, gravas y finos no plásticos, muy compacta con  $N(SPT) \geq 100$  golpes en 2.50 cm de penetración.



**Figura 4.2.** Ubicación de las perforaciones en el área.  
**Fuente: (Técnicos, 2010)**

“En los suelos cohesivos blandos, se obtienen muestras inalteradas con tubos Shelby de 3" de diámetro, según la norma ASTM–D–1587 y en los suelos granulares o cohesivos rígidos, se toman muestras alteradas con ensayos de penetración estándar (SPT), según la norma ASTM–D–1586.” (Técnicos, 2010).

#### 4.2.1 Características estratigráficas del subsuelo.

De acuerdo a las perforaciones que se realizaron, el subsuelo presenta las siguientes características estratigráficas:

- Las cotas de las perforaciones es la  $\pm 0.60\text{m}$  y el nivel freático se lo detecta entre 1.50m y 2.0m de profundidad.
- Una capa de relleno granular, formado por una mezcla de arena, gravas y finos plásticos, su espesor varía entre 2.0m y 2.50m y, su clasificación SUCS es GC. Sus valores son:  $\omega_n=12\%$ ,  $LL=40\%$ ,  $IP=15\%$ ,  $No.200=12\%$  y  $N (SPT)\geq 40$  golpes.

- Un estrato de arcilla de color gris verdoso, con pintas de materia orgánica y óxido, su espesor varía entre 9.0m y 10.50m, su consistencia es blanda y su clasificación SUCS es CH. Sus valores son:  $80 \leq \omega_n (\%) \leq 120$ ,  $80 \leq LL(\%) \leq 120$ ,  $60 \leq Ip(\%) \leq 80$ ,  $No.200 \geq 98\%$ ,  $1.0 \leq Su(\text{Ton}/\text{m}^2) \leq 2.0$ .
- Una capa de la formación rocosa conformada por una mezcla de arenas, gravas y finos no plásticos, su coloración es gris, su espesor varía entre 3.0m y 4.0m hasta el final de las perforaciones. Sus valores son:  $15 \leq \omega_n (\%) \leq 20$ ,  $No.200 = 20\%$  y  $N(\text{SPT}) \geq 100$  golpes en 2.50cm de penetración. (Tecnicos, 2010).

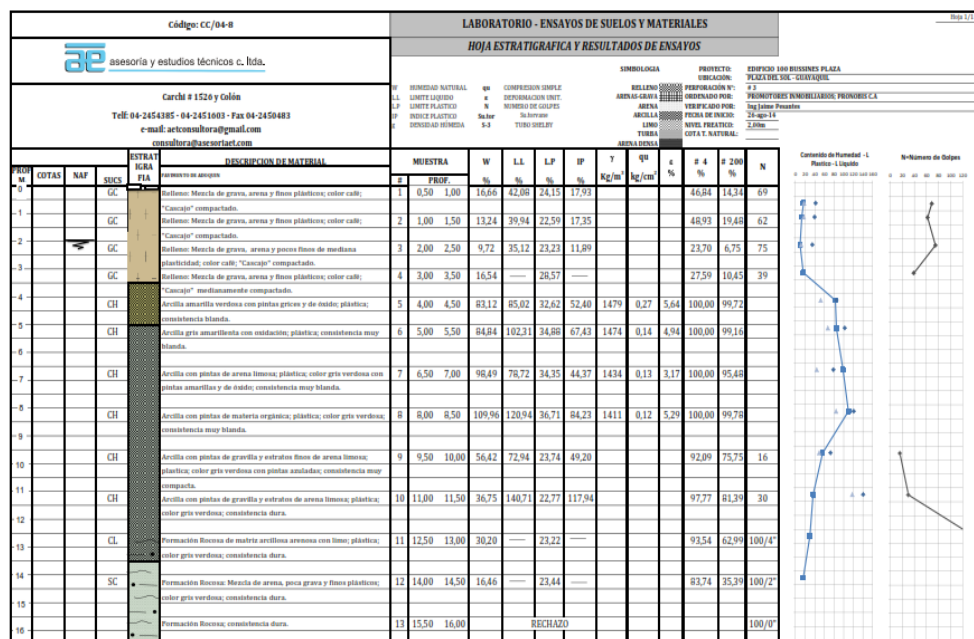


Figura 4.3 Hoja Estratigráfica para la perforación No. 3

Fuente: (Tecnicos, 2010).

En el Anexo A, se presenta el perfil estratigráfico del subsuelo donde se debe cimentar el edificio, con las 9 perforaciones realizadas.

Se usará pilotes hormigonados in situ con una armadura que será calculada en la sección 4.4.1.

### 4.3 Caracterización geotecnia.

#### 4.3.1 Capacidad de carga del suelo.

La longitud del pilote será hasta donde se situó el estrato rocoso, a 15 metros debajo del nivel referencial. Se usaran pilotes de concreto colados in situ haciendo una abertura en el terreno y luego colándolo con concreto. Estos pilotes usualmente tienen una longitud de 5 a 15 metros y pueden llegar hasta los 40 metros.

En las cimentaciones con pilotes se es recomendable llegar hasta el lecho de roca o de un material rocoso que se encuentre en una profundidad razonable. La carga última del pilote se puede expresar como:

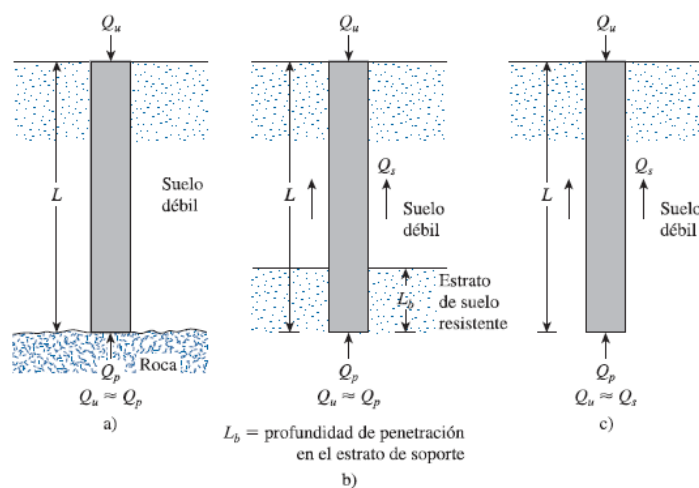
$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde

$Q_p$  = Carga soportada en la punta del pilote.

$Q_s$  = La carga soportada por la fricción superficial de los lados del pilotes

Cuando  $Q_s$  es muy pequeña solo se considera que trabaja por  $Q_p$ .



**Figura 4.4** Pilotes en carga por punta a) y b); pilotes con carga de fricción c).

**Fuente:** Autores, (Das B. M., 1997).

Después de haber determinado la carga última total del pilote sumando la capacidad de carga de punta y fricción, se debe dividir por un factor de seguridad razonable para obtener la carga permisible, este valor varía de 2 a 4, dependiendo de las incertidumbres asociadas con el cálculo de la carga última.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

#### 4.3.2 Determinación de la carga soportada por la fricción superficial de los lados del pilote, $Q_s$ .

Cada estrato del suelo tiene una carga por fricción diferente dependiendo de su esfuerzo efectivo y su resistencia unitaria por fricción, entonces el  $Q_{s \text{ total}}$  sería la suma de las cargas por fricción de cada estrato.

$$Q_{s \text{ total}} = \sum Q_{s_x \text{ estrato}}$$

La resistencia unitaria por fricción,  $f$ , es la relación entre la carga soportada por el fuste y el perímetro por su profundidad en cualquier punto, haciendo así que esta varíe según su profundidad.

Para los primeros dos estratos siendo de arcillas alta plasticidad inorgánica se utilizó el método  $\alpha$ . De acuerdo a este método la resistencia por fricción unitaria es igual a:

$$f = \alpha * C_u$$

La tabla XCII muestra la variación aproximada de  $\alpha$  a una presión atmosférica  $P_a = 100 \text{ KN/m}^2$ . Se debe tomar en cuenta que estos valores pueden variar un poco ya que en realidad  $\alpha$  es función del esfuerzo vertical efectivo y de la cohesión no drenada (Das B. M., 1997). Sladen (1992) demostró la siguiente ecuación:

$$\alpha = C * \left( \frac{\sigma'_o}{C_u} \right)^{0.45}$$

Siendo  $C = 0.4$  s  $0.5$  para pilotes perforados y  $\geq 0.5$  para pilotes hincados.

**Tabla XCIII.** Variación de  $\alpha$ .

$C_u/P_a$	$\alpha$
$\leq 0.1$	1
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1	0.48
1.2	0.42
1.4	0.4
1.6	0.38
1.8	0.36
2	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

**Fuente:** Autores, (Das B. M., 1997).

Con estos datos se calcula la resistencia lateral última de esta forma:

$$Q_s = \sum \alpha * C_u * p * \Delta L$$

En el estrato final de grava limosa se tomaron en cuenta varios factores:

- 1) Los pilotes hincados pueden densificar el suelo por la vibración causada hasta 2.5 veces el diámetro del pilote.
- 2) La fricción unitaria no es lineal completamente, esta aumenta a medida que la profundidad sea mayor pero llega a ser constante a una profundidad  $L'$ . la magnitud de esta profundidad crítica puede ser  $L' = 15 * D$ .



Para  $Z=0$  a  $L'$

$$f = K * \sigma'_o * \tan(\delta')$$

Y para  $Z=L'$  a  $L$

$$f = f_{z=L'}$$

En estas ecuaciones:

$K$ = Coeficiente efectivo de presión de tierra.

$\sigma'_o$ = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad  $L'$  o  $L$ .

$\delta'$  = Angulo de fricción suelo-pilote ( $0.8*\phi$ )

El coeficiente efectivo de presión varía con la profundidad y es casi igual al coeficiente de presión pasiva de la tierra. En este caso se escogió el valor de  $K= 1.8K_o$  siendo  $K_o = 1 - \text{sen}\phi'$ .

Con estos datos se puede dar la ecuación dada por Coyle y Castello (1981):

$$Q_s = f_{prom} pL = K \sigma'_o \tan(0.8\phi') pL$$

En la Tabla XCIV se pueden observar los resultados incluyendo también el total de la carga soportada por fricción superficial

**Tabla XCIV.** Carga soportada por fricción superficial en los lados del pilote.

Estrato (m)			SUCS	$Q_s$ (ton)
0	-	2.00	GC	0.00
2	-	3.00	CH	1.23
3	-	12.00	CH	14.91
12	-	15.00	GM	68.19
			$Q_s$ total	84.33

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 4.3.3 Determinación de la carga soportada en la punta del pilote, $Q_p$ .

La carga soportada por la punta del pilote solo se la calcula en el estrato donde la punta estará tolerada. Para el cálculo se empleó el método de meyerhof, diciendo que el  $Q_p$  de un pilote aumenta con la profundidad de empotramiento pero que al llegar a una longitud crítica puede llegar a una resistencia de punta límite,  $q_l$ .

Se tiene que:

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

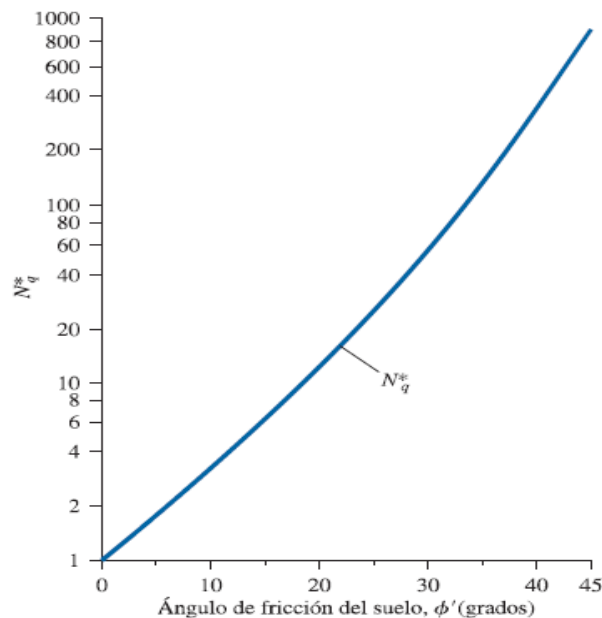
Donde:

$$q_l = 0.5 p_a N_q^* \tan \phi'$$

$$Q_p = 680.35 \text{ Ton} \leq 353.88 \text{ Ton}$$

$$Q_p = 353.88 \text{ Ton} - \text{Controla}$$

El valor de  $N_q^*$  se puede encontrar en la gráfica de la figura 4.5



**Figura 4.5** Variación de los valores máximos de  $N_q^*$  con el Ángulo de fricción del suelo.

Fuente: Autores, (Das B. M., 1997).

#### 4.3.4 Determinación de la carga última y carga admisible.

Como resumen se tiene la siguiente tabla mostrando las cargas actuantes en el pilote, la carga última y su carga permisible, usando un factor de seguridad de 3, que es la que se usará para determinar el número de pilotes necesarios.

**Tabla XCV.** Resumen de cargas aplicadas y resultado de carga admisible.

<b>Cargas (Ton)</b>	
$Q_s$	84.33
$Q_p$	353.88
$Q_u$	438.21
FS	3.00
$Q_{adm}$	146.07

Fuente: Autores, Donoso y Calderón.

#### 4.4 Diseño estructural del pilote.

Al tener muy poca capacidad de carga por fricción superficial, se consideró para los siguientes cálculos que el pilote solo trabajo por punta.

El gobierno de España tiene una serie de normativas llamadas PG\_3 (Pliego de prescripciones técnicas generales), en el artículo 671 de este escrito detalla el diseño de cimentaciones por pilotes de hormigón armado in situ.

En la sección 671.2.2, basándose en la vigente instrucción de hormigón estructural (EHE) y en UNE 36068 dice:

- Los diámetros mínimos de las armaduras longitudinales será de 12 mm.
- La armadura longitudinal mínima es de 5 barras y el área mínima de acero tendrá relación con el área nominal del pilote:

**Tabla XCVI.** Área de refuerzo longitudinal mínimo.

Sección nominal del pilote $A_c$	Área de refuerzo longitudinal $A_s$
$A_c \leq 0.5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0.5\% A_c$
$0.5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0.25\% A_c$

**Fuente:** (Valdes & Gonzalez , 2002).

- La separación entre las barras longitudinales no excederá los 200 mm.
- El diámetro de los estribos será superior a 6 mm y mayor que  $0.25d_b$ ; su separación no debe ser superior a 14 veces el diámetro de la armadura.
- La armadura deberá ir en toda la longitud del pilote.
- Según 67.2.3.1 el recubrimiento será de 40 mm.

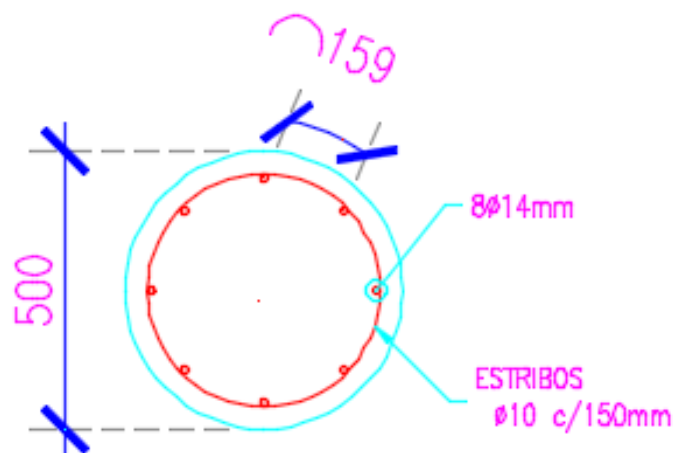
Siguiendo estos requerimientos se obtiene los resultados en la Tabla XCVII.

**Tabla XCVII.** Acero de pilotes.

Armadura del pilote	
As min (cm <sup>2</sup> )	9.81
Ø refuerzo longitudinal (cm)	1.4
# varillas	8
Ø Estribos (cm)	1
Separación estribo (cm)	15
Recubrimiento (cm)	4

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

La Figura 4.6 muestra un detalle transversal de la armadura del pilote, para ver el detalle transversal ver Anexo B. Como se puede observar la separación entre varillas es de 159 mm; si cumple con los límites de separación y cuenta con un recubrimiento de 40 mm.



**Figura 4.6** Detalle transversal del pilote.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 4.5 Diseño encepado o cabezal.

Al tener estratos con resistencias muy débiles en los primeros quince metros, se optó por la alternativa de usar un grupo pilotes de concreto con un encepado como zapata aislada entre la columna y los pilotes.

Se tomaron las cargas últimas situadas en el empotramiento de la columna más relevante exterior e interior del análisis estructural Sap 2000, ya que la diferencia entre las dos es alta y no sería aceptable sobredimensionar el grupo de pilotes en la parte exterior. La tabla XCVIII muestra las dos columnas más relevantes a usar para calcular el número de pilotes y posteriormente diseñar el encepado.

**Tabla XCVIII.** Cargas y momentos en el empotramiento de la columna.

Columna	Carga muerta		Carga viva		Carga por sismo	
	$P_D$ (ton)	$M_D$ (ton-m)	$P_L$ (ton)	$M_L$ (ton-m)	$P_E$ (ton)	$M_E$ (ton-m)
1-E	202.69	3.52	47.66	1.9	-23.28	41.42
2-E	369.96	0.06	101.77	-0.08	1.53	43.87

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 4.5.1 Determinar número de pilotes en el encepado.

Para determinar el número de pilotes se necesita la capacidad de carga de los pilotes,  $q_{\text{pilote}}$ , en este caso se considerara igual a la carga admisible determinada en el literal 4.3.4.

Entonces el número de pilotes sería la relación entre la carga mayorada ultima y la capacidad de carga del pilote.

$$\# \text{ Pilotes} = \frac{P_u}{q_{\text{Pilotes}}}$$

Donde:

$$\text{Caso \#1: } P_u = 1.15P_D + P_L$$

$$\text{Caso \#2: } P_u = 1.15P_D + P_L + P_E$$

La Tabla XCIX muestra que en las columnas exteriores y esquineras controla el caso #1 con tres pilotes y cuatro pilotes respectivamente.

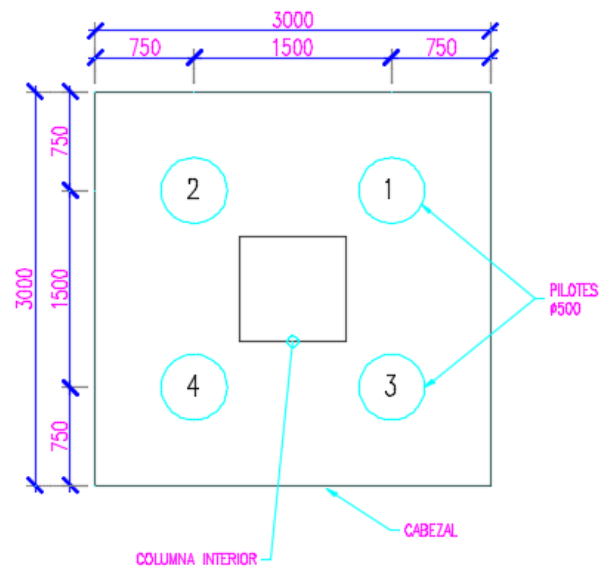
**Tabla XCIX.** Numero de pilotes en columnas.

	C. Exterior y Esquinera		C. Interior	
	Pu	# Pilotes	Pu	# Pilotes
Caso #1	280.75	3	527.2	4
Caso #2	257.47	2	528.8	4

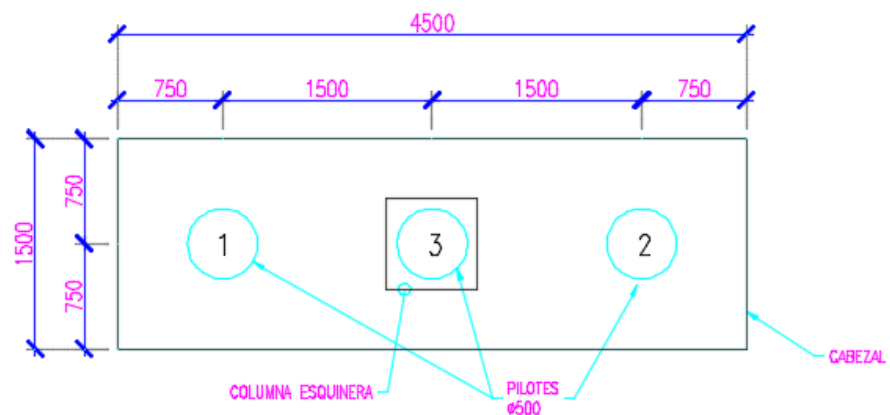
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 4.5.2 Distribución de pilotes en el encepado.

Los pilotes se distribuyen uniformemente en el cabezal, la distancia entre los pilotes deberá ser mayor o igual a 3 veces el diámetro del pilote y en los bordes un mínimo de  $\frac{s}{2}$ . Siendo así la distribución de los pilotes en el cabezal sería como se observa en la figura 4.7 y 4.8.



**Figura 4.7** Distribución de los pilotes en columnas interiores.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 4.8** Distribución de los pilotes en columnas exteriores y esquineras.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Habiendo determinado el número se debe verificar que la carga generada en los pilotes no pase la carga admisible en condición gravitacional (D+L) y donde se considere los efectos sísmicos (D+L+E); en este caso la capacidad del pilote se incrementara a  $1.33q_{\text{pilote}}$ .

$$P_i = \left( \frac{P_u}{\#Pilotes} \right) \pm \left( \frac{M_u X_i}{\sum X_i^2} \right) \leq q_{Pilote}$$

Donde:

$X_i$ : Distancia del centro de gravedad del pilote analizado.

**Tabla C.** Verificación Caso #1 D+L columnas interiores.

#Pilote	$X_i$	$X_i^2$	$\frac{P_u}{\#Pilotes}$	$\frac{M_u X_i}{\sum X_i^2}$	$P_i$	$Q_{pilote}$	$P_i \leq Q_{pilote}$
1	0.75	0.56	131.81	-0.01	131.80	146.07	<b>OK</b>
2	-0.75	0.56	131.81	0.01	131.82	146.07	<b>OK</b>
3	0.75	0.56	131.81	-0.01	131.80	146.07	<b>OK</b>
4	-0.75	0.56	131.81	0.01	131.82	146.07	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CI.** Verificación Caso #2 D+L+E columnas interiores.

#Pilote	$X_i$	$X_i^2$	$\frac{P_u}{\#Pilotes}$	$\frac{M_u X_i}{\sum X_i^2}$	$P_i$	$1.33Q_{pilote}$	$P_i \leq 1.33Q_{pilote}$
1	0.75	0.56	132.19	14.62	146.81	194.27	<b>OK</b>
2	-0.75	0.56	132.19	-14.62	117.57	194.27	<b>OK</b>
3	0.75	0.56	132.19	14.62	146.81	194.27	<b>OK</b>
4	-0.75	0.56	132.19	-14.62	117.57	194.27	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CII.** Verificación Caso #1 D+L columnas exteriores.

#Pilotes	$X_i$	$X_i^2$	$P_u/\#Pilotes$	$\frac{M_u X_i}{\sum X_i^2}$	$P_i$	$Q_{pilote}$	$P_i \leq Q_{pilote}$
1	-1.50	2.25	93.58	-1.81	91.78	146.07	<b>OK</b>
2	1.50	2.25	93.58	1.81	95.39	146.07	<b>OK</b>
3	0.00	0.00	93.58	0.00	93.58	146.07	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Tabla CIII.** Verificación Caso #2 D+L+E columnas exteriores.

#Pilote	$X_i$	$X_i^2$	$\frac{P_u}{\#Pilotes}$	$\frac{M_u X_i}{\sum X_i^2}$	$P_i$	$1.33Q_{pilote}$	$\frac{P_i \leq}{1.33Q_{pilote}}$
1	-1.50	2.25	85.82	-14.62	71.21	194.27	<b>OK</b>
2	1.50	2.25	85.82	14.62	100.44	194.27	<b>OK</b>
3	0.00	0.00	85.82	0.00	85.82	194.27	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Según las tablas C hasta la CIII si se cumple que la carga generada de los pilotes es admisible, su ubicación es adecuada.

#### 4.5.3 Determinación de cargas producidas en los pilotes.

Se mayoran las cargas en el caso #1 (1.2D+1.6L) y caso #2 (1.2D+6+E), estas cargas se usan para determinar el esfuerzo que se producirán en los pilotes, usando la formula en base al teorema de Steiner:

$$P_i = \left( \frac{P_u}{\#pilotes} \right) \pm \left( \frac{M_u X_i}{\sum X_i^2} \right)$$

**Tabla CIV.** Cargas mayoradas para el diseño estructural.

	C. Exterior y Esquinera		C. Interior	
	$P_u$	$M_u$	$P_u$	$M_u$
Caso #1	319.48	7.26	606.78	547.25
Caso #2	267.61	47.54	-0.06	43.86

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CV.** Verificación Caso #1 1.2D+1.6L columnas interiores.

#Pilotes	$X_i$	$X_i^2$	$P_u/\#Pilotes$	$M_u X_i / \sum X_i^2$	$P_i$
1	0.75	0.56	151.70	-0.02	151.68
2	-0.75	0.56	151.70	0.02	151.71
3	0.75	0.56	151.70	-0.02	151.68
4	-0.75	0.56	151.70	0.02	151.71

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CVI.** Verificación Caso #2 1.2D+L+E columnas interiores.

#Pilotes	$X_i$	$X_i^2$	$P_U/\#Pilotes$	$M_U X_i / \sum X_i^2$	$P_i$
1	0.75	0.56	136.81	14.62	151.43
2	-0.75	0.56	136.81	-14.62	122.19
3	0.75	0.56	136.81	14.62	151.43
4	-0.75	0.56	136.81	-14.62	122.19

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CVII.** Verificación Caso #1 1.2D+1.6L columnas exteriores.

#Pilotes	$X_i$	$X_i^2$	$P_U/\#Pilotes$	$M_U X_i / \sum X_i^2$	$P_i$
1	-1.50	2.25	106.49	-2.42	104.07
2	1.50	2.25	106.49	2.42	108.92
3	0.00	0.00	106.49	0.00	106.49

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CVIII.** Verificación Caso #2 1.2D+L+E columnas exteriores.

#Pilotes	$X_i$	$X_i^2$	$P_U/\#Pilotes$	$M_U X_i / \sum X_i^2$	$P_i$
1	-1.50	2.25	89.20	-15.85	73.35
2	1.50	2.25	89.20	15.85	105.05
3	0.00	0.00	89.20	0.00	89.20

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Con estos datos se procede a calcular la fuerza por cortante por flexión, que sería la suma de las fuerza paralela a la carga ultima solo de un lado y la fuerza cortante por punzonamiento, siendo las fuerzas alrededor del pilote a una sección critica considerada  $d/2$  de las caras de la columna, para el caso #1 de vigas interiores se puede observar el siguiente ejemplo:

Fuerza cortante por flexión:  $\sum F_{1/3} = 151.72 * 2 = 303.39 \text{ Ton.}$

Fuerza cortante por punzonamiento:  $\sum F_{1-2-3-4} = 606.78 \text{ Ton.}$

**Tabla CIX.** Fuerzas cortantes.

	<b>C. Exterior y Esquinera</b>		<b>C. Interior</b>	
	<b>F<sub>Flexion</sub></b>	<b>F<sub>Punzonamiento</sub></b>	<b>F<sub>Flexion</sub></b>	<b>F<sub>Punzonamiento</sub></b>
Caso #1	108.92	319.48	303.43	606.78
Caso #2	105.05	267.61	302.87	547.25

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Se escoge el valor superior en cada caso y con esos se trabaja para el resto del diseño.

#### 4.5.4 Chequeo del peralte por medio de la fuerza a cortante.

Teniendo la fuerza por cortante a flexión se usa la ecuación 11-3 de la sección 11.2.1.1 del Aci 318, usada solo para elementos únicamente a cortante y flexión. Con esta fórmula ya vista en el capítulo 3 se despeja el peralte necesario.

La altura del cabezal, recomendado por la norma EHE, no debe ser menor a:

- 40 cm
- $1.5D = 75 \text{ cm}$

**Tabla CX.** Peraltes calculas de cabezales.

	<b>C. Exterior y Esquinera (cm)</b>	<b>C. Interior (cm)</b>
d calculado	36	152
d deseado	75	75

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Según la norma se debe dejar 15 cm de altura para lograr el empotramiento entre pilote-cabezal, entonces la altura total del cabezal  $h=90 \text{ cm}$ .

Como se puede observar en la tabla CX el valor que se desea en el peralte en columna exterior y esquinera pasa pero en la columna

interior no, para reducir este valor ya que es muy alto se colocaran estribos transversales en los dos sentidos.

El artículo 11.4.5.1 del Aci 318 el espaciamiento de refuerzo a cortante colocado perpendicularmente no debe exceder:

- $d/2 = 37.5 \text{ cm}$
- $60 \text{ cm}$

Suponiendo que se usaran 6 estribos  $\emptyset 14$  para el confinamiento se calcula el  $V_s$  necesario, consecutivamente se calcula el espaciamiento requerido despejando  $s$  de la ecuación (11-5) del Aci.

$$V_s = \frac{V_U}{0.75} - V_c$$

$$V_s = 199.54 \text{ Ton}$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = 28.48 \text{ cm}$$

Se escoge estribos  $\emptyset 14$  c/25 cm.

Con este resultado se obtiene un  $\phi V_n > V_u$  cumpliendo con lo solicitado en la sección 11.1, con un peralte de 75 cm. Como resumen se tiene la tabla cxi.

**Tabla CXI.** Peraltes calculas de cabezales.

	<b>C. Exterior y Esquinera (cm)</b>	<b>C. Interior (cm)</b>
d	75	75
h	90	90

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 4.5.5 Chequeo al cortante por punzonamiento.

Se debe verificar la capacidad del cabezal, de resistir el efecto punzonante de los pilotes, donde la fuerza de punzonamiento es la

carga actuante última de un grupo de pilotes con distancia crítica  $\frac{d}{2}$  desde la cara de la columna y la capacidad de resistencia del cabezal está dada por la siguiente fórmula:

$$\phi V_n = 0.75 * (1.1\sqrt{f'c} * b_o * d + V_s)$$

Donde:

$$b_o = 4(c + d)$$

**Tabla CXII.** Chequeo al cortante por punzonamiento.

	<b>C. Exterior y Esquinera (cm)</b>	<b>C. Interior (cm)</b>
$\phi V_n$	579.81	729.21
$V_u$	319.48	606.78
$\phi V_n > V_u$	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 4.5.6 Acero de refuerzo en la parte inferior del cabezal.

El momento último se lo calcula con las cargas de los pilotes que se encuentran fuera de la sección crítica, en otras palabras se usa la fuerza por cortante a flexión. La fórmula de diseño es la misma que se aplicó en apartado de diseño de vigas.

$$M_u = F_{Flexion} * e$$

$$A_{s\ min} = 29.39 \left( \frac{M_u}{d} \right) \geq \frac{14}{f_y} Ld$$

Donde:

e = Excentricidad o distancia de la cara de la columna hasta el centro del pilote donde se producirá la fuerza.

29.39 = Un factor ya determinado, que está en función de  $f'c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla CXIII.** Acero de refuerzo inferior en eje X.

Localización	F <sub>Flexión</sub> (Ton)	e (m)	M <sub>u</sub> (Ton-m)	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	14Ld/f <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	d <sub>b</sub> (cm)	#Varillas
Exterior	108.92	1.18	127.98	50.15	112.50	22	30@15cm
Interior	303.43	0.35	106.20	41.62	75.00	22	20@15cm

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXIV.** Acero de refuerzo inferior en eje Y.

Localización	F <sub>Flexión</sub> (Ton)	e (m)	M <sub>u</sub> (Ton-m)	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	14Ld/f (cm <sup>2</sup> )	d <sub>b</sub> (cm)	#Varillas
Exterior	0.00	0.00	0.00	0.00	37.50	22	10@15cm
Interior	303.43	0.35	106.20	41.62	75.00	22	20@15cm

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 4.5.7 Acero de refuerzo en la parte superior del cabezal.

