



ESPE

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA**

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA: ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DEL
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO SILVA
NÚÑEZ SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA
CONSTRUCCIÓN NEC-15

AUTOR: SANTAMARIA MORALES, DIANA CAROLINA

DIRECTOR: ING. PEÑAHERRERA GALLEGOS, ESTUARDO
JAVIER

SALGOLQUÍ

2017



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO SILVA NÚÑEZ SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15**”, realizado por la señorita **SANTAMARIA MORALES DIANA CAROLINA**, ha sido realizado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar a la señorita **SANTAMARIA MORALES DIANA CAROLINA** para que lo sustente públicamente

Sangolquí, Noviembre 2017

Ing. Estuardo Peñaherrera Gallegos

Director del trabajo de titulación

C.C: 170803474-7



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **SANTAMARIA MORALES DIANA CAROLINA**, con cédula de identidad N° 172184396-7, declaro que este trabajo de titulación “**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO SILVA NÚÑEZ SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15**”, ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada

Sangolquí, Noviembre 2017

Diana Carolina Santamaria Morales

C.C: 172184396-7



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **SANTAMARIA MORALES DIANA CAROLINA**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “**ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO SILVA NÚÑEZ SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-15**” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad

Sangolquí, Noviembre 2017

Diana Carolina Santamaria Morales

C.C: 172184396-7

DEDICATORIA

A Patricio, mi padre que con su esfuerzo y sacrificio, me brindo todo de sí para finalizar esta etapa de mi vida y obtener este logro.

A Cecilia, mi madre quien ha dado prioridad a su familia ante todo. Por brindarme su apoyo incondicional y siempre estar pendiente de mí

A Darío, mi hermano por su cariño, compañía y tantas alegrías compartidas

A Bryan, mi novio con quien he compartido momentos únicos e inolvidables. Ser, que con su personalidad se ha convertido en mi fortaleza y hace cada día de mi vida el mejor.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por guiarme siempre por el camino correcto y haberme permitido nacer en un entorno familiar lleno de bendiciones y unión

A mis padres Patricio y Cecilia por su apoyo, comprensión y amor infinito. A quienes les debo mi retribución por haber hecho de mí una mujer de bien.

A Bryan mi novio, a quien valoro y admiro por ser un hombre maravilloso, portador de un noble y bondadoso corazón. Gracias a su cariño, compañía y consejo he cumplido un propósito más en mi vida.

Al Ingeniero Estuardo Peñaherrera, por su paciencia, tiempo y por compartir sus conocimientos y experiencias en el ámbito profesional.

A la Ingeniera Blanca Chávez, por su tiempo y predisposición en la redacción de este trabajo

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y todos los docentes de la Carrera de Ingeniería Civil por todos sus aportes y enseñanzas

A todos mis familiares por sus consejos en su determinado tiempo, por los momentos de unión y felicidad.

A mis verdaderos amigos, que a pesar del tiempo y la distancia me han apoyado

INDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN	i
AUTORIA DE RESPONSABILIDAD	ii
AUTORIZACIÓN.....	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS.....	v
INDICE DE CONTENIDO	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvi
CAPÍTULO 1	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Justificación	3
1.4.1 Objetivo general	5
1.4.2 Objetivos específicos	5
CAPITULO 2.....	6
MARCO TEORICO	6
2.1 Riesgo sísmico.....	6
2.2 Rehabilitación sísmica de edificios	6
2.2.1 Etapas del proceso de rehabilitación.....	7
2.3 Objetivos de rehabilitación.....	7
2.3.1 Niveles de desempeño	8
2.3.2 Niveles de amenaza sísmica.....	9
2.4 Estrategias de rehabilitación	11
2.5 Levantamiento de información.....	11
2.6 Modelación, análisis y criterios de aceptación	11
2.7 Zona sísmica de diseño	12

2.8	Clasificación de perfiles de suelo.....	13
2.9	Microzonificación Sísmica de Quito	14
2.9.1	Introducción.....	14
2.9.2	Importancia de una microzonificación sísmica	15
2.10	Espectro elástico de diseño.....	16
2.11	Metodología del diseño sismoresistente.....	19
2.11.1	Requisitos mínimos para un diseño sismo resistente	19
2.11.2	Categorización del edificio y coeficiente de importancia I	19
2.11.3	Derivas de piso permisible	20
2.12	Configuración estructural.....	20
2.12.1	Configuraciones estructurales irregulares en planta	21
2.12.2	Configuraciones estructurales irregulares en elevación.....	24
2.13	Factor de Reducción Sísmica	29
2.14	Carga sísmica reactiva (W)	31
2.15	Cálculo de periodo de vibración T	31
2.16	Cálculo del cortante basal V	32
2.17	Alternativas de reforzamiento para estructuras de hormigón armado	32
2.17.1	Reforzamiento con fibras de carbono (CFRP)	33
2.17.2	Refuerzo con diagonales rigidizadoras	35
2.17.3	Muros de corte	36
CAPITULO 3.....		37
ANÁLISIS SÍSMICO EDIFICIO SILVA NÚÑEZ.....		37
3.1	Introducción	37
3.2	Ubicación.....	37
3.3	Características generales del edificio	38
3.3.1	Descripción estructural.....	39

3.3.2	Declaración de materiales.....	41
3.3.3	Análisis de cargas	42
3.4	Definición y cálculo de parámetros para la obtención del espectro de diseño y cortante basal.....	44
3.4.1	Tipo de suelo.....	44
3.4.2	Factor de zona Z y n	47
3.4.3	Coeficientes de amplificación de suelos.....	47
3.4.4	Periodo de vibración de la estructura	49
3.4.5	Irregularidad en planta	50
3.4.6	Irregularidad en elevación	50
3.4.7	Factor de reducción sísmica R y de importancia I.....	50
3.4.8	Comparación de espectros.....	51
3.5	Modelo matemático del Edificio Silva Núñez	52
3.6	Análisis modal de la estructura	56
3.7	Derivas de piso	58
3.8	Inspección de serviciabilidad de elementos estructurales	59
3.8.1	Losa	59
3.8.2	Vigas	60
3.8.3	Columnas	66
CAPÍTULO 4.....		73
PRESENTACIÓN DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA EL EDIFICIO SILVA NÚÑEZ.....		73
4.1	Diagnóstico de problemas estructurales.....	73
4.2	Propuesta de reforzamiento.....	74
4.3	Análisis sísmico del edificio Silva Núñez reforzado	77
4.3.1	Modelo matemático del edificio Silva Núñez reforzado	77
4.3.2	Consideraciones del modelo matemático reforzado del	

edificio Silva Núñez.....	78
4.3.3 Análisis modal de la estructura reforzada	79
4.3.4 Derivas de piso.....	80
CAPÍTULO 5.....	82
DISEÑO DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO	82
5.1 Diseño de muros de corte.....	82
5.2 Diseño de Diagonales Rigidizadoras	94
5.3 Reforzamiento de columnas a corte con FRP	120
5.4 Conexión Columna- Viga.....	124
5.5 Refuerzo en vigas.....	130
5.6 Metodología para propuesta de reforzamiento	135
5.6.1 Refuerzo con muros de corte	135
5.6.2 Reforzamiento con pletinas de acero en vigas.....	138
5.6.3 Reforzamiento fibras de carbono (CFRP)	139
5.6.4 Refuerzo con diagonales.....	141
CAPÍTULO 6.....	143
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	143
6.1 Conclusiones	143
6.2 Recomendaciones	144
6.3 Anexos.....	145
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Propiedades mecánicas del hormigón	42
Tabla 2	Propiedades mecánicas del acero	42
Tabla 3	Sobrecarga para el Edificio Silva Núñez	43
Tabla 4	Carga viva para el Edificio Silva Núñez	44
Tabla 5	Coeficientes de amplificación de suelos según MIZOSIQ V2.0	49
Tabla 6	Coeficientes de amplificación de suelos según NEC-15	49
Tabla 7	Parámetros del espectro elástico de acuerdo a la NEC	51
Tabla 8	Parámetros del espectro elástico de acuerdo a la Microzonificación Sísmica	51
Tabla 9	Modos de vibración edificio Silva Núñez	57
Tabla 10	Derivas edificio Silva Núñez	58
Tabla 11	Espesor mínimo de losas en una dirección	59
Tabla 12	Cálculo de cuantía máxima según armado existente para las vigas del edificio Silva Nuñez	62
Tabla 13	Cálculo de área mínima de refuerzo para vigas del edificio Silva Núñez	62
Tabla 14	Cuantía existente en columnas del edificio Silva Núñez	67
Tabla 15	Inspección del área de refuerzo en zona de confinamiento para las columnas del edificio Silva Núñez	71
Tabla 16	Inspección del área de refuerzo fuerza de la zona de confinamiento para las columnas del edificio Silva Núñez	72
Tabla 17	Parámetros para el análisis sísmico de la estructura reforzada ...	78
Tabla 18	Modos de Vibración edificio Silva Núñez reforzado	80
Tabla 19	Derivas de piso del Edificio Silva Núñez reforzado	81
Tabla 20	Combinaciones para muro del eje H entre ejes 2 y 3	83
Tabla 21	Verificación de condición para cortante	85
Tabla 22	Verificación de condición para cortante en refuerzo transversal .	87
Tabla 23	Verificación de necesidad de elementos de borde	88
Tabla 24	Cálculo del eje neutro	90
Tabla 25	Verificación de resistencia del muro	91

Tabla 26	Relación de esbeltez para perfil CK 250X250X8X10.....	98
Tabla 27	Relación de esbeltez para perfil CK 210X210X8X10	98
Tabla 28	Cálculo de resistencia nominal a compresion del perfil CK 250X250X8X10	99
Tabla 29	Cálculo de resistencia nominal a compresión del perfil CK 210X210X8X10	99
Tabla 30	Propiedades geométricas de placa Gusset.....	102
Tabla 31	Datos para el diseño de pernos	109
Tabla 32	Factores de modificación adoptados.....	112
Tabla 33	Valor de los parámetros adoptados para el cálculo de resistencia básica al arrancamiento	114
Tabla 34	Datos para el diseño de pernos	116
Tabla 35	Factores de modificación adoptados.....	117
Tabla 36	Valor de los parámetros adoptados para el cálculo de resistencia básica al arrancamiento	117
Tabla 37	Propiedades SikaWrap-600 C.....	123
Tabla 38	Localización del eje neutro de sección compuesta	134

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sismicidad en el Distrito Metropolitano de Quito	4
Figura 2 Objetivos de rehabilitación.....	8
Figura 3 Control de daño y niveles de desempeño para edificios.....	9
Figura 4 Niveles de amenaza sísmica	10
Figura 5 Zonas sísmicas del Ecuador y valor de factor de zona.....	12
Figura 6 Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	13
Figura 7 Clasificación de perfiles de suelo.....	14
Figura 8 Espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	17
Figura 9 Categoría de edificios y factor de importancia	19
Figura 10 Derivas máximas de piso admisibles	20
Figura 11 Configuraciones estructurales recomendadas	21
Figura 12 Irregularidad de longitud; relación largo/ancho	22
Figura 13 Coeficiente de irregularidad en planta	23
Figura 14 Ejes verticales discontinuos.....	24
Figura 15 Continuidad de muros o mampostería portante	25
Figura 16 Discontinuidad de resistencia	25
Figura 17 Columna corta en terreno inclinado	26
Figura 18 Columna corta debido a confinamiento por mampostería.....	27
Figura 19 Efecto de columna corta en losas intermedias.....	27
Figura 20 Coeficientes de irregularidad en elevación	28
Figura 21 Factor R para sistemas estructurales dúctiles	30
Figura 22 Factor R para sistemas estructurales de ductilidad limitada	30
Figura 23 Valores de Ct según el tipo de estructuras	32
Figura 24 Refuerzo a flexión en vigas con CFRP	34
Figura 25 Refuerzo a corte de vigas con CFRP.....	34
Figura 26 Refuerzo a torsión en vigas con CFRP	35
Figura 27 Estructuras reforzadas con diagonales de acero	36
Figura 28 Muros de corte	36
Figura 29 Ubicación Edificio Silva Núñez.....	38

Figura 30 Fachada Edificio Silva Núñez	38
Figura 31 Vista en planta de ubicación de muros existentes en el Edificio Silva Núñez	41
Figura 32 Zonas de suelo similares	45
Figura 33 Velocidad de onda de corte a distintas profundidades.....	45
Figura 34 Clasificación de los suelos de Quito	46
Figura 35 Velocidad de onda de corte y periodos de vibración.....	47
Figura 36 Interfaz MIZOSIQ V2.0	48
Figura 37 Espectro de diseño elástico e inelástico	52
Figura 38 Modelo 3D Edificio Silva Núñez.....	53
Figura 39 Planta nivel -2.88 m Edificio Silva Núñez.....	53
Figura 40 Planta nivel 0.00 m Edificio Silva Núñez.....	54
Figura 41 Planta nivel +0.72 m Edificio Silva Núñez.....	54
Figura 42 Planta nivel +4.32 m Edificio Silva Núñez.....	55
Figura 43 Planta nivel +7.20 m Edificio Silva Núñez.....	55
Figura 44 Planta tipo nivel +10.08 m a 27.36 m Edificio Silva Núñez	56
Figura 45 Esquema de armado de viga pórtico 2, N-2.88 m.....	63
Figura 46 Diagrama de corte para viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida.....	65
Figura 47 Esquema de separación de estribos.....	69
Figura 48 Disposición de muros para reforzamiento.....	75
Figura 49 Disposición de diagonales rigidizadoras en pórtico 2	75
Figura 50 Disposición de diagonales rigidizadoras en pórtico 5	76
Figura 51 Disposición de diagonales tipo Chevron en pórtico D.....	76
Figura 52 Disposición de diagonales tipo Chevron en pórtico G.....	77
Figura 53 Modelo 3D Edificio Silva Núñez reforzado.....	78
Figura 54 Ubicación del muro en pórtico H entre ejes 2 y 3.....	83
Figura 55 Distribución de acero de refuerzo en cabezal y muro	93
Figura 56 Esquema de ubicación de diagonal en estudio en pórtico 2	95
Figura 57 Esquema ubicación de diagonales tipo 250X250X8X10.....	CK 96
Figura 58 Esquema ubicación de diagonales tipo CK 210x210x8x10	96

Figura 59 Esfuerzos axiales actuantes del pórtico 2.....	100
Figura 60 Nomenclatura placa Gusset	102
Figura 61 Longitud de suelda entre diagonal y placa Gusset	106
Figura 62 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas para diseño de pernos ...	108
Figura 63 Distribución de pernos en placa ubicada en viga.....	108
Figura 64 Esquema para el cálculo de Anc	113
Figura 65 Distribución de pernos en placa ubicada en columna.....	116
Figura 66 Esquema para el caculo de Anc	118
Figura 67 Ditribución de pernos definitiva para placa ubicada en columna	119
Figura 68 Esquema para el cálculo de Anc.....	119
Figura 69 Esquema del nudo a analizar	126
Figura 70 Acero de refuerzo en nvigas N+10.05 m.....	130
Figura 71 Armado de viga pórtico 2, N+15.84 m	131
Figura 72 Sección trasformada de la viga.....	133
Figura 73 Esquema de la ubicación del eje neutro de la sección compuesta	134
Figura 74 Perforaciones en columna para anclaje de acero transversal en muro.....	137
Figura 75 Perforaciones en losa para el traslapo de varillas longitudinales del muro	137
Figura 76 Armado y fundición de muro de hormigón	138
Figura 77 Fibras de carbono para reforzamiento a corte	139
Figura 78 Reparación de columna	140
Figura 79 Colocación de fibra de carbono en columna.....	141
Figura 80 Perforación de placa	142

RESUMEN

Este trabajo presenta en su contenido, el estudio del comportamiento sísmico del edificio Silva Núñez, el mismo que tiene su ubicación en Quito (sector la Carolina), ciudad considerada de alta peligrosidad sísmica. Como primer paso se realizó el modelo de la estructura existente, para posteriormente dar un diagnóstico de la estructura y establecer los problemas y patologías que tiene el edificio. Una vez identificado las causas, se plantea una propuesta de reforzamiento. La cual es sometida a la evaluación de sismoresistencia acorde a los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-15. Posteriormente se realiza el diseño de los elementos incorporados en el reforzamiento global de la estructura, así como el de los elementos estructurales que se comprobó que tienen problemas de serviciabilidad. Se ejemplifica el procedimiento de cálculo tomando el caso más crítico de los elementos a reforzarse, en cumplimiento de las normas internacionales ACI 318S-14 y ANSI/AISC 360-10. Adicionalmente se plantea la metodología del reforzamiento que se propone complementándolo con planos de detalle.

PALABRAS CLAVE:

- **ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE**
- **REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL**
- **MUROS DE CORTE**
- **DIAGONALES RIGIDIZADORAS**
- **SECCIÓN COMPUESTA**

ABSTRACT

This work presents in its content, the study of the seismic behavior of the Silva Núñez building, the same one that has its location in Quito (near by Carolina park), considered a city of high seismic dangerousness. As a first step, the model of the existing structure was made, to later give a diagnosis of the structure and establish the problems and pathologies that the building has. Once the causes have been identified, a reinforcement proposal has been proposed. Which is subjected to the seismic resistant evaluation according to the requirements of the Ecuadorian Construction Standard. NEC-15. Subsequently, the design of the elements incorporated in the overall reinforcement of the structure is made, as well as the structural elements that were found to have serviceability problems. The calculation procedure is exemplified taking the most critical case of the elements to be reinforced, in accordance with the international standards ACI 318S-14 and ANSI / AISC 360-10. Additionally, the reinforcement methodology along with the detail plans has been proposed.

KEYWORDS:

- **SEISMIC RESISTANT ANALYSIS AND DESIGN**
- **STRUCTURAL REINFORCEMENT**
- **SHEAR WALL**
- **RIGIDIZING DIAGONALS**
- **COMPOSED SECTION**

CAPÍTULO 1

1.1 Introducción

Ecuador es un país afectado por diversas amenazas naturales entre ellas eventos sísmicos, volcánicos, hidrometeorológicos y movimientos de masas que de acuerdo a sus intensidades, cobran la pérdida de vidas humanas y causan severos daños en infraestructuras. Sin duda alguna el terremoto del 16 de Abril de 2016 deja en evidencia que nuestro país se encuentra en una zona de alto riesgo, donde se provoca eventos sísmicos recurrentes y de forma inesperada, por este acontecimiento se debe crear conciencia en diseñar y construir edificios con características sismo resistentes.

Después de un movimiento telúrico, las edificaciones de acuerdo a su grado de vulnerabilidad pueden de ser reforzadas tras sufrir daños, con la finalidad de restablecer la capacidad de resistencia y mejorar el desempeño ante nuevos eventos sísmicos. Hoy en día las especialidades que se derivan de la Ingeniería Civil como Patología de la Construcción y Ciencias Forenses de la Construcción entran en juego a la hora de prevenir daños y rehabilitar estructuras, con métodos y procedimientos comprobados científicamente, permitiendo reconocer los daños con el fin de ofrecer soluciones a estos problemas atacando la causa de raíz.

Un refuerzo sísmico implica la modificación y aumento de elementos estructurales en una edificación con la predominante idea de brindar a la estructura mayor ductilidad, resistencia y aumento de serviciabilidad. Estas propiedades ayudarán a reducir riesgos además de lograr una máxima disipación de energía.

Un buen desempeño sísmico se logra a través de dos maneras: la primera mediante un diseño óptimo (cuando la estructura se considerada como nueva) éste, además permite minimizar los daños que se producen por

el evento sísmico; la segunda, considera técnicas de intervención o rehabilitadoras, las mismas que se enfocan en solventar diferentes deficiencias estructurales presentes en edificios que se construyeron sin o con poco criterio de sismoresistencia.

1.2 Antecedentes

De acuerdo con los registros históricos que cuenta el país desde 1988, se mencionan terremotos catastróficos como el de Esmeraldas en 1906 con una magnitud de 8,8; Ambato en 1949 con magnitud 6,8; Reventador en 1987 con magnitud 6.1 y 6.9; Bahía de Caráquez en 1998 con magnitud 7,2 y el más reciente en Manabí y Esmeraldas en 2016 con magnitud 7,8. (Ortiz, 2012-2013)

En un entorno local, Quito se asienta sobre fallas ciegas activas, las mismas que a su vez son de tipo inverso. Morfológicamente el sistema de fallas de Quito, está compuesto por las siguientes colinas alargadas: El Tablón; San Miguel; Puengasi; La Bota-El Batán-Lumbisí; El Colegio-El Inca; Catequilla- Bellavista (Alvarado, 1996).

Con el fin de salvaguardar vidas, las autoridades pertinentes actualizan continuamente las normas de construcción en el país y llegan así a obtener documentos con parámetros de diseño sismoresistente. Las edificaciones que se contruyeron en base a códigos anteriores a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 requieren planes de reforzamiento para que puedan cumplir con las solicitudes impuestos por los sismos.

El edificio Silva Núñez por su antigüedad se liga al diseño sísmico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-77, el mismo que tiene un diseño sísmico acorde a la época y en la actualidad se considera básico e insuficiente en comparación con normativa de hoy en día NEC-15. La estructura sigue presenta problemas en algunos de sus componentes no estructurales como: puertas (atascos) y ventanas (desalineamiento de sus

marcos), a pesar de sus diversos mantenimientos, lo cual nos da una idea de que existe desplazamientos no previstos en el mismo.

1.3 Justificación

A causa del sismo del 16 de abril del 2016 en nuestro país muchas edificaciones se evaluaron, a fines de decidir si después del movimiento telúrico éstas son aptas para un reforzamiento y en un caso más extremo si estas debían ser derrocadas. Fueron muchos los factores que influyeron para la toma de decisión del derrocamiento de estos edificios entre ellos la calidad de materiales implementados, la precariedad y deficiencias en cuanto a diseño y construcción.

Por efectos negativos que produjeron en la costa ecuatoriana y los movimientos telúricos registrados en la ciudad de Quito, se ve la necesidad en el resto del país de concientizar lo que puede suceder si no se empieza a tener un mayor control en la construcción de edificaciones, es necesario además prevenir que los edificios ya construidos colapsen, para lograr este objetivo se recurre al reforzamiento estructural.

En las provincias con mayor desarrollo en el Ecuador a pesar del rol de regulación, seguimiento y control en la construcción proliferan diseños de estructuras con criterio de sismoresistencia fuera de tendencia. Pues, antes de las normas NEC-15; NEC-11; el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2000, existía el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-77 el cual propone un capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismoresistente que en la actualidad se ve que no es suficiente.

Según el portal 80's UIO de El Comercio, el sector norte de la ciudad se desplaza por la modernización de obras y consolida la zona financiera a los sectores de La Mariscal e Iñaquito, la consecuencia de lo dicho, es la construcción de algunos edificios de mediana y gran altura. Según los planos de la edificación en estudio, se puede afirmar que su diseño se basó en el

CEC-77 el cual estuvo en vigencia en la época de su diseño. Por ello se considera importante plantear un reforzamiento estructural para el edificio Silva Núñez.