Se debe instalar acero mínimo en la parte superior para el efecto de retracción.

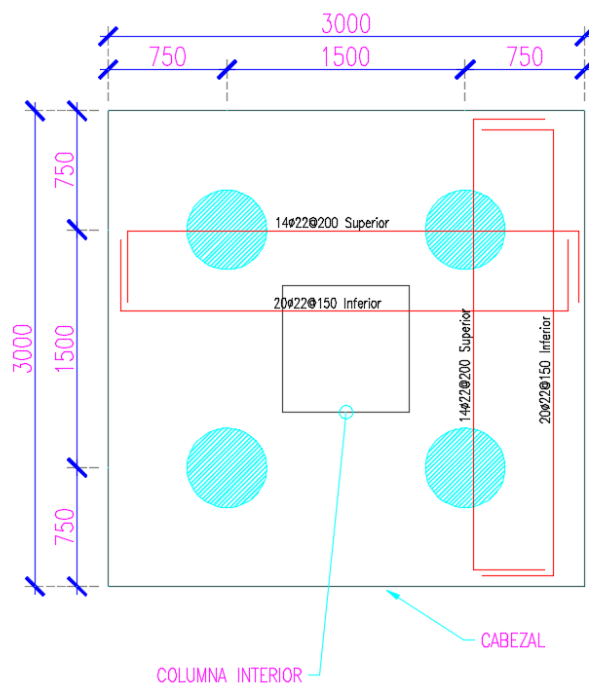
$$A_s = 0.0018 * L * h$$

**Tabla CXV.** Acero de refuerzo superior.

Localización	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	d <sub>b</sub> (cm)	Eje X	Eje Y
			# Varillas	# Varillas
Exterior	72.90	22	22@20 cm	7@20cm
Interior	48.60	22	14@20cm	14@20cm

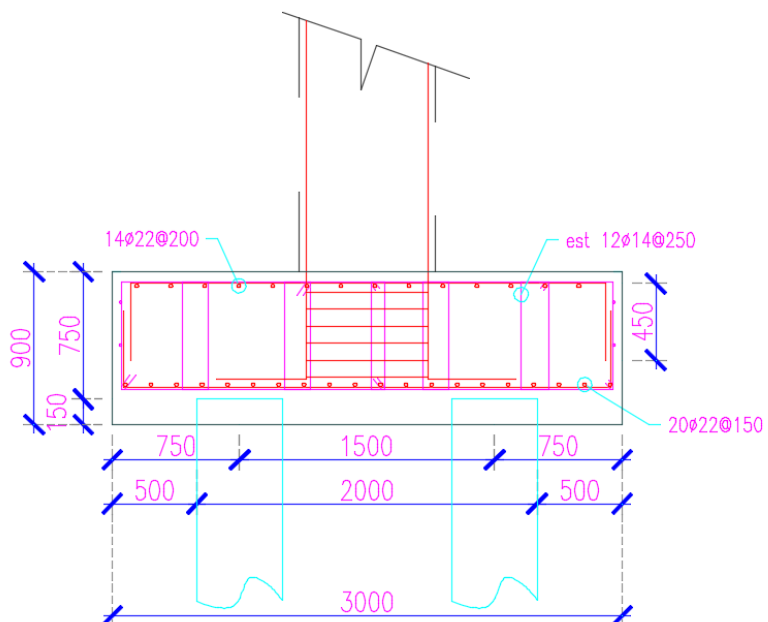
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Un detalle de los encepados se puede observar en la gráfica 4.9 y 4.10, la columna debe ir anclada hasta donde se encuentre el refuerzo longitudinal en el encepado con sus estribos incluidos. (Como optimización de cálculos las longitudes de anclajes serán el 50% de la altura total)



**Figura 4.9** Detalle estructural cabezal en planta de la columna interior.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 4.10** Detalle estructural cabezal en corte de la columna interior.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 4.6 Diseño de vigas de atado.

Los pilotes se calculan para soportar compresiones, pues los esfuerzos que se transmiten a la cimentación son mayormente verticales. Los momentos recibidos son casi despreciables y además con la instalación de vigas arriostradas que unan los encepados, los momentos recibidos por los pilotes serán inapreciables, ya que las vigas absorberán mayor parte del momento.

La norma sismo resistente NCSR-02, establece que para sismos con intensidad media y alta las vigas de atado deben ir en las dos direcciones, las zapatas perimetrales deben atarse siempre en los dos lados.

En este caso por estar en zona IV intensidad alta, la norma dice que las piezas del atado deben soportar un esfuerzo de compresión o tracción igual al 10% de la carga máxima de la zapata más cargada que une las dos, entonces las condiciones de dimensionamiento serían:

$$A_s \geq \frac{0.10P_u}{f_y} \quad \text{y} \quad A_s \geq 0.15 * a * b * \frac{f'_c}{f_y}$$

Según Aci sección 21.12.3.2 la dimensión transversal no debe ser menor que el espacio libre entre las columnas conectadas dividido por 20 y no necesita ser mayor a 450 mm, entonces será:

$$b_w = 40 \text{ cm.}$$

$$h = 40 \text{ cm.}$$

Los estribos deben ser mayor a 25% del diámetro de la varilla del refuerzo longitudinal y el espaciamiento deberá ser no más que la mitad de la menor distancia transversal o 300 mm.

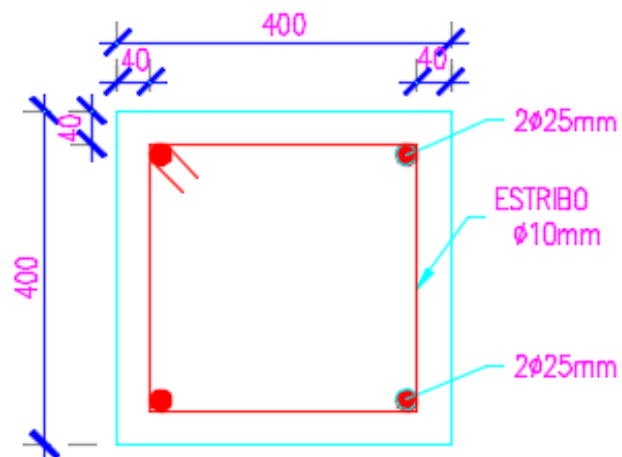
**Tabla CXVI.** Acero estructural de viga de atado.

Recubrimiento (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Ø Varilla (mm)	#Varillas	Ø Estribo (mm)	#Estribos	Longitud de anclaje (m)
4	16	25	4	10	40@20cm	2



**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

El detalle de la viga de atado se puede ver en la figura 4.11, esta viga estará construida entre todos los cabezales conectados desde la parte superior del mismo.



**Figura 4.11** Detalle de viga de atado.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

## **CAPITULO 5**

### **SISTEMAS FIBER REINFORCED POLYMER (FRP).**

“El refuerzo de elementos estructurales puede conseguirse reemplazando un material pobre o con defectos, por uno de mejor calidad, mediante el añadido de un material que colabore en el soporte de las cargas, y mediante la redistribución de las solicitaciones a través de deformaciones impuestas al sistema estructural”. (Del Rio, 2001).

Es así, como en lugar de otras técnicas convencionales de estabilización y refuerzo de hormigón, tales como el adosado de perfiles metálicos y el recrecido de hormigón armado, se puede utilizar el laminado de polímeros reforzados con fibras (FRP); a los cuales se reserva el termino de material compuesto, es decir aquellos materiales bifásicos fibra-matriz, fabricados para mejorar los valores de las propiedades que los materiales constituyentes presentan por separado y así en conjunto aumentar la resistencia, rigidez o ductilidad de estructuras de hormigón existentes.

## **5.1 Materiales**

Para formar el laminado de polímeros reforzados con fibras (FRP) de alta resistencia, se combinan cuatro componentes básicos tales como:

### **5.1.1 Primer o imprimador primario**

Como primer componente se tiene a un imprimador de base epóxica que aplicándose con un rodillo de pelo corto o medio se penetra en los poros del hormigón brindando una adherencia adecuada para la resina de saturación o para adhesivos aplicados posteriormente.

Previamente se requiere que el sustrato de hormigón se encuentre libre de residuos e impurezas, con un acabado o superficie limpia y homogénea que se logra mediante la limpieza de la superficie a fin de eliminar material suelto.

### **5.1.2 Pasta o regularizador de superficie**

Si se diera el caso de que la estructura presente oquedades se deberá nivelar los agujeros con el uso de una macilla epóxica que rellena cavidades e imperfecciones de hasta 5 mm de profundidad, y se la colocará después de utilizar el primer.

Si dichos agujeros son muy profundos o la estructura presenta áreas muy afectadas, se debe eliminar la zona dañada hasta llegar al material en buen estado y posterior a eso, resanar con mortero estructural recuperando así la figura del elemento a reforzar para iniciar con el uso del primer.

El espesor máximo recomendado de este producto es de hasta 3 mm.

### 5.1.3 Saturante

Tiene como finalidad impregnar las fibras secas, mantener las fibras en su orientación prevista, transmitir los esfuerzos de una fibra a otra, y hacia la superficie adyacente para el caso de los sistemas preimpregnados, además de proteger a las fibras de la abrasión y daños ambientales.

Un exceso de resina acarrea una resistencia menor final y un elevado peso por lo que se debe utilizar estrictamente la resina necesaria para el pegado. Típicamente se aplica con rodillo medio.



**Figura 5.1.** Componentes de un sistema FRP  
**Fuente:** (Master Builders. MBRACE, 1998).

### 5.1.4 Refuerzo de fibras

Para las aplicaciones en la ingeniería civil, el mercado de los materiales compuestos lo conforman, mayoritariamente:

- Fibras de Carbono
- Fibras de Vidrio
- Fibras de Aramida

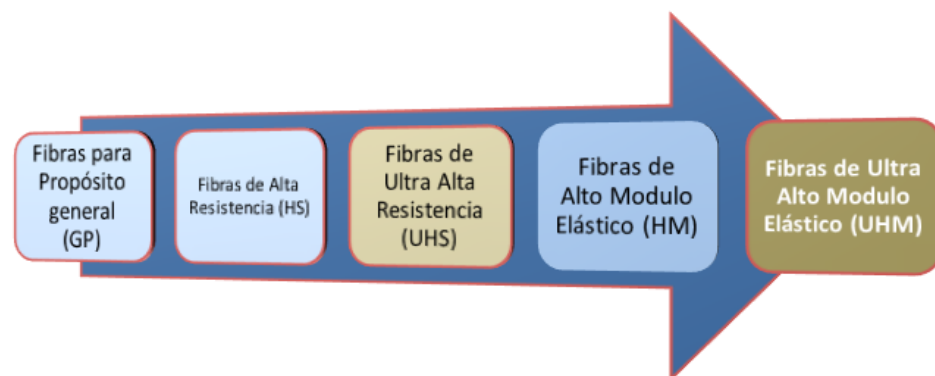
### Fibras de carbono CFRP

La formación de las fibras de carbono requiere temperaturas mayores a 1000 °C, temperatura a la cual las fibras sintéticas se derriten, caso que no ocurre con las de acrílico. Existen tres procesos distintos para su producción comercial:

- Por medio del alquitrán, subproducto de la destilación del petróleo
- Por medio de las fibras precursoras poliacrilonitrilo (PAN)
- Por medio de las fibras de rayón. (Di Paula Machado, 2001)

El módulo de elasticidad de las fibras aumenta con el tratamiento térmico con temperaturas situadas entre 1000 °C a 3000 °C.

De acuerdo al tipo de fibra las propiedades de cada una de ellas varían como se muestra en la Figura 5.2.



**Figura 5.2.** Tipo de fibras de carbono.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### Fibras de vidrio (GFRP)

“Al ser también un material compuesto, las propiedades de la resina y la fibra de vidrio se complementan, ya que las resinas poliméricas son fuertes a compresión , pero relativamente débiles a la tensión; mientras que la fibra de vidrio es muy fuerte en tensión pero no tiende a resistir las cargas a compresión física; así que al combinarlos los GFRP presentan resistencia tanto compresión como tensión en rangos aceptables.” (Gomez Pulido & Sobrino Almunia).

“La resistencia de las fibras de vidrio es influenciada por el grado de protección contra agresiones ambientales, abrasiones e incluso por contaminación por contacto.” (Di Paula Machado, 2001).

“Posterior a la selección de la fibra, es opcional utilizar un revestimiento protector, que garantiza la protección del sistema contra la luz ultravioleta y la abrasión. Además pueden simular el color original.” (Di Paula Machado, 2001).

### **Fibras de Aramida (AFRP)**

Son fibras de alto modulo con propiedades mecánicas muy elevadas y altas resistencias térmicas, que a diferencia de las fibras de carbono estas pueden llegar a la rotura dúctil. Sus costos son muy elevados en comparación a las GFRP Y CFRP.

## **5.2 Utilización del sistema FRP**

A continuación se presentan campos en donde se enumeran las causas por las que se utilizan como refuerzo.

### **5.2.1 Incremento de cargas**

- Incremento del tránsito en puentes
- Estructuras que se encuentren sometidas a vibración
- Cambio de uso de la estructura es decir aumento de cargas

### **5.2.2 Daños de los elementos estructurales**

- Corrosión del acero.
- Envejecimiento del hormigón.
- Siniestros.

### 5.2.3 Mejora de la capacidad portante de la estructura

- Disminución de las deformaciones.
- Reducción de tamaños de fisuras.
- Reducción del acero de refuerzo.

### 5.2.4 Errores de diseño

- Baja cuantía de refuerzo.
- Dimensión insuficiente de secciones

## 5.3 Disponibilidad de sistemas FRP con adherencia externa.

“Las láminas pueden ser horizontales o estar dobladas en ángulo (recomendadas para reforzamiento a cortante). Es muy común para los reforzamientos in situ.” (Perez Alfonso & De La Rosa González, 2011).



**Figura 5.3.** Laminas adheridas externamente.

**Fuente: (ACI 440.2R-08, 2008)**

El refuerzo puede ser realizado de las siguientes formas:

### 5.3.1 Sistemas de preparación húmeda

Se lo realizan en sitio y consiste en láminas de fibras secas unidireccionales o multidireccionales, como también tejidos

impregnados con resinas saturante. Existen tres tipos de sistemas de colados:

- Láminas de fibras secas unidireccionales que funcionan predominantemente en una dirección plana
- Láminas o telas de fibras multidireccionales, orientadas en al menos dos direcciones planas
- Láminas de fibras secas impregnadas con resina en sitio, que se aplican mecánicamente a la superficie del concreto. (ACI 440.2R-08, 2008).

### 5.3.2 Sistemas Preimpregnados

Consisten en tejidos de fibra unidireccional o multidireccional, parcialmente curados, que están impregnados con resina saturante en las instalaciones del fabricante (saturados fuera del sitio).

Estos sistemas se unen a la superficie del concreto con o sin aplicación adicional de resina, son curados en el lugar de aplicación, para esto requieren calentamiento adicional. Existen:

- Láminas de fibras preimpregnadas unidireccionales donde las fibras funcionan en una dirección
- Láminas de fibras preimpregnadas multidireccionales. (ACI 440.2R-08, 2008).

### 5.4 Inserción de barras o láminas dentro de la sección

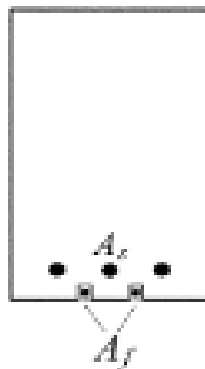


Figura 5.4. Barras adheridas a la sección



Fuente: (ACI 440.2R-08, 2008)

#### **5.4.1 Sistemas montados en superficie (NSM).**

Consisten en barras circulares o rectangulares instaladas y unidas en ranuras hechas sobre la superficie de hormigón. Se puede aplicar dos tipos de barras (NSM).

- Barras redondas.
- Barras rectangulares.

Para estos sistemas se utiliza un adhesivo adecuado para unir la barra FRP en la ranura y se cura en el lugar. (ACI 440.2R-08, 2008).

### **5.5 Propiedades**

#### **5.5.1 Propiedades físicas**

La viscosidad de las resinas disminuye al aumentar la temperatura, haciendo esto, se acelera el curado del epóxico, como ambas propiedades depende de la temperatura, hay diferencias significativas en el tiempo útil de empleo que es el periodo a la cual ya no es posible trabajar fácilmente. (Master Builders. MBRACE, 1998). Para el caso de MBRACE las temperaturas del primer, la pasta y el saturante se encuentran en un rango de 10 °C a 32 °C.

#### **5.5.2 Recubrimiento**

“Es el área que puede cubrir un volumen de resina particular que dependerá de la textura superficial y de la porosidad del sustrato. Además la viscosidad de la resina también controlará la cantidad de penetración y por ende el cubrimiento total.” (Master Builders. MBRACE, 1998).

#### **5.5.3 Propiedades mecánicas**

Dependerá de la fibra y solo se tomara la resistencia a tracción y su módulo de tensión que son determinados mediante ensayos de tracción en muestras con las fibras de polímeros reforzados.

**Tabla CXVII.** Propiedades mecánicas de los sistemas FRP

Fuente: (ACI 440.2 R-08, 2008)	Tipo de fibra	Módulo de elasticidad		Esfuerzo ultimo		Mínima deformación a la rotura (%)	
		10 <sup>3</sup> Ksi	Gpa	Ksi	Mpa		
		<b>CFRP</b>					
	General Purpose (GP)	32 - 34	220-240	300-550	2050-3790	1.2	
	High-Strength (HS)	32 - 34	220-240	550-700	3790-4820	1.4	
	Ultra-High-Strength (UHS)	32 - 34	220-240	700-900	4820-6200	1.5	
	High-Modulus (HM)	50 - 75	340-520	250-450	1720-3100	0.5	
	Ultra-High-Modulus (UHM)	75 - 100	520-690	200-350	1380-2400	0.2	
		<b>GFRP</b>					
	E-glass	10 - 10.5	69 - 72	270-390	1860-2680	4.5	
	S-glass	12.5 - 13	86 - 90	500-700	3440-4140	5.4	

**Figura 5.5.** Densidades y curvas tensión - deformación, para fibras sintéticas y acero de armado pretensado.

**Fuente:** (Gomez Pulido & Sobrino Almunia)

Fibras de Propósito General (GP)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• MasterBrace CF 130</li> <li>• Empresa distribuidora: BASF</li> <li>• Tyfo UC Strips</li> <li>• Empresa distribuidora: FYFE</li> </ul>
Fibras de Alta Resistencia (HS)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• SikaWrap 200C</li> <li>• Empresa distribuidora: SIKA</li> <li>• SikaWrap 300C</li> <li>• Empresa distribuidora: SIKA</li> <li>• CarbonTec CT300</li> <li>• Empresa distribuidora: CONSITECCORP S.A.</li> </ul>
Fibras de Ultra Alta Resistencia (UHS)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• SikaWrap 600C</li> <li>• Empresa distribuidora: SIKA</li> <li>• MasterBrace PIB 600/50</li> <li>• Empresa distribuidora: BASF</li> </ul>
Fibras de Alto Modulo Elástico (HM)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• MasterBrace CF 530</li> <li>• Empresa distribuidora: BASF</li> </ul>
Fibras de Ultra Alto Modulo Elástico (UHM)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• SikaWrap 400 HMOD NW</li> <li>• Empresa distribuidora: SIKA</li> </ul>
Platinas tipo S	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sika CarboDur S1512 y S512</li> <li>• Empresa distribuidora: SIKA</li> </ul>
Fibras de Vidrio-E	<ul style="list-style-type: none"> <li>• SikaWrap 100G</li> <li>• Empresa distribuidora: SIKA</li> <li>• MasterBrace EG 30</li> <li>• Empresa distribuidora: BASF</li> </ul>

**Figura 5.6.** Marcas de diferentes tipos de fibra.  
**Fuente:** Donoso y Calderón.

## 5.6 Propiedades adquiridas con la orientación de las fibras.

“Las CFRP ofrecen sus mejores propiedades cuando se entretrejen en la dirección de las tensiones, es decir, que en un caso ideal deberían alinearse las direcciones de las fibras con la dirección de la fuerza exterior, por esta razón, una pequeña pieza puede soportar el impacto de muchas toneladas y deformarse mínimamente. “ (SIKA).

De ahí la importancia de la secuencia y de la orientación de las fibras que forman el tejido, se pueden generar beneficios en las propiedades mecánicas y físicas. Tales como:

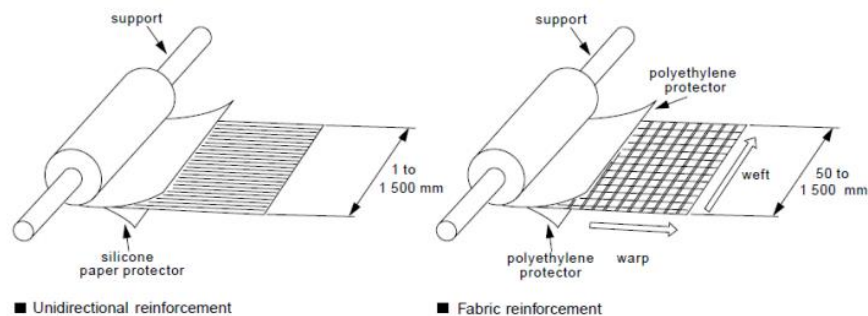
- Elevadas resistencias mecánicas (comportamiento lineal hasta rotura) Resistencia a la corrosión
- Resistencia a los ataques químicos
- Ligereza
- Presentación en diferentes longitudes
- Buen comportamiento a la fatiga.
- Brinda soporte lateral contra el pandeo de las fibras bajo solicitaciones de compresión

#### **5.6.1 Unidireccionales.**

Fibras en una única dirección. Es así, que cuando las fibras se colocan en una dirección (material anisótropo), se obtienen resistencias máximas y módulos elevados en la dirección de la misma.

#### **5.6.2 Bidireccionales.**

Es un entramado en dos direcciones a 90°. En el caso de que las fibras se orienten en todas las direcciones (material isótropo), las resistencias se verán reducidas en relación a las fibras unidireccionales.



**Figura 5.7** Tejidos comunes  
Fuente: (SIKA).

### 5.7 Procedimiento de instalación

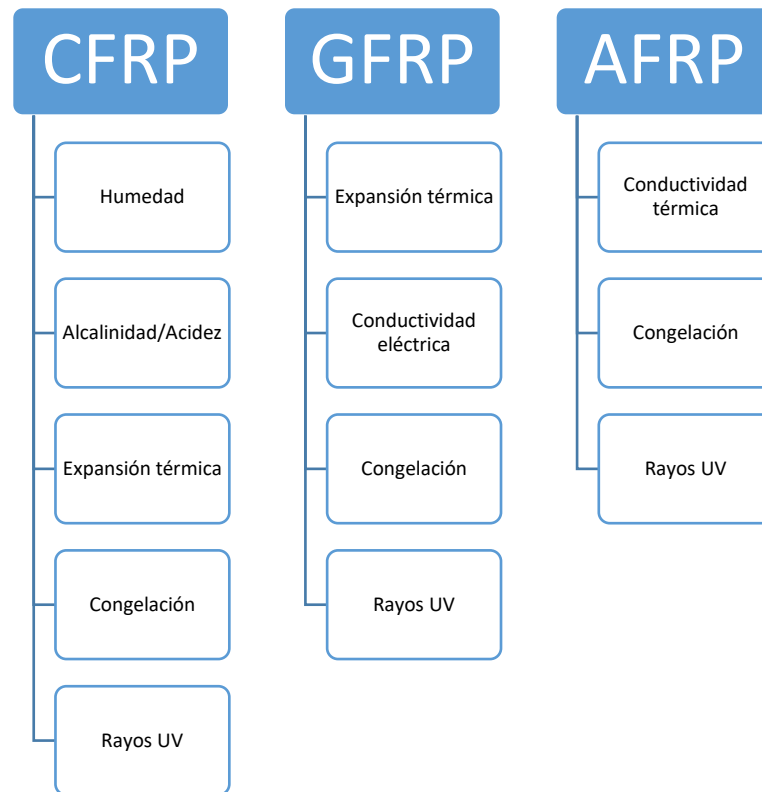


**Figura 5.8** Instalación del sistema de refuerzo  
Fuente: (Master Builders. MBRACE, 1998).

### 5.8 Consideraciones ambientales.

Las condiciones ambientales afectan a la resina y las fibras. Las propiedades mecánicas como la fuerza a tensión, deformación última a tensión o el módulo de elasticidad del sistema FRP bajan bajo la exposición de ciertos ambientes como la alcalinidad, agua salada, químicos, luces ultravioletas, altas temperaturas, altas humedades y congelamiento.

El técnico especializado debe saber qué tipo de fibra es mejor para estos ambientes, en el siguiente mapa conceptual se puede apreciar que tipo de fibra puede ser la más eficiente en los diferentes aspectos.



**Ilustración 5.1.** Fibras eficientes en los diferentes tipos de ambientes.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

## 5.9 Comportamiento dependiente del tiempo y durabilidad.

La mayor parte de los materiales compuestos presentan resistencias estáticas a largo plazo significativamente inferiores a las observadas a corto plazo, con fracciones aproximadas al 30%, 50% y 80% para el vidrio, aramida y carbón, respectivamente.

Estas pérdidas de resistencia, experimentadas en los materiales compuestos ante carga sostenida *creep*, pueden acelerarse ante condiciones ambientales adversas (presencia de agua, soluciones alcalinas o ácidas, radiaciones ultravioletas, etc.). (Gomez Pulido & Sobrino Almunia).

### **5.9.1 Fibras de carbono.**

Sus características mecánicas no se alteran ante la presencia de humedad, disolventes, ácidos o bases, agentes atmosféricos, etc., permitiendo un contacto directo con el hormigón durante largos periodos de tiempo.

### **5.9.2 Fibras de aramida.**

Si bien resisten la presencia de determinados disolventes y agentes químicos, se ven afectadas por la presencia de ácidos y bases, humedad, etc., experimentando una disminución de sus características resistentes en contacto con el hormigón, pero son vulnerables a la radiación ultravioleta.

### **5.9.3 Las fibras de vidrio.**

Se deterioran al entrar en contacto directo con el hormigón y, aunque la matriz de resina del material compuesto podría protegerlas químicamente, no siempre es el caso. Las fibras más vulnerables a las radiaciones ultravioletas son las de aramida. (Gomez Pulido & Sobrino Almunia).

## **5.10 Almacenamiento y Manipulación del FRP.**

### **5.10.1 Almacenamiento.**

Los sistemas de FRP no tienen fecha de vencimiento, no se degradan en un largo tiempo, aun así hay que tener la precaución de que mientras se está almacenado evitar la incidencia directa de los rayos solares, para que el momento de su instalación no tenga ninguna alteración en sus propiedades.

Las propiedades de la resina sin curar pueden cambiar con el tiempo, temperatura o humedad. Estas condiciones pueden afectar el mezclado con el reactivo. Las empresas fabricantes como Sika o Consiteccorp S.A. recomiendan almacenar hasta un año en su envase original bien cerrado, bajo techo a una temperatura entre 5 °C - 15 °C. Cualquier material que haya excedido su fecha de

expiración, se deteriorado o ha sido contaminado no debe ser usado.

### **5.10.2 Manipulación.**

Las resinas que se usan se las denominan termoendurecibles, estos incluyen productos como poliéster insaturados, esterres vinílicos, resinas epóxicas y poliuretano. Los materiales que son mezclados con ellos se describen como endurecedores, agentes de curado. Algunos peligros generales al mezclar los dos componentes y poder manejar las resinas, según Aci 440, se enumeran como:

- Irritación de la piel: quemaduras, erupciones cutáneas y picazón.
- Sensibilidad de la piel, por reacción alérgica similar a la causada por hiedra venenosa.
- Respirar vapores orgánicos de solventes de limpieza como diluyentes.
- Si hay una buena concentración de aire, puede ocasionar explosiones o incendios de materiales inflamables cuando se expone a calor, llama, luces intensas, chispas, electricidad estática, cigarrillos u otras fuentes de ignición.
- Reacciones exotérmicas d mezclas de materiales que pueden causar incendios o lesiones.
- Polvos indeseables causados por molienda o manipulación de los materiales de FRP curados.

### **5.11 Protección temporal.**

El sistema de FRP puede ser dañado durante su instalación por cambios bruscos de temperatura, contacto directo con la lluvia, polvo, luz solar excesiva, alta humedad o vandalismo; causando así un curado no apropiado de la resina. Se recomienda tener protección temporal como pantallas de plástico o tiendas de tela hasta que el curado esté terminado.



## **5.12 Mantenimiento y reparación de los FRP**

Los datos de prueba y las observaciones se utilizan para evaluar cualquier daño y la integridad estructural del sistema de refuerzo con polímeros.

La evaluación puede incluir una recomendación para reparar cualquier deficiencia y prevenir la recurrencia de la degradación.

### **5.12.1 Reparación del sistema de refuerzo**

El método de reparación dependerá:

- De las causas del daño
- Tipo de material
- La forma de degradación
- Nivel de daño

El sistema FRP no debe ser realizado sin identificar y tratar las causas del daño, se deben reparar los daños menores incluyendo el cracking del laminado FRP localizado o abrasiones que afecten su integridad estructural.

El daño menor puede ser reparado pegando parches FRP pero deberán poseer las mismas características, tal como la orientación de las fibras, como del laminado original.

Los laminados menores pueden ser reparados por la inyección de resina. Al contrario de los laminados mayores o el desprendimiento de ellos en donde se requerirá el retiro del área afectada, reacondicionando la superficie del concreto y reemplazando los laminados FRP.

## **CAPITULO 6**

### **Criterios utilizados para la propuesta de diseño.**

Siendo el edificio previamente calculado para oficinas en toda su estructura. En el primer piso se requiere un cambio de uso estructural a una bodega de peso moderado alto, exigiendo mayor demanda de carga viva, por lo que es necesario un nuevo análisis estructural de la planta.

### 6.1 Características de la estructura mejorada

Como premisa, las luces de vigas, esbeltez de las columnas, dimensiones de las losas y todo elemento estructural que conformen la edificación, no serán alteradas, incluso en su primer piso; lugar en donde se realizará el mejoramiento para optimizar espacio, ya que será una bodega de almacenamiento y una de las características de los sistemas de fibras FRP es que sus espesores son tan delgados que al utilizarlos como encamisado de los elementos su recubrimiento es despreciable.

Los elementos estructurales deben soportar las nuevas cargas mayoradas y cumplir los requerimientos tanto por flexo-compresión en columnas, como por flexión y cortante en vigas y losas.

Al reforzar con fibras se deben cumplir con los estados límites últimos y de servicio como el creep, deflexiones y fisuras que demanda la norma ACI-318 para garantizar el buen desempeño del edificio.

### 6.2 Aumento de carga viva

Para iniciar el cambio de uso de la estructura en la primera planta, se basa en los requerimientos de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC), en el que se estipula en la sección 3.2.1 NEC-SE-CG que las sobrecargas que se usan dependerán de la ocupación a la que estará destinada la estructura. En la sección 4.2 se muestra las sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas para bodegas ligeras y pesadas.

**Tabla CXVIII.** Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

<b>Bodegas de almacenamiento</b>		
<b>Carga uniforme</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>
Livianas	6	0.6
Pesada	12	1.2

**Fuente:** Autores, (NEC-SE-CG Norma Ecuatoriana de la construcción, 2014).

Al ser una bodega que soportará peso moderado alto, se escogió un valor exacto de 10 KN/m<sup>2</sup> (Ton/m<sup>2</sup>).

La sección 3.2.2 indica que las sobrecargas distribuidas se deben reducir si cumple con las siguientes limitaciones:

#### Cargas sobrecargas pesadas

- No se reducirá la sobrecarga cuando el valor de la carga viva sea mayor a 4.8 KN/m<sup>2</sup>
- Cuando existan sobre el elemento de soporte dos o más pisos, se podrá reducir de 20% la sobre carga. (NEC-SE-CG Norma Ecuatoriana de la construcción, 2014).

#### Ocupaciones especiales

- No se permite reducción de sobrecargas en lugares de reuniones públicas. (NEC-SE-CG Norma Ecuatoriana de la construcción, 2014).

Al ser 10KN/m<sup>2</sup> una carga mayor que la establece la sección 4.2 no se requerirá una reducción de carga viva.

### 6.3 Distribución de cargas para los elementos.

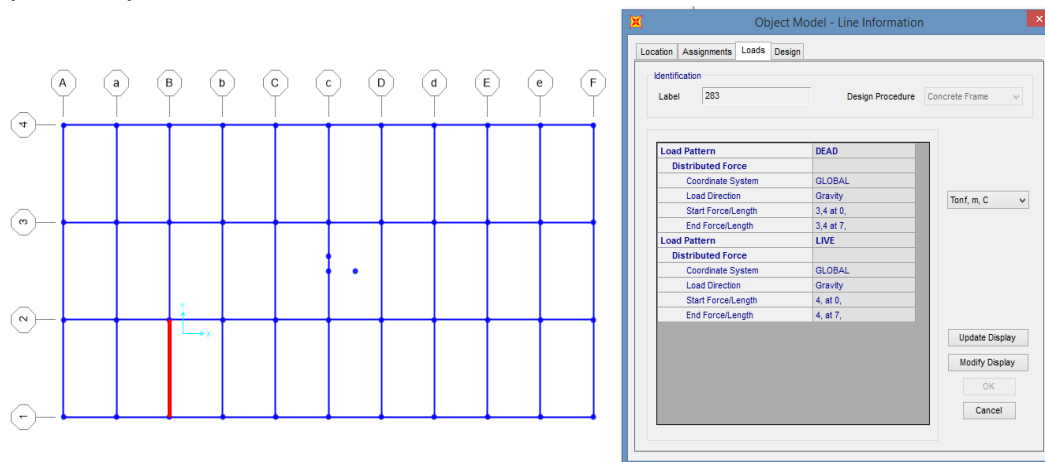
Las cargas dependerán del ancho y de las longitudes de las vigas, para este caso se tiene lo siguiente.

**Tabla CXIX.** Cargas por metro lineal de la planta 1

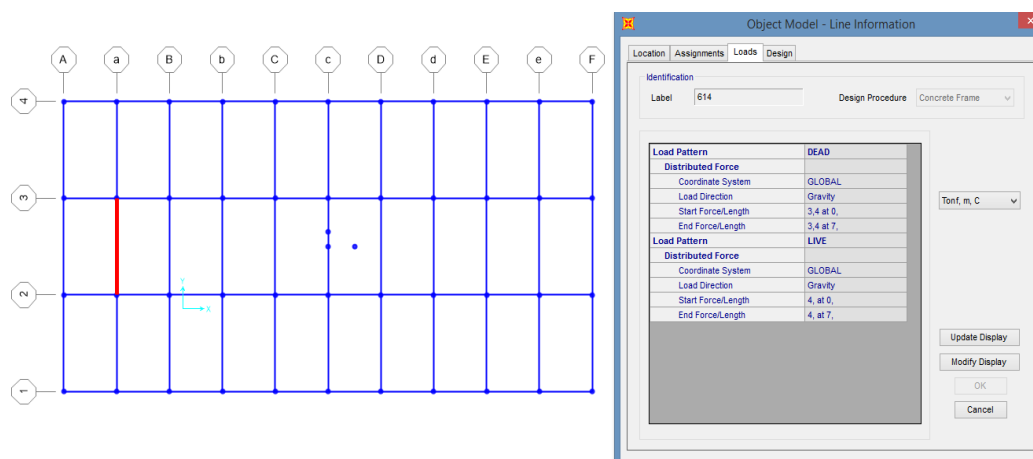
PISO 1	T/m	KN/m
VPY (Exterior)	2	20
VPY (Interior)	4	40
Vigas Secundarias (Vs)	4	40

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

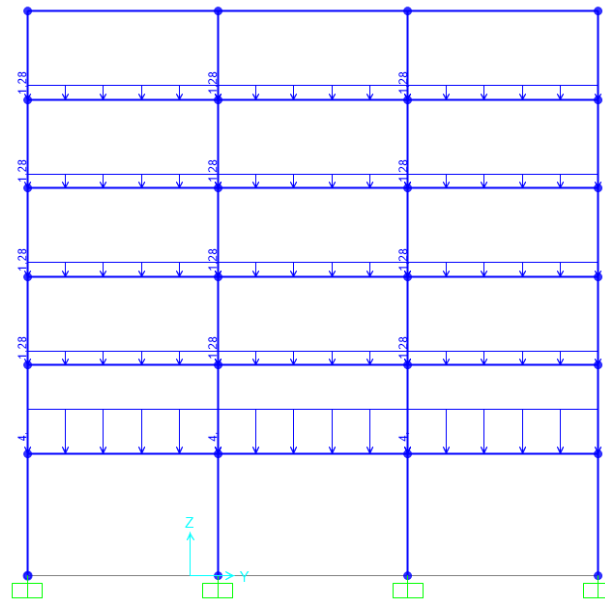
Al obtener estas cargas se procede a añadirlas al Software Sap 2000 para su posterior análisis.



**Figura 6.1** Carga viva asignada a vigas principales en eje Y (Interiores).  
**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.



**Figura 6.2** Carga viva asignada a las vigas secundarias  
**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.



**Figura 6.3** Aumento de carga viva en el primer piso.  
**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

## 6.4 Alternativas de diseño

Para el mejoramiento de la estructura con el sistema FRP se escogieron 6 diferentes alternativas, las mismas que varían entre fibra de vidrio y fibra de carbono, con diferentes características tales como:

- Resistencia a la tracción última y Módulo de elasticidad.
- Espesores
- Deformación última

Estas fueron escogidas del catálogo de la empresa como: Sika, Consiteccorp S.A. y BASF, los cuales proporcionaron las fichas técnicas de cada una de ellas Ver anexo C.

A continuación, se describirá las características más relevantes de los tipos de fibras seleccionadas para el análisis.

### 6.4.1 Fibras para propósito general (GP).

Es un tejido unidireccional de fibra de carbono para procesos de sollicitud en seco.

Se utiliza para el fortalecimiento de estructuras de hormigón armado, mampostería, madera para flexión y capacidad de carga de corte.

Algunas razones de su uso:

- Sustituir las barras de refuerzo faltantes
- Fuerza y ductilidad de las columnas
- Aumento de la capacidad de carga de elementos estructurales
- Defectos de construcción de diseño estructural

**Tabla CXX.** Propiedades de la fibra para propósito general (GP).

<b>Propiedades de la fibra de carbono para propósito general (GP)</b>	
Espesor por capa (mm) $t_f$	0.165
Resistencia a la tracción (MPa) $f_{fu}^*$	3480
Esfuerzo de rotura $\varepsilon_{fu}^*$	0.015
Módulo de elasticidad (N/mm <sup>2</sup> ) $E_f$	230500

**Fuente:** BASF.

#### **6.4.2 Fibras de alta resistencia (HS).**

La fibra de carbono de alta resistencia (HS) es un tejido unidireccional. Este material se lo satura con la resina epóxica para poder transformarse en un polímero reforzado con fibras (FRP) usado para el reforzamiento estructural.

Su uso es especialmente para refuerzo a flexión, cortante y confinamiento de elementos estructurales. Se utiliza cuando existen cambios en uso de la estructura, incremento de volumen de tráfico en puentes, reforzamiento sísmico (reforzar paredes de mampostería y envoltura de columnas), refuerzo insuficiente o altura insuficiente de elementos.

El tejido se puede cortar con tijeras tipo industriales, debe evitarse el corte sin filo que pueda debilitar la fibra.

Las propiedades de la fibra para su análisis como mejoramiento estructural se puede observar en la tabla 6.4.

**Tabla CXXI.** Propiedades de la fibra de alta resistencia (HS).

<b>Propiedades de la fibra de carbono de alta resistencia (HS)</b>	
Espesor por capa (mm) $t_f$	0.167
Resistencia a la tracción (MPa) $f_{fu}^*$	3900
Esfuerzo de rotura $\epsilon_{fu}^*$	0.015
Módulo de elasticidad (N/mm <sup>2</sup> ) $E_f$	230000

**Fuente:** (SIKA)

#### 6.4.3 Fibras de ultra alta resistencia (UHS).

La fibra de ultra alta resistencia (UHS) es un tejido unidireccional de alta resistencia, bajo peso, anti-corrosible y económico. El material es laminado en campo con adhesivos epóxicos para conformar el polímero reforzado con fibra.

Su uso es para refuerzo a flexión, cortante y confinamiento de elementos estructurales, ya sean vigas, columnas, losa y muros. Se usa para cuando existen cambios de uso de la edificación, incremento de cargas, instalación de maquinaria pesada en edificios, confinamiento en columnas, reforzar en danos de partes estructurales, resistir impacto de vehículos y cuando existe refuerzo insuficiente.

Las propiedades de este tipo de fibra son:

**Tabla CXXII.** Propiedades de la fibra de ultra alta resistencia (UHS).

<b>Propiedades de la fibra de carbono de ultra alta resistencia (UHS)</b>	
Espesor por capa (mm) $t_f$	0.337
Resistencia a la tracción (MPa) $f_{fu}^*$	4300
Esfuerzo de rotura $\epsilon_{fu}^*$	0.0155
Módulo de elasticidad (N/mm <sup>2</sup> ) $E_f$	240000

**Fuente:** (SIKA)



#### 6.4.4 Fibra de ultra alto módulo elástico (UHM).

Es un tejido unidireccional de alto modulo para el proceso de solicitud mojado o en seco, es adaptable a diferentes geometrías de superficie (vigas, columnas, chimeneas, columnas, paredes, silos, etc.) y tiene uso múltiples como el refuerzo para las tensiones de corte o de flexión.

Es resistente a los productos químicos y las tensiones ambientales, entre los campos de aplicación se encuentra el refuerzo de estructuras de hormigón armado, ladrillo y madera en el caso de carga de flexión y debido a la cizalladura:

- Aumento de las cargas
- Variaciones de uso previsto
- Prevención de los daños causados por los terremotos.

**Tabla CXXIII.** Propiedades de la fibra de ultra alto módulo elástico (UHM).

<b>Propiedades de la fibra de carbono de ultra alto módulo elástico (UHM)</b>	
Espesor por capa (mm) $t_f$	0.22
Resistencia a la tracción (Mpa) $f_{fu}^*$	4400
Esfuerzo de rotura $\epsilon_{fu}^*$	0.008
Módulo de elasticidad (N/mm <sup>2</sup> ) $E_f$	39000

**Fuente:** (SIKA)

#### 6.4.5 Fibras de vidrio-E

Es un tejido de fibras de vidrio unidireccionales, de alta resistencia y alto módulo.

Se utiliza para el reforzamiento a flexión, corte, confinamiento de elementos estructurales de hormigón armado y pretensado tales como vigas, columnas, losas, muros en edificios, puentes, túneles, tanques, estacionamiento, muelles, plantas industriales, de agua, de energía por las siguientes causas:

- Incremento de carga viva en depósitos.
- Incremento de volumen de tráfico en puentes
- Instalación de maquinaria pesada en edificios industriales
- Estructuras con vibración
- Cambios en el uso de edificios
- Reforzamiento Sísmico
- Envoltura de columnas (confinamiento)
- Paredes de mampostería no reforzada
- Daño de partes estructurales
- Envejecimiento de materiales de construcción (corrosión)
- Remoción de secciones de losa y muros para aberturas de acceso
- Defectos de diseño o construcción.

**Tabla CXXIV.** Propiedades de la fibra de vidrio-E.

<b>Propiedades de la fibra de carbono de vidrio-E</b>	
Espesor por capa (mm) $t_f$	0.36
Resistencia a la tracción (Mpa) $f_{fu}^*$	2276
Esfuerzo de rotura $\epsilon_{fu}^*$	0.028
Módulo de elasticidad (N/mm <sup>2</sup> ) $E_f$	72400

**Fuente:** (SIKA).

#### 6.4.6 Platinas tipo S

Son unas platinas de alto desempeño utilizadas como un sistema de reforzamiento para concreto reforzado, madera, mampostería, piedra, acero y aluminio. Son usadas como armaduras adheridas a concreto reforzado o madera, resistentes a la corrosión.

Para reforzar elementos estructurales cuando estos tienen incremento de carga viva, daño de partes estructurales, mejoramiento de la capacidad servicio, modificación del sistema estructural, cambio de especificaciones, errores de planeación o construcción.

La platina CFRP no tiene deformación plástica de reserva, por lo tanto la máxima resistencia a flexión es cuando la falla ocurre durante la fluencia del acero.

**Tabla CXXV.** Propiedades de la fibra de platina tipo S.

<b>Propiedades de la fibra de Platinas tipo S</b>	
Espesor por capa (mm) $t_f$	1.2
Resistencia a la tracción (Mpa) $f_{fu}^*$	3100
Esfuerzo de rotura $\epsilon_{fu}^*$	0.017
Módulo de elasticidad (N/mm <sup>2</sup> ) $E_f$	170000

Fuente: (SIKA)

## 6.5 Restricciones

### 6.5.1 Debilidad al fuego

La temperatura de transición vitria es decir a la cual el polímero empieza a ablandarse dependerá del tipo de la resina a usarse y se sitúa entre el de 80 °C a 100 °C.

En un material compuesto, las fibras de carbono poseen mejor propiedad térmica que las resinas y pueden continuar soportando cargas hasta que alcancen su temperatura límite de 1500 °C. Sin embargo el módulo de elasticidad se verá reducido debido a que se altera su estructura molecular ante la presencia del fuego.

Por otra parte la resistencia a la tracción del compuesto como un todo se reduce en un 20 % después del sobrepaso de la temperatura de transición vitria.

### 6.5.2 Mano de obra especializada

Entre las exigencias para la instalación del sistema FRP, se debe requerir con la documentación respectiva del proveedor emitiendo la confirmación de que la persona designada para la instalación está debidamente capacitada y habilitada para comenzar el proceso de colocación del sistema.

### **6.5.1 Costos altos.**

Los costos por metro cuadrado únicamente de las fibras son elevados, sin embargo esto se compensa disminuyendo el tiempo de construcción del proyecto que está ligado al costo de la mano de obra.

### **6.5.2 Acción de eventos naturales**

El sistema compuesto al igual que el resto de materiales vinculados en la industria de la construcción, no está diseñado para resistir eventos naturales severos, sin embargo en las consideraciones para el diseño tanto para reforzar como para mejorar las estructuras, se los considera de manera que deben cumplir los requisitos mínimos dictados por la norma ACI 440.

**CAPITULO 7**  
**REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE**  
**EL SISTEMA FRP Y SELECCIÓN DE LA**  
**ALTERNATIVA.**

En el siguiente capítulo se analizará si el refuerzo de FRP es necesario para todos los elementos estructurales sometidos al aumento de carga viva. En el caso de necesitarlo, se procederá a calcular el número de láminas de fibras necesarias para poder cumplir los requisitos de los estados límites últimos y de servicio.

Todos los elementos serán analizados tanto en flexión como cortante, en el caso de las columnas su análisis será a compresión y flexo compresión. Deben de cumplir con los límites de resistencia antes del diseño para que el mejoramiento sea el adecuado.

## 7.1 Cálculos generales de diseño.

### 7.1.1 Límites de resistencia.

El ACI 440, en la sección 9.2 impone ciertos límites de resistencia para poder proteger el colapso de la estructura si la unión o cualquier otro fallo del sistema FRP ocurre (incendios, vandalismos, etc.).

El primero de los casos anuncia que la resistencia existente de la estructura debe ser suficiente para soportar el siguiente nivel de carga en caso de que la fibra tenga que repararse:

$$\phi R_n \geq 1.1S_{DL} + 0.75S_{LL}$$

Donde:

$\phi R_n$  = Resistencia nominal (ya sea en carga axial o momento).

$S_{DL}$  = Efecto de la carga muerta.

$S_{LL}$  = Efecto de la carga viva.

Un valor de 1.0 debe ser usado en vez de 0.75 si la carga viva que va a tener el elemento será sometida a largos periodos, como por ejemplo bibliotecas, áreas de bodegas livianas o pesadas y otras ocupaciones con una carga viva que exceda los 730 kg/m<sup>2</sup>.

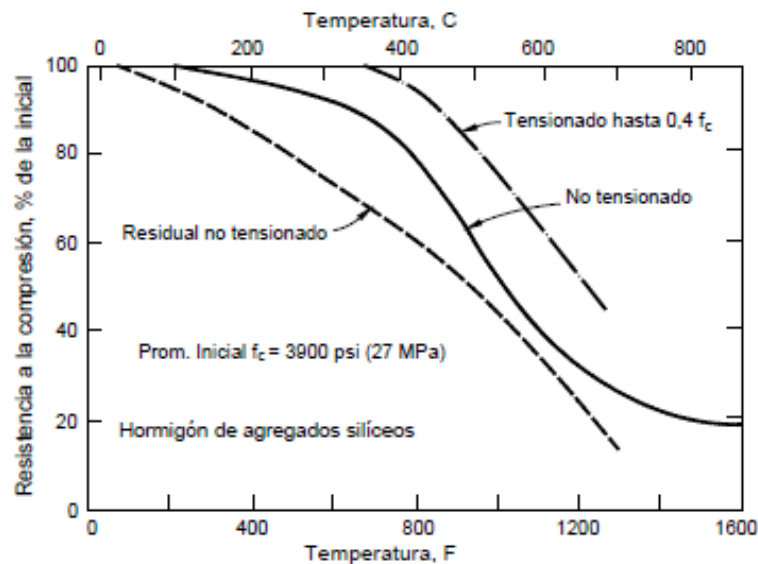
El segundo caso es que la estructura pueda tener suficiente resistencia al fuego. El nivel de refuerzo que se logra por el sistema FRP unido externamente está limitado por su grado de resistencia

al fuego. Las resinas poliméricas usadas como adhesivos para las fibras sufren un deterioro a temperaturas altas, a un intervalo entre 60 a 82 °C

El ACI 216R sugiere un límite que mantiene en un nivel razonable de seguridad contra colapso completo de la estructura en el evento de la actuación del fuego.

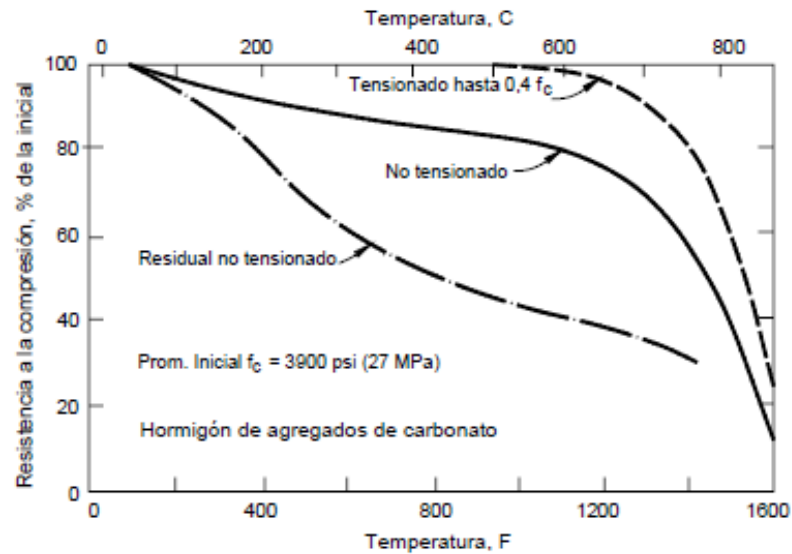
$$R_{n\theta} \geq S_{DL} + S_{LL}$$

El valor de  $R_{n\theta}$  es la resistencia nominal del elemento a una temperatura elevada, esta se debe determinar usando la guía de la norma ACI 216R.



**Figura 7.1** Resistencia a la compresión del hormigón de agregados silíceos a temperaturas elevadas.

**Fuente:** ACI 216R.



**Figura 7.2** Resistencia a la compresión del hormigón de agregados de carbonatos a temperaturas elevadas.

**Fuente:** ACI 216R.

Aunque los sistemas de FRP son efectivos fortaleciendo miembros para flexión, cortante y proporcionando confinamiento adicional, puede haber otros métodos de falla como el corte por punzonamiento y la capacidad de carga de las zapatas. Todos los miembros de la estructura deben ser capaces de soportar el aumento de cargas.

### 7.1.2 Propiedades del material ante condiciones ambientales.

Las propiedades del material dada por los fabricantes usualmente no consideran la exposición del ambiente a largo plazo, esta condición se debe considerar desde el comienzo del análisis.

Debido a que la exposición a largo plazo reduce las propiedades anunciadas en 5.8.3.4 se debe multiplicar el esfuerzo de tensión última y la deformación última de diseño por un factor de reducción dado en la sección 9 del ACI 440 y se lo puede observar en la tabla CXXVI.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* [Mpa]$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* [Mpa]$$



**Tabla CXXVI.** Factor de reducción ambiental para varios sistemas FRP y condiciones expuestas.

Condiciones Ambientales	Tipo de Fibra	Factor de reducción ambiental $C_E$
Exhibición interior	Carbón	0.95
	Vidrio	0.75
	Aramida	0.85
Exhibición exterior (puentes, pilares y parqueos abiertos)	Carbón	0.85
	Vidrio	0.65
	Aramida	0.75
Ambiente agresivo (plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas residuales)	Carbón	0.85
	Vidrio	0.50
	Aramida	0.70

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Para las alternativas dadas en el capítulo VI los valores del esfuerzo a tensión último y deformación última reducida serán los siguientes.

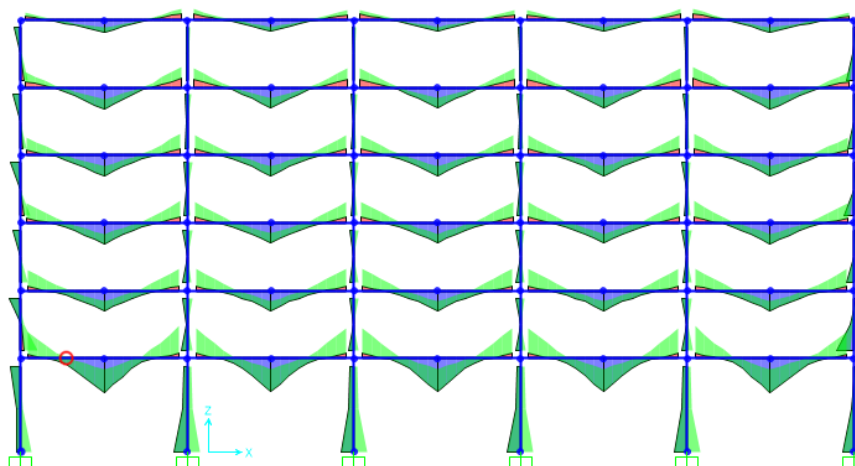
**Tabla CXXVII.** Valores reducidos de resistencia a la tensión y deformación.

Alternativas	$C_E$	$f_{fu}$ (Mpa)	$\epsilon_{fu}$ (Mpa)
Fibras tipo GP	0.95	3306	0.0143
Fibras tipo HS	0.95	3705	0.0143
Fibras tipo UHM	0.95	2470	0.0038
Fibra tipo UHS	0.95	4085	0.0147
Fibras tipo E	0.75	1725	0.021
Platinas tipo S	0.95	2945	0.0162

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

## 7.2 Mejoramiento estructural en las Vigas principales.

Al ejecutar el programa SAP2000 para la revisión de momentos últimos, mayores por el aumento de carga viva. Se escoge el eje más crítico en cada lado y se verifica si cumple con los requisitos del ACI 318 donde las resistencias nominales deben ser mayor a las mayoradas. Si alguna de estas no cumple se deberá reforzar el elemento con el sistema FRP.



**Figura 7.3** Momentos últimos resultado del análisis del SAP2000.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXXVIII.** Comparación de los momentos últimos con mejoramiento de carga vs momentos nominales sin reforzar con FRP en VPX.

Tramo	Localización	$M_u$ (Ton-m)	$\phi M_n$ (Ton-m)	$\phi M_n > M_u$
Exterior	Apoyo exterior negativo	63.81	66.30	OK
	Apoyo exterior positivo	0	46.04	OK
	Positivo máximo	82.75	66.30	NO CUMPLE
	Apoyo interior negativo	77.08	66.30	NO CUMPLE
	Apoyo interior positivo	0	46.04	OK
Interior	Positivo máximo	79.2	66.30	NO CUMPLE
	Apoyo interior negativo	72.77	66.30	NO CUMPLE
	Apoyo interior positivo	0	46.04	OK
Interior	Positivo máximo	79.32	66.30	NO CUMPLE
	Apoyo interior negativo	72.41	66.30	NO CUMPLE

Apoyo interior positivo	0	46.04	<b>OK</b>
-------------------------	---	-------	-----------

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXXIX.** Comparación de los momentos últimos con mejoramiento de carga vs momentos nominales sin reforzar con FRP en VPY.

Tramo	Localización	$M_u$ (Ton-m)	$\phi M_n$ (Ton-m)	$\phi M_n > M_u$
Exterior	Apoyo exterior negativo	40.76	38.94	<b>NO CUMPLE</b>
	Apoyo exterior positivo	4.54	26.52	<b>OK</b>
	Positivo máximo	20.82	26.52	<b>OK</b>
	Apoyo interior negativo	40.26	38.94	<b>NO CUMPLE</b>
	Apoyo interior positivo	4.88	26.52	<b>OK</b>
Interior	Positivo máximo	19.82	26.52	<b>OK</b>
	Apoyo interior negativo	40.89	38.94	<b>NO CUMPLE</b>
	Apoyo interior positivo	4.09	26.52	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Las Tablas CXXVII y CXXIX muestran los momentos situados desde el centro hasta un extremo cualquiera de la viga, los momentos son simétricos por eso solo es necesario analizar la mitad de la viga para el refuerzo completo en el eje.

En la Tabla CXXVIII se observa que los momentos negativos en los extremos necesitan reforzamiento y el momento positivo máximo también en las vigas en el eje X. La Tabla CXXI indica que las vigas principales en Y solo necesita refuerzo en los momentos negativos de los apoyos.

Antes de realizar los cálculos se debe comprobar que la estructura podrá resistir sin refuerzo bajo las cargas mínimas y cumplir el límite de colapso por incendio. Se considerará que el momento resistente a una

temperatura elevada,  $M_{n\theta}$ , será el 90% del momento nominal,  $M_n$ . para esto se utilizó el momento positivo y negativo crítico del elemento.

**Tabla CXXX.** Límites de resistencia para VPX.

Localización	$\phi M_n$ (KN-m)	$M_{n\theta}$ (KN-m)	$1.1M_L+M_D$ (KN-m)	$M_L+M_D$ (KN-m)	$\phi M_n \geq 1.1M_L+M_D$	$M_{n\theta} \geq M_L+M_D$
Apoyo $M^-$	682.73	614.45	568.45	541.00	OK	OK
Centro $M^+$	682.73	614.45	608.43	579.00	OK	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXXXI.** Límites de resistencia para VPY.

Localización	$\phi M_n$ (KN-m)	$M_{n\theta}$ (KN-m)	$1.1M_L+M_D$ (KN-m)	$M_L+M_D$ (KN-m)	$\phi M_n \geq 1.1M_L+M_D$	$M_{n\theta} \geq M_L+M_D$
Apoyo $M^-$	388.74	349.87	244.88	233.00	OK	OK

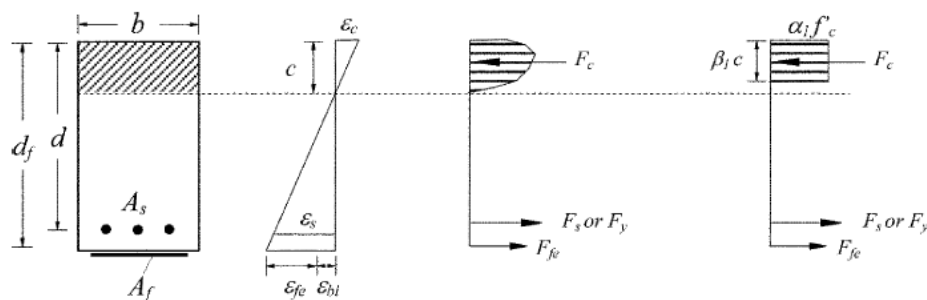
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Al cumplir los límites se procede a calcular el refuerzo a flexión.

### 7.2.1 Determinación de refuerzo FRP requerido a flexión.

El análisis a flexión con refuerzo FRP se sigue los pasos dados por el ACI 440, la adhesión de fibra proporcionara un incremento en la resistencia a flexión.

Se comienza dibujando el diagrama de deformaciones unitarias y esfuerzos de la viga:



**Figura 7.4** Deformaciones internas y distribución de esfuerzos para una sección rectangular sometida a flexión en estados límite último.

**Fuente:** ACI 440.2R-08.

Paso 1:

Como cálculo preliminar se estiman las propiedades del hormigón:

El valor  $\beta_1$  es el factor que relaciona la profundidad del bloque Whitney con la profundidad del eje neutro. Se estima como se especifica en el ACI 318, si el valor de la resistencia del hormigón es menor o igual a 28 MPa es igual 0.85, si es mayor a 28 MPa el valor sigue la siguiente fórmula y por ningún motivo  $\beta_1$  debe ser menor a 0.65.

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{0.05f'c}{7}$$

Se determina el módulo de elasticidad del hormigón y las propiedades del acero existen:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c} \text{ (MPa)}$$

$$A_s = \#_{\text{varillas}} * A_{sv} \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{b * d}$$

**Tabla CXXXII.** Propiedades de viga principal en X (VPX).

Localización	$\beta_1$	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_s$
Negativo	0.85	24870.06	2945.24	0.0122
Positivo	0.85	24870.06	2945.24	0.0122

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXXXIII.** Propiedades de viga principal en Y (VPY).

Localización	$\beta_1$	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_s$
Negativo	0.85	24870.06	1900.66	0.0092

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Para las propiedades del refuerzo de FRP unido externamente, se calcula el área del refuerzo externo del FRP usando el grosor neto de la capa de la superficie de la fibra:

$$A_f = nt_f w_f \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{b * d_f}$$

Donde:

n = Número de capas de la fibra.

t<sub>f</sub> = Espesor de la fibra.

w<sub>f</sub> = Ancho efectivo de la fibra.

Como comienzo de diseño se puede probar con el mínimo de una capa de fibra y el ancho de la fibra sería 300 mm.

**Tabla CXXXIV.** Propiedades del FRP en VPX.

Alternativas	Localización	N	W <sub>f</sub> (mm)	A <sub>f</sub> (mm <sup>2</sup> )	ρ <sub>f</sub>
Fibras tipo GP	Apoyo M-	1	300	49.50	0.00019
	Centro M+	1	300	49.50	0.00019
Fibras tipo HS	Apoyo M-	1	300	50.10	0.00019
	Centro M+	1	300	50.10	0.00019
Fibras tipo UHM	Apoyo M-	1	300	57.00	0.00022
	Centro M+	1	300	57.00	0.00022
Fibra tipo UHS	Apoyo M-	1	300	101.10	0.00039
	Centro M+	1	300	101.10	0.00039
Fibras tipo E	Apoyo M-	1	300	108.00	0.00041
	Centro M+	1	300	108.00	0.00041
Platinas tipo S	Apoyo M-	1	300	360.00	0.00137
	Centro M+	1	300	360.00	0.00137

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXXXV.** Propiedades del FRP en VPY.

Alternativas	Localización	N	W <sub>f</sub> (mm)	A <sub>f</sub> (mm <sup>2</sup> )	ρ <sub>f</sub>
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	1	300	49.50	0.00019
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	300	50.10	0.00019
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	1	300	57.00	0.00022
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	300	101.10	0.00044
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	1	300	108.00	0.00041

Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	300	360.00	0.00137
-----------------	----------------------	---	-----	--------	---------

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 2:

El siguiente paso es determinar el estado de deformación existente en el lugar donde se necesite reforzar. Dicho estado es calculado asumiendo que la viga se encuentra agrietada y las únicas cargas actuando sobre ella son cargas muertas. Mediante un análisis en una sección agrietada de la viga existente, se obtuvieron las siguientes ecuaciones:

$$n^* = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\frac{db_w}{2} k^2 + n^* A_s k - n^* A_s = 0$$

$$I_{cr} = \frac{b_w (kd)^3}{3} + n A_s (d - kd)^2$$

Con estas fórmulas se puede determinar la deformación existente.