Una razón más por la que se propone la realización de este proyecto es la alta sismicidad que existe en el lugar donde se localiza la construcción que es el sector de La Carolina como se aprecia en la Figura 1, lo que convierte a la estructura en muy vulnerable ante un nuevo escenario sísmico.



Figura 1 Sismicidad en el Distrito Metropolitano de Quito

Fuente: (Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, 2015)

Entre los beneficios de este estudio se encuentra la mejora del comportamiento del edificio ante un posible evento sísmico que no estaría lejos de ocurrir, con esta prevención se evitaría la pérdida de vidas humanas y daños materiales.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Realizar el análisis sísmico y diseño de la propuesta del sistema de reforzamiento estructural que cumpla con los parámetros de sismoresistencia actuales propuestos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar un análisis sísmico del edificio en sus actuales condiciones.
- Proponer una alternativa de reforzamiento estructural de acuerdo a la evaluación de los resultados obtenidos después del análisis sísmico.
- Plantear el modelo analítico de la estructura reforzada estructuralmente y diseñar sus elementos con la aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.
- Presentar planos de detalle del reforzamiento estructural.

CAPITULO 2

MARCO TEORICO

2.1 Riesgo sísmico

Gran parte del territorio ecuatoriano se encuentra en riesgo por el alto peligro sísmico, el mismo que se define como: la probabilidad de excedencia, dentro de un periodo específico y región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleraciones, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados, según la NEC-15. Este peligro resulta de dos fuentes generadoras de sismos. La primera se trata de la subducción oblicua de la placa de Nazca en la fosa ecuatoriana, de esta manera se produce la separación de la parte sur de la placa continental Caribe, es así como el contacto de la placa Caribe que también se conoce como Andes norte y América del Sur dan origen a la megafalla Guayaquil- Caracas. La segunda fuente se refiere a la acumulación de energía en la Fosa ecuatoriana causada por la rápida subducción de la placa oceánica de Nazca y la Cresta de Carnegie. Acorde a los escenarios sísmicos que vive el país durante toda su historia y a consecuencia de lo anterior explicado surge la necesidad de emprender planes de mitigación de riesgo sísmico.

Las estructuras que han sido construidas antes de la promulgación de las normas de construcción, aquellas que han sido sometidas a ampliaciones y a diferentes tipos de uso que no corresponden al destinado en su diseño, presentan un riesgo sísmico alto siendo necesario por lo tanto una rehabilitación sísmica.

2.2 Rehabilitación sísmica de edificios

Una definición de rehabilitación sísmica de edificios puede ser “la evaluación y el diseño de sistemas de rehabilitación sísmica para mejorar el desempeño sísmico de estructuras existentes en función del cumplimiento de un objetivo de desempeño sísmico” (Ministerio de Desarrollo Urbano y

Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, Peligro sísmico: diseño sísmo resistente, 2015)

2.2.1 Etapas del proceso de rehabilitación

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo dirigido al Riesgo sísmico un plan de rehabilitación debe contener como mínimo los siguientes pasos:

- Definición del objetivo de rehabilitación
- Selección de estrategias de rehabilitación
- Levantamiento de información y ensayos
- Modulación, análisis y criterios de aceptación
- Diseño y rehabilitación
- Objetivos de rehabilitación

2.3 Objetivos de rehabilitación

Corresponde a la elección de uno o varios niveles de desempeño con respecto a los niveles de amenaza sísmica como se presenta en la Figura 2 los mismos que corresponden a probabilidades de excedencia de eventos sísmicos.

En el capítulo de Riesgo Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se define los siguientes objetivos:

- **Estructuras esenciales:** deberán ser rehabilitadas al menos para el objetivo de rehabilitación básico de seguridad (k y p)
- **Estructuras de ocupación especial:** deberán ser rehabilitadas para un objetivo limitado (g y l)

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto

2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

Objetivo Básico de Seguridad	k y p
Objetivos Avanzados	k y m, n, or o p e i ó j k y p y a, b, e, ó f
Objetivos Limitados	m, n, u o sólo k sólo p sólo c, d, g, h, o l sólo

Figura 2 Objetivos de rehabilitación

Fuente: (Ministerio de Desarrollo y Vivienda; Camara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.3.1 Niveles de desempeño

Resulta de la prescripción de un estado límite de daño, considerando los elementos estructurales o no estructurales. Los niveles de desempeño se suele expresar en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995)

La propuesta para obtener el nivel de desempeño en estructuras existentes se basa en los siguientes calificadores:

- 1-A: nivel operacional
- 1-B. nivel de ocupación inmediata
- 3-C: nivel de seguridad de vida
- 5-E: nivel de prevención de colapso

En la Figura 3 se presentan los niveles de desempeño y control de daño para edificaciones.

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Figura 3 Control de daño y niveles de desempeño para edificios

Fuente: (Ministerio de Desarrollo y Vivienda; Camara de la Industria de la Construcción , 2015)

2.3.2 Niveles de amenaza sísmica

Los niveles de amenaza sísmica se enfocan en términos probabilísticos o determinísticos, con respecto a la forma probabilística se los obtiene al especificar un nivel de movimiento que se asocia con una probabilidad de ocurrencia, mientras que los enfoques deterministas, en

términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y que se asocia a una fuente específica. Estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como por ejemplo, la intensidad macrosísmica, aceleraciones pico, espectros de respuesta, etc; que se relacionan con el periodo medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia (SEAOC, 1995)

La propuesta para obtener el nivel de amenaza sísmica se basa en los siguientes calificadores como se muestran en la Figura 4.

Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
2%	2500	0.00040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.01389

Figura 4 Niveles de amenaza sísmica

Fuente: (Ministerio de Desarrollo y Vivienda; Camara de la Industria de la Construcción , 2015)

En base a lo expuesto en los párrafos anteriores, para el diseño de estructuras la Norma Ecuatoriana de la Construcción se dispone los resultados de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, y considera un periodo de retorno de 475 años. En este contexto, al edificio Silva Núñez el objetivo de rehabilitación que le corresponde es de un objetivo limitado de tipo "k". Acorde a la Figura 2 el nivel de desempeño que demanda el edificio en cuestión es nivel de seguridad de vida (3-C). Es decir, ante un evento sísmico la estructura sufrirá algunos daños, tendrá una pérdida de su rigidez original y permitirá considerar un rango de deformaciones considerables antes de que éste colapse.

2.4 Estrategias de rehabilitación

Una vez que se evalúe la estructura mediante los planos conforme ejecución en obra e inspección en situ, la cimentación, componentes estructurales, configuración estructural, etc., deben alcanzar una rehabilitación estructural en base a estrategias con la finalidad de alcanzar el objetivo de desempeño. Los elementos existentes y nuevos que se implementen deben tener compatibilidad con la estructura existente además y se debe diseñar para satisfacer el nivel de amenaza sísmica que establece en el análisis propuesto.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción señala que se puede optar por una o más de las siguientes estrategias de rehabilitación:

- Modulación local de componentes
- Remoción o reducción de irregularidades
- Rigidizamiento global de la estructura
- Reforzamiento global de la estructura
- Reducción de masa
- Aislamiento sísmico
- Incorporación de disipadores de energía

2.5 Levantamiento de información

La información necesaria de la estructura a rehabilitar está en las propiedades mecánicas y geométricas de materiales y secciones respectivamente, aspectos que se recolectará mediante ensayos (destructivos y no destructivos); planos de construcción y post construcción; memorias técnicas de diseño; visitas in situ, entre otras.

2.6 Modelación, análisis y criterios de aceptación

Para realizar el análisis estructural de una edificación, la Norma Ecuatoriana de la Construcción permite usar cuatro procedimientos entre ellos consta el análisis lineal estático, lineal dinámico, no-lineal estático y no- lineal

dinámico, indistintamente a la elección del análisis se requiere de un modelo de la estructura que no es más que la representación de los aspectos funcionales de la geometría del sólido ante su realidad física, es primordial que estos modelos sean consistentes con el análisis propuesto.

Los análisis lineales se basan en principios elástico-lineales de los materiales y equilibrio de la estructura sin sufrir deformación, sin embargo estos métodos no son del todo exactos, esto se debe a que en la realidad una estructura se rige al comportamiento no-lineal. El estudio de estructuras con métodos no-lineales tiene su complejidad tanto en su modulación como en su análisis, pero a cambio predicen una respuesta más exacta al desempeño de la estructura.

2.7 Zona sísmica de diseño

La zonificación sísmica que presenta la NEC-15 se asocia con un estudio de peligro sísmico del 10% de excedencia en 50 años con un periodo de recurrencia de 475 años. Divide al país en seis zonas sísmicas como se muestra en la Figura 5; caracteriza al litoral ecuatoriano como un sector de amenaza sísmica muy alta y al nororiente del país como la de menor peligrosidad.

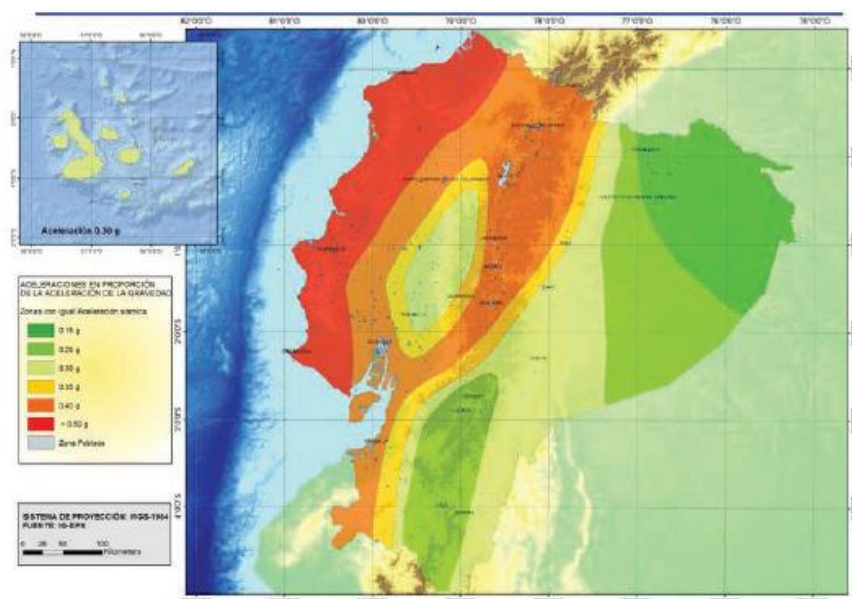


Figura 5 Zonas sísmicas del Ecuador y valor de factor de zona
Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

El factor de zona (Z) se define como la aceleración máxima del suelo en roca esperada para un sismo de diseño, siendo $Z=0.5$ y $Z= 0.15$ para la zona de amenaza sísmica muy alta y de menor peligrosidad respectivamente, en la Figura 6 muestra los seis tipos de zonas sísmicas en las que se clasifica el país con su respectivo factor de zona además de caracterizar el peligro sísmico.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Figura 6 Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.8 Clasificación de perfiles de suelo

El parámetro con el que tipifica el suelo la Norma Ecuatoriana de la Construcción es la velocidad de onda corte a los 30 primeros metros, V_{s30} , de acuerdo a este valor se elige el tipo de perfil de suelo A,B,C,D y E. Un perfil de suelo de tipo A corresponde a una roca no fracturada, es decir un suelo muy bueno, y un tipo E se considera un suelo de poca resistencia, con esta breve descripción el propósito es tener una idea de la clasificación de suelos que se detalla en la Figura 7 y que reporta la NEC-15

Por otra parte, el perfil de suelo tipo F que se considera como suelo muy malo, requiere un estudio sísmico de clasificación en el sitio que permita conocer su comportamiento dinámico y su potencial de licuefacción.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 780$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	780 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Figura 7 Clasificación de perfiles de suelo

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.9 Microzonificación Sísmica de Quito

2.9.1 Introducción

A continuación se detalla una breve reseña histórica de los estudios de Microzonificación Sísmica de Quito, en el año de 1994 se realizó la primera intervención de Microzonificación a cargo de la Escuela Politécnica Nacional, en 1997 el segundo trabajo se desarrolló por el Instituto Francés

de Cooperación, ORSTM en el cual se destaca la obtención de factores de sitio además de frecuencias de vibración de los suelos. Un tercer estudio nuevamente se realizó por la Politécnica Nacional en el 2002, en este trabajo se avanzó notablemente en la clasificación de suelos de acuerdo al CEC-2000. El cuarto estudio lo realizó el grupo consultor ERN, cabe mencionar que este trabajo se utilizó para diseñar los espectros para la NEC-11, y finalmente el quinto estudio se llevó a cabo por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE en colaboración con el Instituto Panamericano de Geografía e Historia, esta ardua labor se completó en los años 2012-2013, el aporte de este estudio son los factores de cercanía, los cuales toman en cuenta las fallas ciegas de Quito y modifican la forma del espectro de diseño.

2.9.2 Importancia de una microzonificación sísmica

En toda normativa sísmica los espectros que se obtienen son a nivel macro. Los coeficientes de amplificación de suelo cumplen con la función específica de:

- F_a Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca
- F_d Amplia las ordenadas de espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca
- F_s Considera el comportamiento no lineal de los suelos, ante eventos sísmicos severos

Éstos son parámetros fundamentales para obtener un espectro de diseño, de ahí parte el interés por obtener estos parámetros al particularizar sus valores para cada sector de Quito. En el último estudio de microzonificación se encuentran factores de sitio para cualquier sector de la ciudad; de igual manera se presentan espectros en los cuales se modificaron las formas espectrales por efecto de la directividad de las ondas sísmicas asociadas a una determinada falla geológica.

En resumen, el contar con estudios de microzonificación permite tener:

- Factores de sitio para cualquier sitio de la ciudad
- Factores de sitio que dependan del periodo de vibración
- Factores de cercanía
- Periodo de vibración del suelo
- Saber si se construye sobre un relleno
- Saber si construye sobre una falla geológica
- Saber si el suelo tiene problemas de licuefacción sísmica
- Saber si la estructura puede se afecta por deslizamientos de masas de suelo
- Saber si el suelo se encuentra en zonas que pueden inundarse
- Mediante extrapolación se puede tener una idea del suelo para un determinado sitio (Roberto Aguiar Falconi, 2013)

Para la elaboración de este trabajo de titulación se usaran los coeficientes de perfil de suelo del último estudio de Microzonificación Sísmica de Quito, publicado en el libro del mismo nombre en el año 2013 por Roberto Aguiar Falconí.

2.10 Espectro elástico de diseño

En la Figura 8 se muestra el espectro de diseño de aceleraciones de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el mismo que considera un 5% de amortiguamiento.

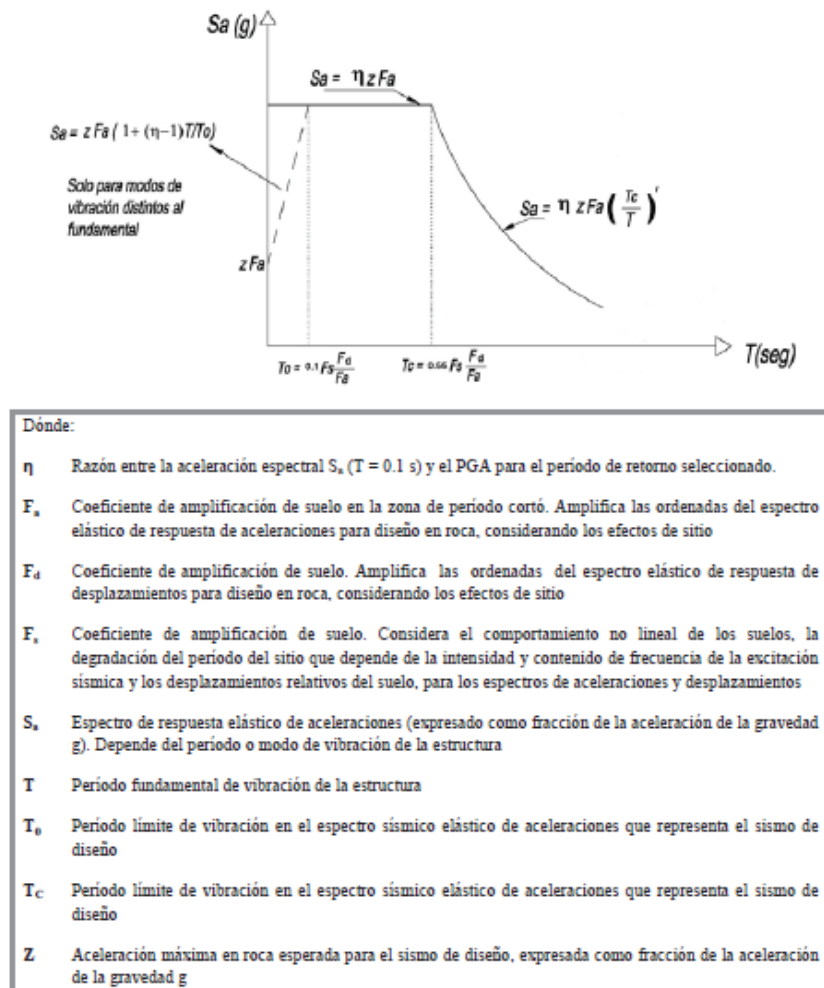


Figura 8 Espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Este espectro se define mediante tres ecuaciones, las mismas que se rigen a un rango de periodos de vibración específicos que serían:

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

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

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

La última ecuación se utiliza para análisis dinámicos y para evaluar los modos de vibración distintos al fundamental.

Donde:

- S_a Es la aceleración del suelo expresado como fracción de la gravedad g
- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
 $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
 $r = 1.5$ para tipo de suelo E.
- T_0 Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que presenta el sismo de diseño
- $$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$
- T Periodo fundamental de vibración de la estructura
- T_c Periodo límite de vibración entre el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- $$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, y se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad g

La relación $\eta = S_a/Z$ tiene diferentes valores y varían de acuerdo la región de Ecuador donde se esté realizando el análisis, este parámetro se lo obtuvo del análisis de las coordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para un periodo de retorno de 475 años y al normalizar la aceleración máxima del suelo Z .

- $\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ Provincias del oriente

2.11 Metodología del diseño sismoresistente

2.11.1 Requisitos mínimos para un diseño sismo resistente

La finalidad de diseñar una estructura sismo resistente implica prevenir daños ante sismos de pequeña magnitud, reducir o minimizar daños ante terremotos moderados y principalmente evitar el colapso instantáneo de los elementos estructurales y no estructurales en movimientos telúricos de gran magnitud.

Para que una estructura se capaz de soportar las sollicitaciones sísmicas, sus elementos deben estar en la capacidad de resistir mínimo las fuerzas impuestas por la norma, tener derivas de piso menores a las permisibles y disipar energía a través de las estrategias de diseño.

2.11.2 Categorización del edificio y coeficiente de importancia I

Una estructura se clasifica de acuerdo a las siguientes categorías, estructuras esenciales, ocupación especial y otras (ver Figura 9). Para cada categoría existe un factor de importancia el cual tiene la finalidad de incrementar la demanda sísmica de diseño, el objetivo de asignar un factor de importancia a las estructuras parte de la idea de mantener operables durante un evento sísmico a edificaciones como hospitales, estación de bomberos etc., este valor varía entre 1 y 1.5.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 9 Categoría de edificios y factor de importancia

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.11.3 Derivas de piso permisible

En la Figura 10 se observan las derivas inelásticas permisibles de acuerdo al NEC-15. La deriva de piso se entiende como la relación entre el desplazamiento relativo del piso superior con respecto al de menor altura (Aguiar Falconí, Dinámica de estructuras con CEINCI-LAB, 2012)

Las derivas máximas inelásticas Δ_M en cada piso deben ser menores a las que la norma preestablece y se calculan con la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_i$$

Donde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

R Factor de reducción sísmica

Δ_i Relación entre el desplazamiento relativo del piso i y la altura de entrepiso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Figura 10 Derivas máximas de piso admisibles

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.12 Configuración estructural

La configuración estructural se conceptualiza como la disposición de los elementos y del sistema de la edificación en forma horizontal y vertical (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016). Las variaciones abruptas de rigidez y resistencia en una edificación traen consecuencias fatales en su desempeño ante acciones sísmicas. Para prevenir irregularidades, desde la etapa de diseño arquitectónico se deben evitar formas estructurales peligrosas sin incumplir el uso o el nivel de sofisticación que se requiera para el edificio. En caso de que no se puedan suprimir las configuraciones estructurales complejas éstas deben ser penalizadas, con el propósito de

tomar como responsables a las irregularidades ante el comportamiento estructural deficiente cuando ocurra un sismo. Así mismo el diseñador a cargo demostrará el correcto desempeño sísmico de su edificación. En la Figura 11 se muestran las configuraciones en planta y elevación que se recomiendan de acuerdo a la NEC-15.

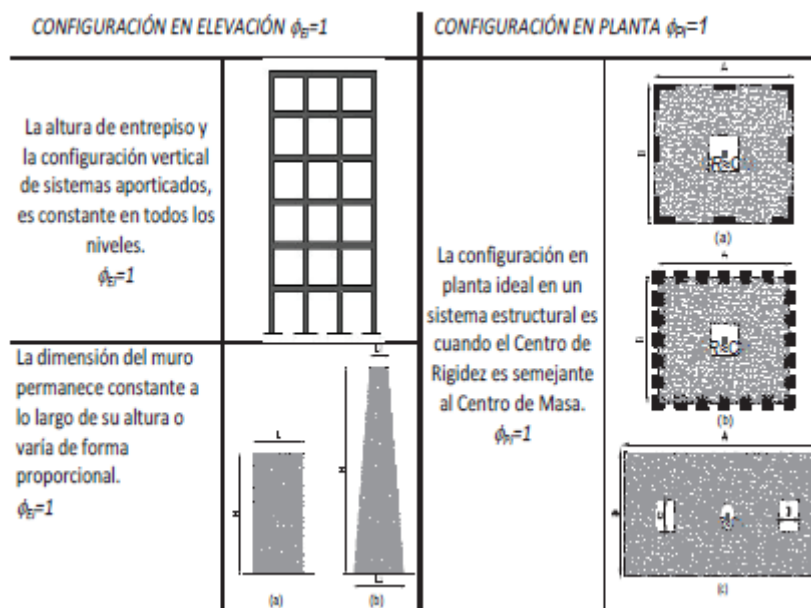


Figura 11 Configuraciones estructurales recomendadas

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.12.1 Configuraciones estructurales irregulares en planta

Se recomienda que la configuración estructural de un edificio tienda a ser regular, y se opte por formas cuadrangulares o rectangulares en planta, de no ser así, a continuación se presentan algunos problemas de irregularidades en planta que se ejemplificarán con casos reales de estructuras que se afectaron en el sismo del pasado 16 de Abril de 2016.

2.12.1.1 Longitud de la edificación

El código NE-SE-VIVIENDA de la Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda que la relación entre el largo y ancho no debe sobrepasar el valor de 4 (ver Figura 12), además, que ninguna de las dos

dimensiones (largo y ancho) exceda los 30 metros. Las consecuencias de una edificación que sobrepase dichos valores es que todos los puntos de la estructura no tendrán la misma repartición de acción sísmica, además se tendrá distinto comportamiento dinámico e inclusive la demanda de resistencia y ductilidad diferenciará. El correctivo para este problema es el uso de juntas constructivas a fine de separar en bloques más pequeños a la estructura.