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_D * (d_f - kd)}{I_{cr} E_c}$$

**Tabla CXXXVI.** Deformación existente para VPX.

Localización	M <sub>D</sub> (KN-m)	d <sub>f</sub> (mm)	kd (mm)	I <sub>cr</sub> (mm <sup>4</sup> )	E <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ε <sub>bi</sub>
Apoyo M <sup>-</sup>	275	750	246.21	6422X10 <sup>6</sup>	24870	0.00087
Centro M <sup>+</sup>	290	750	246.21	6422X10 <sup>6</sup>	24870	0.00092

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXXXVII.** Deformación existente para VPY.

Localización	M <sub>D</sub> (KN-m)	d <sub>f</sub> (mm)	kd (mm)	I <sub>cr</sub> (mm <sup>4</sup> )	E <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ε <sub>bi</sub>
Apoyo M <sup>-</sup>	116	650	188.44	3269X10 <sup>6</sup>	24870	0.00066

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 3:

Se determina la deformación de diseño del sistema FRP, hay que aconsejar que un fallo controlado por la separación de FRP puede ocurrir. Para su prevención, la deformación efectiva en el refuerzo de FRP debe limitarse al nivel de deformación al que puede producirse dicha separación. Este valor se calcula mediante la ecuación:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 * \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu}$$

Como se dijo en el paso 1 se usara una capa de fibra para comenzar el diseño. Si es necesario mayor número de láminas se determinara posteriormente.

**Tabla CXXXVIII.** Deformación de diseño del sistema FRP para VPX.

Alternativas	Localización	n	$\varepsilon_{fd}$	$0.9\varepsilon_{fu}$	Controla
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.011	0.0128	0.0128
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.011	0.0128	0.0128
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.011	0.0128	0.0110
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.011	0.0128	0.0110
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.006	0.0034	0.0034
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.006	0.0034	0.0034
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.008	0.0133	0.0080
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.008	0.0133	0.0080
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.013	0.0189	0.0130
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.013	0.0189	0.0130
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.005	0.0145	0.0050
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.003	0.0145	0.0030

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXXXIX.** Deformación de diseño del sistema FRP para VPY.



Alternativas	Localización	n	$\epsilon_{fd}$	$0.9\epsilon_{fu}$	Controla
Fibras tipo GP	Apoyo M	1	0.011	0.0128	0.0128
Fibras tipo HS	Apoyo M	1	0.011	0.0128	0.0110
Fibras tipo UHM	Apoyo M	1	0.006	0.0034	0.0034
Fibra tipo UHS	Apoyo M	1	0.008	0.0133	0.0080
Fibras tipo E	Apoyo M	1	0.013	0.0189	0.0130
Platinas tipo S	Apoyo M	1	0.005	0.0145	0.0050

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 4:

Desde este paso se realiza el comienzo del proceso iterativo para determinar el eje neutro de la cara transversal de la viga. Basándose en la distribución de esfuerzos y deformaciones.

Se debe estimar la profundidad del eje neutro,  $c$ , inicialmente es el 20% del peralte. Este valor es ajustado luego de cada chequeo de equilibrio.

Para vigas principales en eje Y se comenzara con  $c = 118$  mm y para el eje X;  $c = 138$  mm, en los todos los lugares donde se esté analizando.

Paso 5:

El quinto paso consiste en determinar la deformación efectiva en el reforzamiento del FRP. Es importante que se determine el nivel de deformación en el reforzamiento de FRP en el estado límite último. Ya que los materiales empleados en el FRP tienen una elasticidad lineal hasta el momento de un fallo, el nivel de deformación del sistema determinará el nivel de esfuerzo desarrollado. El máximo nivel de deformación que puede alcanzar el reforzamiento de FRP será regido por el nivel de deformación desarrollado en el punto al que el hormigón se tritura, el punto al que el FRP se tritura, o en el punto al que se produce la desunión del FRP del sustrato. El nivel efectivo de deformación en el FRP puede ser encontrado mediante la ecuación:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} * \left( \frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

Si en esta ecuación la segunda expresión controla, se debe recalcar que para el eje neutral seleccionado el FRP se encontrará en el modo de fallo. Si fuese la primera expresión la que controlase la ecuación, la trituración del hormigón estaría en el modo de fallo. Si el sistema FRP controla el fallo de la sección, la deformación del concreto en el fallo  $\varepsilon_c$  puede ser menor a 0.003 y se puede calcular mediante triángulos semejantes:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) * \left( \frac{c}{d_f - c} \right)$$

Paso 6:

Se calcula la deformación del acero de refuerzo existente. Con base en el nivel de deformación en el refuerzo de FRP, esta deformación en el acero de refuerzo no pretensado puede ser obtenida utilizando la compatibilidad de deformación. Esta deformación es calculada utilizando triángulos semejantes:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) * \left( \frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

Paso 7:

Se calcula el nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y el FRP. El esfuerzo efectivo en el FRP se asume un comportamiento perfectamente elástico en el nivel de deformación del FRP

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$$

El esfuerzo en el acero de refuerzo se determina a través del nivel de deformación utilizando la curva esfuerzo-deformación del acero

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

Paso 8:

El siguiente paso es calcular las fuerzas internas resultantes y comprobar el equilibrio.

Los factores de esfuerzo del bloque de concreto se puede calcular un valor aproximado en la relación parabólica entre el esfuerzo y la deformación, de la siguiente manera:

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon_c^2}$$

Donde  $\varepsilon'_c$  es la deformación correspondiente a  $f'_c$  obtenida con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

Los términos  $\alpha_1$  y  $\beta_1$  son parámetros que definen un bloque rectangular de esfuerzo en el hormigón equivalente a la distribución no lineal del esfuerzo.

Con la deformación, el nivel de esfuerzo en el FRP y el acero de refuerzo determinado para el eje neutral de profundidad ya asumido, el equilibrio interno de fuerzas puede ser comprobado mediante la ecuación siguiente, con la cual se verificará la estimación inicial de  $c$ .

$$c = \frac{A_s f_s - A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

Paso 9:

En el caso que el valor del eje neutral determinado,  $c$ , no coincida con el asumido en el paso 4, se deberá repetir los paso 5 a 8, hasta que los dos valores sean iguales para ajustar el equilibrio de fuerzas.

Como resumen de la iteración se tienen los siguientes valores en cada una de las alternativas.

**Tabla CXL.** Resultado de iteración del eje neutral para VPX.

Alternativas	Localización	C (mm)	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	182	0.0088	0.003	0.0083
	Centro M <sup>+</sup>	182	0.0084	0.003	0.0083
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	182	0.0084	0.003	0.0083
	Centro M <sup>+</sup>	182	0.0084	0.003	0.0083
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	201	0.0062	0.003	0.0063
	Centro M <sup>+</sup>	201	0.0062	0.003	0.0063
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	194	0.0076	0.003	0.0076
	Centro M <sup>+</sup>	194	0.0076	0.003	0.0076
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	178	0.0088	0.003	0.0086
	Centro M <sup>+</sup>	178	0.0088	0.003	0.0086
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	250	0.0034	0.002	0.0037
	Centro M <sup>+</sup>	250	0.0034	0.002	0.0037

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXL.a** continuación de Tabla CXL.

Alternativas	Localización	$f_s$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$f_{fe}$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$\beta_1$	$\alpha_1$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.95	0.849	0.882
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	1.95	0.849	0.882
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.95	0.849	0.882
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	1.95	0.849	0.882
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	3.98	0.806	0.923
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	3.98	0.806	0.923
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.83	0.847	0.885
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	1.83	0.847	0.885
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	0.67	0.849	0.882
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	0.67	0.849	0.882
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	0.58	0.766	0.916

Centro M <sup>+</sup>	0.42	0.58	0.766	0.916
-----------------------	------	------	-------	-------

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLI.** Resultado de iteración del eje neutral para VPY.

Alternativas	Localización	C (mm)	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	123	0.0111	0.003	0.0104
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	126	0.0111	0.003	0.0103
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	151	0.0062	0.002	0.0060
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	140	0.0076	0.002	0.0073
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	123	0.0122	0.003	0.0114
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	167	0.0049	0.002	0.0048

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLI.a** continuación tabla CXLI.

Alternativas	Localización	$f_s$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$f_{fe}$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$\beta_1$	$\alpha_1$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	2.56	0.820	0.913
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	2.55	0.827	0.906
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	3.98	0.761	0.910
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.83	0.776	0.925
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	0.92	0.849	0.882
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	0.80	0.75	0.89

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 10:

Con los valores del paso anterior se procede a calcular los componentes de la resistencia a flexión, el momento nominal del acero y de la fibra.

Los sistemas de reforzamiento FRP deben ser diseñados de acuerdo con ACI 318-05, factores de reducción adicionales aplicados a la contribución del sistema FRP son recomendados por el ACI 440 para reflejar las incertidumbres inherentes a los

sistemas FRP comparado con el acero de refuerzo y el hormigón. Por esta razón que se agrega adicionalmente un factor de reducción con un valor recomendado  $\Psi_f = 0.85$  se aplica a la contribución del sistema FRP.

De la siguiente manera se puede obtener la contribución del acero a la flexión:

$$M_{ns} = A_s f_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

Además la contribución del FRP a la flexión:

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left( d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

Paso 11:

Se calcula la fuerza a flexión de diseño de la sección. Siguiendo los requisitos del ACI 440 Y 318 se tiene que cumplir lo siguiente:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \Psi_f M_{nf}]$$

El uso de FRP unido externamente para refuerzos de flexión reducirá la ductilidad del miembro original. Para mantener un nivel suficiente de ductilidad, el esfuerzo en el acero en el estado límite último debe ser chequeado. Para miembros de hormigón reforzado con acero no pretensado, la ductilidad adecuada es alcanzada si la deformación en el acero en el punto de trituración del hormigón o en el punto de fallo es al menos 0.005, según la definición de la sección de control de tensión de ACI 318-05. Con esto, un factor de reducción dado por la siguiente ecuación debe ser utilizado:

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{para } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{para } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

Donde  $\varepsilon_s$  es la deformación neta en extrema tensión del acero a una fuerza nominal, tal como es definido en ACI 318-05.

**Tabla CXLII.** Resultados de la resistencia a flexión en VPX.

Alternativas	Localización	n	$M_{ns}$ (KN-m)	$M_{nf}$ (KN-m)	$\psi M_{nf}$ (KN-m)
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	1	754.87	65.20	55.42
	Centro M <sup>+</sup>	1	754.87	64.83	55.10
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	754.87	65.85	55.97
	Centro M <sup>+</sup>	1	754.87	65.48	55.66
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	1	750.47	151.88	129.10
	Centro M <sup>+</sup>	1	750.25	151.81	129.04
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	749.1	123.66	105.11
	Centro M <sup>+</sup>	1	748.85	123.62	105.08
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	1	756.97	48.56	41.28
	Centro M <sup>+</sup>	1	756.97	48.30	41.06
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	745.92	195.64	166.29
	Centro M <sup>+</sup>	1	746.35	195.74	166.38

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLII.a** Continuación Tabla CXLII..

Alternativas	Localización	$\phi M_n$ (KN-m)	$M_u$ (KN-m)	$\phi M_n \geq M_u$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	729.26	755.00	<b>NO CUMPLE</b>
	Centro M <sup>+</sup>	728.98	811.00	<b>NO CUMPLE</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	729.76	755.00	<b>NO CUMPLE</b>
	Centro M <sup>+</sup>	729.47	811.00	<b>NO CUMPLE</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	791.61	755.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	791.39	811.00	<b>NO CUMPLE</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	768.79	755.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	768.53	811.00	<b>NO CUMPLE</b>
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	718.42	755.00	<b>NO CUMPLE</b>
	Centro M <sup>+</sup>	718.22	811.00	<b>NO CUMPLE</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	820.99	755.00	<b>OK</b>

Centro M <sup>+</sup>	821.99	811.00	<b>OK</b>
-----------------------	--------	--------	-----------

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLIII.** Resultados de la resistencia a flexión en VPY.

Alternativas	Localización	n	M <sub>ns</sub> (KN-m)	M <sub>nf</sub> (KN-m)	ψM <sub>nf</sub> (KN-m)
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	1	429.94	63.42	53.90
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	428.57	76.26	64.82
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	1	424.29	134.48	114.31
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	426.82	110.26	93.72
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	1	428.50	60.48	51.41
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	420.20	170.11	144.59

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXIII.a** Continuación de Tabla CLXIII.

Alternativas	Localización	φM <sub>n</sub> (KN-m)	M <sub>u</sub> (KN-m)	φM <sub>n</sub> ≥ Mu
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	435.46	401.00	<b>OK</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	444.05	401.00	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	484.74	401.00	<b>OK</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	468.49	401.00	<b>OK</b>
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	431.92	401.00	<b>OK</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	500.31	401.00	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En la Tabla CLXII existen valores que no cumple con el criterio de resistencia, esto quiere decir que necesitan mayor número de capas de fibra para refuerzo a flexión, se realiza el mismo procedimiento pero con mayor número de fibras hasta que el momento nominal factorado sea mayor al último.

El mayor número de capas a instalar según especificaciones técnicas es de tres, ya que al exceder la cantidad de láminas la resistencia a flexión aumenta poco (menos del 40% de su



reforzamiento original) gracias el factor de reducción de la ductilidad y en cuestión económica no es conveniente.

**Tabla CXLIV.** Resultado de iteración del eje neutral con mayor cantidad de capas para VPX.

Alternativas	Localización	C (mm)	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	193	0.0078	0.003	0.0077
	Centro M <sup>+</sup>	193	0.0077	0.003	0.0077
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	193	0.0077	0.003	0.0077
	Centro M <sup>+</sup>	200	0.0064	0.003	0.0064
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	201	0.0062	0.003	0.0063
	Centro M <sup>+</sup>	239	0.0036	0.002	0.003
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	194	0.0076	0.003	0.0076
	Centro M <sup>+</sup>	223	0.0044	0.002	0.0047
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	194	0.0076	0.003	0.0075
	Centro M <sup>+</sup>	194	0.0076	0.003	0.0075
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	250	0.0034	0.002	0.0037
	Centro M <sup>+</sup>	250	0.0034	0.002	0.0037

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLIV.a** Continuación Tabla CXLIV.

Alternativas	Localización	$f_{fe}$ (KN/mm <sup>2</sup> )	$\beta_1$	$\alpha_1$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	1.79	0.849	0.882
	Centro M <sup>+</sup>	1.78	0.849	0.882
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	1.79	0.849	0.882
	Centro M <sup>+</sup>	1.47	0.810	0.921
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	3.98	0.806	0.923
	Centro M <sup>+</sup>	2.30	0.763	0.913
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	1.83	0.847	0.885
	Centro M <sup>+</sup>	1.06	0.773	0.924
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	0.58	0.842	0.89
	Centro M <sup>+</sup>	0.58	0.844	0.887

Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.58	0.766	0.916
	Centro M <sup>+</sup>	0.58	0.766	0.916

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLV.** Resultados de la resistencia a flexión con mayor capa de fibra en VPX.

Alternativas	Localización	n	M <sub>ns</sub> (KN-m)	M <sub>nf</sub> (KN-m)	ψM <sub>nf</sub> (KN-m)
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	2	749.09	118.76	100.94
	Centro M <sup>+</sup>	3	750.80	147.18	125.10
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	2	754.87	119.94	101.95
	Centro M <sup>+</sup>	3	750.44	147.84	125.66
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	1	750.47	151.88	129.10
	Centro M <sup>+</sup>	3	737.59	258.97	220.12
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	749.10	123.66	105.11
	Centro M <sup>+</sup>	3	743.82	212.82	180.90
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	3	749.39	124.62	105.93
	Centro M <sup>+</sup>	3	749.17	124.58	105.89
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	745.92	195.64	166.29
	Centro M <sup>+</sup>	1	746.35	195.74	166.38

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLV.a** Continuación Tabla CXLV.

Alternativas	Localización	φM <sub>n</sub> (KN-m)	M <sub>u</sub> (KN-m)	φM <sub>n</sub> ≥ Mu
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	765.03	755.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	788.31	811.00	<b>NO CUMPLE</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	765.94	755.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	788.49	811.00	<b>NO CUMPLE</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	791.61	755.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	776.72	811.00	<b>NO CUMPLE</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	768.79	755.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	832.24	811.00	<b>OK</b>
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	769.78	755.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	769.53	811.00	<b>NO CUMPLE</b>

Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	820.99	755.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	821.99	811.00	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Con los resultados en la Tabla CXLV se descartan las fibras que no cumplen con los requerimientos y se procede a verificar si los refuerzos cumplirán por los estados límites de servicio.

### 7.2.2 Serviciabilidad y límite de ruptura por creep y fatiga.

Para evitar deformaciones inelásticas de los elementos estructurales, el acero existente debería evitar que se deforme bajo cargas de servicio. El refuerzo del acero bajo cargas de servicio debe ser menor al 80% de su límite elástico.

$$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$$

Se calcula el nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo utilizando la ecuación:

$$f_{s,s} = \frac{[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f (d_f - \frac{kd}{3})] (d - kd) E_s}{A_s E_s (d - \frac{kd}{3}) (d - kd) + A_f E_f (d_f - \frac{kd}{3}) (d_f - kd)}$$

La profundidad elástica hasta el punto neutro agrietado, se puede simplificar por una viga rectangular sin reforzamiento de compresión de la siguiente manera:

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d}\right)\right)} - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c}\right)$$

Para evitar la ruptura por creep del refuerzo FRP bajo esfuerzos cíclicos, constantes o fatiga se debe chequear el esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio.

Se calcula el esfuerzo en el FRP usando la ecuación y se verifica que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia dado

en la tabla CXLVI Se asume que se sostiene por completo la carga de servicio.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left( \frac{E_f}{E_s} \right) \left( \frac{d_f - kd}{d - kd} \right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

**Tabla CXLVI.** Límites de esfuerzos continuos para los sistemas FRP.

Tipo de esfuerzo	Tipo de fibra		
	GFRP	AFRP	CFRP
Límite de esfuerzo continuo más cíclico	0.2f <sub>fu</sub>	0.3f <sub>fu</sub>	0.55f <sub>fu</sub>

**Fuente:** ACI 440.

**Tabla CXLVII.** Comprobación de esfuerzos límites del acero y del FRP en VPX.

Alternativas	Localización	k	f <sub>s,s</sub> (MPa)	f <sub>s,s</sub> < 0.80 f <sub>y</sub>
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	0.364	297	<b>OK</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.364	297	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	0.367	294	<b>OK</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.364	297	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.375	305	<b>OK</b>
Fibras tipo E (0.2f <sub>fu</sub> )	Apoyo M <sup>-</sup>	0.364	297	<b>OK</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.373	288	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.373	308	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLVII.a** Continuación Tabla CXLVII.

Alternativas	Localización	f <sub>f,s</sub> (Mpa)	f <sub>s,s</sub> < 0.55 f <sub>fu</sub>
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	185	<b>OK</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	185	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	505	<b>OK</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	193	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	193	<b>OK</b>

Fibras tipo E ( $0.2f_{fu}$ )	Apoyo M <sup>-</sup>	61	OK
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	129	OK
	Centro M <sup>+</sup>	139	OK

**Fuente: Autores, Donoso y Calderón.**

**Tabla CXLVIII.** Comprobación de esfuerzos límites del acero y del FRP en VPY.

Alternativas	Localización	k	$f_{s,s}$ (MPa)	$f_{s,s} < 0.80 f_y$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	0.322	231	OK
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.325	229	OK
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	0.330	223	OK
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.327	226	OK
Fibras tipo E ( $0.2f_{fu}$ )	Apoyo M <sup>-</sup>	0.323	230	OK
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.340	215	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CXLVIII.a** Continuación de Tabla CXLVIII.

Alternativas	Localización	$f_{f,s}$ (Mpa)	$f_{s,s} < 0.55 f_{fu}$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	151	OK
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	148	OK
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	391	OK
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	151	OK
Fibras tipo E ( $0.2f_{fu}$ )	Apoyo M <sup>-</sup>	49	OK
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	94	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En las Tablas CXLVII y CXLVIII se observan que cumplen con los esfuerzos para los estados límites de servicio.

### 7.2.3 Longitud de desarrollo del refuerzo FRP.

La ACI 440 recomienda que si la lámina se instala en solo en la longitud crítica, deben ir unos anclajes (estribos transversales de FRP) a lo largo de la longitud de desarrollo hasta que la resistencia

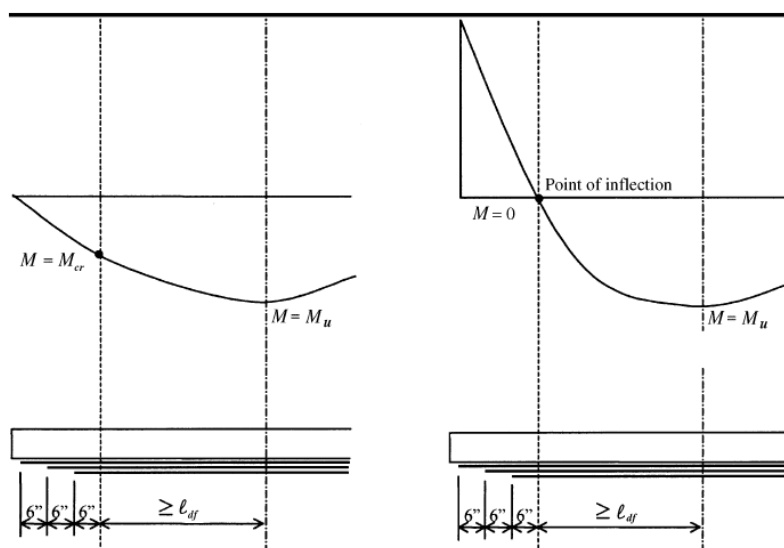
ultima del elemento sea menor que 2/3 la resistencia del concreto a cortante.

Para evitarse este análisis detallado el ACI 440 sugiere tomar las siguientes pautas generales para la ubicación y evitar cualquier falla:

- Para vigas simplemente apoyadas, un laminado de FRP de una sola capa debe terminar al menos a una distancia igual o mayor de la longitud de desarrollo,  $l_{df}$ , pasando el punto de momento de la sección agrietada,  $M_{cr}$ . Para laminados de capas múltiples las terminaciones deben ser cónicas, la capa más extrema no debe ser menor a  $l_{df}$  más allá al punto correspondiente al momento de craqueo. Las siguientes capas deberán ser terminadas no menos de un adicional de 150 mm. (ACI 440.2R-08, 2008)
- Para vigas continuas, los laminados de FRP de una deben terminarse con un mínimo de  $d/2$  o 150 mm después del punto de inflexión, momento nulo. Para laminados de capas múltiples la terminación de las capas deben ser cónicas la capa más externa debe terminar no menos de 150 mm posterior al punto de inflexión. Cada capa sucesiva no debe terminar no menor a 150 mm. (ACI 440.2R-08, 2008)

La longitud de desarrollo en el momento crítico es igual:

$$l_{df} = \sqrt{\frac{nE_f t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$



**Figura 7.5** Longitud de desarrollo para viga simplemente apoyada (izquierda) y viga continua (derecha).

Fuente: ACI 440.2R-08.

El momento en el punto de inflexión para las vigas principales se determinó con ayuda del software SAP 2000, el punto comienza aproximadamente dos metros del nodo. Los detalles de la longitud de desarrollo se pueden observar en la siguiente tabla y los planos en el Anexo E.

**Tabla CXLIX.** Longitud de desarrollo del FRP en VPX.

Alternativas	Localización	$l_{df}$ min (cm)	$l_{termina\ la}$ capa (cm)	$l_d$ hasta punto inflexion (cm)	$l_{df}$ (cm)
Fibras tipo GP	Apoyo $M^-$	12	45	200	245
Fibras tipo HS	Apoyo $M^-$	12	30	200	230
Fibras tipo UHM	Apoyo $M^-$	15	15	200	215
Fibras tipo UHS	Apoyo $M^-$	13	15	200	215
	Centro $M^+$	11	45	360	450
Fibras tipo E	Apoyo $M^-$	13	45	200	245
Platinas tipo S	Apoyo $M^-$	10	15	200	215
	Centro $M^+$	20	15	360	390

Fuente: Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CL.** Longitud de desarrollo del FRP en VPY.

Alternativas	Localización	$l_{df \text{ min}}$ (cm)	$l_{\text{termina}}$ la capa (cm)	$l_d$ hasta punto inflexion (cm)	$l_{df}$ (cm)
Fibras tipo GP	Apoyo M	7	15	150	165
Fibras tipo HS	Apoyo M	9	15	150	165
Fibras tipo UHM	Apoyo M	15	15	150	165
Fibras tipo UHS	Apoyo M	12	15	150	165
Fibras tipo E	Apoyo M	7	15	150	165
Platinas tipo S	Apoyo M	19	15	150	165

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 7.2.4 Determinación de refuerzo requerido a cortante.

La resistencia a cortante máxima usualmente se encuentra en los nodos de vigas. Para comprobar si se necesita reforzamiento a cortante se debe revisar si el cortante nominal sin refuerzo FRP es mayor al cortante último con la carga viva aumentada incluida.

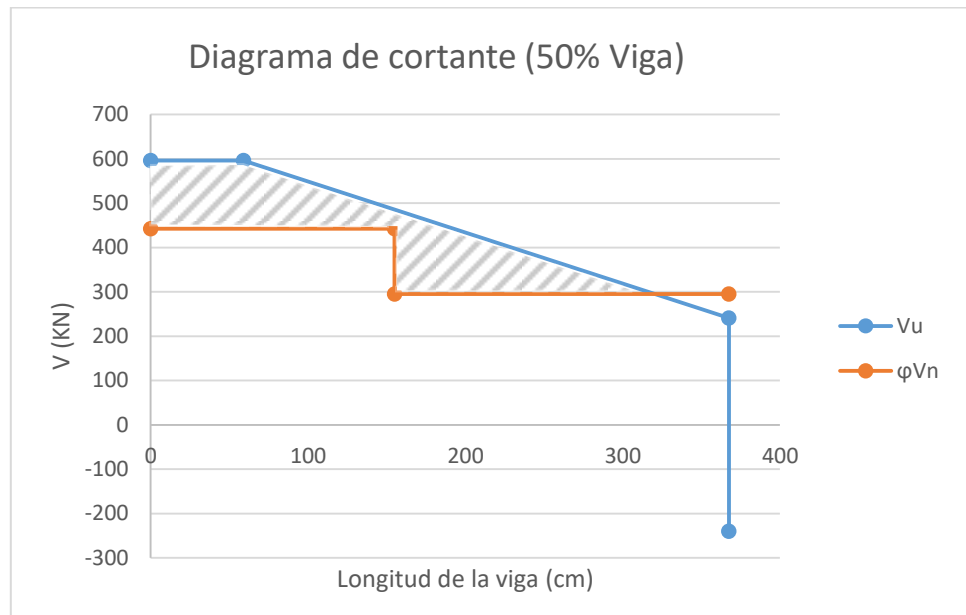
**Tabla CLI.** Comprobación de resistencia a cortante.

PISO 1	$\phi V_n$ (KN)	$V_u$ (KN)	$\phi V_n > V_u$
VPX	442	596	<b>NO CUMPLE</b>
VPY	486	265	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Solo para las vigas principales en el eje X, es necesario un refuerzo a cortante. En la Figura 7.6 se puede observar el diagrama respectivo de cortante donde debería colocarse el reforzamiento adicional requerido como lo muestra la zona sombreada de longitud igual a 3.20 metros. Solo se observa la mitad de la viga porque la resistencia a cortante se lo asume simétrico.





**Figura 7.6** Diagrama de cortante de mitad de la viga.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Con estos datos se procede a realizar los respectivos análisis.

Paso 1:

Se calcula el nivel efectivo de deformación en el corte del refuerzo FRP.

Se ha observado que los sistemas FRP que no rodean una sección entera, se desprenden del hormigón antes de la pérdida de la unión del agregado de la sección. Debido a esto, se han analizado los esfuerzos de las conexiones para determinar la utilidad de estos sistemas y el nivel de deformación efectiva que puede ser alcanzado, la misma que se determina usando el coeficiente de reducción,  $\kappa_v$ , este coeficiente es una función de la fuerza del hormigón, el tipo de esquema de envoltura utilizado y la rigidez del laminado.

La longitud efectiva de adherencia,  $L_e$ , es la longitud sobre la cual la mayoría del esfuerzo del enlace es sostenido. Esta longitud está dada por la siguiente ecuación:

$$L_e = \frac{23\,300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \text{ en unidades del SI}$$

El coeficiente de reducción de enlace también se basa en dos factores de modificación,  $\kappa_1$  y  $\kappa_2$ , que se utilizan en la resistencia del hormigón y el tipo de esquema de envoltura usado, respectivamente. Se los obtiene con las siguientes igualdades:

$$\kappa_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3} \text{ en unidades del SI}$$

$$\kappa_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} & \text{para envolturas en U} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} & \text{para unidos por ambos lados} \end{cases}$$

Finalmente, con los valores obtenidos se calcula el coeficiente de reducción de enlace.

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11.900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \text{ en unidades del SI}$$

Entonces, la deformación efectiva se puede determinar de la siguiente manera:

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

El número de capas de FRP se determina de forma iterativa, usando la etapa completa de pasos hasta llegar a la resistencia necesaria, el número de capas necesarias ya se muestran en las Tablas de resultados

**Tabla CLII.** Valores de la deformación efectiva para cada alternativa.

Alternativas	n	$L_e$ (cm)	$K_1$	$K_2$	$K_v$	$\varepsilon_{fe}$
Fibras tipo GP	3	3.37	1.02	0.95	0.193	0.003

Fibras tipo HS	2	3.35	1.02	0.95	0.192	0.003
Fibras tipo UHM	1	2.57	1.02	0.96	0.558	0.002
Fibra tipo UHS	1	3.25	1.02	0.95	0.180	0.003
Fibras tipo E	3	3.23	1.02	0.95	0.125	0.003
Platinas tipo S	1	1.9	1.02	0.97	0.095	0.002

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

## Paso 2

En el segundo paso, se computa la contribución del refuerzo FRP a la fuerza del corte.

El área del refuerzo de corte FRP se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f$$

El esfuerzo efectivo en el FRP se calcula basándose en la ley de Hooke:

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$$

La contribución del sistema FRP a la fuerza de corte está basada en la orientación de la fibra y un patrón de grietas asumido (Khalifa et al. 1998). La contribución se puede determinar al calcular la fuerza resultante del esfuerzo de tensión en el FRP a lo largo de la grieta asumida, mediante la siguiente ecuación:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \theta + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f}$$

El espaciamiento de la fibra,  $s_f$ , sigue los lineamientos del ACI 318 sección 11.4.5.1 indicando que el espaciamiento de refuerzo cortante perpendicular no debe exceder  $d/2$  ni 600 mm.

**Tabla CLIII.** Valores de resistencia a cortante de la fibra.

Alternativas	n	$w_f$ (cm)	$S_f$ (cm)	$f_{fe}$ (Mpa)	$V_f$ (KN)
--------------	---	---------------	---------------	-------------------	---------------

Fibras tipo GP	3	30	30	0.63	258.53
Fibras tipo HS	2	30	30	0.63	259.94
Fibras tipo UHM	1	30	35	1.36	319.47
Fibra tipo UHS	1	30	30	0.64	266.08
Fibras tipo E	3	30	30	0.20	267.85
Platinas tipo S	1	15	20	0.26	291.56

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### Paso 3

Calcular la fuerza de corte de la sección.

La fuerza nominal del corte de un miembro de hormigón de FRP reforzado puede ser determinada añadiendo la contribución del corte externo del refuerzo de FRP a la contribución del acero de refuerzo y el hormigón. Adicionalmente, un factor de reducción  $\Psi_f$  es aplicado y se establece que  $\Psi_f = 0.85$  para envolturas en U.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \Psi_f V_f)$$

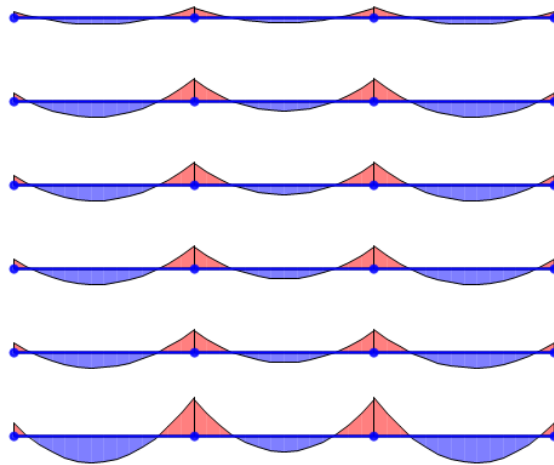
**Tabla CLIV.** Resultado de resistencia por cortante.

Alternativas	$\phi V_n$ (KN)	$\phi V_n \geq V_u$
Fibras tipo GP	606.51	OK
Fibras tipo HS	598.58	OK
Fibras tipo UHM	607.43	OK
Fibra tipo UHS	602.48	OK
Fibras tipo E	603.62	OK
Platinas tipo S	618.73	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 7.3 Mejoramiento estructural en vigas secundarias.

Los momentos últimos aumentados por la carga viva, se toman del software SAP2000, escogiendo el eje más crítico (eje d) y se verifica si cumple con los requisitos del ACI 318 similar a como se analizaron las vigas principales.



**Figura 7.7** Momentos últimos resultado del análisis del SAP2000 para vigas secundarias.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLV.** Comparación de los momentos últimos con mejoramiento de carga vs momentos nominales sin reforzar con FRP en VS.

Tramo	Localización	$M_u$ (Ton-m)	$\phi M_n$ (Ton-m)	$\phi M_n > M_u$
Exterior	Apoyo exterior negativo	18.15	40.4	OK
	Apoyo exterior positivo	0	18.72	OK
	Positivo máximo	34.11	27.29	NO CUMPLE
	Apoyo interior negativo	50.2	40.4	NO CUMPLE
	Apoyo interior positivo	0	18.71	OK
Interior	Positivo máximo	19.82	27.29	OK
	Apoyo interior negativo	47.55	40.4	NO CUMPLE
	Apoyo interior positivo	0	18.71	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

La tabla CLV muestra los momentos situados desde el centro hasta un extremo cualquiera de la viga, al ser simétricos los momentos solo es necesario analizar la mitad de la viga para el reforzamiento completo en el eje. Los momentos negativos y los positivos máximos en las vigas esquineras necesitan reforzamiento con sistema FRP.

Se requiere comprobar que la estructura podrá resistir sin refuerzo bajo cargas mínimas y cumplir el límite de colapso por incendio.

**Tabla CLVI.** Limites en resistencia en VS.

Localización	$\phi M_n$ (KN-m)	$M_{n\theta}$ (KN-m)	$1.1M_L+M_D$	$M_L+M_D$
Negativo	404.00	363.60	367.14	350.00
Positivo	273.00	245.70	243.27	232.00

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLVI.a** Continuación Tabla CLVI.

Localización	$\phi M_n \geq 1.1M_L+M_D$	$M_{n\theta} \geq M_L+M_D$
Negativo	OK	OK
Positivo	OK	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 7.3.1 Determinación de refuerzo FRP requerido a flexión.

Basándose en el diagrama de deformaciones internas y distribución de esfuerzo se comienza a calcular el reforzamiento a flexión.

Paso 1:

Como cálculo preliminar se estiman las propiedades del hormigón:

**Tabla CLVII.** Propiedades de VS.

Localización	$\beta_1$	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_s$
Negativo	0.85	24870.06	2280.8	0.0141
Positivo	0.85	24870.06	1526.81	0.0094

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Para las propiedades del refuerzo de FRP unido externamente, se calcula el área del refuerzo externo del FRP usando el grosor neto de la capa de la superficie de la fibra:

Como optimización de cálculos las tablas de resultados mostrarán el número de fibra necesitado para que cumplan todas las condiciones de resistencia.

**Tabla CLVIII.** Propiedades del FRP de VS.

Alternativas	Localización	n	$W_f$ (mm)	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_f$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	3	300	99.00	0.0005
	Centro M <sup>+</sup>	2	300	66.00	0.0004
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	300	50.10	0.0003
	Centro M <sup>+</sup>	3	300	150.30	0.0008
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	2	300	114.00	0.0006
	Centro M <sup>+</sup>	1	300	57.00	0.0003
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	2	300	202.20	0.0011
	Centro M <sup>+</sup>	1	300	101.10	0.0005
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	3	300	324.00	0.002
	Centro M <sup>+</sup>	2	300	216.00	0.001
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	300	360.00	0.002
	Centro M <sup>+</sup>	1	150	180.00	0.001

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 2:

El siguiente paso es determinar el estado de deformación existente en el lugar donde se necesite reforzar.

**Tabla CLIX.** Deformación existente para VS.

Localización	$M_D$ (KN-m)	$d_f$ (mm)	$kd$ (mm)	$I_{cr}$ (mm <sup>4</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{bi}$
Apoyo M <sup>-</sup>	113.49	600	174.74	2205X10 <sup>6</sup>	24870	0.0009
Centro M <sup>+</sup>	170.46	600	203.93	2938X10 <sup>6</sup>	24870	0.0009

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 3:

Se determina la deformación de diseño,  $\varepsilon_{fd}$ , del sistema FRP, hay que aconsejar que un fallo controlado por la separación de FRP puede ocurrir. Para su prevención, la deformación efectiva en el refuerzo de FRP debe limitarse al nivel de deformación al que puede producirse dicha separación.

**Tabla CLX.** Deformación de diseño del sistema FRP para VS.

Alternativas	Localización	n	$\varepsilon_{fd}$	$0.9\varepsilon_{fu}$	Controla
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	3	0.0080	0.0128	0.0080
	Centro M <sup>+</sup>	2	0.0100	0.0128	0.0100
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.0060	0.0128	0.0060
	Centro M <sup>+</sup>	3	0.0110	0.0128	0.0110
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	2	0.0040	0.0145	0.0040
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0060	0.0145	0.0060
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	2	0.0050	0.0133	0.0050
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0080	0.0133	0.0080
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	3	0.0080	0.0189	0.0080
	Centro M <sup>+</sup>	2	0.0090	0.0189	0.0090
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.0050	0.0145	0.0050
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0050	0.0145	0.0050

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 4:

Desde este paso se realiza el comienzo del proceso iterativo para determinar el eje neutro de la cara transversal de la viga. Basándose en la distribución de esfuerzos y deformaciones.

Se debe estimar la profundidad del eje neutro,  $c$ , inicialmente es el 20% del peralten. Este valor es ajustado luego de cada chequeo de equilibrio.

$$c = 0.2d = 108 \text{ mm}$$

Paso 5:

El quinto paso consiste en determinar la deformación efectiva,  $\varepsilon_{fe}$ , en el reforzamiento del FRP.



Si el sistema FRP controla el fallo de la sección, la deformación del concreto en el fallo  $\varepsilon_c$  puede ser menor a 0.003 y se puede calcular mediante triángulos semejantes:

Paso 6:

Se calcula la deformación del acero de refuerzo existente,  $\varepsilon_s$ .

Paso 7:

Se calcula el nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y el FRP. El esfuerzo efectivo de los polímeros reforzados con fibras, es asumido como un comportamiento perfectamente elástico en el nivel de deformación del FRP.

El esfuerzo en el acero de refuerzo se determina a través del nivel de deformación utilizando la curva esfuerzo-deformación del acero.

Paso 8:

Se calculan las fuerzas internas resultantes y se procede a comprobar el equilibrio, con la cual se verificará la estimación inicial de  $c$ . mediante la siguiente ecuación:

$$c = \frac{A_s f_s - A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

Paso 9:

En el caso que el valor del eje neutral determinado,  $c$ , no coincida con el asumido en el paso 4, se deberá repetir los paso 5 a 8, hasta que los dos valores sean iguales para ajustar el equilibrio de fuerzas.

Como resumen de la iteración se tienen los siguientes valores en cada una de las alternativas.

**Tabla CLXI.** Resultado de iteración del eje neutral para VS.

Alternativas	Localización	C (mm)	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	176	0.006	0.003	0.006
	Centro M <sup>+</sup>	125	0.010	0.003	0.009
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	154	0.006	0.003	0.006
	Centro M <sup>+</sup>	122	0.010	0.003	0.010
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	204	0.004	0.003	0.004
	Centro M <sup>+</sup>	145	0.006	0.002	0.006
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	194	0.005	0.003	0.005
	Centro M <sup>+</sup>	134	0.008	0.002	0.008
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	177	0.006	0.003	0.0062
	Centro M <sup>+</sup>	126	0.009	0.003	0.0086
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	145	0.005	0.002	0.005
	Centro M <sup>+</sup>	198	0.005	0.003	0.005

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXI.a** Continuación de Tabla CLXI.

Alternativas	Localización	$f_s$ $\left(\frac{KN}{mm^2}\right)$	$f_{fe}$ $\left(\frac{KN}{mm^2}\right)$	$\beta_1$	$\alpha_1$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.47	0.85	0.88
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	2.22	0.82	0.91
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.47	0.80	0.93
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	2.50	0.85	0.88
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	2.82	0.82	0.92
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	3.98	0.77	0.92
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.29	0.85	0.88
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	1.83	0.79	0.93
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	0.48	0.85	0.88
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	0.70	0.82	0.92
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	0.80	0.75	0.88
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	0.80	0.83	0.90

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 10:

Con los valores del paso anterior se procede a calcular los componentes de la resistencia a flexión, el momento nominal del acero y de la fibra.

Paso 11:

Se calcula la fuerza a flexión de diseño de la sección. Siguiendo los requisitos del ACI 440 y 318 se tiene que cumplir lo siguiente:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \Psi_f M_{nf}]$$

**Tabla CLXII.** Resultado de resistencia a flexión para VS.

Alternativas	Localización	$M_{ns}$ (KN-m)	$M_{nf}$ (KN-m)	$\Psi M_{nf}$ (KN-m)
Fibras tipo GP	Apoyo $M^-$	444.76	76.61	65.12
	Centro $M^+$	313.98	80.32	68.27
Fibras tipo HS	Apoyo $M^-$	457.6	119.02	101.17
	Centro $M^+$	313.71	68.69	58.39
Fibras tipo UHM	Apoyo $M^-$	436.51	165.84	140.96
	Centro $M^+$	310.96	123.45	104.93
Fibra tipo UHS	Apoyo $M^-$	437.46	135.51	115.18
	Centro $M^+$	312.96	101.26	86.07
Fibras tipo E	Apoyo $M^-$	444.35	81.28	69.09
	Centro $M^+$	314.02	83.54	71.01
Platinas tipo S	Apoyo $M^-$	437.46	149.92	127.43
	Centro $M^+$	312.39	79.08	67.22

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXII.a** Continuación de Tabla CLXII.

Alternativas	Localización	$\phi M_n$ (KN-m)	$M_u$ (KN-m)	$\phi M_n \geq M_u$
Fibras tipo GP	Apoyo $M^-$	458.89	492.00	<b>NO CUMPLE</b>
	Centro $M^+$	344.03	334.00	<b>OK</b>

Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	502.89	492.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	334.89	334.00	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	495.36	492.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	374.30	334.00	<b>OK</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	497.38	492.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	359.13	334.00	<b>OK</b>
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	462.00	492.00	<b>NO CUMPLE</b>
	Centro M <sup>+</sup>	246.52	334.00	<b>NO CUMPLE</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	504.22	492.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	341.65	334.00	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 7.3.2 Serviciabilidad y límite de ruptura por creep y fatiga.

Para evitar deformaciones inelásticas de los elementos estructurales, el acero existente debería evitar que seda bajo cargas de servicio. El refuerzo del acero bajo cargas de servicio debe ser menor al 80% de su límite elástico.

$$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$$

Para evitar la ruptura por creep del refuerzo FRP bajo esfuerzos cíclicos, constantes o fatiga se debe chequear el esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio.

**Tabla CLXIII.** Comprobación de los esfuerzos límites del acero y del FRP para VS.

Alternativas	Localización	k	$f_{s,s}$ (MPa)	$f_{s,s} < 0.80 f_y$
Fibras tipo GP	Centro M <sup>+</sup>	0.329	306	<b>OK</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.390	329	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.328	308	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	0.401	314	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.338	295	<b>OK</b>
Fibras tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.394	323	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.333	301	<b>OK</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.397	319	<b>OK</b>

Centro M<sup>+</sup> 0.335 298 **OK**

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXIII.a** Continuación Tabla CLXIII.

Alternativas	Localización	$f_{f,s}$ (Mpa)	$f_{s,s} < 0.55 f_{fu}$
Fibras tipo GP	Centro M <sup>+</sup>	336	<b>OK</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	229	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	203	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	586	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	519	<b>OK</b>
Fibras tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	231	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	202	<b>OK</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	155	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	137	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Los esfuerzos para los estados límites cumplen en todas las alternativas aceptadas.

### 7.3.3 Longitud de desarrollo del refuerzo FRP.

La longitud de desarrollo en el momento crítico es igual:

$$l_{df} = \sqrt{\frac{nE_f t_f}{\sqrt{f'c}}}$$

El momento en el punto de inflexión para las vigas secundarias se determinó con ayuda del software SAP 2000, el punto comienza aproximadamente 1.60 metros del nodo. Los detalles de la longitud de desarrollo se pueden observar en la siguiente tabla y los detalles gráficos se pueden observar en el Anexo E.

**Tabla CLXIV.** Longitud de desarrollo del FRP para VS.

Alternativas	Localización	$l_{df}$	$l_{termina la}$	$l_d$ hasta punto	$l_{df}$ (cm)
		min (cm)	capa (cm)	inflexion (cm)	

Fibras tipo GP	Centro M <sup>+</sup>	5	30	380	440
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	15	45	160	205
	Centro M <sup>+</sup>	5	15	380	410
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	21	30	160	190
	Centro M <sup>+</sup>	8	15	380	410
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	18	30	160	190
	Centro M <sup>+</sup>	6	15	380	410
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	20	15	160	175
	Centro M <sup>+</sup>	10	15	380	410

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 7.3.4 Determinación de refuerzo requerido a cortante.

La resistencia a cortante máxima usualmente se encuentra en los nodos de vigas. Para comprobar si se necesita reforzamiento a cortante se debe revisar si el cortante nominal sin refuerzo FRP es mayor al cortante último con la carga viva aumentada incluida.

**Tabla CLXV.** Revisión por cortante para VS.

PISO 1	$\phi V_n$ (KN)	$V_u$ (KN)	$\phi V_n > V_u$
Viga secundaria	77.94	43.08	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

La viga secundaria no necesita refuerzo a cortante ya que su resistencia nominal es mayor a su resistencia por cortante última.

#### 7.4 Mejoramiento estructural en losa nervada.

Para el análisis estructural de la losa nervada se consideran los nervios como una viga T y se procede a realizar los análisis por flexión y cortante.

Para determinar su resistencia aproximada con el aumento de carga se usaron las formulas del ACI 318 capítulo 8 sección 8.3, escogiendo los valores críticos de la losa.

$$W_u = 1.2w_D + 1.6W_L = 1.2(0.4) + 1.6(1) = 2.08 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_u = W_u * b_{e \text{ losa}} = 2.08 * 0.5 = 1.04 \text{ Ton/m}$$

$$M_u^- = \frac{q_u l_n^2}{14}$$

$$M_u^+ = \frac{q_u l_n^2}{10}$$

$$V_{n \text{ max}} = 1.15 \frac{q_u l_n}{2}$$

Los momentos y cortantes últimos encontrados en la losa nervada son los que se pueden ver en la tabla CLXVI y CLXVII, el elemento no cumple los requisitos a flexión lo que requerirá refuerzo en los lugares críticos. La alternativa de platinas tipo S en este caso su ancho es menor (50 mm).

**Tabla CLXVI.** Comparación de los momentos últimos con mejoramiento de carga vs momentos nominales sin reforzar con FRP en losa nervada.

Localización	$M_u$ (Ton-m)	$\phi M_n$ (Ton-m)	$\phi M_n \geq M_u$
Apoyo $M^-$	1.0	0.91	<b>NO CUMPLE</b>
Centro $M^+$	1.4	0.91	<b>NO CUMPLE</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXVII.** Comparación de cortantes últimos con mejoramiento de carga vs cortantes nominales sin reforzar con FRP en losa nervada.

Localización	$V_u$ (Ton)	$\phi V_n$ (Ton)	$\phi V_n \geq V_u$
Extremo Máximo	2.2	2.78	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Como el valor de resistencia a nominal es mayor al último (Tabla CLXVII) no se requiere refuerzo a cortante en el nervio.

Antes de realizar los cálculos se debe comprobar que la estructura podrá resistir sin refuerzo bajo las cargas mínimas y cumplir el límite de colapso por incendio. Se considerará que el momento resistente a una temperatura elevada,  $M_{n\theta}$ , será el 90% del momento nominal,  $M_n$ .

**Tabla CLXVIII.** Límites de resistencia para losa nervada.

Localización	$\phi M_n$ (Ton-m)	$M_{n0}$ (Ton-m)	$1.1M_L+M_D$	$M_L+M_D$
Apoyo $M^-$	0.91	0.82	0.90	0.80
Centro $M^+$	0.91	0.82	0.68	0.70

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXVIII.a** Continuación de Tabla CLXVIII.

Localización	$\phi M_n \geq 1.1M_L+M_D$	$M_{n0} \geq M_L+M_D$
Apoyo $M^-$	<b>OK</b>	<b>OK</b>
Centro $M^+$	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Al cumplir los requisitos de resistencia imite se procede a realizar el análisis a flexión.

#### 7.4.1 Determinación de refuerzo FRP requerido a flexión.

El análisis a flexión con refuerzo FRP se sigue los pasos dados por el ACI 440, la adhesión de fibra proporcionará un incremento en la resistencia a flexión.

Paso 1:

Como cálculo preliminar se estiman las propiedades del hormigón:

**Tabla CLXIX.** Propiedades de losa nervada.

Localización	$\beta_1$	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_s$
Negativo	0.85	24870.06	113.10	0.005
Positivo	0.85	24870.06	113.10	0.005

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Para las propiedades del refuerzo de con polímero reforzado unido externamente, se calcula el área del refuerzo externo del FRP usando el grosor neto de la capa de la superficie de la fibra:

**Tabla CLXX.** Propiedades del FRP de losa nervada.



Alternativas	Localización	n	$W_f$ (mm)	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_f$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	3	100	33.00	0.0013
	Centro M <sup>+</sup>	1	100	11.00	0.0004
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	2	100	33.40	0.0013
	Centro M <sup>+</sup>	1	100	16.70	0.0006
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	1	100	19.00	0.0008
	Centro M <sup>+</sup>	1	100	19.00	0.0008
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	100	33.70	0.0014
	Centro M <sup>+</sup>	1	100	33.70	0.0014
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	2	100	72.00	0.0028
	Centro M <sup>+</sup>	1	100	36.00	0.0014
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	50	60.00	0.0024
	Centro M <sup>+</sup>	1	50	60.00	0.0024

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Como optimización de operaciones y resultados las iteraciones ya fueron realizadas y los números de capas que se muestran en las tablas son las necesarias para que el elemento tenga su refuerzo necesario.

Paso 2:

El siguiente paso es determinar el estado de deformación existente,  $\varepsilon_{bi}$ , en el lugar donde se necesite reforzar.

**Tabla CLXXI.** Deformación existente para losa nervada.

Localización	$M_D$ (KN-m)	$d_f$ (mm)	$kd$ (mm)	$I_{cr}$ (mm)	$E_c$ (Mpa)	$\varepsilon_{bi}$
Apoyo M <sup>-</sup>	2.7	250	56	$31 \times 10^6$	24870	0.00065
Centro M <sup>+</sup>	1.9	250	56	$31 \times 10^6$	24870	0.00046

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 3:

Se determina la deformación de diseño del sistema FRP,  $\varepsilon_{fd}$ .

**Tabla CLXXII.** Deformación de diseño del sistema FRP para losa nervada.

Alternativas	Localización	n	$\epsilon_{fd}$	$0.9\epsilon_{fu}$	Controla
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	3	0.0013	0.0128	0.0013
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0005	0.0128	0.0005
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	2	0.0080	0.0128	0.0080
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0110	0.0128	0.0110
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.0040	0.0145	0.0040
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0060	0.0145	0.0060
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.0005	0.0133	0.0005
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0005	0.0133	0.0005
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	2	0.0080	0.0189	0.0080
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0090	0.0189	0.0090
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	1	0.0050	0.0145	0.0050
	Centro M <sup>+</sup>	1	0.0050	0.0145	0.0050

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 4:

Desde este paso se realiza el comienzo del proceso iterativo para determinar el eje neutro de la cara transversal de la viga. Basándose en la distribución de esfuerzos y deformaciones.

Se debe estimar la profundidad del eje neutro,  $c$ , inicialmente es el 20% del peralten. Este valor es ajustado luego de cada chequeo de equilibrio.

$$c = 0.2d = 45 \text{ mm}$$

Paso 5:

El quinto paso consiste en determinar la deformación efectiva,  $\epsilon_{fe}$ , en el reforzamiento del FRP.

Si el sistema FRP controla el fallo de la sección, la deformación del concreto en el fallo  $\epsilon_c$  puede ser menor a 0.003 y se puede calcular mediante triángulos semejantes:

Paso 6:

Se calcula la deformación del acero,  $\varepsilon_s$ , de refuerzo existente.

Paso 7:

Se calcula el nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo y el FRP.

El esfuerzo en el acero de refuerzo se determina a través del nivel de deformación utilizando la curva esfuerzo-deformación del acero

Paso 8:

El siguiente paso es calcular las fuerzas internas resultantes y comprobar el equilibrio.

Se comprueba el equilibrio interno de fuerzas puede mediante la ecuación siguiente, con la cual se verificará la estimación inicial de  $c$ .

$$c = \frac{A_s f_s - A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

Paso 9:

En el caso que el valor del eje neutral determinado,  $c$ , no coincida con el asumido en el paso 4, se deberá repetir los paso 5 a 8, hasta que los dos valores sean iguales para ajustar el equilibrio de fuerzas.

Como resumen de la iteración se tienen los siguientes valores en cada una de las alternativas.

**Tabla CLXXIII.** Resultado de iteración del eje neutral para losa nervada.

Alternativas	Localización	$C$ (mm)	$\varepsilon_{fe}$	$\varepsilon_c$	$\varepsilon_s$
Fibras tipo GP	Apoyo M	53	0.008	0.002	0.007

	Centro M <sup>+</sup>	39	0.014	0.003	0.001
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	54	0.008	0.002	0.007
	Centro M <sup>+</sup>	44	0.011	0.003	0.010
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	62	0.006	0.002	0.006
	Centro M <sup>+</sup>	62	0.006	0.002	0.006
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	54	0.008	0.002	0.007
	Centro M <sup>+</sup>	54	0.008	0.002	0.007
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	48	0.009	0.002	0.009
	Centro M <sup>+</sup>	40	0.013	0.003	0.011
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	59	0.005	0.002	0.005
	Centro M <sup>+</sup>	58	0.005	0.002	0.005

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXXIII.a** Continuación de Tabla CLXXIII.

Alternativas	Localización	$f_s$	$f_{fe}$	$\beta_1$	$\alpha_1$
		$\left(\frac{KN}{mm^2}\right)$	$\left(\frac{KN}{mm^2}\right)$		
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.81	0.75	0.88
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	3.14	0.81	0.92
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.80	0.78	0.93
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	2.55	0.79	0.93
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	3.98	0.77	0.92
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	3.98	0.77	0.923
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	1.83	0.78	0.93
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	1.83	0.78	0.93
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	0.71	0.78	0.93
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	0.99	0.8	0.93
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.42	0.82	0.73	0.81
	Centro M <sup>+</sup>	0.42	0.82	0.73	0.82

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 10:

Con los valores del paso anterior se procede a calcular los componentes de la resistencia a flexión, el momento nominal del acero y de la fibra.

Paso 11:

Se calcula la fuerza a flexión de diseño de la sección. Siguiendo los requisitos del ACI 440 Y 318 se tiene que cumplir lo siguiente:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \Psi_f M_{nf}]$$

**Tabla CLXXIV.** Resultado de resistencia a flexión para losa nervada.

Alternativas	Localización	$M_{ns}$ (KN-m)	$M_{nf}$ (KN-m)	$\psi M_{nf}$ (KN-m)
Fibras tipo GP	Apoyo $M^-$	9.66	13.71	11.65
	Centro $M^+$	9.89	8.09	6.88
Fibras tipo HS	Apoyo $M^-$	9.81	9.89	8.41
	Centro $M^+$	9.81	9.89	8.41
Fibras tipo UHM	Apoyo $M^-$	9.50	17.10	14.54
	Centro $M^+$	9.51	17.11	14.54
Fibra tipo UHS	Apoyo $M^-$	9.63	14.11	11.99
	Centro $M^+$	9.63	14.11	11.99
Fibras tipo E	Apoyo $M^-$	9.75	11.73	9.97
	Centro $M^+$	9.88	8.39	7.13
Platinas tipo S	Apoyo $M^-$	11.2	9.62	8.18
	Centro $M^+$	11.2	9.62	8.18

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXXIV.a** Continuación de Tabla CLXXIV.

Alternativas	Localización	$\phi M_n$ (KN-m)	$M_u$ (KN-m)	$\phi M_n \geq M_u$
Fibras tipo GP	Apoyo $M^-$	19.18	14.00	<b>OK</b>
	Centro $M^+$	15.09	10.00	<b>OK</b>
Fibras tipo HS	Apoyo $M^-$	16.40	14.00	<b>OK</b>

	Centro M <sup>+</sup>	16.40	10.00	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	21.64	14.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	21.64	10.00	<b>OK</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	19.47	14.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	19.47	10.00	<b>OK</b>
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	17.75	14.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	15.31	10.00	<b>OK</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	16.77	14.00	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	16.77	10.00	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 7.4.2 Serviciabilidad y límite de ruptura por creep y fatiga.

Para evitar deformaciones inelásticas de los elementos estructurales, el acero existente debería evitar que se deforme bajo cargas de servicio. El refuerzo del acero bajo cargas de servicio debe ser menor al 80% de su límite elástico.

$$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$$

Para evitar la ruptura por creep del refuerzo FRP bajo esfuerzos cíclicos, constantes o fatiga se debe chequear el esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio.

**Tabla CLXXV.** Comprobación de los esfuerzos límites del acero y del FRP para losa nervada.

Alternativas	Localización	k	$f_{s,s}$ (MPa)	$f_{s,s} < 0.80 f_y$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	0.282	316	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.261	260	<b>OK</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.282	315	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.266	250	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	0.299	286	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.299	204	<b>OK</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	0.284	312	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.284	223	<b>OK</b>

Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	0.273	334	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.262	259	<b>OK</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	0.292	298	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	0.292	213	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXXV.a** Continuación de Tabla CLXXV.

Alternativas	Localización	$f_{f,s}$ (Mpa)	$f_{s,s} < 0.55 f_{fu}$
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	267	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	235	<b>OK</b>
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	266	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	221	<b>OK</b>
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	636	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	454	<b>OK</b>
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	273	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	195	<b>OK</b>
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	96	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	77	<b>OK</b>
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	108	<b>OK</b>
	Centro M <sup>+</sup>	128	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Los esfuerzos para los estados límites cumplen en todas las alternativas aceptadas.

#### 7.4.3 Longitud de desarrollo del refuerzo FRP.

Se calcula el momento crítico, para saber a qué distancia se encuentra, se usa las ecuaciones de equilibrio y se despeja x.

$$M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t}; \text{ donde } f_r = 2\sqrt{f'c}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_y = \frac{w_u L}{2}$$

$$\sum M = 0$$

$$\frac{-w_u x^2}{2} + R_y x - M_{cr} = 0$$

La longitud de desarrollo en el momento crítico es igual:

$$l_{df} = \sqrt{\frac{nE_f t_f}{\sqrt{f'c}}}$$

El punto donde el Momento ese encuentra el momento crítico es igual a 0.20 m del nodo. Los detalles de la longitud de desarrollo se pueden observar en la siguiente tabla y los planos se pueden observar en el Anexo E.

**Tabla CLXXVI.** Longitud de desarrollo del FRP para Losa nervada.

Alternativas	Localización	$l_{df}$ min (cm)	$l_{termina la}$ capa (cm)	$l_d$ hasta punto inflexion (cm)	$l_{df}$ (cm)
Fibras tipo GP	Apoyo M <sup>-</sup>	12	45	20	65
	Centro M <sup>+</sup>	4	15	360	390
Fibras tipo HS	Apoyo M <sup>-</sup>	12	30	20	50
	Centro M <sup>+</sup>	6	15	360	390
Fibras tipo UHM	Apoyo M <sup>-</sup>	15	15	20	35
	Centro M <sup>+</sup>	15	15	360	390
Fibra tipo UHS	Apoyo M <sup>-</sup>	12	15	20	35
	Centro M <sup>+</sup>	12	15	360	390
Fibras tipo E	Apoyo M <sup>-</sup>	10	30	20	50
	Centro M <sup>+</sup>	10	15	360	390
Platinas tipo S	Apoyo M <sup>-</sup>	20	15	20	35
	Centro M <sup>+</sup>	20	15	360	390



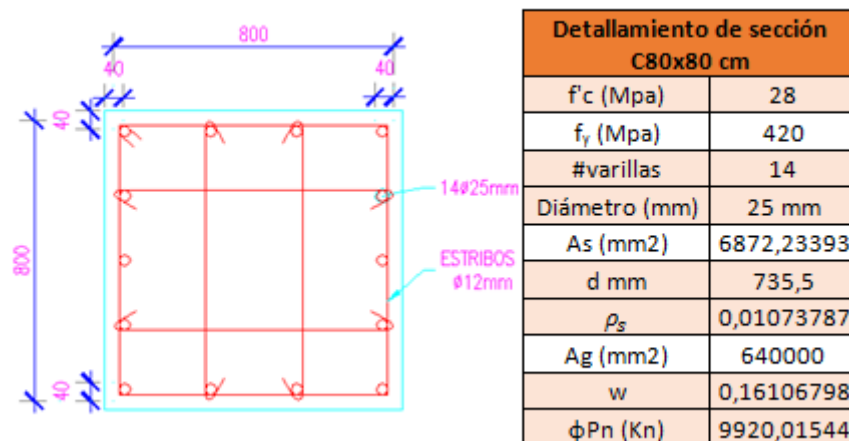
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### 7.5 Refuerzo de columna no circular por aumento de carga axial.

Los sistemas con polímeros pueden utilizarse para aumentar la compresión axial mediante el confinamiento con FRP.

Para Confinar un miembro de hormigón se logra orientando Las fibras transversalmente al eje longitudinal del elemento. En esta orientación, las fibras transversales son similares a los refuerzos en espirales o estribos.

Es así que para verificar si se requiere reforzar las columnas del primer piso, se detalla la sección transversal de la columna de concreto y acero de refuerzo sin el uso de fibras como se muestra en la Figura 7.8



**Figura 7.8.** Sección transversal de columna tipo del piso 1

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

En el diseño original sin refuerzo FRP se determinó que la columna más crítica es la columna interior (EJE E-2), como se muestra en la figura.



**Figura 7.9.** Columna crítica del piso 1  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Con el aumento de carga viva en el piso en un 8%, para obtener la carga axial y momento máximo, se debe observar las envolventes en sentido X como en la orientación Y, y así verificar en el diagrama único de iteración de la columna tipo del primer piso, que las nuevas demandas se encuentren incluidas en la curva reducida. De no ser el caso se procede a reforzar con fibras.

Es así, como los máximos valores dados por el software SAP 2000 se muestran en la tabla CLXXVII.