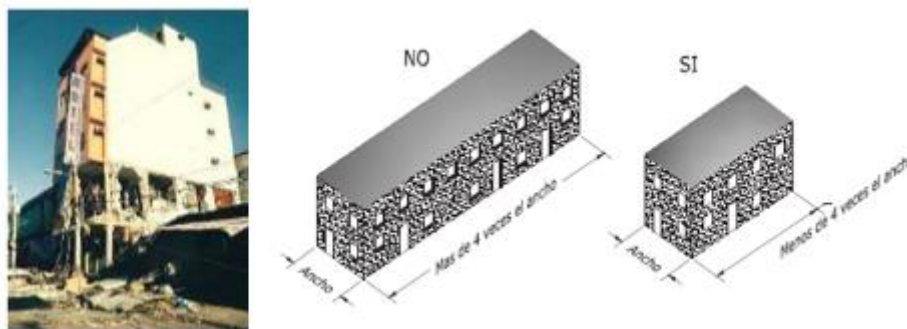


Figura 12 Irregularidad de longitud; relación largo/ancho

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

2.12.1.2 Geometría y disposición de elementos estructurales

Las geometrías en planta que tengan la forma de U, T, O, H y Y son muy típicas en hospitales, bases militares etc., el efecto dañino ante una acción sísmica en estas edificaciones es la concentración de esfuerzos en los quiebres abruptos. Crear juntas sísmicas en los ángulos donde se forman los quiebres es una forma de dar solución a este problema.

Además de los problemas que ya se mencionaron en el capítulo NEC-SE-DS de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se detallan los casos más comunes de irregularidades en planta en la Figura 14; en ella se muestran los coeficientes de configuración estructural, los mismos que tienen el propósito de incrementar el valor del cortante basal de diseño para recompensar el deficiente comportamiento sísmico a causa las irregularidades.

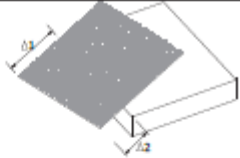
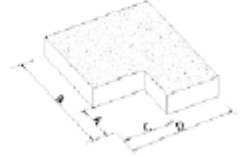
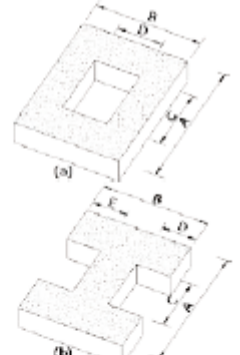
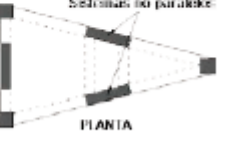
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{T1}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{T2}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{T3}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $(Cx D + CxE) > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{T4}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 13 Coeficiente de irregularidad en planta

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.12.1.3 Cálculo del coeficiente de regularidad en planta

En caso de que la estructura no presente ninguno de los casos de irregularidad en planta expuestos en la Figura 13 este coeficiente asumirá el valor de 1, caso contrario se determinara a partir de las características de regularidad e irregularidad con la siguiente expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

Donde:

- \emptyset_P Coeficiente de regularidad en planta
- \emptyset_{PA} Valor mínimo de \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en caso de las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3
- \emptyset_{PB} Valor mínimo de \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en caso de las regularidades tipo 4
- \emptyset_{Pi} Coeficiente de configuración en planta

2.12.2 Configuraciones estructurales irregulares en elevación

Al igual que en la sección de irregularidad en planta, para la irregularidad en elevación también se ejemplificarán con casos reales de estructuras que fueron afectadas en el sismo del pasado 16 de Abril de 2016.

2.12.2.1 Columnas y/o muros discontinuos

No es recomendable que existan “desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, Peligro sísmico: diseño sísmo resistente, 2015). En la Figura 14 se observa una vivienda que presentó esta problemática y sufrió afectaciones por el sismo de 7.8 grados de magnitud en 2016.

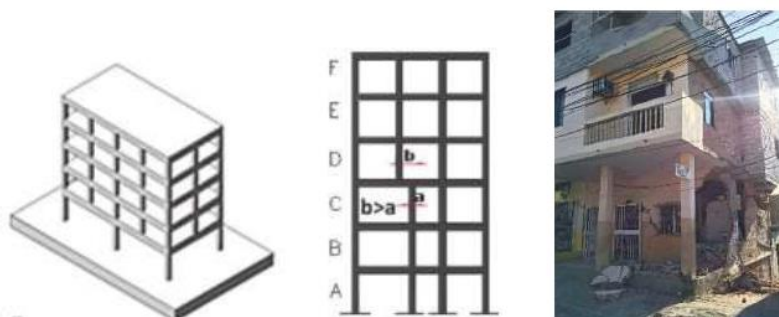


Figura 14 Ejes verticales discontinuos

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

En caso de que existan muros, mampostería portante o elementos similares, éstos deben contar con su propia cimentación y han de mantener continuidad a lo largo de la altura de la estructura caso contrario no se consideran como elementos sismo resistentes (ver Figura 15).

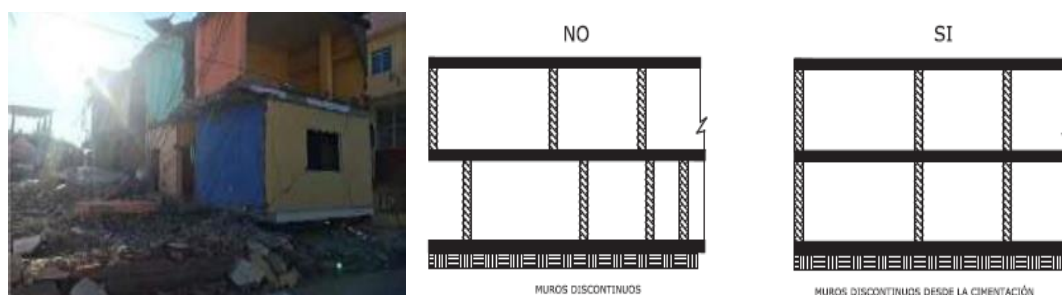


Figura 15 Continuidad de muros o mampostería portante

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

2.12.2.2 Piso débil- discontinuidad en la resistencia

Se estima que para descartar este problema la resistencia de los componentes estructurales de un piso no debe ser menor a 70% en comparación con la resistencia de los elementos del piso que lo prosigue. En la Figura 16 se aprecia como en los pisos de menor rigidez se concentraron los esfuerzos e hicieron que estos colapsen en el terremoto.



Figura 16 Discontinuidad de resistencia

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

2.12.2.3 Columna corta

De acuerdo con Beuperthuy y Urich (2009) “El Efecto de Columna corta consiste en una restricción parcial del desplazamiento lateral del cuerpo de una columna, que obliga a concentrar toda la demanda de deformaciones y tensiones en su porción libre” (p. 2).

El colapso de las edificaciones ante solicitaciones horizontales se sustenta en la concentración de tensiones cortantes muy altas en esa porción libre.

Los casos de columnas cortas se encuentran presentes en:

- Edificaciones cimentados en terrenos con pendientes pronunciadas como se aprecia en la Figura 17

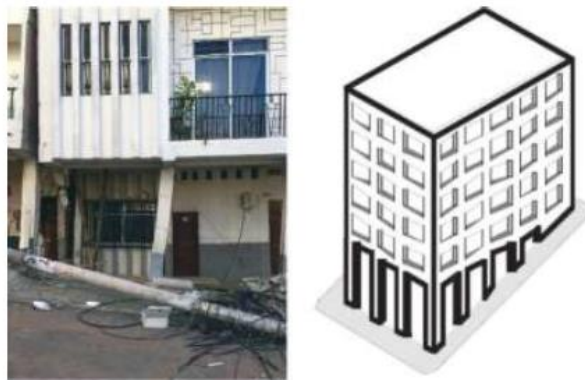


Figura 17 Columna corta en terreno inclinado

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

- Cuando las paredes no alcanzan toda la altura del entrepiso y dejan espacio para la colocación de ventanas. Este tipo de columnas cortas es típico en edificios de escuelas como se muestra en la Figura 18.



Figura 18 Columna corta debido a confinamiento por mampostería

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

- Losas intermedias

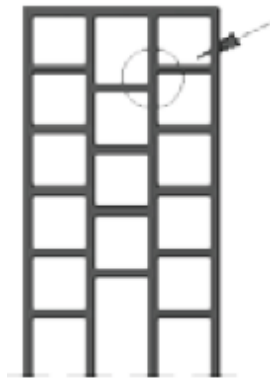


Figura 19 Efecto de columna corta en losas intermedias

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

De igual manera, el código NEC-SE-DS indica tres tipos de irregularidades en elevación adicionales a las que se mencionaron, la Figura 20 muestra los coeficientes de penalización en caso de que la edificación tenga en su diseño este tipo de irregularidades.

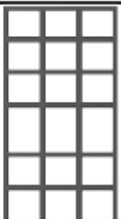
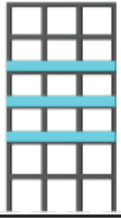

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_T=0.9$ Rigidez $K_i < 0.70$ Rigidez K_0 Rigidez $< 0.80 \frac{(K_{i-1} + K_i + K_{i+1})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_T=0.9$ $m_i > 1.50 m_i$ ó $m_i > 1.50 m_i$</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>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_T=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Figura 20 Coeficientes de irregularidad en elevación

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.12.2.4 Cálculo de regularidad en elevación

En caso de que la estructura no presente ninguno de los casos anteriores de irregularidad en elevación además de los que plantea la Tabla 9 este coeficiente asumirá el valor de 1, caso contrario se determinará a partir de las características de regularidad e irregularidad en elevación con la siguiente expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

Donde:

- ϕ_E Coeficiente de regularidad en elevación
- ϕ_{EA} Valor mínimo de ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidad de tipo 1 de la Figura 20; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula con el mínimo valor expresado para la irregularidad tipo 1
- ϕ_{EB} Valor mínimo de ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en caso de las irregularidades tipo 1 de la Figura 20; ϕ_{Ei} en cada piso se

calcula como el mínimo valor expresado para la irregularidad tipo 2 y/o 3

ϕ_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación

2.13 Factor de Reducción Sísmica

El factor de reducción sísmica o también conocido como factor de disipación de energía es un valor que minimiza la acción sísmica, e incursionan en el rango inelástico a la superestructura. La cuantificación de dicho factor se relaciona con la lección de desempeños de estructuras ante sismos pasados, sustentos teóricos y experimentaciones. La ecuación más utilizada para determinar este factor es el producto de tres factores independientes. R_μ es el factor de reducción de resistencia por ductilidad; R_Ω es el factor de sobre resistencia y R_R es el factor de redundancia.

$$R = R_\mu R_\Omega R_R$$

Se debe tener presente que se puede hacer uso de este factor siempre y cuando exista la filosofía de diseñar una estructura y sus conexiones en base a mecanismos de falla, donde intencionalmente se concentre el daño, es decir los sitios que actúan como rotulas plásticas.

La NEC-15 establece valores de R como se aprecia en Figura 21 y 22 donde se indican los valores recomendados de acuerdo a la tipología estructural

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Figura 21 Factor R para sistemas estructurales dúctiles

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Figura 22 Factor R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.14 Carga sísmica reactiva (W)

En el código de la NEC-SE-DS en la sección 6.1.7, la carga sísmica reactiva W para casos generales es igual a la carga muerta total de la estructura, es decir el peso propio de elementos estructurales como losas, vigas y columnas más la sobrecarga adicional como el peso de paredes, recubrimientos y acabados. Para casos especiales como bodegas y almacenaje se debe adicionar a lo explicado en contexto el 25 por ciento de la carga viva.

2.15 Cálculo de periodo de vibración T

Se puede determinar el periodo de vibración de una estructura de forma aproximada con la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

- C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio
- h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros
- T Periodo de vibración

El coeficiente C_t está ligado al tipo de edificación (ver Figura 23). Por otro lado el superíndice α toma el valor de 1 cuando son estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural, caso contrario estos parámetros tomarán los valores que se muestran en la Figura 23.

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Figura 23 Valores de C_t según el tipo de estructuras

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.16 Cálculo del cortante basal V

Este cálculo permite determinar la fuerza lateral total que simula el sismo en una dirección específica y que se localiza en la base de la estructura, la que posteriormente será distribuida a lo largo de toda la altura del edificio. Se la obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I S_a (T_a)}{R \phi_P \phi_E} \times W$$

Donde:

$S_a (T_a)$	Espectro de diseño de aceleración
$\phi_P \phi_E$	Coefficientes de configuración en planta y elevación
I	Coefficiente de importancia
R	Factor de reducción sísmica
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga reactiva
T_a	Periodo de vibración

2.17 Alternativas de reforzamiento para estructuras de hormigón armado

Se conoce que aproximadamente hace 40 años Ecuador consolidó los códigos de construcción donde se describen procesos para la estimación de fuerzas laterales y requisitos de diseño sísmico. Se deja en claro que se

necesita mayor rigurosidad al aplicar los principios de sismo resistencia y esclarecer los conocimientos de ingeniería sísmica actuales en el mundo, ya que a los eventos catastróficos que sucedieron en este lapso de tiempo así lo demuestran. Estos sucesos dan como resultado la formulación de la norma que actualmente está en vigencia la NEC-15.

Con el propósito de salvaguardar las estructuras existentes es razonable considerar una rehabilitación en los edificios que se construyeron durante la transición en que los códigos se sometieron a modificaciones más rigurosas que las de sus predecesoras. Hoy en día se plantean varias técnicas de reforzamiento, todas ellas se basan en sustentaciones con modelos teóricos y experimentaciones exitosas, que ponen en conocimiento al mundo ingenieril las alternativas expuestas como una solución a las patologías de una edificación afectada, ya sea por sismos, cambio de uso de la estructura, fallas constructivas, precariedad de materiales o errores de diseño. Éstas son capaces de recuperar la resistencia de manera global y específica de los elementos estructurales una vez que se refuercen.

2.17.1 Reforzamiento con fibras de carbono (CFRP)

El sistema de refuerzo con CFRP tiene una gran acogida y se debe a varios factores entre ellos su resistencia, la cual es mayor que la del acero (35.500 kg/cm² vs.4200 kg/cm²), el incremento de capacidad a flexión, su bajo peso, permite una buena maleabilidad en su instalación, resistencia ante agentes externos como la corrosión, a radiaciones ultravioletas y componentes químicos dañinos.

Este material se obtiene de calentar sucesivamente el polímero poliacrilonitrilo hasta temperaturas de 1500°C, que da como resultado cintas alineadas de casi puro carbono, de ahí su nombre fibras de carbono.

Las fibras se usan específicamente para solventar problemas locales y específicos de elementos estructurales, sin embargo no garantiza solucionar

problemas como exceso de derivas, torsión en planta entre otras que afecten de manera global a la estructura. Las fibras de carbono de acuerdo como se coloquen en los elementos estructurales tienden a resolver la deficiencia de esfuerzos que producen las solicitaciones en la estructura; por ejemplo para enmendar problemas de flexión en vigas basta colocar pletinas en sentido longitudinal; para el corte, la fibra se deberá colocar de forma envolvente y tomar la forma de un estribo o semejante a una “U”, y finalmente si el problema es la torsión conviene colocar la fibra en las caras laterales de la viga a un ángulo de 45°. En las Figuras 24, 25 y 26 se aprecian cada uno de los tres usos de CFRP.



Figura 24 Refuerzo a flexión en vigas con CFRP

Fuente: (Sika, 2010)



Figura 25 Refuerzo a corte de vigas con CFRP

Fuente: (Sika, 2010)



Figura 26 Refuerzo a torsión en vigas con CFRP

Fuente: (Sika, 2010)

2.17.2 Refuerzo con diagonales rigidizadoras

Si bien el uso de dispositivos como aisladores de base o disipadores de energía contrarresta considerablemente los daños que puedan causar a un edificio ante la acción de un terremoto, se debe considerar el elevado costo de estos equipos resultando difícil su adquisición. Por lo tanto, conviene soluciones prácticas para la rehabilitación de estructuras en zonas de alta actividad sísmica, de ahí que el reforzamiento con diagonales de acero es una favorable opción. Al incluir diagonales de acero a pórticos de hormigón da paso a un sistema estructural combinado siendo capaz de aumentar la rigidez, resistencia y disipación de energía.

Esta alternativa mejora el comportamiento global de la estructura disminuyendo derivas de piso y solventando problemas de torsión en planta, al poner en práctica dicha opción como refuerzo no debe ser menospreciable el chequeo del pandeo que dan a lugar estos elementos a consecuencia de trabajar a compresión debido a la fuerza axial que resisten.



Figura 27 Estructuras reforzadas con diagonales de acero

Fuente (Rendón, 2010)

2.17.3 Muros de corte

El implemento de muros de corte para rehabilitar una estructura es la primera idea que surge, pues estos elementos además de soportar cargas verticales, frente a un sismo son capaces de tolerar efectos de tracción y compresión. La disposición de estos elementos llamados también diafragmas juega un papel importante en el comportamiento global de la estructura, pues la ubicación errónea de estos elementos rigidizadores conllevaría a que la estructura tenga problemas de torsión, fenómeno que surge al no coincidir el centro de masas con el de rigideces.

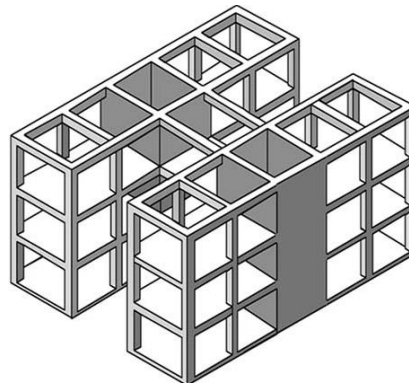


Figura 28 Muros de corte

Fuente: (https://www.google.com.ec/search?dcr=0&biw=1366&bih=662&tbm=isch&sa=1&ei=2AH2WeaLElvNjwSw6LSgCg&q=edificios+con+diagramas+&oq=edificios+con+diagramas+&gs_l=psy-ab.3...44896.46688.0.46872.11.8.0.0.0.0.0.0.0...0...1.1.64.psy-ab..11.0.0...0._opjsEQsw8Y#imgdii=5zIre84eQtIBjM:&imgsrc=Id_f6Jhe-42c5M:)

CAPITULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO EDIFICIO SILVA NÚÑEZ

3.1 Introducción

El uso de un programa de cálculo es una herramienta auxiliar que permite dinamizar el análisis estático y dinámico de las estructuras, el buen uso de este avance tecnológico en conjunto con el conocimiento teórico permite la correcta interpretación de resultados que reporta el software.

La elaboración del modelo matemático del edificio Silva Núñez se realiza en el programa comercial de cálculo Etabs versión 16.0.3, dicho modelo se basa en las generalidades de la modelación estructural que tiene por dictamen la Norma Ecuatoriana de la Construcción es decir la inclusión de todos los elementos del sistema estructural resistente además de la distribución espacial de masa y rigidez. La información de configuración geométrica y elementos estructurales del edificio se recaba de los planos arquitectónicos y estructurales.

En este capítulo se realiza el análisis sísmico de la estructura, en el cual se pretende determinar el comportamiento del edificio en su actual condición estructural ante los requerimientos de sismoresistencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

3.2 Ubicación

El edificio en estudio se ubica en la ciudad de Quito provincia de Pichincha, en el sector norte, en la avenida Naciones Unidad y Shyris esquina, sus coordenadas UTM son Este 502102.98, Norte 9980518.23. En la Figura 29 se muestra la ubicación del edificio.

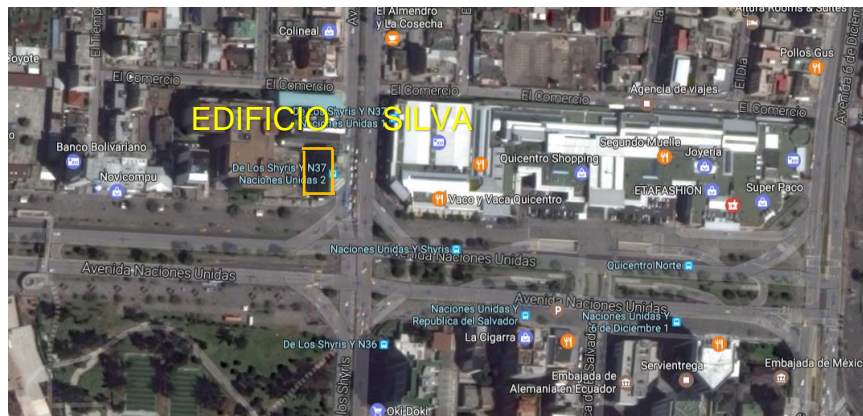


Figura 29 Ubicación Edificio Silva Núñez
Fuente: (Google Maps, 2017)

3.3 Características generales del edificio

El edificio Silva Núñez con 5234 metros cuadrados de construcción se distribuye en dos subsuelos para uso como estacionamiento de vehículos, planta baja como zona comercial y mezanine, ocho plantas tipo para uso de oficinas; además de una planta destinada para cuarto de máquinas del ascensor y losa cubre gradas.



Figura 30 Fachada Edificio Silva Núñez
Fuente: (Google Maps, 2017)

La altura de entre piso para subsuelos y planta tipo son 3.60 y 2.88 metros respectivamente. Con frente aproximado de 38 metros hacia la avenida de los Shyris y 20 metros hacia la avenida de las Naciones Unidas se levanta la estructura desde el nivel -6.48 metros bajo el calzada (nivel \pm 0.00), hasta el nivel +27.36 metros sobre de la misma. La estructura se alinea a 10 ejes en sentido "Y" y 7 en sentido "X" tiene una superficie de 425,80 metros cuadrados en cada planta tipo y alrededor de 720 metros cuadrados en los subsuelos.

Los elementos no estructurales del edificio son paredes interiores de bloque, para separar ambientes se utilizan paredes livianas, por ejemplo tabiques de madera. Por último su fachada tiene el sistema de Curtain Wall, es decir una fachada autoportante con características de peso ligero y acristalado de vidrio gris, como se visualiza en la Figura 30.

3.3.1 Descripción estructural

La estructura es íntegramente de hormigón armado. En los planos estructurales y en la visita al edificio se pudo constatar que los elementos estructurales que conforman el edificio son:

- Losas unidireccionales alivianadas
- Vigas descolgadas
- Columnas cuadradas, rectangulares y circulares
- Muros de sótano
- Muros de corte
- Vigas de cimentación

De acuerdo a su composición estructural se deduce que el sistema constructivo para el edificio Silva Núñez pertenece al grupo de sistemas duales dúctiles, sistema que tiene la característica de implementación de pórticos con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado.

3.3.1.1 Cimentación

La cimentación del edificio está constituida por vigas de cimentación en su mayoría y zapatas aisladas

3.3.1.2 Muros de sótano

El edificio tiene dos subsuelos, con la presencia de muros perimetrales de 30 centímetros de espesor según muestra los planos estructurales.

3.3.1.3 Losa

De acuerdo a planos estructurales, todas las losas del Edificio Silva Núñez son unidireccionales con espesor 25 centímetros, su alivianamiento consta de casetones de dimensiones 1.80x0.40x0.20 metros y loseta de compresión de 5 centímetros.

3.3.1.4 Vigas

Las vigas de la estructura son peraltadas donde prevalece la sección 40x50, entre otras medidas se tiene: 30x50, 20x35 (vigas de borde).

3.3.1.5 Columnas

Las columnas de la estructura tienen diferentes geometrías como: rectangulares, cuadradas y circulares, las mismas que varían de sección geométrica y cuantía de acero, pues disponen de mayores valores en los pisos inferiores y se reduce en los pisos superiores. El anexo 1 muestra un resumen de las secciones de columnas existentes del edificio Silva Núñez, se nota que ciertas columnas nacen de los entrepisos, es decir no tiene cimentación, esta patología recae en una deficiencia para la estructura, pues las carga que soportan estos pilares no tiene un lugar fijo donde descargar.

3.3.1.6 Muros de corte

Para el encajonamiento del ascensor y gradas la estructura tiene muros de corte de 20 y 30 centímetros respectivamente, es importante mencionar que la continuidad del muro de las gradas en el sentido X se ve interrumpida

desde el nivel +7.20. La Figura 31 muestra la ubicación y características geométricas de los muros existentes en el edificio Silva Niñez

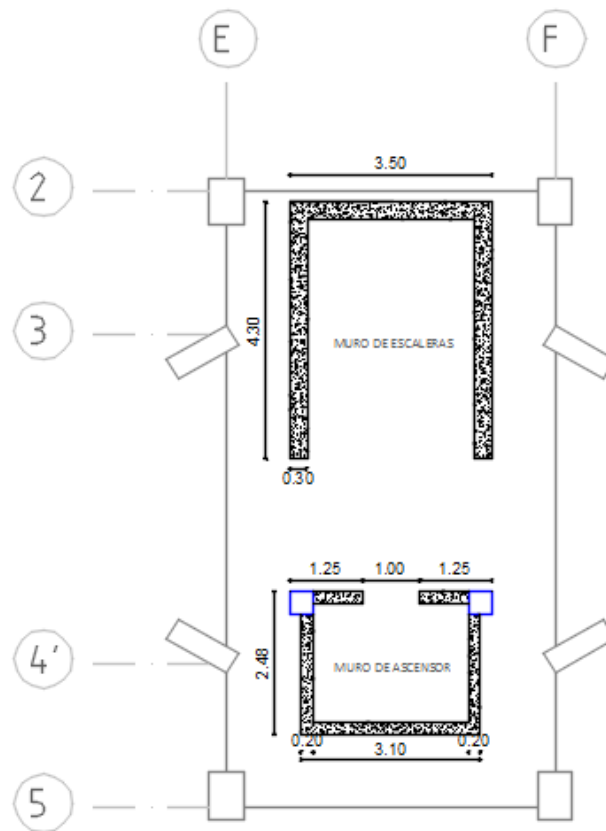


Figura 31 Vista en planta de ubicación de muros existentes en el Edificio Silva Núñez

3.3.2 Declaración de materiales

3.3.2.1 Propiedades del hormigón

Para obtener las propiedades mecánicas del hormigón armado, Tabla 1, la resistencia a la compresión es el parámetro del cual se derivan todas características que definen a este material. En función a las especificaciones de los planos estructurales la resistencia a la compresión del hormigón tiene un valor de $210 \frac{Kg}{cm^2}$, valor que será considerado para la realización del modelo matemático de la estructura.

Tabla 1
Propiedades mecánicas del hormigón

PROPIEDADES	SIMBOLOGÍA	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la compresión	f'_c	210	Kg/cm ²
Peso específico	γ_s	2,4	T/m ³
Módulo de elasticidad	E_h	195633,586	Kg/cm ²
Módulo de Poisson	μ	0,2	
Módulo de corte	G	81513,99	Kg/cm ²

3.3.2.2 Propiedades acero

El acero consiste de varillas corrugadas, las mismas que sirven de refuerzo para vigas, columnas, muros etc., y tiene las propiedades se reflejan en la Tabla 2.

Tabla 2
Propiedades mecánicas del acero

PROPIEDADES	SIMBOLOGÍA	VALOR	UNIDAD
Resistencia a la fluencia	F_y	4200	Kg/cm ²
Peso específico	γ_s	7,85	T/m ³
Módulo de elasticidad	E_s	2000000	Kg/cm ²
Módulo de Poisson	μ	0,30	
Módulo de corte	G	769230,77	Kg/cm ²

3.3.3 Análisis de cargas

3.3.3.1 Carga muerta

Carga muerta se considera al peso propio que generan todos los elementos estructurales como: peso de losa, vigas, columnas, muros etc. En el modelo matemático que se realiza en el software de cálculo Etabs 2016, se aclara que el usuario deja que la carga muerta calcule automáticamente el programa.

3.3.3.2 Sobrecarga

La sobrecarga que se asigna al edificio depende del tipo de ocupación al que este destinado el inmueble, en el caso particular, el edificio Silva Núñez afrontara una sobrecarga debido a elementos no estructurales como: paredes, tabiques, instalaciones eléctricas y sanitarias. En la Tabla 3 se desglosa la sobrecarga que se asigna para cada planta de la estructura.

Tabla 3
Sobrecarga para el Edificio Silva Núñez

NIVEL (m)	ELEMENTOS	CARGA (T/m ²)	Total (T/m ²)
-2,88	Masillado	0,04	0,10
	Enlucido	0,04	
	Instalaciones	0,02	
±0.00 / +0.72	Masillado	0,04	0,24
	Enlucido	0,04	
	Instalaciones	0,02	
	Paredes	0,10	
	Acabados	0,04	
+4.32	Masillado	0,04	0,25
+7.20	Enlucido	0,04	
+10.08	Instalaciones	0,01	
+12,96	Paredes	0,10	
+15.84	Acabados	0,04	
+18.72	Divisiones interiores	0,02	
+21.60			
+24.36			
+27.36			

3.3.3.3 Carga viva

Se considera la carga viva como aquella sobrecarga que no tiene carácter permanente y depende del uso u ocupación a la que está destinada la estructura. Está conformada por el peso de las personas, mobiliario, equipos y mercaderías. En la Tabla 4 se muestran los valores de carga viva asignada al edificio Silva Núñez.

Tabla 4
Carga viva para el Edificio Silva Núñez

Ocupación o Uso	Carga uniforme (T/m ²)
Oficinas	0,24
Estacionamiento	0,50
Cubierta	0,10

3.3.3.4 Carga sísmica

El cálculo de las fuerzas horizontales que representa la carga sísmica se realiza en base al método de obtención del cortante basal, este procedimiento comienza con obtener la carga reactiva, la misma que a su vez se determina como el 100% de la carga muerta para después ser multiplicado por el coeficiente sísmico, valor que se obtiene según la NEC-15 en el capítulo de Peligro sísmico.

3.4 Definición y cálculo de parámetros para la obtención del espectro de diseño y cortante basal

3.4.1 Tipo de suelo

Se toma como guía la clasificación de suelos realizada por la Escuela Politécnica Nacional en 1994, con él se pretende determinar el tipo de suelo en el que se cimienta el edificio en estudio, la zona de referencia es el sector de la Carolina (se simboliza L4) como se ilustra en Figura 16, en el cual se reportan depósitos lacustres. La debilidad en este trabajo resulta en la falta de obtención de datos a mayores profundidades, sin embargo para proyectos estructurales es aceptable estudios geotécnicos en los doce primeros metros de profundidad, de ahí que se toman estos valores como referencia.

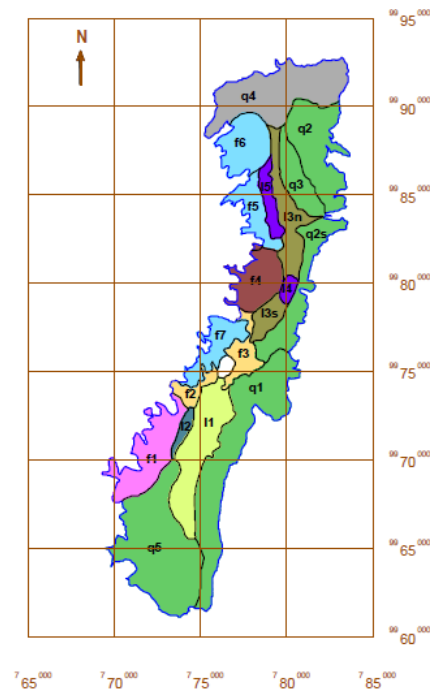


Figura 32 Zonas de suelo similares

Fuente: (Roberto Aguiar Falconi, 2013)

En la Figura 33 se muestran los valores obtenidos para los 5, 10 y 15 metros en la zona de la Carolina. En los primeros metros las velocidades de onda de corte son bajas, pero conforme aumenta la profundidad ésta va aumentando.

Zona	V _{s5} [m/s]	V _{s10} [m/s]	V _{s15} [m/s]	V _{s20} [m/s]	V _{s25} [m/s]
F1	302.00	303.11	337.75		
F2	243.00	251.16	279.31	304.23	323.35
F3	194.00	219.65	241.18	264.81	
F4	280.47	329.73			
F5	302.95	345.43			
F6	294.43	318.98	334.54		
F7	295.54				
L1	216.00	255.61	257.75	284.98	310.19
L2	266.19	280.80	292.38	325.27	348.82
L3	216.48	246.13	267.36	288.84	308.51
L4	226.00	261.60	298.02		
L5	230.02	271.00			
Q1	240.00	284.75	302.23	317.17	334.98
Q2n	344.99	344.73			
Q2s	344.99	344.73	366.38	378.26	
Q3	221.22	266.24	303.07		
Q4	313.24				
Q5	302.00	332.96	327.99	329.64	346.04

Figura 33 Velocidad de onda de corte a distintas profundidades

Fuente: (Roberto Aguiar Falconi, 2013)

En el año de 2002 el trabajo de Valverde et al., que toma como respaldo investigaciones realizadas la EPN en 1994, realizó estudios complementarios como la obtención de espectros de respuesta elásticos. En la Figura 34 se muestra que el sector de referencia, La Carolina, está en la zona de tipo suelo S2 (suelo con depósitos lacustres, laharcicos y canguahas) de acuerdo a la clasificación de suelos de Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2000).

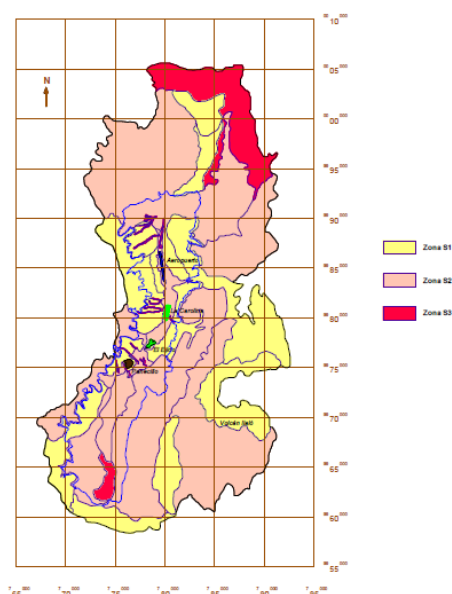


Figura 34 Clasificación de los suelos de Quito

Fuente: (Roberto Aguiar Falconi, 2013)

El punto de mayor relevancia que percibe la autora de este trabajo son los 20 sondeos realizados a lo largo de la ruta del metro de Quito en el 2012, donde se obtuvieron los valores de velocidad de onda de corte a los 30 primeros metros de profundidad, de acuerdo al parámetro V_{s30} se clasificó los suelos mediante el Código Internacional de Construcción con sus siglas en inglés (IBC), y dio como resultado que la mayoría del territorio de la ciudad tiene un tipo de suelo D como se aprecia en la Figura 35, incluso la zona de referencia que se tomó.

Con los resultados de los diferentes estudios geotécnicos citados en los apartados anteriores se concluye que el tipo de suelo que predomina en

la zona de estudio es el tipo “D”, de acuerdo a la clasificación de suelos que hace la NEC-15 en el capítulo de Peligro Sísmico.

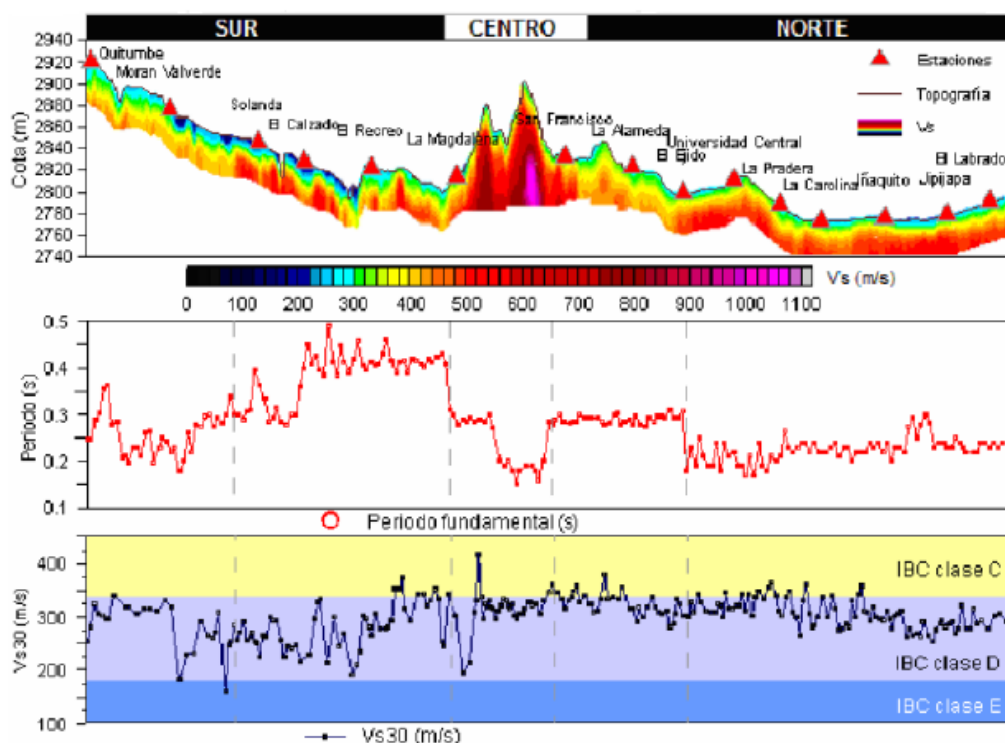


Figura 35 Velocidad de onda de corte y periodos de vibración

Fuente: (Roberto Aguiar Falconi, 2013)

3.4.2 Factor de zona Z y n

El sitio donde está construida la estructura define el valor del factor Z, de acuerdo al mapa de zonas sísmicas de la NEC-15, Quito, ciudad donde está ubicado el edificio en estudio, se encuentra en la zona sísmica V caracterizado por una alta peligrosidad sísmica, por lo tanto el valor correspondiente del factor Z es 0.4.

Por otro lado el valor adoptado de la relación entre la aceleración espectral y el PGA, η , será 2.48, valor preestablecido para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

3.4.3 Coeficientes de amplificación de suelos

En vista de que la NEC-15 permite utilizar los coeficientes de amplificación de suelo (F_a, F_d, F_s), de estudios de microzonificación sísmica

realizados para una determinada región del país, en este caso la ciudad de Quito. Para el presente trabajo se hace una comparación de los factores de amplificación publicados en la Microzonificación Sísmica de Quito y los que proponen la NEC-15, para determinar con cuál de las combinaciones se obtiene una mayor aceleración espectral (es decir, la situación más crítica).

La Figura 36 representa la interfaz del programa MISOZIQ V2.0, donde al elegir la zona, sector y barrio del sitio de interés, el programa reporta los factores de amplificación de suelo. En el caso particular del Edificio Silva Núñez los datos ingresados son:

Zona: Centro norte

Sector: 36

Barrio: Batan bajo

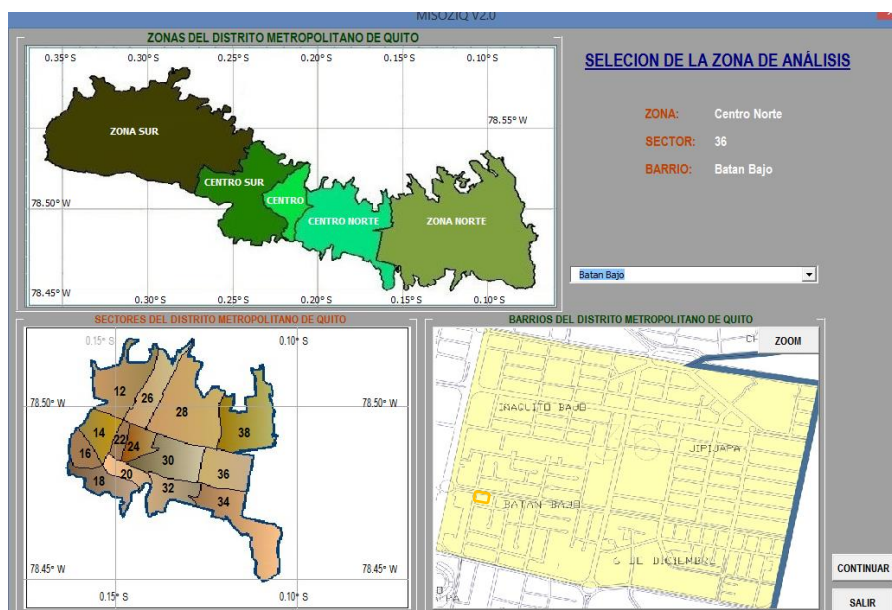


Figura 36 Interfaz MIZOSIQ V2.0

Fuente: (Aguiar & Astudillo, 2013)

Se obtiene como resultado, los factores de amplificación de suelo que se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5
Coefficientes de amplificación de suelos según MIZOSIQ V2.0

Barrio	Sector	Zona	Fa	Fd	Fs
Batan Bajo	Sector 36	Centro norte	1,255	1,105	1,225

Fuente: (Aguiar & Astudillo, 2013)

Los valores de amplificación del suelo que se propone en la sección 3.2.2 del código NEC-SE-DS de acuerdo a la clasificación del suelo y zona sísmica se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6
Coefficientes de amplificación de suelos según NEC-15

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica	Fa	Fd	Fs
D	V	1,20	1,19	1,28

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, Peligro sísmico: diseño sísmo resistente, 2015)

3.4.4 Periodo de vibración de la estructura

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC-SE-DS en sección 6.3.3, propone la siguiente ecuación empírica para el cálculo del periodo fundamental de la estructura.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

La expresión se encuentra sujeta a parámetros que obedecen a características propias de la estructura como, el coeficiente C_t que depende del tipo de estructura; h_n la altura de la edificación medida desde la base. Para definir estos parámetros, se considera que el edificio en estudio pertenece al tipo de estructura con pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales, además de tomar como altura referente la medida

desde el nivel ± 0.00 a $+27.36$, se desprecia la altura donde se encuentra la losa que funciona correspondiente a tapa grada

3.4.5 Irregularidad en planta

A pesar de que la estructura tiene la mayoría de sus ejes estructurales ortogonales entre sí, existen ciertos ejes no paralelos, esto se debe a que la configuración geométrica en planta, que está compuesta por una parte rectangular y un cuarto de circunferencia.

Por la descripción en planta que tiene la estructura, se hace merecedora a la penalización de irregularidad en planta Tipo 4 que describe el código NEC-SE.DS en la sección 5.2.3 "Ejes estructurales no paralelos". De ahí que el coeficiente de regularidad en planta, ϕ_P , para el edificio Silva Núñez toma el valor de 0.9.

3.4.6 Irregularidad en elevación

La estructura en estudio es regular en elevación, entonces el coeficiente de regularidad en elevación, ϕ_E , se toma como 1

3.4.7 Factor de reducción sísmica R y de importancia I

El edificio Silva Núñez pertenece a un sistema estructural dúctil con pórticos especiales sismo resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales, descripción tomada de la tabla de coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles en la sección 6.3.4 del código NEC-SE-DS. Para este sistema dual el valor recomendado de R es 8, sin embargo para la obtención del espectro inelástico se opta un valor de R igual a 7, con el objetivo de hacer que el modelo se afecte en mayor medida por el sismo.

Con respecto al factor de importancia la estructura en análisis no recae en la categoría de edificaciones esenciales ni de ocupación especial, por lo tanto el factor de importancia utilizado se toma como 1.

3.4.8 Comparación de espectros

Una vez definidos todos los parámetros y con el uso de los coeficientes de amplificación de suelos de acuerdo a la NEC-15 y la Microzonificación Sísmica de Quito, con la finalidad de calcular el espectro de diseño y cortante basal se presenta en la Tabla 7 y 8 con el resumen de los valores que se utilizan y de los resultados que se obtienen.

Tabla 7
Parámetros del espectro elástico de acuerdo a la NEC

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Tipo de perfil de suelo	D	ϕP	0,90
Factor de zona	V	ϕE	1,00
Fa	1,20	Ct	0,06
Fd	1,19	α	0,75
Fs	1,28	R	7,00
η	2,28	hn	27,36
r	1,00	T	0,66
To	0,13	Sa	1,19
Tc	0,70	V (%)	0,189 W
I	1,00		

Tabla 8
Parámetros del espectro elástico de acuerdo a la Microzonificación Sísmica

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Tipo de perfil de suelo	D	ϕP	0,90
Factor de zona	V	ϕE	1,00
Fa	1,255	Ct	0,06
Fd	1,105	α	0,75
Fs	1,255	R	7,00
η	2,28	hn	27,36
r	1,00	T	0,66
To	0,10	Sa	1,07
Tc	0,56	V (%)	0,169 W
I	1,00		

Del análisis de las dos tablas anteriores se concluye que al utilizar como parámetros los coeficientes de amplificación de suelos para el cálculo del espectro de diseño, los valores establecidos en la NEC-15 reportan una

mayor aceleración espectral y por ende mayor porcentaje de cortante basal en comparación con el de los coeficientes establecidos por la Microzonificación sísmica de Quito. Por medio de este criterio se decide realizar el análisis sísmico de la estructura con el caso más crítico de aceleración espectral.

En la Figura 37 se muestra una representación gráfica del espectro de diseño elástico e inelástico calculado, es decir el espectro de la NEC-15.