**Tabla CLXXVII.** Carga axial y momento en columna crítica

<b>Envolvente Y</b>	
$M_{2-2}$ (KN-m)	106,48 -106,81
$M_{3-3}$ (KN-m)	378,53 -374,76
P (KN)	-3210,99 -6364,12

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

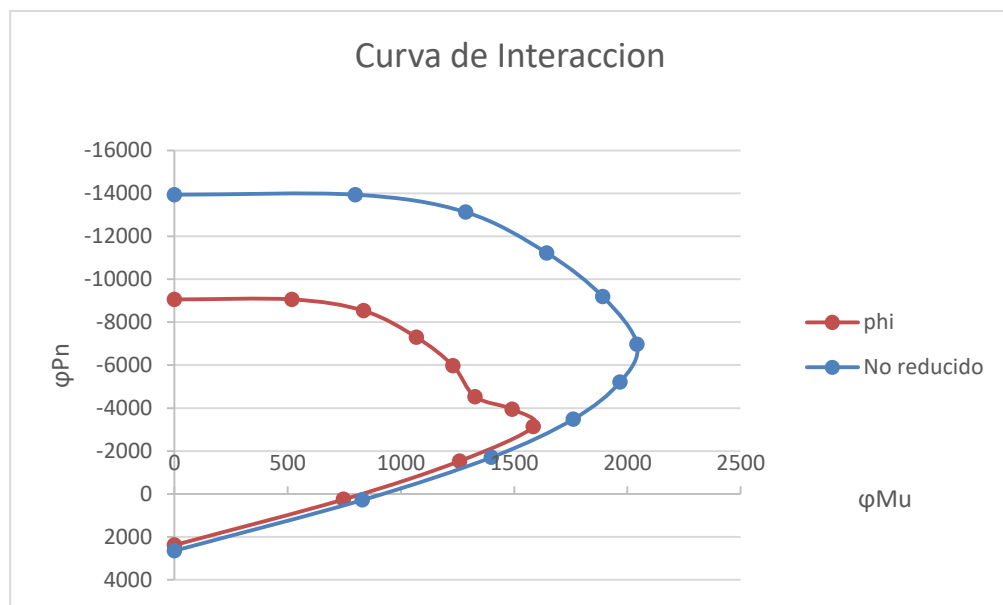
Los mismos que fueron verificados en la curva de interacción de la columna tipo para el piso1.

**Tabla CLXXVIII.** Demandas máximas.

Nuevas solicitudes	
$M_{3-3}$ (KN-m)	378,53
P (KN)	-6364,12

**Fuente:** Donoso, Calderón

De esta manera con los datos de la tabla CLXXVIII, se constató como se muestra en la figura 7.10, que el diseño de columnas para la planta con refuerzos de FRP no será necesario.



**Figura 7.10.** Curva de interacción

**Fuente:** Donoso, Calderón.

Pero para fines didácticos a continuación se mostrará el procedimiento para el diseño de elementos estructurales verticales. Asumiendo que las nuevas demandas sobrepasan la capacidad de la columna.

Entonces para comenzar con el diseño se selecciona un tipo de FRP para adaptarla a las columnas.

A continuación, se muestran las propiedades de 3 fibras, según el fabricante, en la Tabla CLXXIX.

**Tabla CLXXIX.** Propiedades mecánicas

Propiedades	Fibras tipo UHS	Fibras tipo UHM	Fibras tipo E
Espesor por capa (mm) $t_f$	0.337	0.22	0.36
Resistencia a la tracción (MPa) $f_{fu}^*$	4300	4400	2276
Esfuerzo de rotura $\varepsilon_{fu}^*$	0.0155	0.008	0.028
Módulo de elasticidad (N/mm <sup>2</sup> ) $E_f$	240000	390000	72400

Fuente: (SIKA).

### 7.5.1 Diseño para establecer el número de láminas de refuerzo

Paso 1:

Calculo de propiedades del material de diseño FRP.

Considerando que se usara CFRP tipo UHS como refuerzo y que la columna se encuentra en el interior de la edificación, el coeficiente de reducción de ambiente  $C_\varepsilon$  sugerido de acuerdo a la tabla CXXVI es 0.95.

Se calcula el valor del esfuerzo último de diseño a la tracción de la fibra y su respectiva deformación de ruptura.

$$f_{fu} = C_\varepsilon f_{fu}^*$$

$$f_{fu} = 0.95 * 4300$$

$$f_{fu} = 4085 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_\varepsilon \varepsilon_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.95 * 0.015$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

Paso 2:

Se determina la fuerza máxima de compresión requerida del hormigón confinado  $f'_{cc}$ .

Debe ser calculado utilizando los factores de carga requeridos por la ACI 318-05 y, la fuerza de compresión axial debe ser calculada utilizando el factor de reducción  $\phi$  para miembros en espirales o para estribos requerido también por la ACI 318.05.

La fuerza nominal a compresión axial de la sección del hormigón, para miembros no pretensados con acero de refuerzo con estribos, se calcula mediante la ecuación:

$$\phi P_n = 0.80\phi [0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Al reordenarla, se puede obtener una igualdad para determinar el valor de la fuerza máxima de compresión requerida del hormigón confinado.

$$f'_{cc} = \frac{1}{0.85(A_g - A_{st})} \left( \frac{\phi P_{n,req}}{0.80\phi} - f_y A_{st} \right)$$

Para esto, previamente en base al detalle de la figura 7.8 se tiene que:

$$f'_{cc} = \frac{1}{0.85(640000 - 6872.23)} * \left( \frac{10713.62}{0.80 * 0.65} - 420 * 6872.23 \right)$$

$$f'_{cc} = 32.92 \text{ Mpa}$$

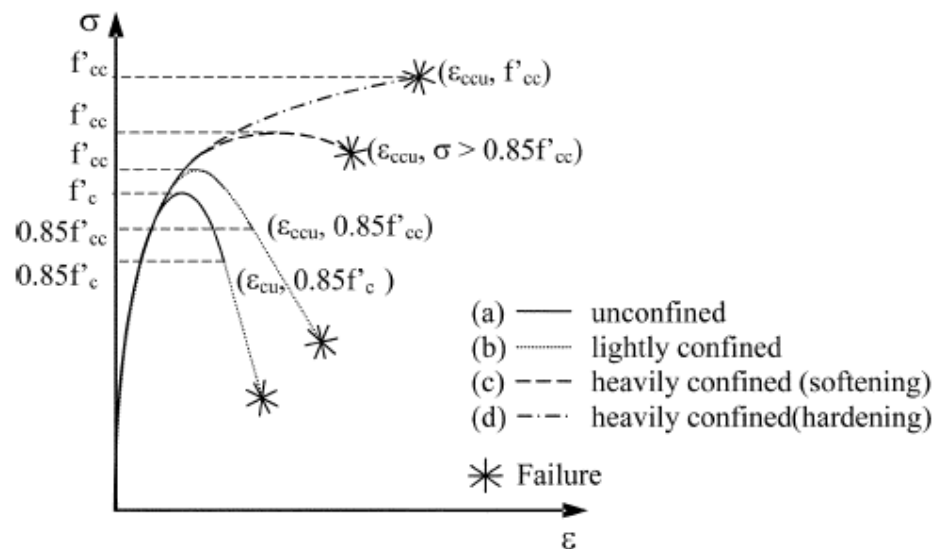
Paso 3:

Se determina la presión máxima de confinamiento  $f_l$  debido al encamisado del FRP.

Dependiendo del nivel de confinamiento, la Curva esfuerzo-deformación de una columna de hormigón armado, es representada por una de las curvas de la Figura 7.11, donde  $f'_c$  y

$f'_{cc}$  representan las máximas resistencias de hormigón para casos confinados, respectivamente:

- La deformación última del miembro no confinado que corresponde a  $0,85f'_c$  es  $\varepsilon_{cu}$ , como se denota en la curva (a).
- La deformación  $\varepsilon_{ccu}$  corresponde a  $0,85 f'_{cc}$  en el caso del elemento ligeramente confinado, Curva (b).
- La deformación es mayor que  $0.85 f'_{cc}$  como se ilustra en la curva (c) por lo tanto la columna está fuertemente confinada.
- Para el caso de endurecimiento fuertemente confinado, Curva (d).



**Figura 7.11.** Comportamiento esquemático Esfuerzo-deformación de una columna.

**Fuente: (ACI 440.2R-08, 2008)**

El ACI 440 en el capítulo 12 sección 12.1.2. Estipula que, para secciones transversales no circulares, los miembros cuadrados y rectangulares de confinamiento, es decir estribos con encamisados de FRP pueden proporcionar incrementos marginales en la fuerza de compresión  $f'_{cc}$  del miembro.

Estas disposiciones no son recomendadas:

- Para miembros con relaciones.

$$\frac{h}{b} > 2$$

- Dimensiones de cara b o h superiores a 36 pulg. (900 mm)

En donde  $\kappa_a$  y  $\kappa_b$  explica la geometría de la sección, ya sea circular o no circular, en función de las dimensiones, área efectiva del concreto confinado, la relación de acero longitudinal es decir la cuantía y el radio de curvatura mínimo de las esquinas  $r_c = 0.25$ mm.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{\left[ \left( \frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left( \frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right] - \rho_g}{3A_g - \rho_g}$$

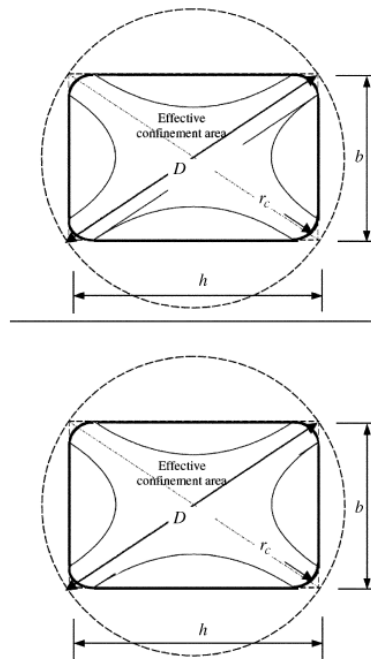
$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{\left[ \left( \frac{800}{800} \right) (800 - 2 * 25)^2 + \left( \frac{800}{800} \right) (800 - 2 * 25)^2 \right] - 0.011}{3 * 640000 - 0.011}$$

$$\frac{A_e}{A_c} = 0,408$$

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left( \frac{b}{h} \right)^2$$

$$\kappa_a = 0.408 * \left( \frac{800}{800} \right)^2$$

$$\kappa_a = 0,408$$



**Figura 7.12.** Sección transversal circular equivalente.  
**Fuente: (ACI 440.2R-08, 2008)**

$f_l$  Corresponde a la presión de confinamiento máxima de una sección transversal circular equivalente con diámetro  $D$  igual a la diagonal de la sección transversal rectangular.

Para secciones no circulares  $D = \sqrt{b^2 + h^2} = 1131,37\text{mm}$

$$f'_{cc} = f'_c + \Psi_f 3.3 \kappa_a f_l$$

$$f_l = \frac{f'_{cc} - f'_c}{3.3 \kappa_a}$$

$$f_l = \frac{32.92 - 28}{3.3 * 0.408}$$

$$f_l = 3.65 \text{ Mpa}$$

Paso 4:

Calcular el número de láminas  $n$ , que se obtiene utilizando el factor de reducción  $\Psi_f = 0.95$ . Cuyo factor de reducción se basa en el Juicio de la norma ACI 440.



$$n = \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\Psi_f 2 E_f t_f \varepsilon_{fe}}$$

El factor de eficiencia de la curva FRP  $\kappa_\varepsilon$  se asume de 0,55 y una relación mínima de confinamiento de 0.08, basado en calibraciones experimentales utilizando especímenes de hormigón confinados con FRP calculado por Lam y Teng y que American Concrete Institute lo valida. (ACI 440.2R-08, 2008)

Entonces se comprueba el radio mínimo de confinamiento:

$$\begin{aligned} \frac{f_l}{f'_c} &\geq 0.08 \\ \frac{3.65}{28} &\geq 0.08 \\ 0.13 &\geq 0.08 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

El nivel efectivo de deformación en el FRP en la falla  $\varepsilon_{fe}$ , es determinado con mediante la ecuación:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{fe} &= \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu} \\ \varepsilon_{fe} &= 0.55 * 0.0147 \\ \varepsilon_{fe} &= 0.0081 \text{ mm/mm} \\ n &= \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\Psi_f 2 E_f t_f \varepsilon_{fe}} \\ n &= \frac{3.65 \sqrt{800^2 + 800^2}}{0.95 * 2 * 240000 * 0.337 * 0.0081} \\ n &= 4 \end{aligned}$$

Paso 5:

Verificar límite de deformación máxima de compresión del concreto confinado con FRP.

$$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c} \left( \frac{h}{b} \right)^{0.5}$$

$$\kappa_b = 0.408 * \left( \frac{800}{800} \right)^{0.5}$$

$$\kappa_b = 0.408$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left( 1.5 + 12 * \kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.002 \left( 1.5 + 12 * 0.408 * \frac{3.65}{28} \left( \frac{0.0081}{0.002} \right)^{0.45} \right)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.005 \text{ mm/mm}$$

Esta deformación está limitada para prevenir grietas excesivas y la pérdida de la integridad del hormigón.

$$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$$

$$0,005 \leq 0.01 \text{ OK}$$

Si se da el caso de que  $\varepsilon_{ccu} > 0.01$ , se debe recalcular el valor de  $f'_{cc}$  a partir del modelo esfuerzo-deformación utilizando la siguiente ecuación:

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \\ f'_c + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases}$$

### 7.5.2 Diseño para reforzamiento en columnas no circulares

Paso 1:

Determinar la curva no simplificada para la columna no reforzada.

De la curva de interacción dada por el software las solicitaciones para la columna tipo sin el refuerzo FRP se muestran en la figura 7.13 y tabuladas en la tabla CLXXX.

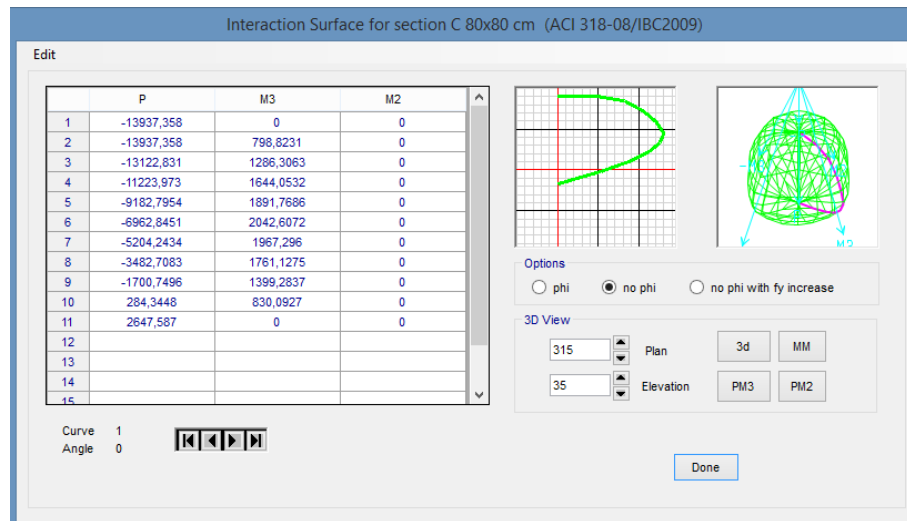


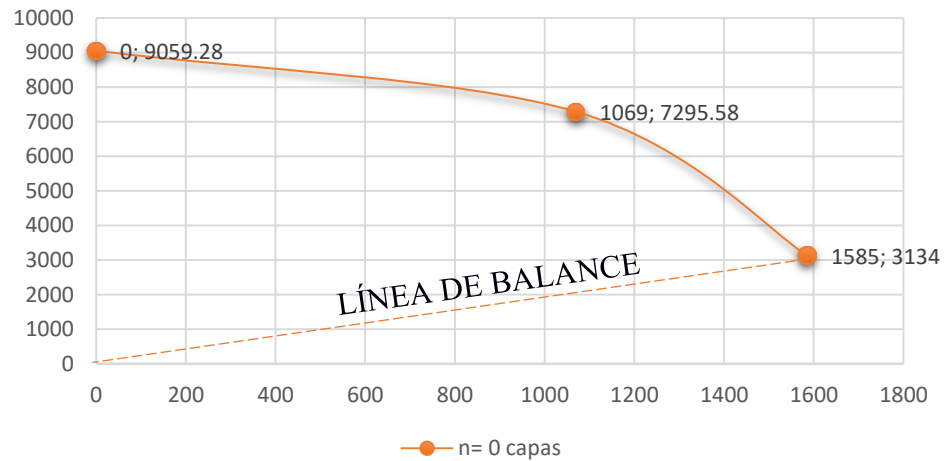
Figura 7.13. Diagrama de interacción de columnas.  
 Fuente: Autores, Donoso y Calderón.

Tabla CLXXX. Valores de la curva de interacción.

n capas = 0		
Puntos en curva de interacción	$\phi P_n$ (KN)	$\phi M_n$ (KN-m)
Punto A (Compresión pura)	9059,28	0
Punto B (Tensión compresión)	7295,58	1069
Punto C (Tensión pura)	3134	1585

Fuente: Autores, Donoso y Calderón.

### Curva de interacción fibra-concreto sin reforzar



**Figura 7.14.** Curva de interacción de columnas sin refuerzo FRP  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Paso 2:

Determinar la curva para una columna reforzada con FRP.

El encamisado estará compuesto con el número de láminas calculada y será el punto de partida para construir la curva bilineal A-B-C y luego comparar las posiciones con  $P_u$  y  $M_u$ .

Paso 2-1. Capacidad nominal en el punto A: Compresión pura

Nivel de esfuerzo efectivo

Para los casos de compresión pura, la deformación efectiva del FRP,  $\varepsilon_{fe}$  es restringido por:

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_{\varepsilon} \varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.0081 \text{ mm/mm}$$

Presión máxima de confinamiento

$$f_l = \frac{\Psi_f 2 E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{\sqrt{b^2 + h^2}}$$

$$f_l = \frac{0.95 * 2 * 240000 * 4 * 0.337 * 0.0081 \text{mm}}{\sqrt{800^2 - 800^2}}$$

$$f_l = 4.40 \text{Mpa}$$

Esfuerzo de compresión máxima del concreto encamisado con fibras.

$$f'_{cc} = f'_c + \Psi_f 3.3 \kappa_a f_l$$

$$f'_{cc} = 28 + 0.95 * 3.3 * 0.408 * 4.40$$

$$f'_{cc} = 33.92 \text{Mpa}$$

$$\phi P_{n(A)} = \frac{\phi 0.8 (0.85 f'_{cc} (A_g + A_{st}) + f_y A_{st})}{1000}$$

$$= \frac{0.65 * 0.8 (0.85 * 33.92 * (640000 + 6872.23) + 420 * 6872.23)}{1000}$$

$$\phi P_{n(A)} = 10993,1653 \text{Kn}$$

$$\phi M_{n(A)} = 0 \text{Kn.m}$$

Paso 2-2. Capacidad nominal en el punto B: Tensión-Compresión

En el caso de combinar tensión y compresión  $\varepsilon_{fe}$  se verá restringido por:

$$\varepsilon_{fe} = \min(0.004, \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu})$$

$$\varepsilon_{fe} = \min(0.004, 0.0081)$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \text{ mm/mm}$$

Presión máxima de confinamiento

$$f_l = \frac{\Psi_f 2 E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{\sqrt{b^2 + h^2}}$$

$$f_l = \frac{0.95 * 2 * 240000 * 4 * 0.337 * 0.004 \text{mm}}{\sqrt{800^2 - 800^2}}$$

$$f_l = 2.173 \text{Mpa}$$

Deformación máxima del concreto confinado con fibras

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left( \frac{b}{h} \right)^2 = 0.407$$

$$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c} \left( \frac{h}{b} \right)^{0.5} = 0.407$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left( 1.5 + 12 * \kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.002 \left( 1.5 + 12 * 0.408 * \frac{2.17}{28} \left( \frac{0.004}{0.002} \right)^{0.45} \right) = 0.004 \text{ mm/mm}$$

$$0,004 \leq 0.01 \text{ OK}$$

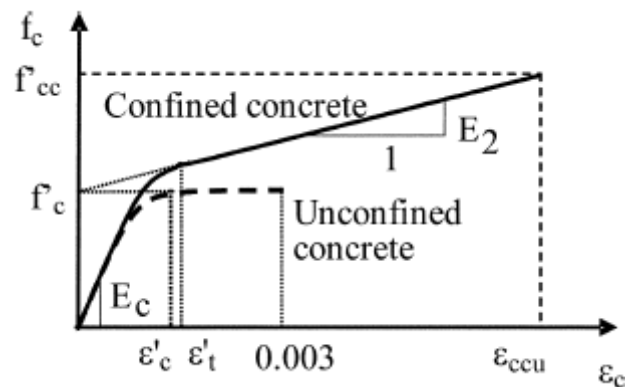
Esfuerzo de compresión máxima del concreto encamisado con fibras.

$$f'_{cc} = f'_c + \Psi_f 3.3 \kappa_a f_l$$

$$f'_{cc} = 28 + 0.95 * 3.3 * 0.408 * 2.17$$

$$f'_{cc} = 30.92 \text{ Mpa}$$

Parte lineal del modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado con fibras



**Figura 7.15.** Modelo de esfuerzo-deformación para concreto encamisado con FRP, basado en teoría de Lam y Teng

**Fuente: (ACI 440.2R-08, 2008)**

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}}$$

$$E_2 = \frac{30.92 - 28}{0.004}$$

$$E_2 = 724.20 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c + E_2}$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2 * 28}{24879 + 724.20}$$

$$\varepsilon'_t = 0.0023 \text{ mm/mm}$$

Distancia del extremo de la fibra a compresión.

$$c = \begin{cases} d, & \text{Para el punto B} \\ d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}}, & \text{Para el punto C} \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 735.5 \text{ mm}, & \text{Para el punto B} \\ 483.84 \text{ mm}, & \text{Para el punto C} \end{cases}$$

Coordenada vertical dentro de la región de compresión, medida desde la posición del eje neutro.

$$y_t = c \frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}}$$

$$y_t = 735.35 \frac{0.0023}{0.004}$$

$$y_t = 422.49 \text{ mm}$$

Calculo de coeficientes A, B, C, D, E, F, G, H, I.

$$A = \frac{-b(E_c + E_2)^2}{12f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2$$

$$A = \frac{-800(24879 + 724.20)^2}{12 * 28 * 1000} \left( \frac{0.004}{735.5} \right)^2$$

$$A = -4.183 \times 10^{-5} \text{ Kn/mm}^3$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)$$

$$B = \frac{800(24879 - 724.20)}{2 * 1000} \left( \frac{0.004}{735.5} \right)$$

$$B = 0.053 \text{ Kn/mm}^2$$

$$C = -bf'_c$$

$$C = \frac{-800 * 28}{1000}$$

$$C = -22.4 \text{ Kn/mm}$$

$$D = bcf'_c + \frac{bcE_2}{2} (\varepsilon_{ccu})$$

$$D = \frac{800 * 735.5 * 28 + \frac{800 * 735.5 * 724.20}{2} (0.004)}{1000}$$

$$D = 17335.42 \text{ Kn}$$

$$E = \frac{-b(E_c + E_2)^2}{16f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2$$

$$E = \frac{-800(24879 + 724.20)^2}{16 * 28 * 1000} \left( \frac{0.004}{735.5} \right)^2$$

$$E = -3.137 \times 10^{-5} \text{ Kn/mm}^3$$

$$F = b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c + E_2)^2}{12f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c + E_2)}{3} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)$$

$$= \frac{800 \left( 735.5 - \frac{800}{2} \right) \frac{(24879 + 724.20)^2}{12 * 28} \left( \frac{0.004}{735.5} \right)^2 + \frac{800(24879 + 724.20)}{3} \left( \frac{0.004}{735.5} \right)}{1000}$$

$$F = 0.0493 \text{ Kn/mm}^2$$

$$G = - \left( \frac{b}{2} f'_c + b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c + E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \right)$$

$$G = - \left( \frac{800}{2} * 28 + 800 * \left( 735.5 - \frac{800}{2} \right) \frac{(24879 + 724.20)}{2} \left( \frac{0.004}{735.5} * 1000 \right) \right)$$

$$= \frac{\quad}{1000}$$



$$G = -28.99 \text{ Kn/mm}$$

$$H = bf'_c \left( c - \frac{h}{2} \right)$$

$$H = \frac{800 * 28 \left( 735.5 - \frac{800}{2} \right)}{1000}$$

$$H = 7515.2 \text{ Kn}$$

$$I = \frac{bc^2}{2} f'_c - bcf'_c \left( c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bc E_2}{2} \left( c - \frac{h}{2} \right) (\varepsilon_{ccu})$$

$$I = \frac{800 * 735.5^2}{2} * 28 - 800 * 735.5 * 28 \left( 735.5 - \frac{800}{2} \right)$$

$$+ \frac{800 * 735.5^2 * 724.20}{3} (0.004)$$

$$- \frac{800 * 735.5 * 724.20}{2} \left( 735.5 - \frac{800}{2} \right) (0.004)$$

$$I = \frac{6058754800 - 5527429600 + 421794711,7 - 288603927,5}{1000}$$

$$I = 664515,98 \text{ Kn.mm}$$

Distribución de esfuerzos en cada capa de acero longitudinal.

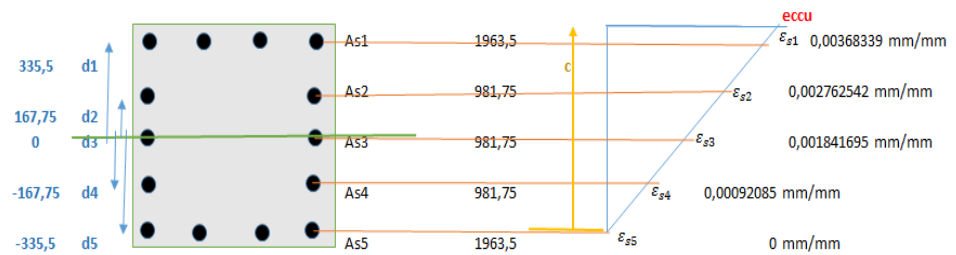
Considerando el eje de la sección de la columna igual a 400mm,  $E_s = 203000 \text{ Mpa}$  y la distancia centro a centro entre varillas longitudinales:

$$X_y = \frac{h - 2\text{Recubrimiento} - 2\phi_{\text{Estribos}} - (\text{Num}_{\text{Varillas}} * \phi_{\text{Varillas}})}{\text{Numero de espacios entre varillas}}$$

$$X_y = \frac{800 - (40 * 2) - (12 * 2) - (25 * 5)}{4}$$

$$X_y = 142.75 \text{ mm}$$

Se determina mediante triángulos semejantes, el nivel de deformación en el acero  $\varepsilon_{s1}, \varepsilon_{s2}, \varepsilon_{s3}, \varepsilon_{s4}, \varepsilon_{s5}$ , que será diferente para el punto netamente a tensión, usando  $\varepsilon_{ccu}$  y la distancia al extremo de la fibra de compresión c.



**Figura 7.16.** Distribución de deformaciones para Punto B sometido a tenso-compresión.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Posteriormente para cada deformación, se calcula los esfuerzos correspondientes, los cuales no deberán exceder el esfuerzo de fluencia del acero. A su vez serán positivos debido a que se encuentran sobre el eje neutro.



**Figura 7.17.** Distribución de esfuerzos en cada capa de acero longitudinal en Punto B.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Resistencia y momento nominal

$$\phi P_{n(B)} = \phi(A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D) + \sum A_{si} f_{si}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{n(B)} &= 0.65(-4.183 \times 10^{-5}(422.49)^3 + 0.053(422.49)^2 \\ &+ -22.4(422.49) + 17335.42) + (1963.5 * 420) \\ &+ (981.75 * 420) + (981.75 * 373.86) \\ &+ ((981.75 * 186.93)) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{n(B)} &= \frac{10379440}{1000} \\ \phi P_{n(B)} &= 10379.44 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\phi M_{n(B)} = \phi(E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + 1) + \sum A_{si} f_{si} d_i$$

$$\begin{aligned}
\phi M_{n(B)} &= 0.65 \\
&* (-3.137 \times 10^{-5} (422.49)^4 + 0.0493 * (422.49)^3 \\
&+ -28.99 * (422.49)^2 + 7515.2 * (422.49) + 1) \\
&+ (1963.5 * 420 * 335.5) + (981.75 * 420 * 167.75) \\
&+ (981.75 * 186.93 * 167.75)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_{n(B)} &= \frac{1108087170}{1000000} \\
\phi M_{n(B)} &= 1108.09 \text{ Kn.m}
\end{aligned}$$

Paso 2-3. Capacidad nominal en el punto C: Tensión Pura

Para tensión pura  $\varepsilon_{fe}$  también se verá restringido por:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{fe} &= \min(0.004, \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu}) \\
\varepsilon_{fe} &= \min(0.004, 0.0081) \\
\varepsilon_{fe} &= 0.004 \text{ mm/mm}
\end{aligned}$$

Presión máxima de confinamiento

$$\begin{aligned}
f_l &= \frac{\Psi_f 2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{\sqrt{b^2 + h^2}} \\
f_l &= \frac{0.95 * 2 * 240000 * 4 * 0.337 * 0.004 \text{ mm}}{\sqrt{800^2 + 800^2}} \\
f_l &= 2.173 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

Deformación máxima del concreto confinado con fibras

$$\begin{aligned}
\kappa_a &= \frac{A_e}{A_c} \left( \frac{b}{h} \right)^2 = 0.407 \\
\kappa_b &= \frac{A_e}{A_c} \left( \frac{h}{b} \right)^{0.5} = 0.407 \\
\varepsilon_{ccu} &= \varepsilon'_c \left( 1.5 + 12 * \kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right)
\end{aligned}$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.002 \left( 1.5 + 12 * 0.408 * \frac{2.17}{28} \left( \frac{0.004}{0.002} \right)^{0.45} \right) = 0.004 \text{ mm/mm}$$

$$0,004 \leq 0.01 \text{ OK}$$

Esfuerzo de compresión máxima del concreto encamisado con fibras.

$$f'_{cc} = f'_c + \Psi_f 3.3 \kappa_a f_l$$

$$f'_{cc} = 28 + 0.95 * 3.3 * 0.408 * 2.17$$

$$f'_{cc} = 30.92 \text{ Mpa}$$

Parte lineal del modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado con fibras.