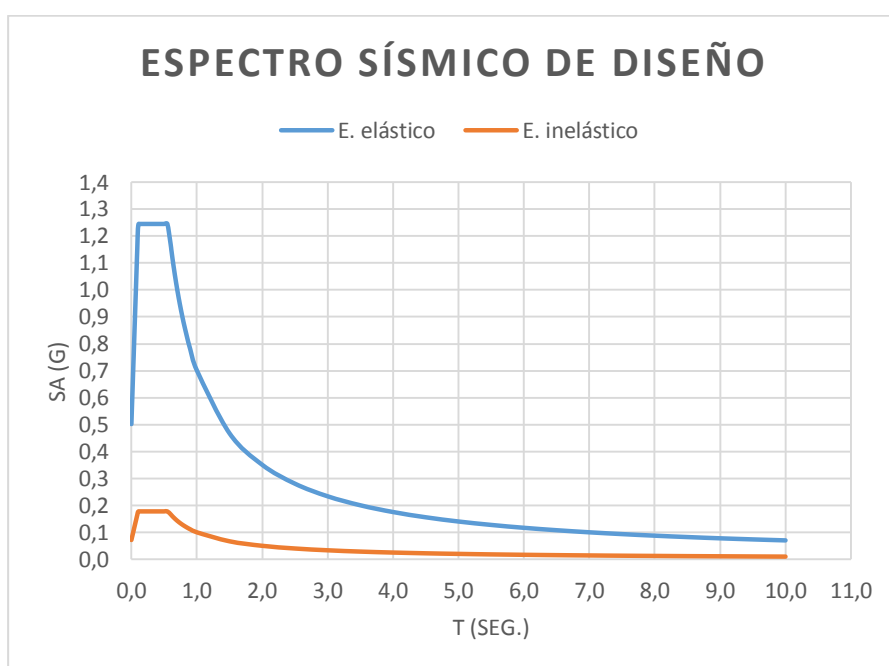


Figura 37 Espectro de diseño elástico e inelástico

3.5 Modelo matemático del Edificio Silva Núñez

El modelo del edificio se elaboró con las propiedades de los materiales y secciones determinados en los planos estructurales. En la Figura 19 se aprecia el modelo en tercera dimensión elaborado en el programa Etabs.

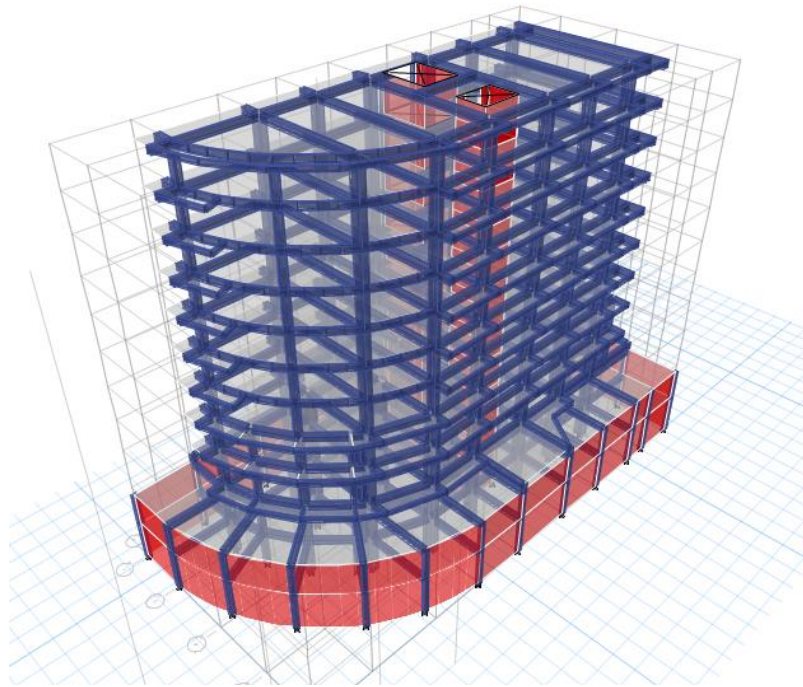


Figura 38 Modelo 3D Edificio Silva Núñez
Fuente: (ETABS, 2016)

A continuación se muestran las Figuras 39 a 43, que describen la configuración geométrica de las plantas que tiene la estructura. Como se aprecia el edificio tiene distintas morfologías en cada piso, hasta el nivel +10.08 metros en donde se uniformiza con su planta tipo (ver Figura 44).

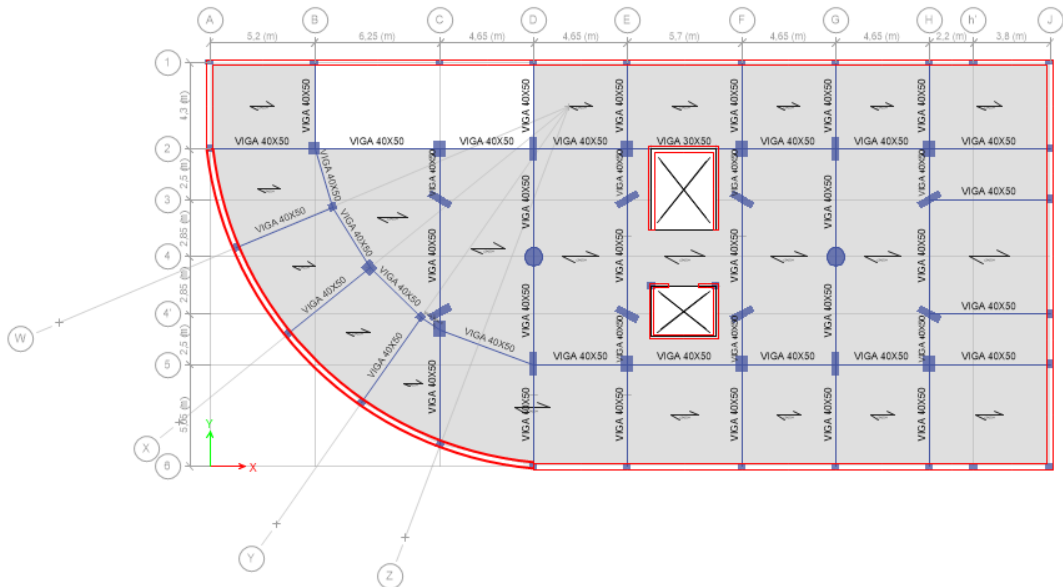


Figura 39 Planta nivel -2.88 m Edificio Silva Núñez
Fuente: (ETABS, 2016)

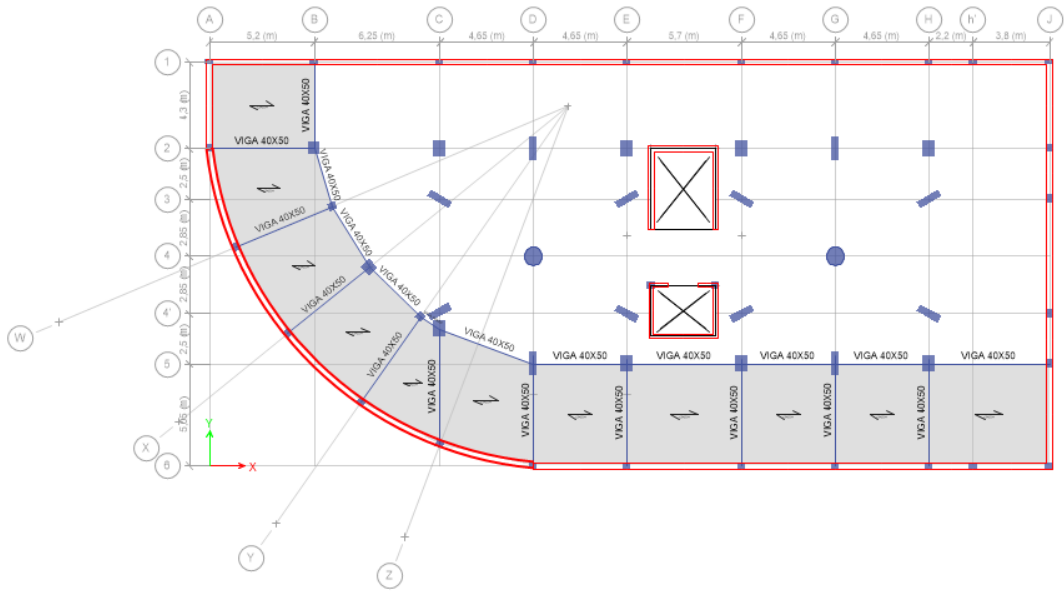


Figura 40 Planta nivel 0.00 m Edificio Silva Núñez
Fuente: (ETABS, 2016)

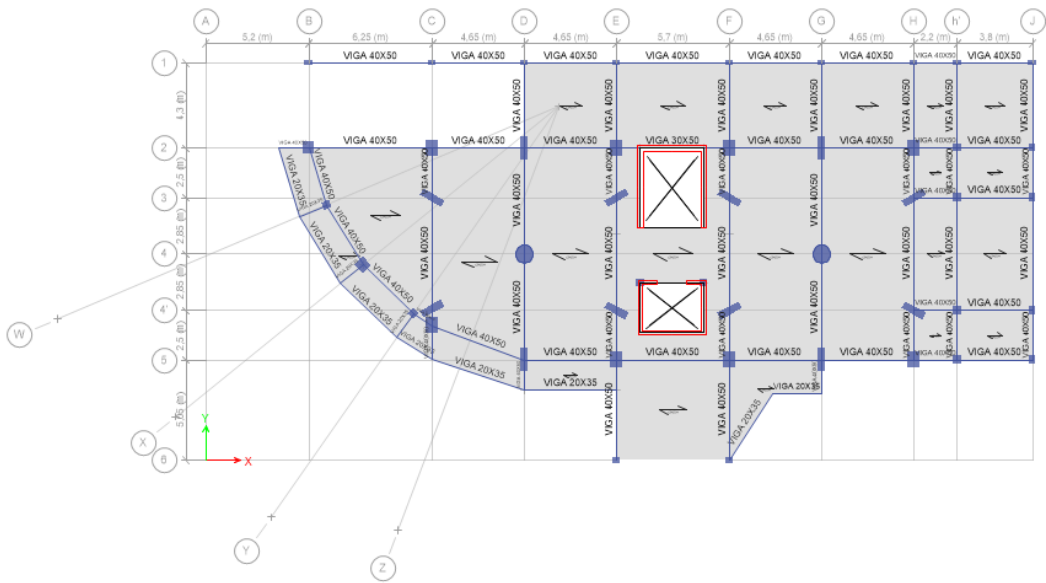


Figura 41 Planta nivel +0.72 m Edificio Silva Núñez
Fuente: (ETABS, 2016)

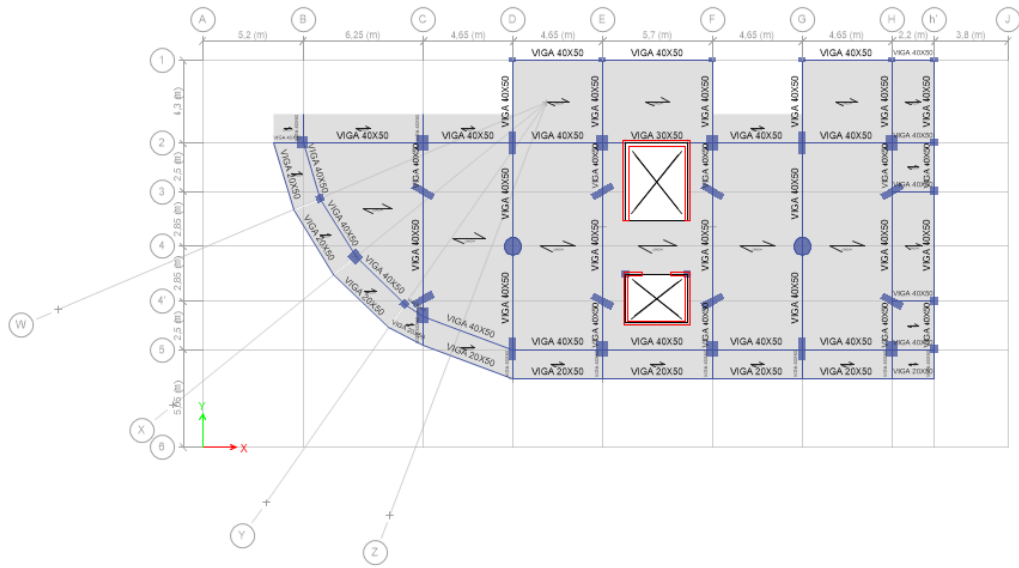


Figura 42 Planta nivel +4.32 m Edificio Silva Núñez
Fuente: (ETABS, 2016)

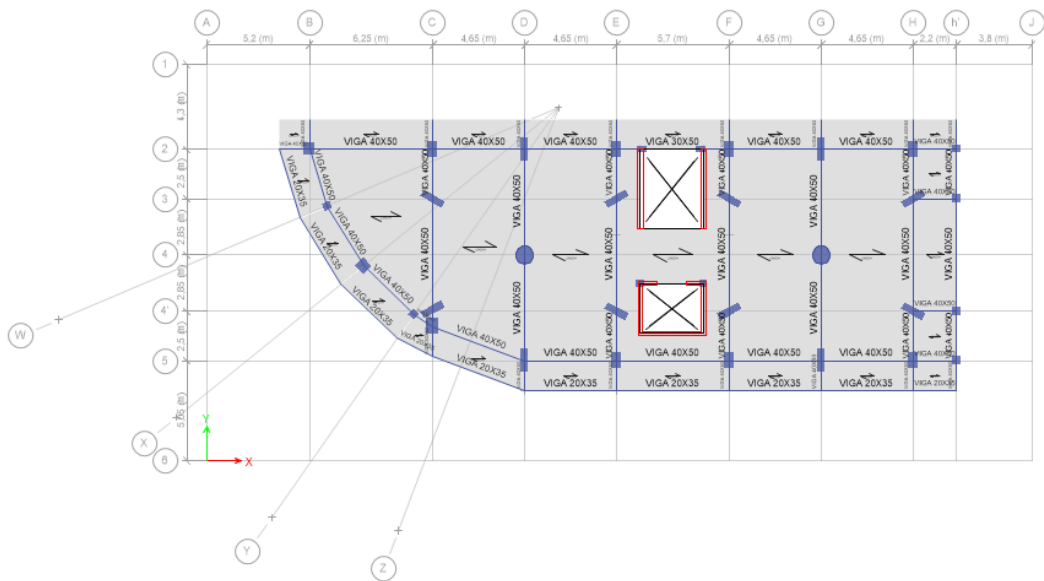


Figura 43 Planta nivel +7.20 m Edificio Silva Núñez
Fuente: (ETABS, 2016)

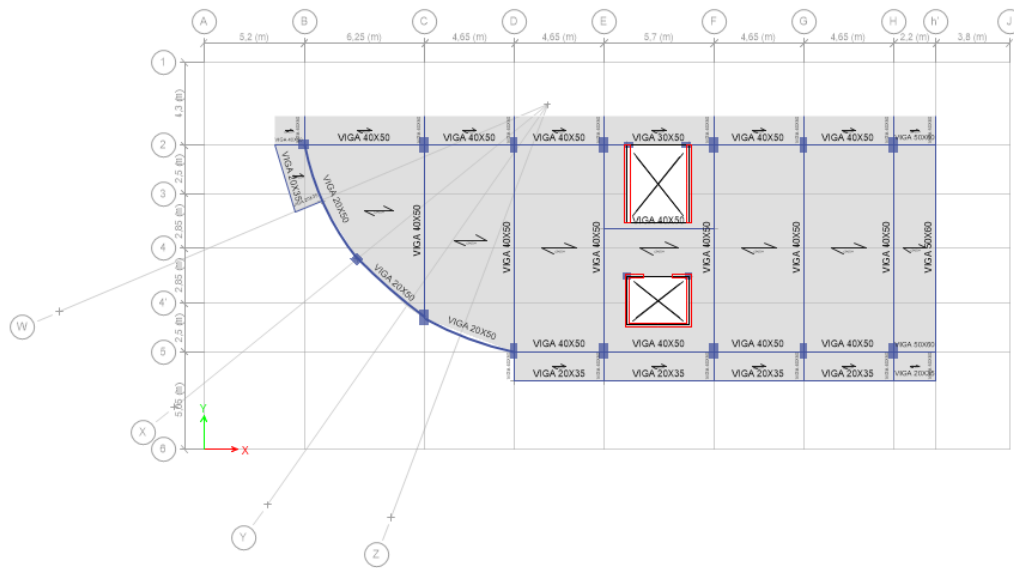


Figura 44 Planta tipo nivel +10.08 m a 27.36 m Edificio Silva Núñez
Fuente: (ETABS, 2016)

Es de relevancia mencionar que al establecer las secciones para el modelo se considera aplicar los factores de inercias agrietadas a vigas, columnas y muros.

“Para estructuras de hormigón armado el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se debe utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5 I_g Para vigas (considerando la contribución de losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I_g Para columnas
- 0.6 I_g Para muros estructurales”

(NEC-SE-DS Peligro sísmico, 2015, p. 54)

3.6 Análisis modal de la estructura

Un análisis modal permite determinar las propiedades dinámicas a partir de la simulación de un comportamiento mecánico, el mismo que depende de las características de masa, amortiguamiento y rigidez de una estructura.

Para que una estructura tenga un comportamiento aceptable ante un sismo, en los dos primeros modos deben prevalecer los movimientos traslacionales y el tercero la rotación, por ningún concepto se permite que exista rotación en los primeros modos ya que esto conllevaría al colapso inmediato de la estructura frente a un movimiento telúrico.

Los resultados del análisis dinámico proporcionados por el programa de cálculo Etabs 2016 versión 16.0.3 al edificio Silva Núñez en su actual condición se presentan en la Tabla 9, aquí se muestran los porcentajes de participación de masa para cada modo de vibración, de toda la Tabla 9 que reporta el programa, los porcentajes de interés para verificar el comportamiento de la estructura son UX, UY y RZ los mismos que representan traslación en X, traslación en Y y rotación respectivamente.

En el primer modo se evidencia que prevalece la torsión con 32.45%, luego los de traslaciones con 47.89% y 42.11% del valor de la masa. Es decir el comportamiento de la estructura ante un sismo, responde con torsión en primera instancia, y a continuación con movimientos de traslación en Y y luego en X.

Tabla 9
Modos de vibración edificio Silva Núñez

Modos de vibrar	Periodo seg.	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY
Modo 1	1,78	5,70%	0,32%	32,45%	5,70%	0,32%
Modo 2	1,32	0,32%	47,89%	0,59%	6,01%	48,22%
Modo 3	1,23	42,11%	0,62%	5,03%	48,13%	48,83%
Modo 4	0,52	1,88%	0,04%	6,43%	50,01%	48,87%
Modo 5	0,28	0,00%	0,57%	5,78%	50,01%	49,45%
Modo 6	0,27	12,82%	0,18%	0,53%	62,83%	49,63%
Modo 7	0,26	0,07%	17,60%	0,17%	62,90%	67,22%
Modo 8	0,17	1,49%	0,00%	2,66%	64,39%	67,22%
Modo 9	0,16	0,00%	0,49%	0,46%	64,39%	67,72%
Modo 10	0,12	0,50%	0,09%	1,92%	64,89%	67,80%

Fuente: (ETABS, 2016)

3.7 Derivas de piso

De acuerdo a lo que se especifica en la sección 4.3.3 de código NEC-SE-DS la deriva permitida en cada piso de la estructura no debe sobrepasar el 2 %, expresado como fracción de altura de piso. Para poder calcular las derivas inelásticas es necesario utilizar la expresión que se muestra a continuación, puesto que las derivas que reporta el programa Etabs son derivas elásticas.

$$\Delta_M = 0.75 R \delta_i$$

Donde:

- Δ_M : Deriva máxima
- R : Factor de reducción sísmica
- δ_i : Deriva elástica

Tabla 10
Derivas edificio Silva Núñez

Nivel		Elástica		Inelástica		Porcentaje	
		Deriva X	Deriva Y	Deriva X	Deriva Y	Deriva X	Deriva Y
-	2,88	0,00006	0,00002	0,0003203	0,000142	0,032%	0,014%
±	0,00	0,00073	0,00013	0,003806	0,000677	0,381%	0,068%
+	0,72	0,00207	0,00399	0,010883	0,020969	1,088%	2,097%
+	4,32	0,00258	0,00346	0,013545	0,018186	1,355%	1,819%
+	7,20	0,00509	0,00515	0,026733	0,027038	2,673%	2,704%
+	10,08	0,00827	0,00707	0,043418	0,037123	4,342%	3,712%
+	12,96	0,00827	0,00823	0,043418	0,043208	4,342%	4,321%
+	15,84	0,00989	0,0088	0,051933	0,046205	5,193%	4,621%
+	18,72	0,00929	0,009	0,048746	0,047261	4,875%	4,726%
+	21,60	0,00824	0,00893	0,043276	0,046898	4,328%	4,690%
+	24,36	0,00702	0,0087	0,036876	0,045670	3,688%	4,567%
+	27,36	0,0059	0,00838	0,030970	0,044011	3,097%	4,401%

Fuente: (Etabs, 2016)

En la Tabla 10 se muestran las derivas inelásticas máximas calculadas en cada piso del edificio, estas derivas llegan hasta el 5.19% a 4.72 % para sismo en X y Y respectivamente, valores que sobrepasan el máximo admisible que establece la NEC-15.

3.8 Inspección de serviciabilidad de elementos estructurales

3.8.1 Losa

La losa presente en todas las plantas del edificio son unidireccionales alivianadas. Una losa de este tipo se caracteriza por su geometría rectangular la cual está apoyada en sus cuatro lados sobre vigas y cumple la relación, largo sobre ancho, mayor o igual a 2. Su característica fundamental es trabajar en la dirección más corta.

A continuación se verifica que la altura de la losa existente cumple con el espesor mínimo, para ello se toma como guía las relaciones (ver Tabla 11) del ACI 318-14, con la cual se determina una altura mínima de una losa unidireccional alivianada y macizas considerando sus vanos.

Tabla 11
Espeor mínimo de losas en una dirección

Espesor mínimo h				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas Macizas en una dirección	$\frac{Ln}{20}$	$\frac{Ln}{24}$	$\frac{Ln}{28}$	$\frac{Ln}{10}$

Fuente: (American Concrete Institute , 2008)

Donde:

Ln Luz libre más grande entre apoyos, medido de cara a cara de las vigas en losas apoyadas sobre vigas.

La luz entre ejes más grande del edificio es 6.25 metros, y se posiciona en los ejes B y C, vano que tiene ambos extremos continuos. Claro en el que se consigue una luz libre de 5.90 metros.

$$\frac{Ln}{28} = \frac{5.90}{28} = 0.21 \text{ m}$$

Mediante el cálculo realizado se obtiene que la altura calculada es menor al espesor de losa existente, por lo que se puede concluir que la losa existente no presenta inconvenientes de serviciabilidad.

3.8.2 Vigas

El ACI 318 y la NEC-15 recomiendan que la cuantía máxima de armado será el 50% de la cuantía balanceada para zonas sísmicas con el propósito de asegurar la ductilidad a los elementos sometidos a flexión. Esta especificación permite la formación de articulaciones plásticas en estructuras con sistemas aporticados.

A continuación se describe la ecuación que permite el cálculo de la cuantía balanceada de una viga rectangular de hormigón armado

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Donde:

- β_1 Coeficiente que depende de la resistencia a compresión de hormigón
- f'_c Resistencia a la compresión del hormigón
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \frac{6000}{6000 + 4200}$$

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.0106$$

Mediante el cálculo realizado queda definido que la cuantía máxima para las vigas de la estructura no debe superar el valor de 0.0106, es decir el área de acero máximo para la sección típica del edificio con base de 40 cm y 50 cm de altura será de 19.93 cm².