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}}$$

$$E_2 = \frac{30.92 - 28}{0.004}$$

$$E_2 = 724.20 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c + E_2}$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2 * 28}{24879 + 724.20}$$

$$\varepsilon'_t = 0.0023 \text{ mm/mm}$$

Distancia del extremo de la fibra a compresión.

$$c = \begin{cases} d, & \text{Para el punto B} \\ d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}}, & \text{Para el punto C} \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 735.5 \text{ mm}, & \text{Para el punto B} \\ 483.84 \text{ mm}, & \text{Para el punto C} \end{cases}$$

Coordenada vertical dentro de la región de compresión, medida desde la posición del eje neutro.

$$y_t = c \frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}}$$

$$y_t = 483.34 * \frac{0.0023}{0.004}$$

$$y_t = 277.93 \text{ mm}$$

Calculo de coeficientes A, B, C, D, E, F, G, H, I

$$A = \frac{-b(E_c + E_2)^2}{12f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2$$

$$A = \frac{-800(24879 + 724.20)^2}{12 * 28 * 1000} \left(\frac{0.004}{483.84}\right)^2$$

$$A = -9.66x10^{-5} \text{ Kn/mm}^3$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)$$

$$B = \frac{800(24879 - 724.20)}{2 * 1000} \left(\frac{0.004}{483.84}\right)$$

$$B = 0.081 \text{ Kn/mm}^2$$

$$C = -bf'_c$$

$$C = \frac{-800 * 28}{1000}$$

$$C = -22.4 \text{ Kn/mm}$$

$$D = bcf'_c + \frac{bcE_2}{2} (\varepsilon_{ccu})$$

$$D = \frac{800 * 483.84 * 28 + \frac{800 * 483.84 * 724.20}{2} (0.004)}{1000}$$

$$D = 11403.91 \text{ Kn}$$

$$E = \frac{-b(E_c + E_2)^2}{16f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2$$

$$E = \frac{-800(24879 + 724.20)^2}{16 * 28 * 1000} \left(\frac{0.004}{483.84}\right)^2$$

$$E = -7.25x10^{-5} \text{ Kn/mm}^3$$

$$F = b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c + E_2)^2}{12f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c + E_2)}{3} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)$$

$$= \frac{800 \left( 483.84 - \frac{800}{2} \right) \frac{(24879 + 724.20)^2}{12 * 28} \left( \frac{0.004}{483.84} \right)^2 + \frac{800(24879 + 724.20)}{3} \left( \frac{0.004}{483.84} \right)}{1000}$$

$$F = 0.0618 \text{ Kn/mm}^2$$

$$G = - \left( \frac{b}{2} f'_c + b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c + E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \right)$$

$$G = - \left( \frac{800}{2} * 28 + 800 * \left( 483.84 - \frac{800}{2} \right) \frac{(24879 + 724.20)}{2} \left( \frac{0.004}{483.84} * 1000 \right) \right)$$

$$= \frac{- \left( \frac{800}{2} * 28 + 800 * \left( 483.84 - \frac{800}{2} \right) \frac{(24879 + 724.20)}{2} \left( \frac{0.004}{483.84} * 1000 \right) \right)}{1000}$$

$$G = -17.957 \text{ Kn/mm}$$

$$H = bf'_c \left( c - \frac{h}{2} \right)$$

$$H = \frac{800 * 28 \left( 483.84 - \frac{800}{2} \right)}{1000}$$

$$H = 1878.02 \text{ Kn}$$

$$I = \frac{bc^2}{2} f'_c - bcf'_c \left( c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bc E_2}{2} \left( c - \frac{h}{2} \right) (\varepsilon_{ccu})$$

$$I = \frac{800 * 483.84^2}{2} * 28 - 800 * 483.84 * 28 \left( 483.84 - \frac{800}{2} \right)$$

$$+ \frac{800 * 483.84^2 * 724.20}{3} (0.004)$$

$$- \frac{800 * 483.84 * 724.20}{2} \left( 483.84 - \frac{800}{2} \right) (0.004)$$

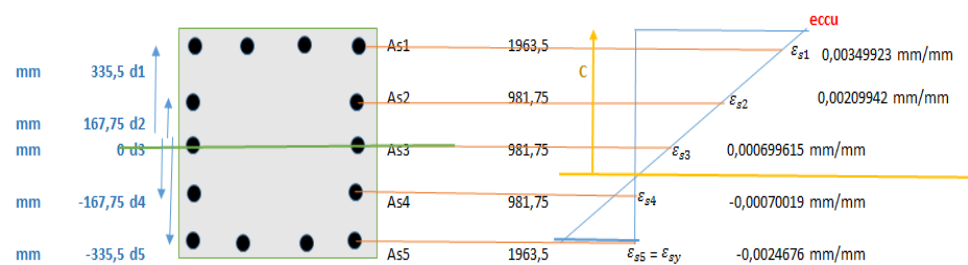
$$I = \frac{2621936809 - 908663929 + 182532404 - 47444110.1}{1000}$$

$$I = 1848361.174 \text{ Kn.mm}$$

Distribución de esfuerzos en cada capa de acero longitudinal.

Considerando el eje de la sección de la columna igual a 400mm,  $E_s = 203000$  Mpa y la distancia centro a centro entre varillas longitudinales de 142.75 mm

Se determina mediante triángulos semejantes, el nivel de deformación en el acero  $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}, \epsilon_{s4}, \epsilon_{s5}$ . Usando  $\epsilon_{ccu}$  y la distancia al extremo de la fibra de compresión  $c$ .



**Figura 7.18.** Distribución de deformaciones en Punto C. Tensión Pura.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Posteriormente para cada deformación, se calcula los esfuerzos correspondientes, que no deben exceder el esfuerzo de fluencia del acero. Mientras que serán considerados negativos, aquellos esfuerzos que se encuentran por debajo del eje neutro  $c$ .



**Figura 7.19.** Distribución de esfuerzos en Punto C

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Resistencia y momento nominal

$$\phi P_{n(B)} = \phi (A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D) + \sum A_{si} f_{si}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{n(B)} = & 0.65(-9.66 \times 10^{-5} * (277.93)^3 + 0.081(277.93)^2 + \\ & -22.4(277.93) + 11403.91) + (1963.5 * 420) + (981.75 * 420) + \\ & (981.75 * 142.02) + ((981.75 * (-142.14)) + (1963.5 * (-420))) \end{aligned}$$

$$\phi P_{n(C)} = \frac{6331584.8}{1000}$$

$$\phi P_{n(C)} = 6331.58 \text{Kn}$$

$$\begin{aligned} \phi M_{n(B)} = & \phi(E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + 1) + \sum A_{si} f_{si} d_i \\ & \phi M_{n(B)} \end{aligned}$$

$$= 0.65$$

$$\begin{aligned} & * (-7.25 \times 10^{-5} * (277.93)^4 + 0.0618 * (277.93)^3 \\ & + -17.957 * (277.93)^2 + 1878.02 * (277.93) + 1) \\ & + (1963.5 * 420 * 335.5) + (981.75 * 420 * 167.75) \\ & + (981.75 * -142.14 * -167.75) \\ & + (1963.5 * -420 * -335.5) \end{aligned}$$

$$\phi M_{n(C)} = \frac{1640656600}{1000000}$$

$$\phi M_{n(C)} = 1640.66 \text{Kn.m}$$

Paso 3:

Comparación del diagrama de interacción con  $P_u$  y  $M_u$  requerido.

La siguiente tabla simplifica las capacidades nominales axiales y de flexión (no fortalecida y fortalecida) para los puntos A, B y C. Estos puntos se encuentran en la figura siguiente.

**Tabla CLXXXI.** Capacidad nominal axial sin reforzar y con sistema de refuerzo FRP

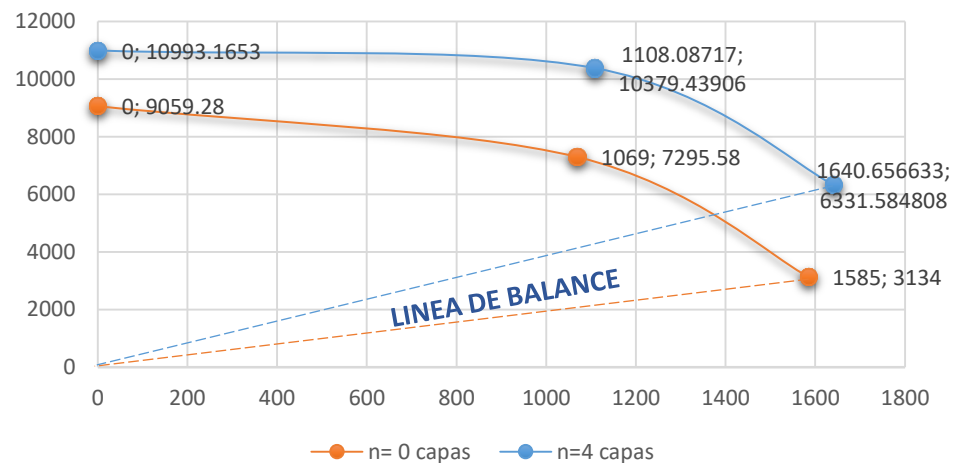
	n capas	
Puntos en curva de interacción	0	4



	$\phi P_n$ (KN)	$\phi M_n$ (KN-m)	$\phi P_n$ (KN)	$\phi M_n$ (KN-m)
<b>Punto A</b> (Compresión pura)	9059,28	0,00	10993,16	0,00
<b>Punto B</b> (Tensión compresión)	7295,58	1069	10379,43	1108,08
<b>Punto C</b> (Tensión pura)	3134	1585	6331,58	1640,65

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### Curva de interacción fibra-concreto sin reforzar



**Figura 7.20.** Curva de capacidad de columna reforzada y sin sistema FRP.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Es así, como se observa que la capacidad de la columna es incrementada con el uso del FRP.

De igual manera se realizará dos diseños adicionales con el tejido tipo E y tipo UHM, con el procedimiento llevado anteriormente se muestran los resultados en las tablas CLXXXII, CLXXXIII, CLXXXIV y CLXXXV.

La Distribución de esfuerzos en cada capa de acero longitudinal de cada fibra se observan en las figuras 7.21, 7.22, 7.23, 7.24, 7.25, 7.26.

**Tabla CLXXXII.** Numero de capas establecidas para cada fibra.

<b>Diseño para establecer número de capas n</b>	<b>Unidad</b>	<b>Tejido Tipo E</b>	<b>Tejido tipo UHM</b>
$f_{fu}$	$N/mm^2$	2162.2	4180
$\varepsilon_{fu}$	$mm/mm$	0.0266	0.0076
$f'_{cc}$	$Mpa$	32.92109558	32.92109558
$\frac{A_e}{A_c}$	-	0.407702489	0.407702489
$\kappa_a$	-	0,408	0.408
$f_l$	$Mpa$	3.65766981	3.65766981
$\frac{f_l}{f'_c} \geq 0.08$	-	0.130631065 <b>OK</b>	0.130631065 <b>OK</b>
$\varepsilon_{fe}$	$mm/mm$	0.01463	0.00418
$n$	u	6	7
$\kappa_b$	-	0.407702489	0.407702489
$\varepsilon_{ccu}$	$mm/mm$	0.006129663	0.004781012
$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$	-	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón

**Tabla CLXXXIII.** Capacidad nominal en Punto de Compresión Pura

<b>Capacidad Nominal PUNTO A</b>	<b>Unidad</b>	<b>Tejido Tipo E</b>	<b>Tejido tipo UHM</b>
----------------------------------	---------------	----------------------	------------------------

$\varepsilon_{fe}$	$\frac{mm}{mm}$	0,01463000	0,00418
$f_l$	$Mpa$	3,84224681	4,216093424
$f'_{cc}$	$Mpa$	33,1694288	33,67240888
$\varphi P_{n(A)}$	$KN$	10783,1108	10923,86605
$\varphi M_{n(A)}$	$KN.m$	0	0

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón

**Tabla CLXXXIV.** Capacidad nominal en región de tenso-compresión

Capacidad Nominal PUNTO B	Unidad	Tejido Tipo E	Tejido tipo UHM
$\varepsilon_{fe}$	$\frac{mm}{mm}$	0,004	0,004
$f_l$	$Mpa$	1,0505117	4,034539161
$\kappa_a$	-	0,4077024	0,407702489
$\kappa_b$	-	0,4077024	0,407702489
$\varepsilon_{ccu}$	$\frac{mm}{mm}$	0,0035014	0,00492599
$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$	-	<b>OK</b>	<b>OK</b>
$f'_{cc}$	$Mpa$	29,413377	33,42814247
$E_2$	$Mpa$	403,65052	1101,939422
$\varepsilon'_t$	$\frac{mm}{mm}$	0,0022888	0,002356097
$c$	$mm$	735,5	735,5
$y_t$	$mm$	480,78146	351,7890377
$A$	$\frac{KN}{mm^3}$	-3,230E-05	-6,0334E-05
$B$	$\frac{KN}{mm^2}$	0,0465908	0,063674525
$C$	$\frac{KN}{mm}$	-22,4	-22,4
$D$	$KN$	16891,0157 1	18072,15952

$E$	$\frac{KN}{mm^3}$	-2,422E-05	-4,52505E-05
$F$	$\frac{KN}{mm^2}$	0,0418979	0,062691742
$G$	$\frac{KN}{mm}$	-26,831218	-32,56280325
$H$	$KN$	7515,2	7515,2
$I$	$KN \cdot mm$	595707,33	778587,7649
$X_y$	$mm$	142,75	142,75
$\varphi P_{n(B)}$	$KN$	9760,1795	11257,16566
$\varphi M_{n(B)}$	$KN \cdot mm$	1097,0456	1129,126565

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón

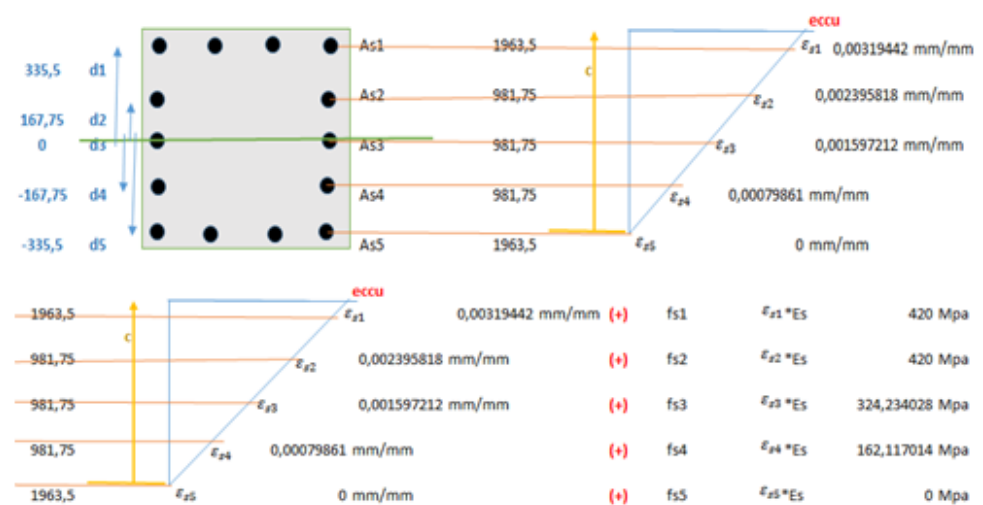
Es así, como se puede observar que la capacidad de la columna es mayor usando fibra de ultra alto módulo elástico (UHM).

**Tabla CLXXXV.** Capacidad nominal Punto de Tensión Neta

Capacidad Nominal PUNTO C	Unidad	Tejido Tipo E	Tejido tipo UHM
$\varepsilon_{fe}$	$\frac{mm}{mm}$	0,004	0,004
$f_l$	$Mpa$	1,050511775	4,034539161
$\kappa_a$	-	0,407702489	0,407702489
$\kappa_b$	-	0,407702489	0,407702489
$\varepsilon_{ccu}$	$\frac{mm}{mm}$	0,003501489	0,00492599
$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$	-	<b>OK</b>	<b>OK</b>
$f'_{cc}$	$Mpa$	29,41337768	33,42814247
$E_2$	$Mpa$	403,650524	1101,939422
$\varepsilon'_t$	$\frac{mm}{mm}$	0,002288852	0,002356097

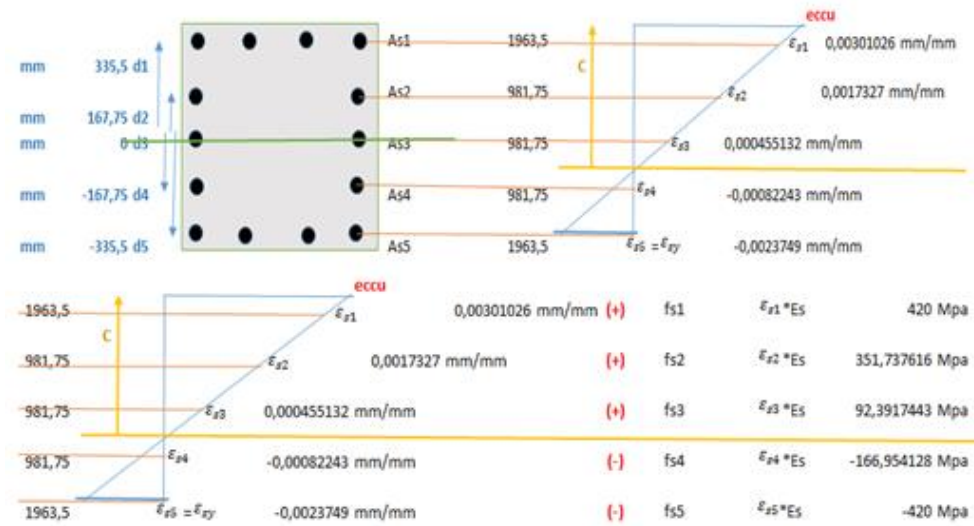
$c$	$mm$	459,7607935	515,6662085
$y_t$	$mm$	300,5363258	246,6427183
$A$	$\frac{Kn}{mm^3}$	-8,266E-05	-0,000122741
$B$	$\frac{Kn}{mm^2}$	0,074533419	0,090819628
$C$	$\frac{Kn}{mm}$	-22,4	-22,4
$D$	$Kn$	10558,56803	12670,56693
$E$	$\frac{Kn}{mm^3}$	-6,200E-05	-9,20559E-05
$F$	$\frac{Kn}{mm^2}$	0,054629199	0,074743422
$G$	$\frac{Kn}{mm}$	-15,65417628	-21,70476206
$H$	$Kn$	1338,641774	2590,92307
$I$	$Kn \cdot mm$	1816136,721	1897562,252
$X_y$	$mm$	142,75	142,75
$\varphi P_{n(c)}$	$Kn$	5581,342162	7385,528347
$\varphi M_{n(c)}$	$Kn \cdot mm$	1573,269854	1713,51386

Fuente: Autores, Donoso y Calderón



**Figura 7.21.** Distribución de deformación y esfuerzos de la fibra FIBRAS TIPO E en Punto B.

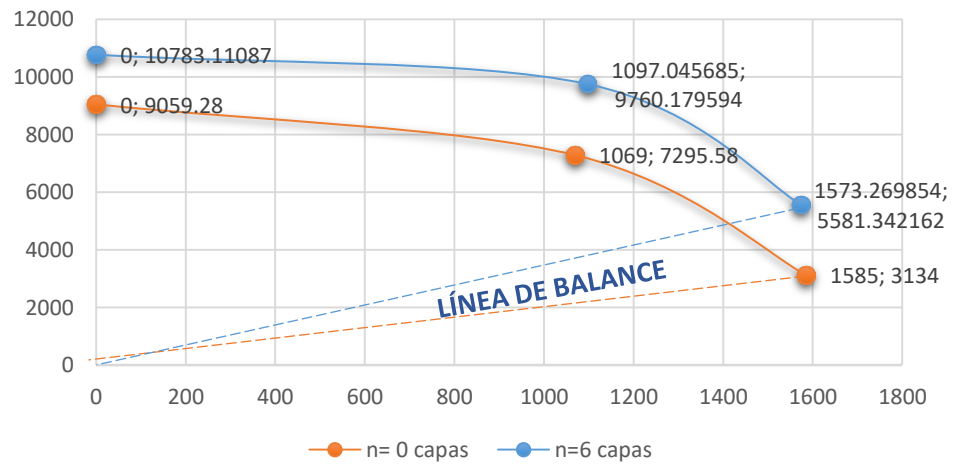
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.



**Figura 7.22.** Distribución de deformación y esfuerzos de la fibra FIBRAS TIPO E en Punto C

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

### Curva de interacción fibra-concreto sin reforzar



**Figura 7.23.** Curva de capacidad de columna reforzada y sin sistema FRP.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

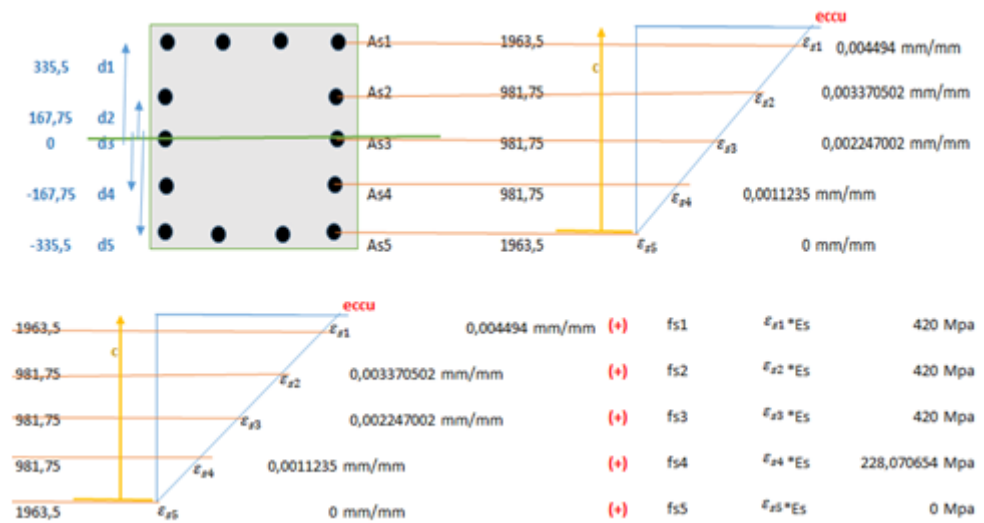


Figura 7.24. Distribución de deformación y esfuerzos de la fibra tipo UHM en Punto B

Fuente: Autores, Donoso y Calderón.

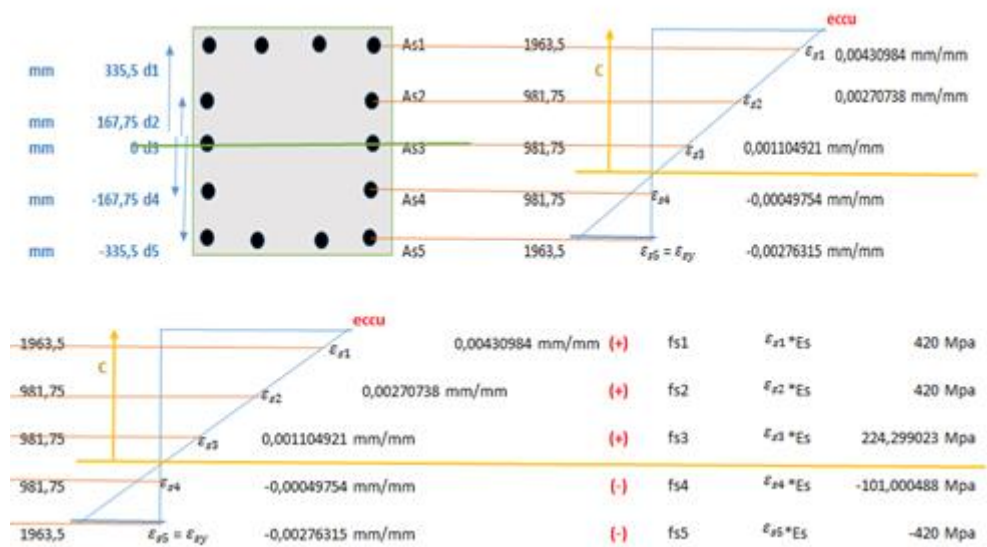
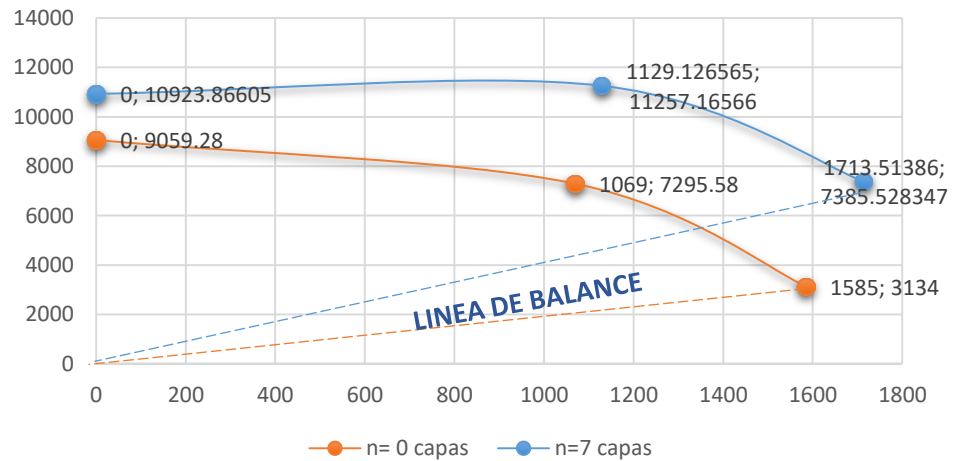


Figura 7.25. Distribución de deformación y esfuerzos de la fibra tipo UHM en Punto C.

Fuente: Autores, Donoso y Calderón.

### Curva de interacción fibra-concreto sin reforzar



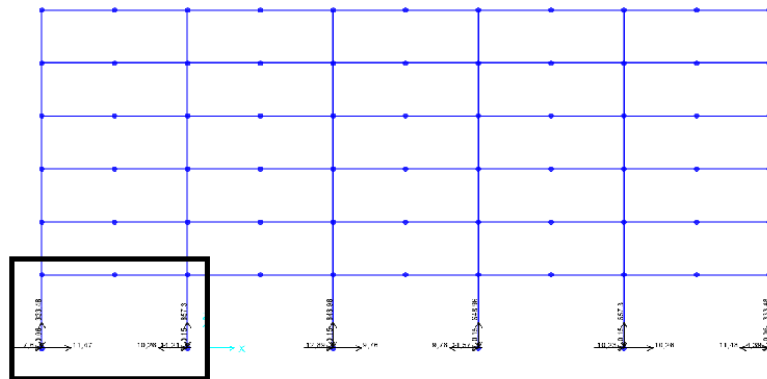
**Figura 7.26.** Curva de capacidad de columna reforzada y sin sistema FRP.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

#### 7.6 Mejoramiento estructural de la cimentación.

Antes de comenzar cualquier mejoramiento se debe comprobar si es necesario reforzarla analizando las resistencias nominales con las mayoradas, la cimentación estará sometida a cargas puntuales contra los pilotes. Se tiene que revisar si cumple con la resistencia a cortante por punzonamiento y por flexión.

Cada pilote tiene una resistencia admisible de 146.07 Ton, se tiene que comprobar si el número de pilotes puede resistir la estructura con cargas mayoradas. Se toman las cargas puntuales de la columna crítica esquinera e interior del software SAP2000, estas cargas deben ser menor que la carga que la suma de las cargas admisibles de los pilotes.





**Figura 7.27** Cargas últimas críticas transmitidas por la estructura.  
**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXXXVI.** Revisión de resistencia de pilotes.

Localización	$P_D$ (Ton)	$P_L$ (Ton)	$P_E$ (Ton)	$P_u$ (Ton)	$\phi P_{PILOTE}$ (Ton)	$\phi P_{PILOTE} > P_u$
Columna Interior	397.0	132.1	1.53	527.2	584.28	OK
Columnas Exterior	202.7	63.95	-23.28	297.0	438.21	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Como se observa en la Tabla CLXXXVI el número de pilotes ya en la estructura resiste las cargas aumentadas. Lo siguiente sería verificar si el cabezal resiste por punzonamiento y por flexión.

Para la resistencia a flexión se escogió el área de acero mínimo para el diseño sin cambio de tipo de estructura, verificando el acero necesario para la nueva estructura se puede observar que está debajo del acero mínimo, lo que se llega a concluir que no se necesita refuerzo.

$$A_s = 29.39 \frac{M_u \text{ diseño}}{d} \geq A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y L d}$$

**Tabla CLXXXVII.** Revisión de acero mínimo para refuerzo a flexión requerido para pilotes.

Localización	$A_s$ requerido (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ existente (cm <sup>2</sup> )	$A_s \geq A_s$ existente
Columna Interior	44.99	75	75	OK
Columnas Exterior	54.91	112.5	112.5	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Para la resistencia al punzonamiento se revisan los cortantes nominales y se los compara con la cortante última en el espacio crítico.

**Tabla CLXXXVIII.** Chequeo de cortante por punzonamiento en la estructura mejorada.

	C. Exterior y Esquinera (cm)	C. Interior (cm)
$\phi V_n$	579.81	729.21
$V_u$	345.55	655.24
$\phi V_n > V_u$	OK	OK

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Como se pueden observar en las revisiones de las Tablas CLXXXVII y CLXXXVIII, los pilotes no necesitan refuerzo ni a flexión ni a cortante. Lo que optimizara costos al no tener que reforzar la cimentación.

## 7.7 Selección de la alternativa.

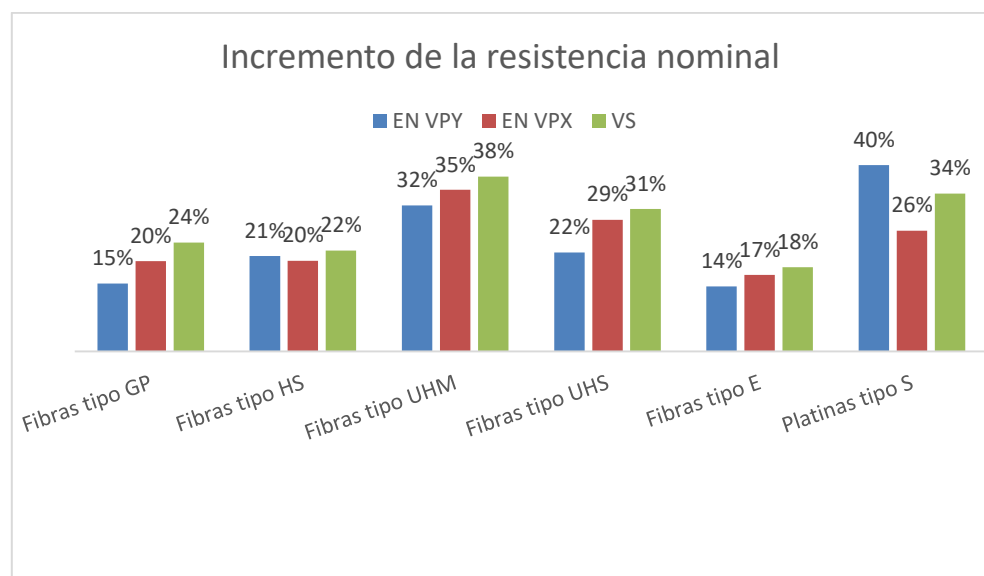
Para la selección final del reforzamiento de sistema FRP, se procederá a analizar las 6 alternativas los siguientes parámetros:

- Resistencia nominal de la fibra.
- Numero de capas a necesitar el elemento estructural.
- Costo.

### 7.7.1 Vigas principales, secundarias y Losa

#### Resistencia nominal de la fibra.

La resistencia de la fibra depende del módulo que se esté usando, del número de capas y el ancho de la fibra. Es un valor muy importante, ya que al momento de elegir, se debe escoger la que tenga la fuerza necesaria y no la de mayor resistencia en el grupo, ya que el coste del sistema sería muy elevado.



**Figura 7.28** Porcentaje de incremento de resistencia nominal de la fibra en vigas.  
Fuente: Autores, Donoso y Calderón.

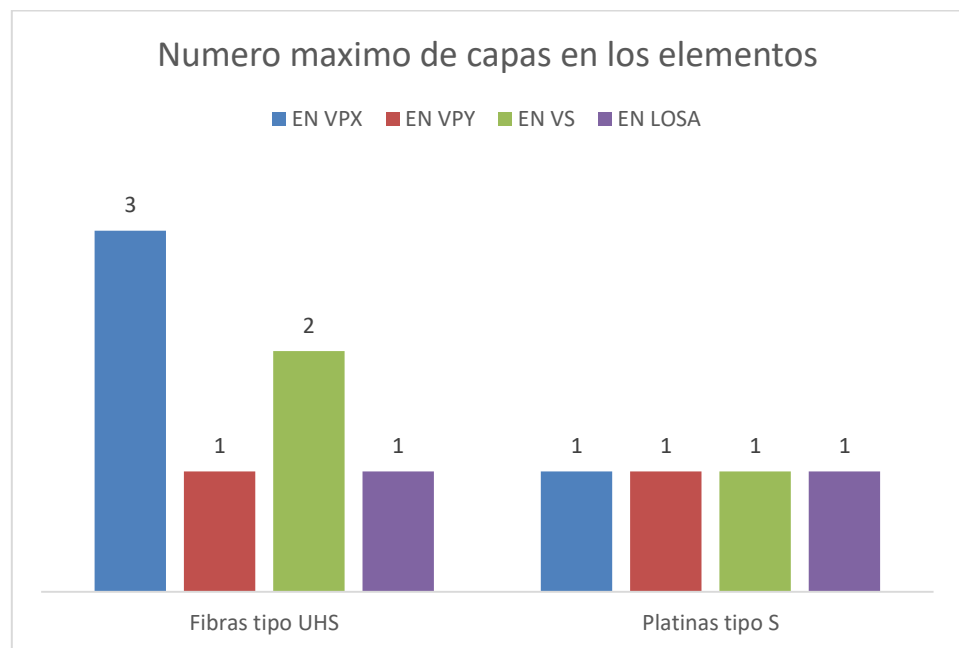
En el gráfico se observa que el incremento nominal de cada fibra para las vigas es en porcentaje. La fibra que predomina es la platina tipo S pudiendo incrementar la resistencia del elemento hasta un 40%, seguido por las fibras tipo UHM y UHS.