Así como se menciona que existe un limitante máximo para la cuantía, cabe mencionar que para cualquier sección de un elemento sometido a flexión, el área mínima de refuerzo se rige por el máximo de las dos siguientes expresiones:

$$A_s \geq \max \left[\frac{1.4}{f_y} * b * d; \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d \right]$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420 \text{ MPa}} * 0.40 \text{ m} * 0.47 \text{ m}$$

$$A_{s_{min}} = 6.2667 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s_{min}} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{21 \text{ MPa}}}{4 * 420 \text{ MPa}} * 0.40 \text{ m} * 0.47 \text{ m}$$

$$A_{s_{min}} = 5.13 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s_{min}} = 5.13 \text{ cm}^2$$

En base a los resultados, de las dos ecuaciones con las que se obtiene el acero mínimo de refuerzo, se opta por el valor de 6.28 cm².

Las Tablas 12 y 13 muestran de manera simplificada el resultado del cálculo de la cuantía máxima y acero mínimo de refuerzo longitudinal, respectivamente, para las secciones de vigas del edificio Silva Núñez, acorde al número de varillas existentes en las mismas. Se aprecia que las vigas que tienen de refuerzo cuatro y cinco varillas de 32 mm de diámetro en su armado

longitudinal sobrepasa el límite máximo, es decir superan el 50% de la cuantía balanceada. Por otro lado, las vigas existentes cumplen con el requisito de portar el área de refuerzo mínimo.

Tabla 12

Cálculo de cuantía máxima según armado existente para las vigas del edificio Silva Nuñez

Número de varillas	Diámetro (mm)	Sección cm		As (existente) cm ²	ρ (existente)	ρ max	Obs.
		b	h				
2	32	40	50	16,08	0,0086	0,012	Cumple
3	32	40	50	24,13	0,0128	0,012	No cumple
5	32	40	50	40,21	0,0214	0,012	No cumple
2	20	40	50	6,28	0,0033	0,012	Cumple
4	20	40	50	12,57	0,0067	0,012	Cumple
2	25	40	50	9,82	0,0052	0,012	Cumple

Tabla 13

Cálculo de área mínima de refuerzo para vigas del edificio Silva Nuñez

Numero de varillas	Diámetro (mm)	Sección cm		As (existente) cm ²	As (mínimo) cm ²	Obs.
		b	h			
2	32	40	50	16,08	6,27	Cumple
3	32	40	50	24,13	6,27	Cumple
5	32	40	50	40,21	6,27	Cumple
2	20	40	50	6,28	6,27	Cumple
4	20	40	50	12,57	6,27	Cumple
2	25	40	50	9,82	6,27	Cumple

- **Corte en vigas**

Las vigas de hormigón armado pueden resistir el cortante mediante la resistencia proporcionada por el hormigón y el acero transversal. Para conocer si el refuerzo transversal, es decir, los estribos existentes que poseen las vigas es suficiente para absorber los esfuerzos de corte se utilizara la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = (V_c + V_s)$$

Donde:

- V_c Resistencia nominal al cortante que brinda el hormigón
- V_s Resistencia nominal proporcionada por el acero transversal
- V_u Esfuerzo de cortante de servicio mayorado en la sección crítica

Para realizar la comprobación de corte en vigas, se ha tomado la viga del eje 2 del nivel -2.88 m, cuyo armado y sección se puede apreciar en la Figura 45

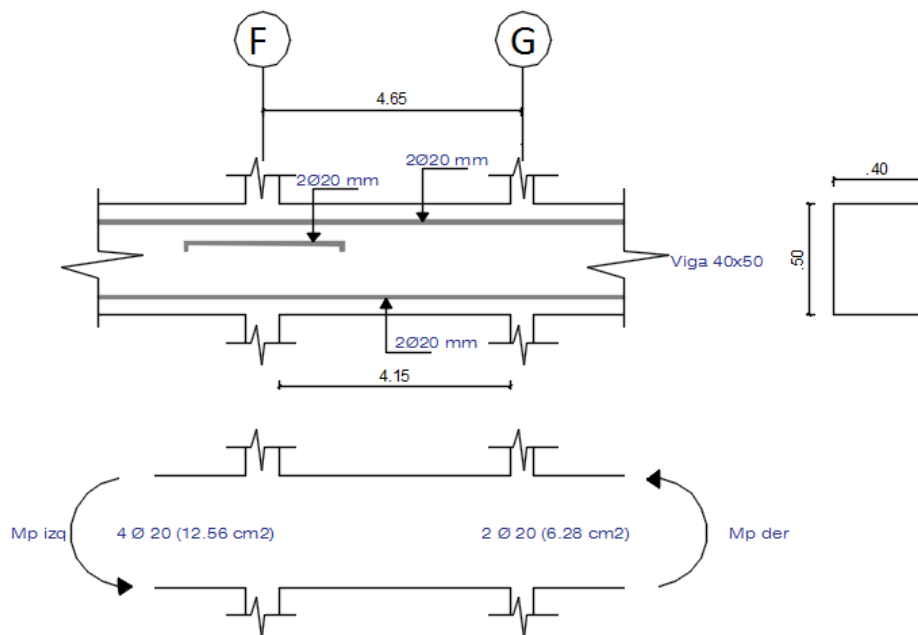


Figura 45 Esquema de armado de viga põrtico 2, N-2.88 m

Para obtener el esfuerzo de corte de la secci3n se debe considerar el corte isost3tico e hiperest3tico, los mismos que se calculan independientemente como se muestra a continuaci3n:

$$V_u = V_{u \text{ isot3tico}} + V_{u \text{ hiperest3tico}}$$

- Cálculo cortante hiperestático

$$V_{u \text{ hiperestático}} = \frac{Mp_{izq}^- + Mp_{der}^+}{l_{libre}}$$

$$Mp_{izq}^- = As^- \alpha f_y \left(d - \frac{As^- \alpha f_y}{1.7 f' c b_v} \right)$$

$$Mp_{izq}^- = 12.58 \times 1.25 \times 4200 \left(45 - \frac{12.58 \times 1.25 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 40} \right)$$

$$Mp_{izq}^- = 26.63 T - m$$

$$Mp_{der}^- = As^+ \alpha f_y \left(d - \frac{As^+ \alpha f_y}{1.7 f' c b_v} \right)$$

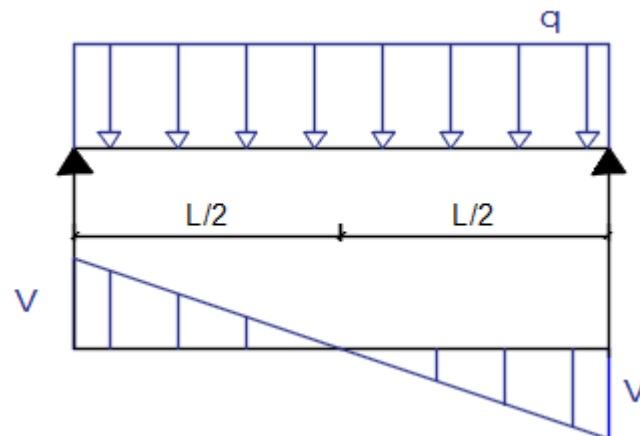
$$Mp_{der}^+ = 6.28 \times 1.25 \times 4200 \left(45 - \frac{6.28 \times 1.25 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 40} \right)$$

$$Mp_{der}^+ = 14.07 Tn - m$$

$$V_{u \text{ hiperestático}} = \frac{26.63 + 14.07}{4.15} = 9.80 Tn$$

- Cálculo cortante isostático

El cortante isostático viene dado por el corte que resulta de las cargas gravitacionales mayoradas. Como cargas que actúan sobre la viga en estudio, se consideran el peso propio de una losa de 25 cm, que corresponde a $0.42 \frac{T}{m^2}$ y la sobrecarga de $0.10 \frac{T}{m^2}$ la misma que se especificó anteriormente en la Tabla 3.



$$V = \frac{q L n}{2}$$

Figura 46 Diagrama de corte para viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida

$$W_D = 0.10 + 0.42 = 0.52 \frac{T}{m^2}$$

$$q_D = 0.52 \times 4.83 = 2.51 \frac{T}{m}$$

$$V_D = \frac{q_D L}{2}$$

$$V_D = \frac{2.51 \times 4.65}{2} = 5.91 Tn$$

$$W_L = 0.500 \frac{T}{m^2}$$

$$q_L = 0.500 \times 4.83 = 2.42 \frac{T}{m}$$

$$V_L = \frac{2.42 \times 4.65}{2} = 5.63 Tn$$

$$V_{u \text{ isotático}} = 1.2 V_D + 1.6 V_L$$

$$V_{u \text{ isotático}} = 1.2 \times 5.91 + 1.6 \times 5.63 = 16.10 Tn$$

$$V_u = 9.80 + 16.10 = 25.90 Tn$$

Con el propósito de conocer el aporte de cortante que brindan los estribos de la sección existe se realiza la siguiente inspección, sin dejar de mencionar que el refuerzo de acero en estribos en las vigas existentes es $1E \ \emptyset \ 10 \text{ mm}$ de dos ramas (1.57 cm^2), con un espaciamiento de 10 cm

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.53 \sqrt{f'c} b d \\
 V_c &= 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 44 \\
 V_c &= 13517.56 \text{ Kg} \\
 V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\
 V_s &= \frac{1.57 \times 4200 \times 44}{10} \\
 V_s &= 29013.60 \text{ Kg} \\
 \phi V_n &= 0.75 \times (13517.56 + 29013.60) \\
 \phi V_n &= 31898.37 \text{ Kg} \\
 31.89 \text{ Tn} &> 25.90 \text{ Tn (CUMPLE)}
 \end{aligned}$$

Acorde a los resultados, se puede asegurar que las vigas existentes no presentan problemas de cortante.

3.8.3 Columnas

La sección 4.4.3 de la NEC-SE-HM señala que la cuantía de refuerzo longitudinal en columnas debe cumplir con el siguiente requisito:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.003$$

Donde:

ρ_g Área de refuerzo longitudinal
 A_g Área bruta de la sección transversal

En la Tabla 14 se presenta el resumen de los diferentes tipos de columnas con su respectivo armado a flexión y cuantía existente. Como se aprecia, todas las columnas tienen la relación mínima de cuantía, y cumplen este requerimiento impuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción

- **Confinamiento en columnas**

De acuerdo a la sección 4.3.4.c del capítulo NEC-SE-HM de la NEC-15 el área de refuerzo transversal en forma de estribos para el confinamiento rectilíneo no puede ser menor a ninguna de las siguientes expresiones:

$$Ash1 = 0.3 * \frac{s * bc * f'c}{fyt} * \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$

$$Ash2 = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{fyt}$$

Donde:

- Ash* Área total de acero que conforma los estribos y amarres complementarios con separación *s* y perpendiculares a la dimensión *bc*
- bc* Distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas de los estribos
- Ag* Área bruta
- Ach* Área de conexión interior confinada
- f'c* Resistencia a la compresión del hormigón
- fyt* Esfuerzo de fluencia del acero

La Figura 47 muestra el esquema de las restricciones para el espaciamiento de estribos en una columna impuestos por la norma, sin menospreciar que el distanciamiento de los estribos a lo largo del elemento no puede exceder el menor resultado de las siguientes consideraciones:

- a. La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- b. Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
- c. $s_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$

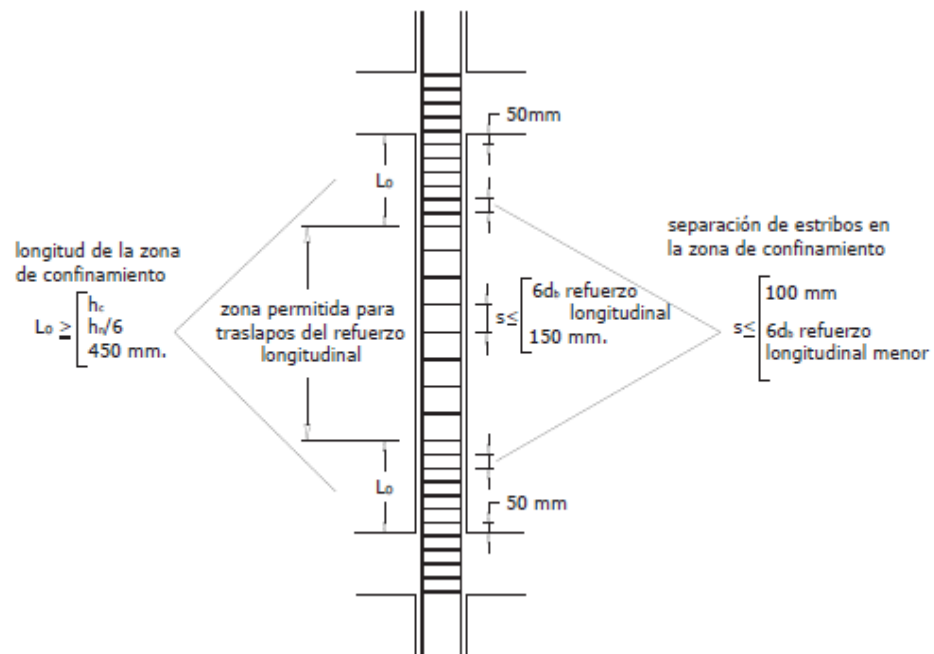


Figura 47 Esquema de separación de estribos

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, Peligro sísmico: diseño sísmo resistente, 2015)

El resultado que se obtiene con la primera consideración es la que gobierna el espaciamiento, es decir, a lo largo del eje longitudinal del elemento la separación de estribos no debe exceder los 10 cm, si se toma como dimensión mínima del elemento 40 cm.

Las columnas de la estructura en estudio poseen acero de refuerzo transversal, de la inspección de los planos estructurales se detalla que la separación de los estribos es de 10 cm junto a los apoyos, es decir, en la zona de confinamiento y a 40 cm en el centro.

En la Tabla 15 se muestra la inspección realizada al área de acero de refuerzo existente en la zona de confinamiento con un espaciamiento entre estribos de 10 cm, mientras que la Tabla 16 refleja la misma inspección con la diferencia que se analizó la zona libre del confinamiento con la separación entre estribos de 40 cm.

En los resultados de las observaciones de cada tabla se muestra que en algunas secciones de columnas el área existente de los estribos no satisface los valores mínimos establecidos, es decir las columnas fallarían por falta de confinamiento, esto se debe al excesivo espaciado entre estribos específicamente en las zonas libres de confinamiento en las columnas.

Tabla 15
Inspección del área de refuerzo en zona de confinamiento para las columnas del edificio Silva Núñez

bch (cm)	bcv (cm)	Espaciamiento entre estribos (cm)	Refuerzo X (cm ²)			Refuerzo Y (cm ²)			Refuerzo X			Refuerzo Y				
			Ash1 (cm ²)	Ash2 (cm ²)	Ash (cm ²)	Ash1 (cm ²)	Ash2 (cm ²)	Ash (cm ²)	Ramas	Diámetro varilla (mm)	Refuerzo existente (cm ²)	Obs.	Ramas	Diámetro varilla (mm)	Refuerzo existente (cm ²)	Obs.
60	60	10	2,58	2,34	2,58	2,34	2,58	2,34	2	10	1,57	no cumple	2	10	1,57	no cumple
50	50	10	2,63	1,89	2,63	1,89	1,89	4	10	3,14	cumple	4	10	3,14	cumple	
60	80	10	2,20	2,34	3,05	3,24	3,24	2	10	1,57	no cumple	2	10	1,57	no cumple	
50	80	10	2,03	1,89	3,49	3,24	3,24	3	10	2,36	cumple	2	10	1,57	no cumple	
40	120	10	1,63	1,44	5,70	5,04	5,04	2	10	1,57	no cumple	2	10	1,57	no cumple	
40	120	10	1,63	1,44	5,70	5,04	5,04	5	10	3,93	cumple	2	10	1,57	no cumple	
40	80	10	1,87	1,44	4,20	3,24	3,24	4	10	3,14	cumple	2	10	1,57	no cumple	
40	40	10	2,70	1,44	2,70	1,44	1,44	2	10	1,57	no cumple	2	10	1,57	no cumple	

Tabla 16

Inspección del área de refuerzo fuerza de la zona de confinamiento para las columnas del edificio Silva Núñez

bch (cm)	bcv (cm)	Espaciamiento entre estribos (cm)	Refuerzo X (cm ²)		Refuerzo Y (cm ²)		Refuerzo X (cm ²)		Refuerzo Y (cm ²)		Obs.	Refuerzo existente (cm ²)	Obs.	
			Ash1 (cm ²)	Ash2 (cm ²)	Ash1 (cm ²)	Ash2 (cm ²)	Ramas (mm)	Diámetro varilla (mm)	Ramas (mm)	Diámetro varilla (mm)				
60	60	40	10,34	9,36	10,34	9,36	2	10	2	10	1,57	no cumple	1,57	no cumple
50	50	40	10,51	7,56	10,51	7,56	4	10	4	10	3,14	no cumple	3,14	no cumple
60	80	40	8,80	9,36	12,18	12,96	2	10	2	10	1,57	no cumple	1,57	no cumple
50	80	40	8,13	7,56	13,94	12,96	3	10	2	10	2,36	no cumple	1,57	no cumple
40	120	40	6,51	5,76	22,80	20,16	2	10	2	10	1,57	no cumple	1,57	no cumple
40	120	40	6,51	5,76	22,80	20,16	5	10	2	10	3,93	no cumple	1,57	no cumple
40	80	40	7,47	5,76	16,80	12,96	4	10	2	10	3,14	no cumple	1,57	no cumple
40	40	40	10,80	5,76	10,80	5,76	2	10	2	10	1,57	no cumple	1,57	no cumple

CAPÍTULO 4

PRESENTACIÓN DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA EL EDIFICIO SILVA NÚÑEZ

Después del análisis estático lineal que se realizó al edificio Silva Núñez en el capítulo anterior se detectó varios problemas estructurales, en el que se verificó la deficiencia de resistencia ante solicitaciones sísmicas. Con este antecedente se propone que el edificio debe ser reforzado, con la finalidad de brindar un comportamiento sismoresistente a la estructura.

4.1 Diagnóstico de problemas estructurales

En el edificio Silva Núñez se presencia varios problemas, los mismos que se describen a continuación.

- Modos de vibración

En los resultados del análisis modal espectral se determinó que la torsión es la principal respuesta dinámica del edificio ante un sismo, la misma que predomina en su primer modo de vibrar, efecto que causa un problema severo, pues este fenómeno conllevaría al colapso inmediato de la estructura

- Periodo fundamental de la estructura

El período dinámico de la estructura supera con más del 30% al periodo estático, pues incumple con lo estipulado en la NEC-15 con respecto a la determinación del periodo de vibración. Esto afirma que el edificio no es lo suficientemente rígido.

- Control de derivas

De acuerdo a los porcentajes expresados como fracción de altura de piso que se obtiene del modelo realizado en el software de cálculo Etabs, es evidente que este parámetro sobrepasa el límite establecido, es decir el 2%.

Este argumento nos permite concluir que los desplazamientos del edificio son excesivamente altos.

- Columna corta

El efecto de columna corta en la estructura en estudio está presente en los niveles ± 0.00 y $+0.72$ debido a la presencia al desnivel de las losas de estas plantas

- Continuidad de columnas y muros

La continuidad de las columnas C4, E3, F3, H3, C4', E4', F4' y H4', así como del muro ubicado en el eje 2, que forma parte del cajón de gradas, se ve interrumpido desde en nivel $+10,08$ metros. Esta discontinuidad puede ser una de las causas del aumento de desplazamientos relativos y la excesiva flexibilidad de la estructura.

4.2 Propuesta de reforzamiento

La alternativa de reforzamiento global que se propone para la estructura con el fin de reducir las derivas de piso en sismo en X y Y es la implementación de 4 muros de corte en la distribución que se presenta en la Figura 48; arriostramiento de pórticos mediante diagonales rigidizadoras tipo cruz en sentido X y Chevron (V invertida) en sentido Y, la disposición de estas diagonales se aprecia en las Figuras 49 a 52; además se plantea dar continuidad a las columnas circulares que terminan en la segunda planta alta, las mismas que servirán de apoyo para la colocación de las diagonales tipo chevron.

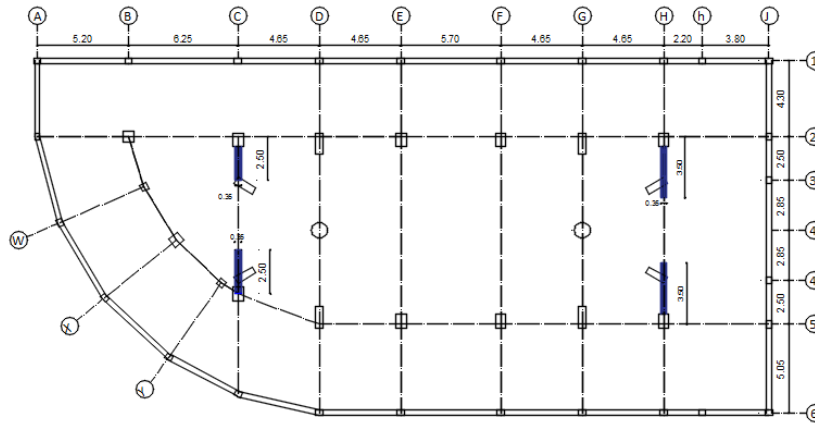


Figura 48 Disposición de muros para reforzamiento

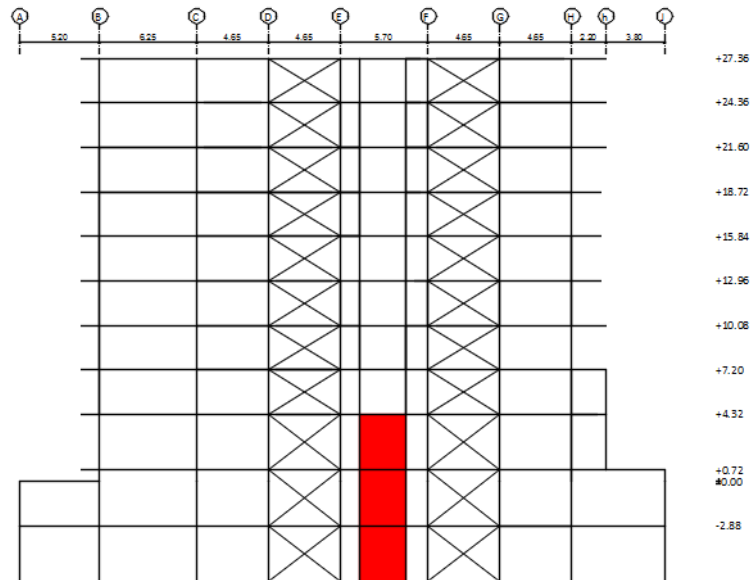


Figura 49 Disposición de diagonales rigidizadoras en pórtico 2

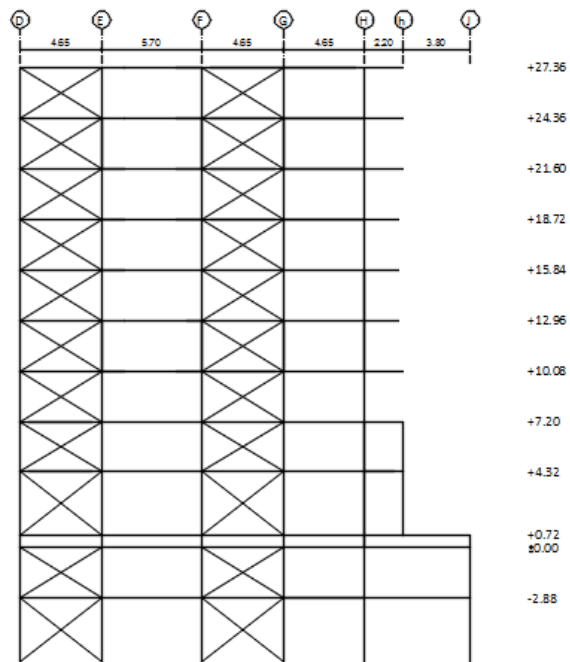


Figura 50 Disposición de diagonales rigidizadoras en pórtico 5

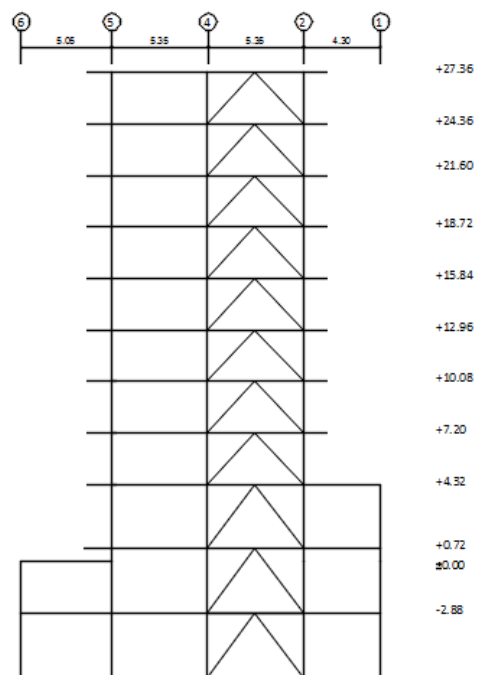


Figura 51 Disposición de diagonales tipo Chevron en pórtico D

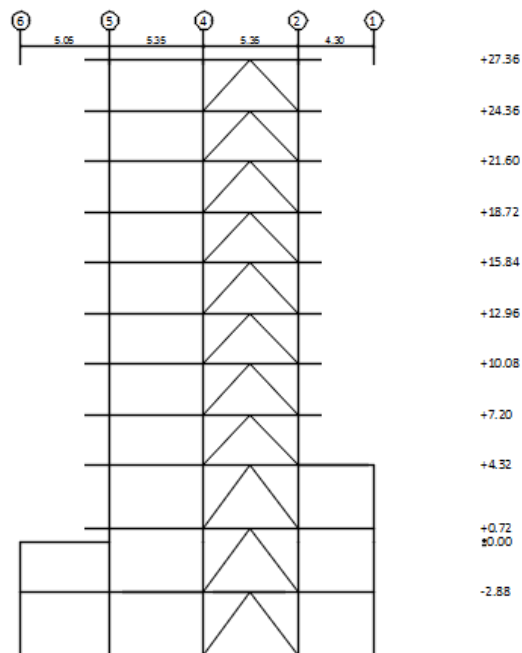


Figura 52 Disposición de diagonales tipo Chevron en pórtico G

4.3 Análisis sísmico del edificio Silva Núñez reforzado

4.3.1 Modelo matemático del edificio Silva Núñez reforzado

Para presentar la propuesta de reforzamiento de la estructura, se realizó modificaciones al modelo matemático inicial del edificio, en su mayoría éstos son incrementos de elementos estructurales, con la finalidad de disminuir los desplazamientos globales, pues éste era el mayor problema que aquejaba al edificio. Después de varias iteraciones, tanto en la ubicación y dimensionamiento de elementos añadidos, como muros y diagonales rigidizadoras, se obtuvo como respuesta final el modelo de la estructura en tercera dimensión que se visualiza en el Figura 53.

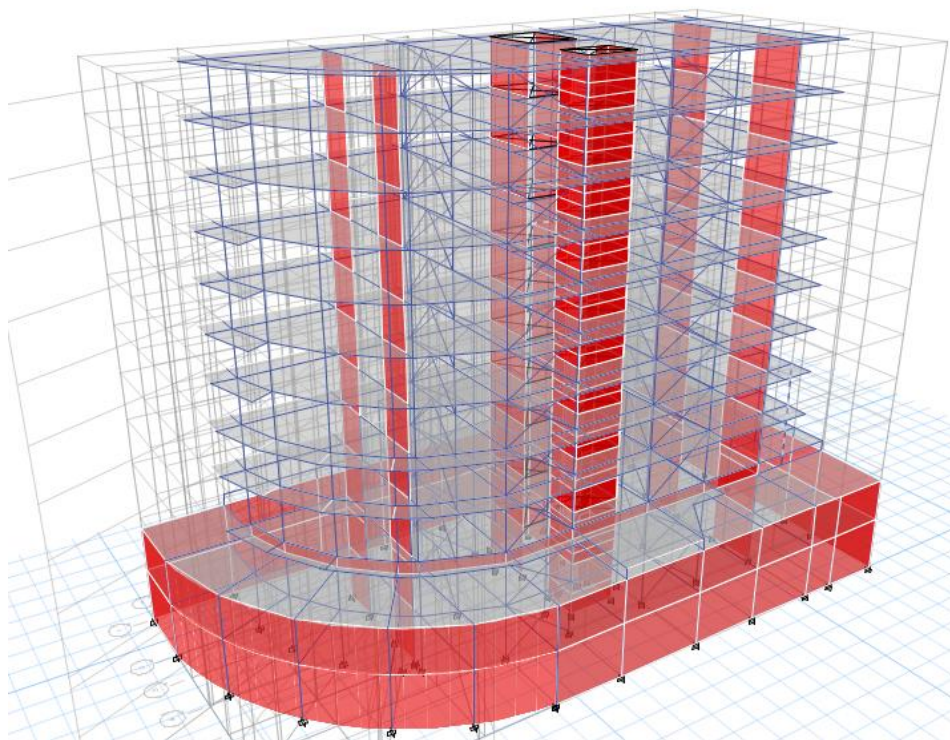


Figura 53 Modelo 3D Edificio Silva Núñez reforzado

Fuente: (ETABS, 2016)

4.3.2 Consideraciones del modelo matemático reforzado del edificio Silva Núñez

Para realizar el análisis sísmico de la estructura con la propuesta de reforzamiento se consideran los parámetros iniciales del primer análisis, es decir, la estructura sin reforzamiento. La Tabla 17 muestra el valor de los parámetros adoptados para la obtención del espectro elástico de diseño.

Tabla 17

Parámetros para el análisis sísmico de la estructura reforzada

Parámetros	Valor
Tipo de perfil de suelo	D
Factor de zona	V
Fa	1,20
Fd	1,19
Fs	1,28
η	2,28
r	1,00
To	0,13

CONTINÚA



Tc	0,70
I	1,00
ϕ P	0,90
ϕ E	1,00
Ct	0,055
α	0,75
R	7,00
hn	27,36
T	0,658
Sa	1,19
V	0,189

4.3.3 Análisis modal de la estructura reforzada

Los resultados del análisis dinámico que se obtuvo en el programa de cálculo Etabs, una vez que se incluye la propuesta de reforzamiento, muestran un mejor comportamiento, en contraposición a lo obtenido con la estructura sin reforzar en el cual predominaba la torsión como ya se dijo anteriormente. Con la intervención realizada al edificio, ahora en los dos primeros modos se evidencia que prevalecen los movimientos traslacionales con 47.28% en Y y 45.19% en X, porcentajes correspondientes a la participación de la masa.

El incremento de elementos que rigidizan la estructura intervino para que el periodo de la estructura disminuya notablemente, como consecuencia la estructura tiene un periodo fundamental de 0.865 segundos. A pesar de que este valor es un 25% mayor al periodo calculado con la ecuación empírica, se puede considerar aceptable puesto que es menor al 30% que permite la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Otra acotación que se destaca de los resultados de los modos de vibración de esta estructura que se muestra en la Tabla 18, es el cumplimiento de la hipótesis del análisis modal dinámico, es decir, el comportamiento aceptable de una estructura frente un sismo, requiere que en los dos primeros modos de vibración prevalezcan los movimientos transaccionales y el tercero sea la rotación.

Tabla 18
Modos de Vibración edificio Silva Núñez reforzado

Modos de vibrar	Periodo seg.	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY
Modal 1	0,865	3,20%	47,28%	1,27%	3,20%	47,28%
Modal 2	0,844	45,19%	2,02%	2,11%	48,39%	49,29%
Modal 3	0,749	1,90%	2,91%	37,40%	50,29%	52,20%
Modal 4	0,232	9,77%	1,31%	2,63%	60,06%	53,51%
Modal 5	0,2	3,03%	11,36%	1,48%	63,09%	64,87%
Modal 6	0,18	1,39%	5,87%	7,23%	64,48%	70,75%
Modal 7	0,159	0,00%	0,27%	0,55%	64,48%	71,02%
Modal 8	0,115	4,95%	0,25%	1,75%	69,43%	71,27%
Modal 9	0,09	0,83%	5,28%	1,44%	70,26%	76,56%
Modal 10	0,081	1,24%	5,92%	2,02%	71,50%	82,48%
Modal 11	0,074	3,59%	0,07%	1,77%	75,09%	82,55%
Modal 12	0,07	0,00%	0,11%	0,20%	75,09%	82,66%
Modal 13	0,061	0,00%	0,03%	0,00%	75,09%	82,69%
Modal 14	0,056	1,43%	3,77%	2,23%	76,52%	86,46%
Modal 15	0,054	4,19%	1,40%	0,29%	80,70%	87,86%
Modal 16	0,052	0,01%	0,19%	0,66%	80,71%	88,04%
Modal 17	0,052	0,05%	0,04%	0,20%	80,76%	88,09%
Modal 18	0,05	0,13%	3,47%	1,61%	80,90%	91,56%
Modal 19	0,044	4,75%	0,01%	1,43%	85,65%	91,57%
Modal 20	0,043	0,50%	0,05%	0,45%	86,15%	91,62%
Modal 21	0,043	0,04%	0,01%	0,13%	86,19%	91,62%
Modal 22	0,042	0,02%	0,01%	0,07%	86,21%	91,63%
Modal 23	0,041	0,02%	0,00%	0,01%	86,23%	91,63%
Modal 24	0,04	0,95%	1,53%	8,44%	87,18%	93,16%
Modal 25	0,038	3,78%	0,11%	0,22%	90,96%	93,27%
Modal 26	0,037	0,03%	0,00%	0,02%	90,99%	93,28%

Fuente: (ETABS, 2016)

4.3.4 Derivas de piso

Para la estructura reforzada es vital realizar un control de derivas, pues los desplazamientos globales son uno de los mayores problemas del edificio ya que no cumplía con los límites permisibles de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, es decir, la deriva permitida en cada piso de la estructura no debe sobrepasar el 2 %.

La Tabla 19 muestra las derivas inelásticas máximas calculadas en cada piso del edificio con el reforzamiento, estas derivas varían entre 1.45% y 1.56% para sismo en X y Y respectivamente, valores que resultan aceptables, pues son menores a lo dispuesto en la norma. La apreciación en la disminución de las derivas en comparación de los desplazamientos que se obtuvo en la estructura sin reforzamiento indica que el plan de refuerzo propuesto es aceptable para la estructura.

Tabla 19
Derivas de piso del Edificio Silva Núñez reforzado

Nivel		Elástica		Inelástica		Porcentaje	
		Deriva X	Deriva Y	Deriva X	Deriva Y	Deriva X	Deriva Y
-	2,88	5,40E-05	1,48E-04	0,0002835	0,000777	0,028%	0,078%
±	0,00	0,00035	0,00062	0,001827	0,003239	0,183%	0,324%
+	0,72	0,0012	0,00269	0,006305	0,014117	0,631%	1,412%
+	4,32	0,00127	0,0015	0,006678	0,007859	0,668%	0,786%
+	7,20	0,00209	0,00205	0,010983	0,010747	1,098%	1,075%
+	10,08	0,00249	0,00245	0,013094	0,012842	1,309%	1,284%
+	12,96	0,00268	0,00272	0,014070	0,014301	1,407%	1,430%
+	15,84	0,00276	0,00289	0,014480	0,015188	1,448%	1,519%
+	18,72	0,00276	0,00297	0,014501	0,015593	1,450%	1,559%
+	21,60	0,00264	0,00298	0,013860	0,015624	1,386%	1,562%
+	24,36	0,0025	0,00294	0,013146	0,015435	1,315%	1,544%
+	27,36	0,00236	0,00289	0,012364	0,015152	1,236%	1,515%

Fuente: (ETABS, 2016)

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

Luego de asegurar que el análisis sísmico de la estructura reforzada cumple con los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en este capítulo se diseñaran los elementos propuestos para el reforzamiento.

5.1 Diseño de muros de corte

Son elementos estructurales conformados por dos cabezales que sirven de confinamiento y una pantalla, ambos de hormigón armado, su función estructural es absorber la mayor parte de los esfuerzos producidos por los sismos, en cuanto a cargas gravitacionales su funcionamiento es como la de una columna, es decir trabaja a compresión. Su uso en zonas sísmicas ofrece varias ventajas como las que se describen a continuación:

- En conjunto con los pórticos, forman sistemas duales que proporcional mayor rigidez a la estructura
- Poseen una buena capacidad de ductilidad que brinda resistencia ante cargas laterales

A continuación se explica el proceso de cálculo para el diseño de los muros usados para el reforzamiento de la estructura, el muro que se toma como modelo de explicación es el perteneciente al pórtico H entre los ejes 2 y 3, como se muestra en la Figura 54.

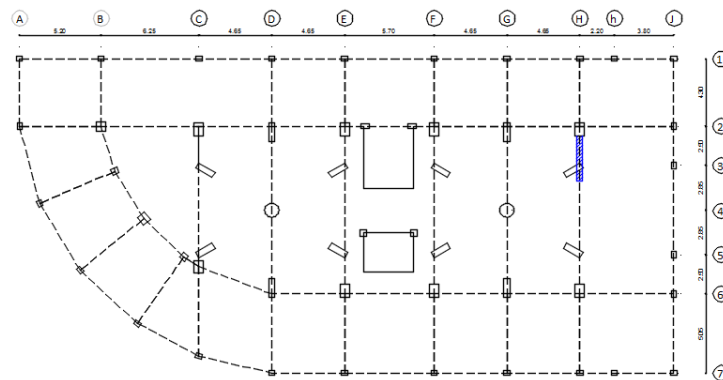


Figura 54 Ubicación del muro en pórtico H entre ejes 2 y 3

En la Tabla 20 se muestran las fuerzas actuantes del muro en estudio; estos valores se obtienen de la corrida del modelo realizado en Etabs, para el diseño de este elemento se escogen las combinaciones donde se logran los mayores valores de fuerzas axiales, cortante y momento, en adición de la reducción de carga viva del 50% como le permite la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 20
Combinaciones para muro del eje H entre ejes 2 y 3

Nivel	Combinación	P	V2	M3
		tonf	tonf	tonf-m
+4.32	0.9D+SY	144,16	87,77	539,17
+4.32	1.2 D+L-SY	328,22	103,97	558,80
+0.72	1.2 D+L+SY	286,60	135,98	312,61
+0.72	0.9D-SY	177,41	127,30	301,55
-2.88	1.2 D+1.6L	361,38	6,43	0,39

Fuente: (Etabs, 2016)

Los parámetros iniciales para diseñar el muro son:

$$lw = 3.50 \text{ m}$$

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

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo a lo expuesto en el código NEC-SE-HM en la sección 6.1, para el diseño de un muro, existen limitaciones que se deben tener presentes a la hora de tomar una decisión en cuanto a la elección de cuantías de armado y espaciamiento de varillas. Por este motivo es importante enlistar estas exigencias.

- La cuantía de refuerzo para muros estructurales de hormigón debe ser tal que tanto en el eje longitudinal como transversal cumpla con la siguiente expresión:
 - $\rho_h \geq 0.0025$
 - $\rho_v \geq 0.0025$
- El espaciamiento ente refuerzos no debe superar los 25 cm
- Necesidad de elementos de borde

- **Cortante último de diseño**

$$V_u \text{ diseño} = \phi_0 W_v V_u$$

Donde:

ϕ_0 Factor de sobre resistencia

W_v Factor de magnificación dinámica de corte

$$W_v = 1 + \frac{\mu}{\phi_0} C_{2.T}$$

$$C_{2.T} = 0.067 + 0.5 (T_i - 0.5) \leq 1.15$$

Donde:

μ Nivel de ductilidad

T_i Periodo fundamental de la estructura

Cabe mencionar que se elige un nivel de ductilidad (μ) alta para el diseño de éste y todos los muros de reforzamiento, es decir μ tomará el valor de 3.

$$C_{2.T} = 0.067 + 0.5 (0.865 - 0.5) = 0.25$$

$$W_v = 1 + \frac{3}{1.25} \times 0.2495 = 1.60$$

- **Cortante máximo admisible Vs. cortante último de diseño**

$$V_n = 2,65 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$d = 0.8 L_w$$

$$V_n = 2,65 \sqrt{210} \times 35 \times 0.8 (350)$$

$$\phi V_n = 282.26 Tn$$

$$\phi V_n > V_u \text{diseño}$$

La Tabla 21 muestra la verificación del condicionante donde el cortante último de diseño calculado correspondiente a cada combinación de carga debe ser menor que cortante máximo admisible.

Tabla 21
Verificación de condición para cortante

Combinación	ϕV_n		V_u diseño	Observación
0.9D+SY	282,26	>	175,41	CUMPLE
1.2 D+L-SY	282,26	>	207,78	CUMPLE
1.2 D+L+SY	282,26	>	271,76	CUMPLE
0.9D-SY	282,26	>	254,40	CUMPLE
1.2 D+1.6L	282,26	>	12,85	CUMPLE

- **Diseño de pantalla**

a) Armadura longitudinal

$$\rho = 0.0025$$

$$A_s = \rho t w L_w$$

$$A_s = 0.0025 \times 35 \times 350 = 30.62 \text{ cm}^2$$

El acero que se calcula, se divide en dos capas, es decir la mitad del refuerzo longitudinal será para la cara exterior y la otra mitad para

cara interior de la pantalla del muro entonces la disposición de las varillas en ambas caras será:

$$A_s = 15.31 \text{ cm}^2 \text{ en cada cara}$$

$$1 \text{ } \emptyset 12 @ 20 \text{ cm}$$

b) Armadura transversal

Para el cálculo del acero de refuerzo transversal se comienza imponiendo un área de acero en este sentido y se procede a calcular la cuantía, para este caso se ha asumido $2 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$ (3.08 cm^2), lo que significa que se colocara una $1 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm}$ en cada cara

$$\rho_h = \frac{A_s}{s \text{ } tw}$$

$$\rho_h = \frac{3.08}{20 \times 35}$$

$$\rho_h = 0.00440 > \rho_{h \text{ min}}$$

$$\therefore \rho_h = 0.00440$$

$$\emptyset V_n = 0.85 \text{ } lw \text{ } bw (0.53 \sqrt{f'c} + \rho_h \text{ } fy)$$

$$\emptyset V_n = 0.85 \times 350 \times 35 \times (0.53 \sqrt{210} + 0.00440 \times 4200)$$

$$\emptyset V_n = 272,40 \text{ Tn}$$

La Tabla 22 muestra la verificación del condicionante para cortante en el refuerzo transversal, donde el cortante nominal afectado por el factor de resistencia al corte tiene que ser mayor al cortante último de diseño

Tabla 22
Verificación de condición para cortante en refuerzo transversal

ϕV_n		Vu diseño	Observación
272,39	>	175,41	CUMPLE
272,39	>	207,78	CUMPLE
272,39	>	271,76	CUMPLE
272,39	>	254,40	CUMPLE
272,39	>	12,85	CUMPLE

Una vez que se realiza esta verificación se concluye que el armado transversal u horizontal en el muro será 1 $\emptyset 14 \text{ mm}$ en cada cara a un espaciamiento de 20 cm.

- **Revisión de la necesidad de cabezales**

a) Caso 1

La normativa indica que las zonas de compresión deben ser reforzadas con cabezales cuando:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

Donde:

c Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, calculada para la carga axial factorizada y el momento nominal, consistentes con el desplazamiento de diseño δ_u resultando en la mayor profundidad del eje neutro

l_w Longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante

$\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.007$ Relación entre el desplazamiento de diseño y la altura de muro o del segmento considerado

Para encontrar la profundidad del bloque de compresión del muro y posteriormente la profundidad del eje neutro se calcula la fuerza

de tracción por flexión como primer paso, se usa la cuantía del armado longitudinal de la pantalla del muro del cálculo previo. Una vez determinado el eje neutro, éste se comparará con el valor límite que viene dado por la expresión del caso 1

$$T = A_s f_y$$

$$T = 30.625 \times 4200 = 128625 \text{ Kg}$$

$$a = \frac{T + N_u}{0.85 f'_c b}$$

$$c = a / \beta_1$$

$$\frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{350}{600 \times 0.007} = 83.33 \text{ cm}$$

Tabla 23
Verificación de necesidad de elementos de borde

Combinación	Nu (Ton)	a (cm)	c calculado (cm)		c limite (cm)	Observación
0.9D+SY	144,16	43,66	51,37	<	83,33	NO NECESITA CABEZALES
1.2 D+L-SY	328,22	73,12	86,03	>	83,33	NECESITA CABEZALES
1.2 D+L+SY	286,60	66,46	78,19	<	83,33	NO NECESITA CABEZALES
0.9D-SY	177,41	48,99	57,63	<	83,33	NO NECESITA CABEZALES
1.2 D+1.6L	361,38	78,43	92,27	>	83,33	NECESITA CABEZALES

En la Tabla 23 se muestra la comparación entre el eje neutro calculado con cada combinación de carga y el eje neutro límite, si bien es cierto que con la mayoría de las combinaciones no existe la necesidad de elementos de bordes a todo lo largo de la estructura, sin embargo se debe considerar las recomendaciones del caso 2 que se explica a continuación.

b) Caso 2

En regiones de alto riesgo sísmico aun cuando los muros no satisfagan el caso 1, los muros deben tener elementos de bordes en sus extremos y en sus aberturas cuando el esfuerzo a compresión máximo en la fibra extrema, con el efecto del sismo, excedan $0.20 f'c$. Los cabezales podrán ser discontinuos en el nivel donde los esfuerzos de compresión sean inferiores a $0.15 f'c$.

A pesar de que en algunas combinaciones no se requiera la necesidad de cabezales se tomara la decisión de diseñar estos elementos basándose en los requerimientos de caso más crítico.

Para dimensionar de los elementos de borde se considera que éstos deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia mayor que $c - 0.1 lw$ y que $c/2$, siendo c la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño.