#### Numero de capas a necesitar el elemento estructural.

El número de capas de fibra instaladas en un elemento es muy importante, a mayor número de capas genera mayor costo en materia prima y mano de obra en el aspecto económico, en la trabajabilidad el aumento de capas dará mayor resistencia a flexión aparentemente, pero hará menos dúctil al elemento haciendo que

sus deformaciones se reduzcan y que falle el elemento antes de que la fibra use todo su refuerzo.

Lo recomendado es usar un máximo de tres capas, como se puede ver en el capítulo 7 en ciertos casos el número de fibras no cumple con lo requerido en la resistencia ya sea en flexión como en cortante. Estas alternativas se van a descartar por no cumplir los requisitos.



**Figura 7.29** Número máximo de capas en cada elemento.

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Las alternativas que cumplieron con los requisitos de resistencia en todo el elemento estructural, se pueden observar en las Tablas CXLIII, CXLV, CLXII y CLXXIV, fueron las fibras tipo UHS y platinas tipo S, de los cuales el número de capas es elevado para la primera opción.

### **Costo.**

El costo de la fibra es alto en comparación al costo del acero, pero aun así se recompensa con el bajo precio de equipamiento y mano de obra en el momento de su instalación. Este criterio dependerá

de la longitud total de láminas a instalar por vano, se considera refuerzo a flexión positivo y negativo, cortante si lo necesita y el total de capas del elemento. Comparado con el precio por metro lineal de cada alternativa.

**Tabla CLXXXIX.** Costos por vano.

Elemento estructural	Área fibra (m <sup>2</sup> )		Costo (\$/m <sup>2</sup> )	
	Fibras tipo UHS	Platina tipo S	Fibra tipo UHS	Platina tipo S
Viga principal en Y	0,66	0,50	\$90,00	\$430,00
Viga principal en X	5,16	5,90	\$90,00	\$430,00
Viga secundaria	2,71	1,80	\$90,00	\$430,00
Losa nervada*	0,50	0,52	\$90,00	\$430,00

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

**Tabla CLXXXIX.a** Continuación Tabla CLXXXIX.

Elemento estructural	Total(\$)	
	Fibras tipo UHS	Platina tipo S
Viga principal en Y	\$59,40	\$212,85
Viga principal en X	\$464,40	\$2534,85
Viga secundaria	\$243,54	\$774,00
Losa nervada*	\$45,00	\$223,60

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

Para la longitud de la fibra se considera que la alternativa tipo UHS viene en rollos de 50 cm de ancho, el ancho de la fibra a usar será de 30 cm, lo que quiere decir que por cada 1.5 metros de longitud se tendrá 1 metro adicional de fibra. En el caso de las fibras de platina tipo S cabe recalcar que es una fibra de 15 cm de ancho entonces por cada capa longitud se usaran dos fibras, una alado de otra, para completar el ancho especificado (30 cm).

Como la mejor opción para la edificación o estructura que mejor desempeño presento en los parámetros analizados previamente, es la fibra tipo UHS, sus cualidades generan un reforzamiento aceptable en el aspecto económico y funcional.

## 7.7.2 Columnas

### Numero de capas

Cabe de rescatar que aunque la magnitud de las propiedades mecánicas de la fibra UHS, son menores en comparación a las de la de vidrio, el número de capas se ve reducidas drásticamente, debido al factor de reducción ambiental  $C_e$  que varía dependiendo del material de la fibra como se mencionó en el Capítulo 7 tabla CXVI

Es así, que descartando el uso de sistemas GFRP, y observando que el espesor del tejido HS es la menor de las tres fibras y que es esta la propiedad más influyente en el cálculo de las láminas, se puede escoger la fibra UHS.

### Esfuerzo a la tensión

Debido a que las columnas se encuentran sometidas a compresión, la influencia del esfuerzo a la tensión en el cálculo de láminas es casi nula, por lo que no se puede determinar un tipo de fibra con esta propiedad.

Con lo descrito anteriormente, se establece que la fibra de ultra alta resistencia puede ser usada para el reforzamiento en columnas en el caso de que los elementos verticales no soporten las nuevas demandas.

**CAPITULO 8**  
**DIRECTRICES, ESPECIFICACIONES Y EXIGENCIAS.**

## 8.1 Directrices para seleccionar el tipo de fibra

Para determinar la fibra de refuerzo más adecuada, es necesario analizar cada situación considerando los tipos de cargas, es decir si estas son ocasionales o se mantienen constantes durante el periodo para el cual se diseña una estructura, las condiciones ambientales a las que estará expuesta y el aspecto económico del proyecto.

En el Capítulo 5 en la tabla CXVII muestran las propiedades mecánicas de los sistemas FRP, en donde se denota que las fibras de carbono exhiben altas resistencia, altos módulos elásticos y que ante las condiciones típicas ambientales su comportamiento es el adecuado, estos sistemas pueden permanecer durante periodos continuos sin fallas de fractura por fluencia.

Mientras que las fibras de vidrio desde el punto de vista del material son menos resistentes que las de carbono y por lo tanto su costo es más bajo, tampoco se destacan por sus excelentes características mecánicas como lo hacen las de carbono, ya que se ha demostrado que con el tiempo estas se degradan al estar expuestas a condiciones ambientales como la humedad, sin embargo para contrarrestar esta degradación el ACI 440 considera factores de duración y reducción de resistencia ambiental a los valores de diseño, como se muestra en la tabla CXXVI del Capítulo 7.

Estos factores de reducción de resistencia limitan los esfuerzos permisibles para que los efectos ambientales y los esfuerzos sostenidos no supongan riesgos. Por ende los diseños que se calculen utilizando estos factores de reducción pueden considerarse como conservadores.

Para los refuerzo a corte y a flexión los niveles de esfuerzos son mayores es así que de usarse en estos casos fibras de vidrio se requiere elevados factores de ajustes de resistencia para prevenir la fluencia, al contrario de los sistemas CFRP que con factores bajos de reducción se traduce en el material ideal ante condiciones ambientales rigurosas.

Las fibras de vidrio son ideales para condiciones de cargas ocasionales en donde los esfuerzos discontinuos en la fibra eliminan el problema de



fractura por fluencia, y para compensar el problema de degradación a lo largo del tiempo, se debe dar uso de revestimientos protectores.

## **8.2 Especificaciones**

Los trabajos relacionados al refuerzo de estructuras de hormigón armado en donde se usen los sistemas compuestos FRP para uso externo en estructuras, deberán trabajar bajo las normas y especificaciones pertinentes a cada país, Sin embargo para el caso de Ecuador en donde no existe una norma específica que regula la aplicación de estos sistemas, se recomienda la adopción de normas extranjeras como la estadounidense, ACI 440.

Los proyectos que se desarrollen con el uso de esta tecnología deben ser acompañados y supervisados por Ingenieros familiarizados con la aplicación de los sistemas compuestos.

Los diseños y las especificaciones como minimo deben contener:

- Identificación del sistema elegido
- Ubicación precisa del sistema en el elemento estructural
- Dimensiones y orientación de cada una de las capas usadas
- Numero de capas
- Longitud de traslapes y longitud de adherencia
- Procedimientos de aplicación
- Revestimientos protectores a usar
- Recomendaciones para la preparación de la superficie, el transporte almacenamiento, manipulación y las medidas de protección
- Control de calidad, y criterios de aceptación.

## **8.3 Exigencias para los fabricantes de los sistemas compuestos de polímeros**

- Se debe incluir la descripción del sistema, los materiales que lo constituyen
- Garantía de su resistencia a la tracción

- Datos estadísticos utilizados para la determinación de las propiedades de cada uno de los sistemas compuestos adoptados.

#### **8.4 Exigencia para los instaladores del sistema**

- Entre las exigencias para la instalación del sistema FRP, se debe requerir con la documentación respectiva del proveedor emitiendo la confirmación de que la persona designada para la instalación está debidamente capacitada y habilitada para comenzar el proceso de colocación del sistema.
- Referencias anteriores de proyectos ejecutados similares a la aplicación que se propone.

De ser contratado una empresa independiente para la supervisión e instalación será exigido que:

- Los inspectores designados para la respectiva ejecución, deberán presentar previamente proyectos anteriores similares a los que ejecutarán.

**CAPITULO 9**  
**ESTUDIO Y PLAN DE MANEJO AMBIENTAL**

## **9.1 Antecedentes**

La evaluación de impacto ambiental y Plan de Manejo abarca la descripción del Marco ambiental institucional y legal vigente en el Ecuador, la cual enfatiza los reglamentos y normas técnicas, para garantizar un entorno saludable a la población cercana a la obra y a su vez, priorizar el bienestar del ambiente durante la fase de operación y mantenimiento identificada como el reforzamiento de estructuras de hormigón aplicando fibras de polímeros.

Razón por la cual, se realiza una auditoría ambiental a aquellas actividades y procesos que pudieran ocasionar afectaciones, ejecutándose bajo el cumplimiento de la Normativa Ambiental de acuerdo a la Reforma Del Libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria (TULSMA).

## **9.2 Objetivos**

### **9.2.1 Objetivo General**

- Analizar los impactos ambientales con mayor incidencia, como consecuencia de la fase de operación y mantenimiento de la estructura, con la alternativa de polímeros planteados para su reforzamiento.

### **9.2.2 Objetivos Específicos**

- Establecer las actividades propensas a generar impactos negativos sobre el entorno, las cuales se desarrollan durante la fase de operación y mantenimiento del proyecto.
- Aplicar la normativa competente para disminuir el deterioro del medio ambiente.
- Establecer el Plan de Manejo Ambiental en función de las actividades desarrolladas, bajo las técnicas de defensa ambiental apropiadas.
- Analizar las acciones posibles de realizar para aquellas actividades que impliquen un impacto no deseado.

- Analizar las acciones posibles de realizar en función de las actividades que impliquen un impacto no deseado, bajo las técnicas de defensa ambiental apropiadas.

### **9.3 Descripción de Materiales, equipos y accesorios a instalar.**

#### **9.3.1 Mortero estructural.**

El mortero será necesario si y solo si, el elemento estructural requiere de algún tipo de reparación superficial antes de empezar con la instalación de las fibras.

#### **9.3.2 Resinas.**

Aquí se incluyen los imprimadores primarios, regularizadores de superficie y los saturantes, que servirán para la compatibilidad entre el concreto y las láminas como también otorgar al sistema una resistencia elevada de pegado.

#### **9.3.3 Fibras.**

Que serán utilizadas como elemento de refuerzo estructural del sistema compuesto cuyas características de resistencia y espesor permiten considerarlas como el esqueleto del sistema.

#### **9.3.4 Revestimiento protector.**

Usualmente son aplicadas en la cara exterior del sistema curado, que servirán para proteger la superficie terminada, de los daños por el medio ambiente.

### **9.4 Requerimiento de personal.**

Se necesitará de profesionales calificados en procesos de construcción

- Ingeniero Residente
- Maestros de obra
- Albañiles

- Peones
- Técnico en inyección
- Auxiliares de equipos de inyección
- Aplicadores
- Operadores de equipos menores

El número de trabajadores dependerá de la demanda de las actividades conforme al cronograma de trabajo, sin embargo, se estima la presencia de 20 trabajadores y operadores en promedio para 45 días, tiempo estimado para concluir el reforzamiento.

## **9.5 Fases del proceso**

Descripción de actividades en fase de operación-mantenimiento.

### **9.5.1 Preparación del sustrato**

- Retirar enlucidos, *Con desalojo*
- Reparar sección *Opcional* – Mortero estructural
- Preparación del sustrato (Mortero epóxico, inyecciones)
- Limpieza obligatoria de toda el área a reforzar con FRP.

### **9.5.2 Aplicación**

- Aplicación de resinas tales como los imprimadores primarios, regularizadores de superficie, resinas de saturación.
- Colocación del encamisado de Fibras
- Aplicación de revestimiento protector top coat que puede ser opcional.

## **9.6 Principales impactos ambientales: Evaluación ambiental**

Se enlistan las actividades que se realizan durante el proceso de operación-mantenimiento utilizando tejido de fibras de uso general, para generar las matrices de evaluación como se muestra en el Anexo G.

De esta manera se determinó que, retirar enlucidos y aplicar resinas son las actividades que generan mayor impacto, ocasionando contaminación al suelo y generando gases que pueden afectar a la salud de los trabajadores. Como se observa en la siguiente tabla.

### 9.6.1 Matriz de Valoración de Impacto Ambiental

(V.I.A. = (Reversibilidad<sup>^</sup>Frev.) \* (Riesgo<sup>^</sup>Friesgo) \* |M|<sup>^</sup>Fmag).

Para la matriz de valoración de impacto ambiental, se asigna un factor de 0.8 para la de magnitud y 0.1 para la matriz de riesgo y reversibilidad respectivamente; donde el valor de la matriz V.I.A. estará dado como:

**Tabla CXC. Matriz de Viabilidad**

ACTIVIDADES	MATRIZ DE VIABILIDAD									Σ TOTAL
	RECURSO AGUA		RECURSO SUELO		RECURSO AIRE			FACTORES S-E		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Flora y fauna	Gases	Material Particulado	Ruido	Generar Empleo	Paisaje	
Retirar enlucidos, Con desalojo	0,0	0,0	3,33	0,0	0,0	2,01	0,0	0,0	0,0	5,35
Reparar sección Opcional – Mortero estructural	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	0,0	0,0	0,0	1,00
Preparación del sustrato (Mortero epóxico, inyecciones epóxica)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Limpieza obligatoria del área a reforzar	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aplicación de resinas	0,0	0,0	0,0	0,0	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	3,23
Colocación del encamisado de Fibras	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aplicación de revestimiento protector	0,0	0,0	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	0,0	0,0	2,91
<b>Σ TOTAL</b>	0,0	0,0	3,33	0,0	6,14	3,01	0,0	0,0	0,0	

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón



### 9.6.2 Rango de significancia de la matriz de V.I.A.

Indica el nivel de impacto que tendrán las actividades en cada uno de los componentes ambientales, su valor numérico varía de 0 a 10, siendo (0) Neutro, (1-4) Bajo, (4-7) Medio y de (7-10) Alto.

**Tabla CXCI.** Matriz de evaluación

ACTIVIDADES	MATRIZ DE INTENSIDAD								
	RECURSO AGUA		RECURSO SUELO		RECURSO AIRE			FACTORES S-E	
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Flora y fauna	Gases	Material Particulado	Ruido	Generar Empleo	Beneficio a comunidad
Retirar enlucidos, Con desalojo	N	N	B	N	N	B	N	N	N
Reparar sección <i>Opcional</i>	N	N	N	N	N	B	N	N	N
Preparación del sustrato (Mortero epóxico, inyecciones epóxica)	N	N	N	N	N	N	N	N	N
Limpieza obligatoria del área a reforzar	N	N	N	N	N	N	N	N	N
Aplicación de resinas	N	N	N	N	B	N	N	N	N
Colocación del encamisado de Fibras	N	N	N	N	N	N	N	N	N
Aplicación de revestimiento protector	N	N	N	N	B	N	N	N	N

**Fuente:** Autores, Donoso y Calderón.

## 9.7 Protección personal para los trabajadores

Durante las fases para reforzar la estructura la protección del personal será de carácter obligatorio, frente a los posibles riesgos.

Sin perjuicio de su eficacia los medios de protección personal permitirán, en lo posible, la realización del trabajo sin molestias innecesarias para quien lo ejecute y sin disminución de su rendimiento, no entrañando en sí mismos otros riesgos. (Instituto ecuatoriano de Seguridad Social).

Según el reglamento de seguridad y salud de los trabajadores y mejoramiento del medio ambiente de trabajo dispuesto por el IEES.

Art. 180 Protección de vías respiratorias

En ambientes con cualquier tipo de contaminantes tóxicos, bien sean gaseosos y partículas o únicamente partículas, si existe deficiencia de oxígeno se utilizara equipos de protección tales que:

- a) Se adapten adecuadamente a la cara del usuario.
- b) No originen excesiva fatiga a la inhalación y exhalación.

De haber contaminantes gaseosos con riesgos de intoxicación no inmediata, se usarán equipos con filtros de retención física o química o equipos independientes del ambiente.

En el caso de contaminantes gaseosos y partículas se usarán equipos con filtros mixtos, cuando no haya riesgo de intoxicación inmediata.

Todos estos equipos deben ser provistos por el empleador para proteger a los trabajadores de riesgos inherentes, además de proporcionarles la adecuada vestimenta y capacitación sobre el correcto uso y conservación de los medios de protección personal dándoles a conocer sus aplicaciones limitaciones y los puestos de trabajo cuyo medio de protección sea imperativo.

En el Anexo G se puede observar un plan de seguridad y salud ocupacional.

### **9.8 Afectaciones al suelo**

Los escombros generados durante el proceso de reparación de los elementos estructurales antes de aplicar las fibras y resinas tal como el hormigón, deberán tener un sitio de destino para realizar estoqueamiento del material o directamente llevarlo a un sitio específico.

En el Anexo G se enuncian normas y reglamentos que tratan sobre la remoción de escombros y su destino. Así como un debido programa de manejo de desechos sólidos y de mitigación.

**CAPITULO 10**  
**Presupuesto Referencial.**

### 10.1 Estimación del presupuesto.

Se estimó un presupuesto referencia entre la alternativa elegida (Fibras tipo UHS) y el método tradicional que sería aumentar el peralte y encamisar con varillas de acero y concreto reforzado o placas de acero.

El APU (análisis de precios unitarios) se estima en base de rendimientos dados por ingenieros con experiencia en el tema, precios bases en el mercado del país y los sueldos mínimos de trabajadores basados dado por la contraloría general.

Se inició con el análisis de precios de la preparación del sustrato que consigo con lleva los rubros de retiro de revestimiento existente, nivelar sección del elemento, inyección de grietas, limpieza del sitio y desalojo. Lo siguiente que se hizo fue el análisis del sistema FRP por metro cuadrado.

**Tabla CXCII. Presupuesto con sistema FRP.**

<b>CUADRO DE CANTIDADES Y PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANT.</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO TOTAL</b>
1.0	PREPARACION DEL SUSTRATO:				
1.1	Retiro de revestimiento existente	m2	854,40	\$ 5,38	\$ 4.596,67
1.2	Nivelar sección del elemento	m2	854,40	\$ 41,81	\$ 35.722,46
1.3	Inyección de grietas mayor a 1 mm	m2	854,40	\$ 30,47	\$ 26.033,56
1.4	Limpieza del sitio	m2	854,40	\$ 1,10	\$ 939,84
1.5	Desalojo y transporte	m2	854,40	\$ 3,75	\$ 3.204,00
	SUBTOTAL:				\$70.496,53
2.0	OBRAS:				
2.1	Aplicación de sistema FRP	m2	219,81	\$ 154,64	\$ 33.991,41
2.2	Desalojo y transporte	m2	854,40	\$ 3,75	\$ 3.204,00
	SUBTOTAL:				\$37.195,41
				TOTAL:	<b>\$107.691,94</b>

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

El presupuesto del método tradicional se puede ver en la siguiente tabla:

**Tabla CXCIII.** Presupuesto con sistema de encamisado de concreto reforzado.

<b>CUADRO DE CANTIDADES Y PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANT.</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO TOTAL</b>
1.0	PREPARACION DEL SUSTRATO				
1.1	Retiro de revestimiento existente	m2	854,40	\$ 5,38	\$ 4.596,67
1.2	Nivelar sección del elemento	m2	854,40	\$ 41,81	\$ 35.722,46
1.3	Inyección de grietas mayor a 1 mm	m2	854,40	\$ 30,47	\$ 26.033,56
1.4	Limpieza del sitio	m2	854,40	\$ 1,10	\$ 939,84
1.5	Desalojo y transporte	m2	854,40	\$ 3,75	\$ 3.204,00
SUBTOTAL:					\$70.496,53
2.0	OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO:				
2.1	Replanteo y nivelación	m2	854,40	\$ 1,24	\$ 1.059,45
2.2	Acero de refuerzo en barras (corte, doblado y colocación) f'c= 4.200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	10.200,00	\$ 2,36	\$ 24.072,00
2.3	Hormigón premezclado f'c=280 kg/cm <sup>2</sup> en Losa Nevada	m3	40,32	\$ 230,34	\$ 9.287,30
2.4	Hormigón premezclado f'c= 280 kg/cm <sup>2</sup> en Vigas	m3	39,48	\$ 243,30	\$ 9.605,48
2.5	Desalojo y transporte	m2	854,40	\$ 3,75	\$ 3.204,00
SUBTOTAL:					\$47.228,23
TOTAL:					<b>\$117.724,76</b>

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

Como se puede observar el trabajo con fibra tiene un costo mucho menor que el tradicional, el rendimiento de la fibra es considerable en la mano de obra lo que ahorra tiempo y por consiguiente dinero para el

cliente y el constructor. Se ahorra un 21% aproximadamente del precio total del mejoramiento estructural.

**Tabla CXCIV.** Presupuesto con sistema de encamisado de concreto reforzado.

<b>Rubro</b>	<b>Precio (\$)</b>
Encamisado concreto reforzada	\$ 47.228,23
Sistema FRP	\$ 37.195,41
Ahorro (%)	21%

**Fuente:** Autores, Calderón y Donoso.

**CAPITULO 11**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**



## CONCLUSIONES

Se propuso un reforzamiento con seis alternativas de FRP con propiedades mecánicas diferentes para poder resolver el problema de aumento de carga viva por cambio de uso. Para esto, se usaron cálculos basados en las normas técnicas ACI 440, ACI 318 y ACI 216 que enuncian las especificaciones a considerar. Para corroborar estos cálculos se usó un software para el diseño de sistemas FRP.

Para los elementos horizontales, la mejor disposición y distribución de las láminas sería no solo considerando el refuerzo a flexión sino que también en las zonas laterales del elemento otorgándole de esta manera, además de resistencia a los esfuerzos a tracción, mayor confinamiento y ductilidad.

El sistema funciona cuando está debidamente instalado es decir, que de necesitar refuerzo tanto para flexión como para compresión, se requiere entonces de dos diseños y sus respectivas capas calculadas para cada estado.

Cuando el elemento de análisis trabaja a compresión, se requiere que el encamisado sea perpendicular al eje longitudinal del elemento colocándose de manera discontinua a modo de aros o bien en forma continua en espiral.

Cuando el elemento estructural se someta a tensión, las láminas deben ser colocadas en capas superpuestas paralelas al eje longitudinal.

Se analizaron las diferentes alternativas considerando el número de láminas superpuestas ya que a mayor cantidad de capas, el elemento estructural se vuelve menos dúctil haciendo que falle antes de llegar a su resistencia nominal máxima.

La alternativa más óptima para el problema planteado fue la fibra tipo UHS (ultra alta resistente) obteniendo un incremento máximo de refuerzo a flexión de 31% en vigas secundarias, 29% en vigas principales y mayor al 100% en losas. Se debe recalcar que la cantidad de capas no excedió la máxima recomendada en ningún elemento estructural cumpliendo con los requerimientos de diseño.

En el aspecto social y ambiental, el impacto causado al entorno es menor con el uso de sistemas FRP en comparación a los reforzamientos tradicionales con hormigón armado, que aunque se describan como materiales con espesores muy pequeños, proporcionan resistencias equivalentes o superiores a las que brinda una armadura de acero, sin el uso de equipos y maquinarias que generen afectaciones al ambiente.

Se debe establecer un sistema de refuerzo económico, para lograrlo la cantidad de láminas debe ser la menor posible, en algunos casos el peso volumétrico incide en la selección ya que al usar una fibra de mayor densidad, reduce la cantidad de capas lo que conlleva a que el tiempo de instalación disminuya y de esta forma, el costo de la mano de obra se vea reducido.

La ventaja de los sistemas FRP es principalmente la reducción en tiempo de mano de obra, el fácil transporte de los materiales por su peso ligero, su maniobrabilidad y su alta resistencia.

La disminución de períodos en instalación hace al sistema adecuado para los lugares de tráfico prolongado, es así que realizando una comparación entre los métodos tradicionales como el encamisado con hormigón reforzado se demuestra que la instalación de fibra reduce el costo de obra a un 21%.

## **RECOMENDACIONES**

Es recomendable que el número de láminas no exceda de tres debido a que el aumento de resistencia deja de ser notable después de este valor.

Si se requiere usar fibras de vidrio debe considerarse que son ideales para condiciones de cargas ocasionales en donde los esfuerzos discontinuos en la fibra eliminan el problema de fractura por fluencia, y para compensar el problema de degradación a lo largo del tiempo, se debe dar uso de revestimientos protectores.

El radio de curvatura en los bordes de las columnas debe realizarse con un mínimo de 25 mm con el fin de evitar roturas y mejorar la eficacia del confinamiento.

Para los bordes convexos, este sistema no es aplicable por lo tanto, es necesario rellenar con empastes, mortero epóxico o cualquier tipo de mortero estructural antes de la instalación de la fibra.

Al utilizar un software para diseñar un sistema FRP, se recomienda revisar si se consideran las cargas por sismos, ya que inciden en la resistencia del elemento.

Por otro lado, es muy importante trabajar con los nodos adecuados en el análisis a flexión del elemento debido a que los momentos últimos resistentes cambian con respecto al tipo del nodo. Para revalidar resultados, se debe hacer uso de cálculos manuales, considerando las unidades respectivas.

Se recomienda que se realicen análisis a torsión en vigas reforzadas con sistema FRP, teóricos y prácticos, para demostrar su eficiencia, debido que existen pocos avances sobre su efectividad en la torsión.

# **ANEXOS**

# **ANEXO A**

**ESTUDIO DE SUELO**

# **ANEXO B**

**PLANOS ESTRUCTURALES**

**SIN**

**REFUERZO**

**FRP**

# **ANEXO C**

**FICHAS**

**TÉCNICAS**

# **ANEXO D**

**DISEÑO**

**EN**

**SOFTWARE**



# **ANEXO E**

**PLANOS ESTRUCTURALES  
CON REFORZAMIENTO FRP**

# **ANEXO F**

**ANÁLISIS DE PRESUPUESTO  
UNITARIO**

# **ANEXO G**

**PLAN DE MANEJO AMBIENTAL**

## **REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

ACI 216. 1-97, American Concrete Institute. (1997). Método normalizado para determinar la resistencia al fuego de las construcciones de hormigón y mampostería. ACI.

ACI 318S-11, American Concrete Institute. (2011). *Requisitos de reglamento para concreto estructural* . Miami.

ACI 440.2R-08, A. C. (2008). *Guide for design and construction of externally Bonded FRP Systems For Strengthening Concrete Structures*.

Artem, L. (2010). *Applying Carbon fiber in building structures*. Lappeenranta.

Bazan , E., & Meli, R. (s.f.). *Diseño sísmico de edificios*. Mexico: Limusa Noriega Editores.

Ben luezdou, M., Bae, S., & Belarbi, A. (2008). *Effective bond length of externally bonded FRP sheets*. Zurich: CICE.

BOE. (2002). *NCSE*.

Caizachana Collaguazo, J. C. (2013). *Implementacion de programas computacionales para el calculo y diseño de cimentaciones profundas. Aplicacion al calculo de edificios*. Quito.

Chang Heredia, M. (s.f.). *Diseño de zapatas conectadas*. Piura.

Das, B. M. (1997). *Principles of geotechnical engineering*. Boston: PWS.

Das, B. M. (1997). *Principles of geotechnical engineering*. Boston: PWS.

Del Rio, D. (2001). *PATOLOGÍA, REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO DE EDIFICACION*. Madrid, España.

Di Paula Machado, A. (2001). *Refuerzo de estructuras de concreto armado con fibras de carbono*. Belo Horizonte, Brasil.

Dueñas Hernandez, J. H. (2015). *Reforzamiento de estructuras con FRP (Fiber Reinforced Polymers), aplicación al caso de refuerzo a flexion de vigas metalicas* . Sangolqui.

FEMA. (2006). *Techniques for the seismic rehabilitation of existin buildings*. UTAH: nehrp.

Ferreri, V. J., & De Hanai, J. B. (2012). *Flexural strengthening of reinforced concrete beams with carbon fibers reinforced polymer (CFRP) sheet bonded to a transition layer of high perfomance cement-based composite*. Sao Carlos: IBRACON.

Fib. (2001). *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. Zurich.

Fyfe Co. (2010). *Design manual for the TYFO Fibrwrap systems*. San Diego.

Garcia, I. (2013). *Reforzamiento estructural*. Santa elena: Sika.

Garza Vasquez, L. (2000). *Diseño y construccion de cimentaciones* . Medellin.

Gomez Pulido, M. D., & Sobrino Almunia, J. A. (s.f.). *Criterios de diseno para el refuerzo de estructuras con materiales compuestos con fibras de carbono casos practicos*. UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.

Guevara Anzules, M. (2008). *Cimentaciones superficiales*. Guayaquil.

Instituto ecuatoriano de Seguridad Social, I. (s.f.). *Reglamento de seguridad y salud de los trabajadores y mejoramiento del medio ambiente de trabajo*.

Llorens Alcon, M. (2011). *Procedimientos especiales de cimentacion*.

Martinez, S., Garcia, M. D., & Gutierrez, J. P. (2015). *Calculo en agotamiento de secciones de fabrica reforzadas a flexion con laminas de FRP*. Madrid: Informes de la Construcción, 67(540): e118.

Master Builders. MBRACE, I. (1998). *Sistema compuesto de refuerzo MBRACE (Guia de diseño estructural)* (Segunda ed.). Cleveland, EEUU.

Meli, R. (s.f.). *Diseño estructural*. Mexico: Limusa Noriega Editores.

National Cooperative highway research program. (2008). *Recommended construction specifications and process control manual for repair and retrofit of concrete structures using bonded FRP composites*. Miami.

NEC-SE-CG Norma Ecuatoriana de la construccion. (2014). *Cargas (no sismicas)*. Guayaquil: Ministro de desarrollo urbano y vivienda.

Paredes, J. p. (2014). *Desempeño sismico de una viga reparada con fibras de carbono*. Ambato: Universidad tecnica de ambato.

Perez Alfonso , M., & De La Rosa González, J. (Diciembre de 2011). Estudio y validacion de reforzamineto de elemntos de hormigon armado sometidas a flexion confibras de carbono. *Revista de Arquitectura e Ingeniería, diciembre, 2011, V(3), 4*.

Perez Carballo, P. (2010). Pilotes, encepados y vugas de atado. En *Implementacion ininformatica para el calculo de pilotes de hormigon "in situ" segun el codigo técnico de edificación* (págs. 175 - 198). Sevilla: Codigo tecnico de la edificación.

Perez Valcarcel, J. (s.f.). *Metodos de calculos de cimentaciones superficiales*.

Sika. (2015). *Guia de usuario, Software de diseño Sika CarboDur Basado en ACI 440.2R-8*. Barranquilla.

SIKA. (s.f.). Refuerzo estructural con fibra de carbono.

Tecnicos, L. A. (2010). *Informe tecnico*. Guayaquil.

Urbina Palacios, R. F. (2004). *Guia para diseño de pilotes*. Piura: Pirhua.

Uusitalo, K. (2013). *Designing in Carbon Fibre Composites*. Goteborg: Chalmers Reproservice.

Valdes, A., & Gonzalez, R. (2002). *PG-3*. España: BOE.

Vijaya, S., Shivakumaraswamy, B., & Ravikiran, K. V. (2014). *Numerical modeling on behaviour of reinforced concrete exterior beam-column joint retrofitted with externally bonded fiber reinforced polymere (FRP)*. Bengaluru: ijret