Entonces la dimensión de los cabezales del muro deberá ser mayor que el valor más grande del que se obtienen en las dos expresiones, sin descartar la posibilidad de que se tengan que realizar varias interacciones para obtener las secciones de los elementos de borde definitivos que sean capaces de absorber los esfuerzos de compresión del muro.

Tabla 24
Cálculo del eje neutro

c calculado (cm)	$c - 0.1 lw$	$\frac{c}{2}$
51,37	16,37	25,68
86,03	51,03	43,01
78,19	43,19	39,10
57,63	22,63	28,82
92,27	57,27	46,14

De la Tabla 24, donde se muestran los valores en el que el elemento de borde debe extenderse horizontalmente, es decir la base del cabezal de muro, se obtiene que la dimensión horizontal del cabezal no será menor a 58 cm, por este motivo se empieza la primera iteración con una sección de cabezales de 60x35 cm y una cuantía de 0.02.

$$P_n \max > P_{uc}$$

$$P_{uc} = \frac{Nu}{2} + \frac{Mu}{br}$$

$$P_{n \max} = 0.80 \phi (0.85 f'c (Ag - Ast) + (Ast \times fy))$$

Donde:

$P_{n \max}$	Máximo valor de resistencia nominal a la compresión del cabezal
P_{uc}	Resistencia actuante en el cabezal
br	Brazo de palanca entre los ejes de los cabezales
Ag	Área bruta del cabezal
Ast	Área de acero del cabezal

$$P_{uc} = \frac{328.22 Tn}{2} + \frac{558.80 Tn - m}{280 m}$$

$$P_{uc} = 363.68 Tn$$

$$P_{n \max} = 0.80 \times 0.70 \times (0.85 \times 210 \times (2100 - 42) + (42 \times 4200))$$

$$P_{n \max} = 304.50 Tn$$

$$P_{n \max} => P_{uc}$$

$$363.68 \text{ Tn} > 304.50 \text{ Tn} \text{ (NO CUMPLE)}$$

Aumentar el área de cabezales a 60x45 cm

$$P_{n \max} = 0.80 \times 0.70 \times (0.85 \times 210 \times (2700 - 48) + (48 \times 4200))$$

$$P_{n \max} = 348 \text{ Tn}$$

En la tabla 25 se puede verificar que uno de sus valores no cumple con el condicionante ($P_{n \max} > P_{uc}$); el recalcu de la ecuación implicaría un aumento en la sección y/o en la cuantía de acero del cabezal. Por este motivo se aplica el termino estadístico “un 90 por ciento de confianza de que existe un 95 por ciento de probabilidad de que la resistencia real exceda a la resistencia nominal” (American Concrete Intitute , 2014). Con esta definición se acepta el 4.3% de diferencia entre dichos valores, por lo tanto se acepta el diseño.

Tabla 25
Verificación de resistencia del muro

Puc (Tonf)		$\phi P_{n \max}$	Observación
264,64	<	348,00	CUMPLE
363,68	<	348,00	CUMPLE
254,95	<	348,00	CUMPLE
196,40	<	348,00	CUMPLE
180,83	<	348,00	CUMPLE

Para todas las combinaciones de carga en estudio se comprobó que una sección de cabezal con 60 cm de base, 40 cm de altura y con una armadura longitudinal de 48 cm² satisface las solicitaciones.

- **Diseño de los cabezales**

- a) Armadura longitudinal

Debido a que en la expresión para obtener el máximo valor de resistencia nominal a la compresión del cabezal, $P_{n \max}$, interviene el

área de acero que se requiere en el elemento de borde, basta con realizar las iteraciones necesarias para cumplir con el condicionante de esfuerzos nominales contra esfuerzos actuantes; en este caso la cuantía de acero que satisfizo dicha verificación es 0.02, por consiguiente el armado del cabezal deberá tener 48 cm² de acero de refuerzo, o su equivalente de $6 \varnothing 22 \text{ mm} + 8 \varnothing 20 \text{ mm}$.

b) Armadura transversal

De acuerdo a lo estipulado en la sección 6.1.5 del código NEC-DS-HM, los cabezales deben tener un refuerzo transversal con las especificaciones de la sección 4.3.4, en la totalidad de su longitud. Entonces el espaciamiento entre estribos será el menor valor de las siguientes expresiones:

$$s_o = 6 db = 6 \times 2.2 = 13.2 \text{ cm}$$

ó

$$s_o = 10 \text{ cm}$$

En este caso el espaciamiento es de 10 cm.

Se calcula el acero de refuerzo requerido para cada sentido del cabezal definido por:

Sentido X

$$Ash1 = 0.3 \frac{s bch f'c}{f_y} * \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$

$$Ash1 = 0.3 \times \frac{10 \times 40 \times 210}{4200} \times \left[\frac{60 \times 40}{(60 - 8) \times (40 - 8)} - 1 \right]$$

$$Ash1 = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$Ash2 = 0.09 \frac{s bch f'c}{f_{yt}}$$

$$Ash2 = 0.09 \times \frac{10 \times 30 \times 210}{4200}$$

$$Ash2 = 1.35 \text{ cm}^2$$

El área mínima de refuerzo para confinamiento corresponde al mayor valor obtenido de las dos anteriores expresiones, entonces se

necesitaran 2.65 cm^2 de área de refuerzo en dirección X, por lo que se coloca 4 ramas de varilla de 10 mm en ese sentido, que corresponde a 3.14 cm^2

Sentido Y

$$Ash1 = 0.3 * \frac{s * bcv * f'c}{fy} * \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$

$$Ash1 = 0.3 * \frac{10 * 60 * 210}{4200} * \left[\frac{60 * 40}{(60 - 8) * (40 - 8)} - 1 \right]$$

$$Ash1 = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$Ash2 = 0.09 * \frac{s * bcv * f'c}{fyt}$$

$$Ash2 = 0.09 * \frac{10 * 60 * 210}{4200}$$

$$Ash2 = 2.70 \text{ cm}^2$$

Se necesitaran $3,98 \text{ cm}^2$ de área de refuerzo en dirección Y, por lo que se coloca 5 ramas de varilla de 10 mm en ese sentido, que corresponde a 3.92 cm^2 .

La Figura 55, muestra el diseño de estribos adoptados de acuerdo al área de acero de refuerzo necesario para cada sentido, además el esquema de distribución de acero longitudinal y transversal para la pantalla del muro.

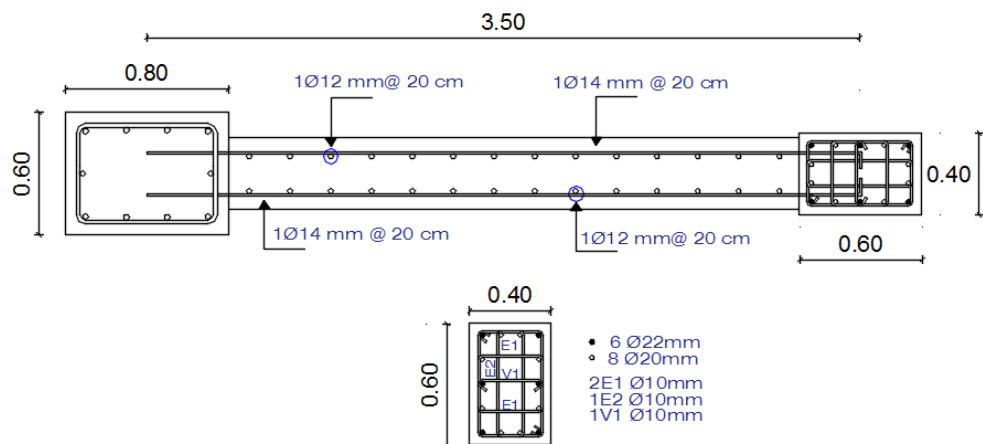


Figura 55 Distribución de acero de refuerzo en cabezal y muro

Para el diseño de los tres muros restantes, se realiza el mismo procedimiento que lo explicado en el ejemplo que precede, el anexo 2 muestra los resultados obtenidos.

5.2 Diseño de Diagonales Rigidizadoras

Las diagonales de acero, tipo cruz y V invertida que han sido utilizados para el reforzamiento del Edificio Silva Núñez, son considerados sistemas de arriostramiento concéntrico, que cumplen la función de disipar la energía ante cargas laterales.

El uso de diagonales rigidizadoras según Crisafulli en 2014 expresa que:

Esta técnica presenta varias ventajas, sin embargo también presenta algunos inconvenientes, particularmente cuando las riostras se conectan a estructuras existentes de hormigón armado. Las riostras, por su elevada rigidez, quedan sometidas a fuerzas axiales que deben transmitirse a la estructura en la cual se instalan. La experiencia indica que, en ciertos casos, los esfuerzos a transmitir son tan elevados, que la estructura existente no los puede resistir (aún con refuerzos localizados) y debe modificarse la estrategia de rehabilitación. No obstante ello, las riostras representan una alternativa viable en muchas situaciones. (p.101)

Las especificaciones del ANSI/AICS 360-10, para diseño de riostras, definen como condiciones fundamentales el diseño la esbeltez máxima y capacidad de resistencia. Con este criterio como la base de diseño, a continuación se desarrolla el proceso de verificación de esfuerzos límites a los elementos rigidizadores de la estructura. Se toma como ejemplo los miembros señalados del pórtico 2 entre los ejes D y E, que se muestran en la Figura 56, por ser los más solicitados.

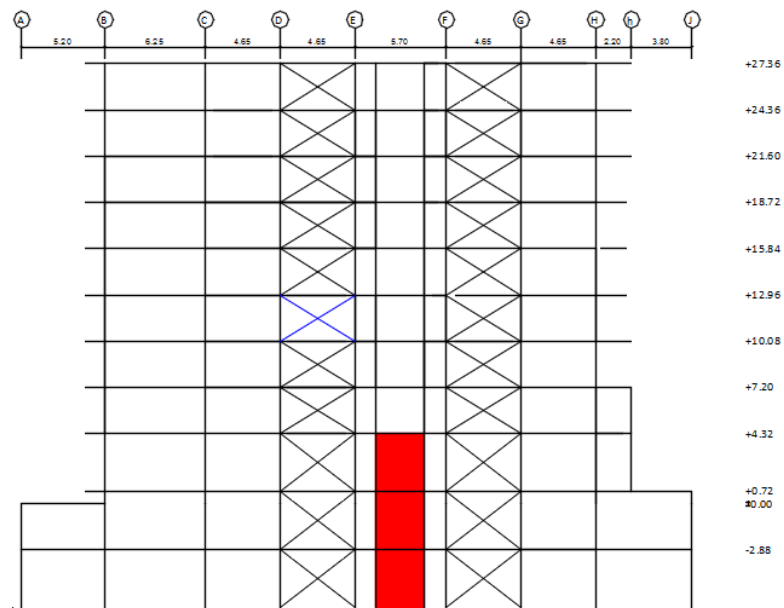
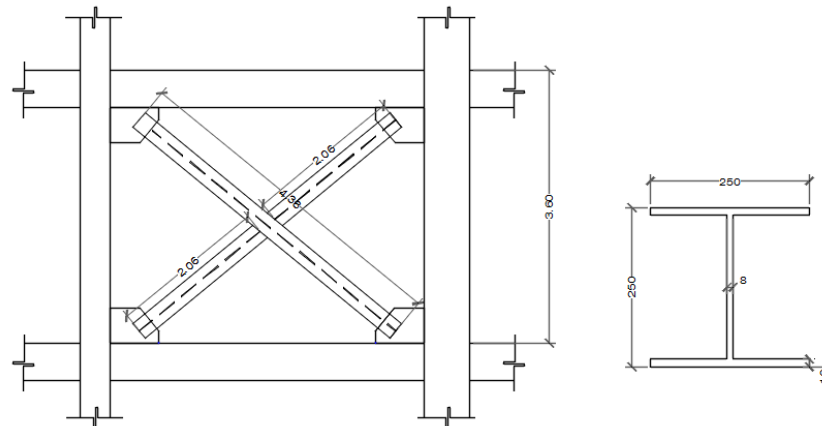


Figura 56 Esquema de ubicación de diagonal en estudio en pórtico 2

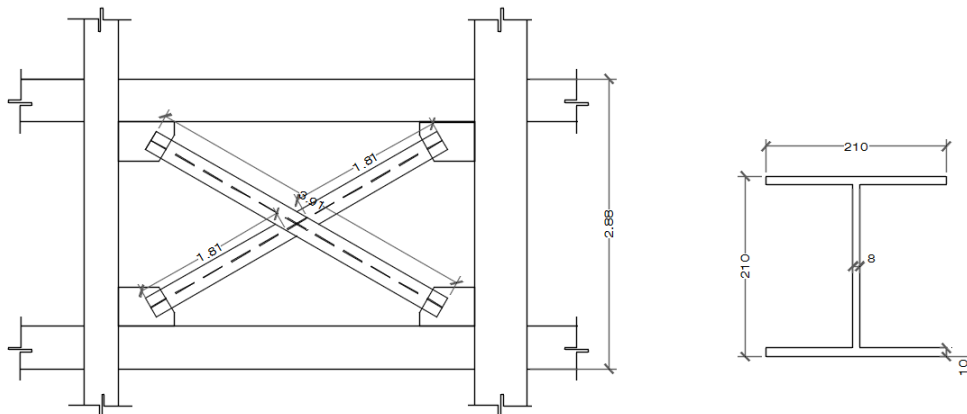
Las diagonales introducidas en el modelo están constituidas por columnas *I* electrosoldadas de acero A 572 Gr. 50.

Las Figuras 57 y 58 muestran esquemáticamente las propiedades geométricas de los perfiles, cabe mencionar que en el pórtico en estudio, donde se colocaran las diagonales en forma de X, las riostras son perfiles CK 250X250X8X10 desde la base de los pórticos hasta el nivel 15.84 m, mientras que en las últimas plantas, es decir, desde el nivel 15,48 hasta el nivel 27.36 m serán perfiles CK 210X210X8X10. Por otro lado en los pórticos D y G, donde se colocaran diagonales de tipo V invertida tendrán una sección uniforme en toda la altura del edificio con perfiles CK 210X210X8X10.



$$\begin{aligned}
 h &= 250 \text{ mm} & b &= 250 \text{ mm} \\
 tw &= 8 \text{ mm} & tf &= 10 \text{ mm} \\
 r_x &= 108,25 \text{ mm} & r_y &= 61,71 \text{ mm} \\
 L1 &= 436 \text{ cm} & L2 &= 206 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Figura 57 Esquema ubicación de diagonales tipo CK 250X250X8X10



$$\begin{aligned}
 h &= 210 \text{ mm} & b &= 210 \text{ mm} \\
 tw &= 8 \text{ mm} & tf &= 10 \text{ mm} \\
 r_x &= 90,27 \text{ mm} & r_y &= 51,96 \text{ mm} \\
 L1 &= 319 \text{ cm} & L2 &= 181 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Figura 58 Esquema ubicación de diagonales tipo CK 210x210x8x10

Propiedades del material acero A 572

$$E = 2039432,43 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_y = 345 \text{ MPa} = 3823,94 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$Fu = 450 \text{ MPa} = \frac{Kg}{cm^2}$$

- **Diseño a tensión**

En la sección H3.3 del ANSI-AISC, especifica que el esfuerzo permisible a tensión para miembros cargados axialmente viene dado por:

$$F_n = 0.6 F_y$$

Donde:

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado

Después de la corrida del modelo, la fuerza de tensión máxima para las diagonales fue de 83.16 Tn, como se muestra en la Figura 59.

$$f_t = \frac{P}{A}$$

$$f_t = \frac{83160}{68.40} = 1214.91 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_n = 0.6 \times 3823,94 = 2294.36 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$2294.36 > 1214.91 \text{ (CUMPLE)}$$

Acorde a dicho cálculo, el esfuerzo nominal a tensión supera aproximadamente dos veces al esfuerzo actuante en las diagonales, lo que permite que se considere aceptable este diseño.

- **Diseño a compresión**

El diseño de las diagonales, tanto a tensión como a compresión utiliza la misma base teórica de una columna, lo que implica que la falla de estos elementos está ligada al fenómeno de pandeo. Sufriendo deformaciones laterales o torcimiento en dirección perpendicular al eje cuando el miembro sobrepasa la carga de pandeo. Esto trae como consecuencia la limitación de capacidad por carga axial.

a) Relaciones de esbeltez

Para miembros principales sometidos a fuerzas axiales se recomienda que la relación de esbeltez no sea mayor a 150.

$$\lambda = \frac{K L}{r}$$

Donde:

- K Factor de longitud efectiva
- L Longitud no arriostrada lateralmente del miembro
- r Radio de giro

En las Tablas 26 y 27 muestran los resultados obtenidos de la relación de esbeltez para las longitudes y secciones de perfiles en estudio, demostrando que las riostras no pandean. En forma adicional, es preciso mencionar que se toma la condición idealizada de extremo que conste en restringir rotación y permitir únicamente traslación de las diagonales. En este contexto se utiliza el valor de $K=1.2$.

Tabla 26
Relación de esbeltez para perfil CK 250X250X8X10

	$\frac{K L}{r}$	$\lambda < 150$
λ_1	48,33	CUMPLE
λ_2	40,06	CUMPLE

Tabla 27
Relación de esbeltez para perfil CK 210X210X8X10

	$\frac{K L}{r}$	$\lambda < 150$
λ_1	42,41	CUMPLE
λ_2	41,80	CUMPLE

b) Pandeo por flexión

La resistencia admisible para elementos expuestos a cargas axiales de compresión, afectado por el factor de resistencia deberá ser mayor que la carga última de diseño.

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión de pandeo por flexión se determina en base a la relación de esbeltez mediante a las siguientes condiciones:

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \therefore F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \therefore F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

F_e Tensión de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Tabla 28

Cálculo de resistencia nominal a compresión del perfil CK 250X250X8X10

$\frac{KL}{r}$		$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	F_e Kg/cm ²	F_{cr} Kg/cm ²	ϕP_n Kg
48,33	<	108,77	8616,47	3175,71	195496,68
40,06	<	108,77	12543,63	3365,87	207202,81

Tabla 29

Cálculo de resistencia nominal a compresión del perfil CK 210X210X8X10

$\frac{KL}{r}$		$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	F_e Kg/cm ²	F_{cr} Kg/cm ²	ϕP_n Kg
42,41	<	108,77	11193,14	3314,45	204037,39
41,80	<	108,77	11519,34	3327,90	204865,24

Las Tablas 28 y 29 muestran los resultados obtenidos de la resistencia nominal a compresión, donde se demuestra que las secciones de los perfil CK 250X250X8X10 y CK 210X210X8X10 tienen una capacidad nominal de resistencia de 207.202 y 204.037 toneladas respectivamente, dichos valores son mayores a los esfuerzos actuantes, tal y como se muestran en Figura 59, donde 83.16 y 76.02 toneladas son las mayores fuerzas axiales (compresión y tensión) que actúan sobre las diagonales en el pórtico 2 de los elementos en estudio.

Se podría pensar, que debido al exceso de holgura en la capacidad de los elementos en relación a las fuerzas actuantes, tanto en el diseño a compresión y tensión, la sección de los perfiles podrían reducirse y así optimizar recursos. Sin embargo la decisión final de optar por estas secciones, se debe a que la disminución de sección aumenta la deriva en sentido X.

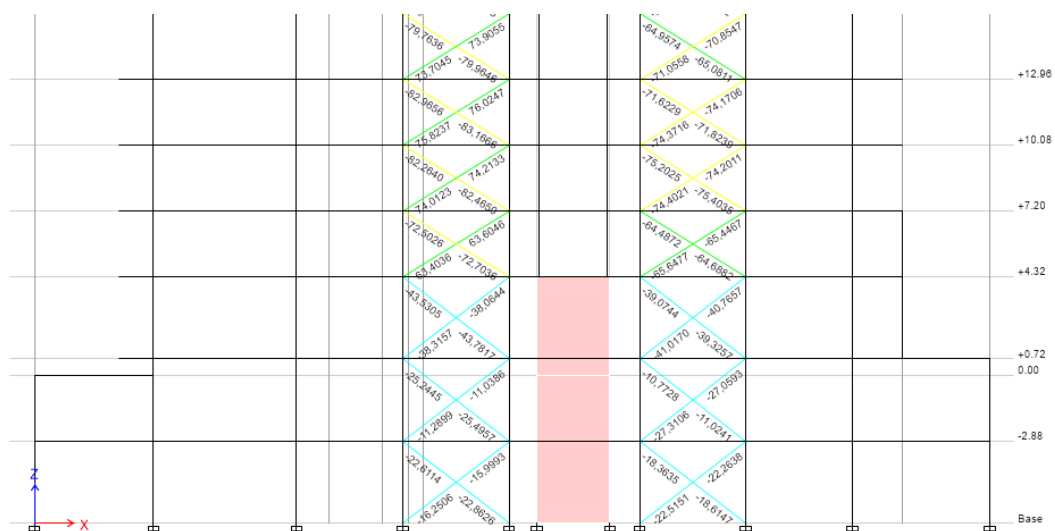


Figura 59 Esfuerzos axiales actuantes del pórtico 2

Fuente: (ETABS, 2016)

- **Conexiones**

Los elementos rigidizadores de acero en proyectos de rehabilitación generalmente se conectan a los pórticos de hormigón mediante placas de acero, las mismas que pueden ser atornilladas y/o soldadas, estas conexiones toman el nombre de placas Gusset. La enseñanza de eventos

sísmicos deja al descubierto que en este tipo de sistemas de arrojamiento, las conexiones son los primeros elementos en sufrir fallas, por este motivo es indispensable que los vínculos entre viga y columna tengan resistencia a tracción, compresión y flexión suficiente para soportar los esfuerzos que transmiten las riostras a los nudos.

Para el diseño de las conexiones se ha tomado como base teórica las especificaciones establecidas por el ANSI-AISC 341-10, en el capítulo J, sección J4.

a) Resistencia a tensión

La resistencia de diseño en elementos sometidos a tensión debe ser menor al valor obtenido con la siguiente expresión:

$$R_n = F_y A_g$$

Donde:

F_y	Tensión de fluencia del acero
A_g	Área efectiva neta de la plancha de conexión determinado por el método de la sección de Whitmore

Dowswell (citado en Aguiar et al., 2016) menciona que Wyss en el año de 1923 hizo uno de los mayores trabajos experimentales sobre el tema, él observó que los mayores esfuerzos durante cargas axiales se producían en una franja de la placa con un ancho variable de 30° desde la unión con la diagonal. Esto fue confirmado en varios ensayos, específicamente en los realizados por Whitmore, quien dibujo las trayectorias de los esfuerzo producidos sobre las placas, a esta franja que varía con un ángulo de 30° se lo conoce como ancho de Whitmore.

Para mostrar el procedimiento de diseño de la placa Gusset se decidió trabajar con las fuerzas de tensión y compresión más significativas, obtenidas tras la corrida del modelo. Como primer punto se debe entender la

nomenclatura de la geometría de la placa a diseñarse, la misma que se aprecia en la Figura 60 con sus respectivas dimensiones en la Tabla 30.

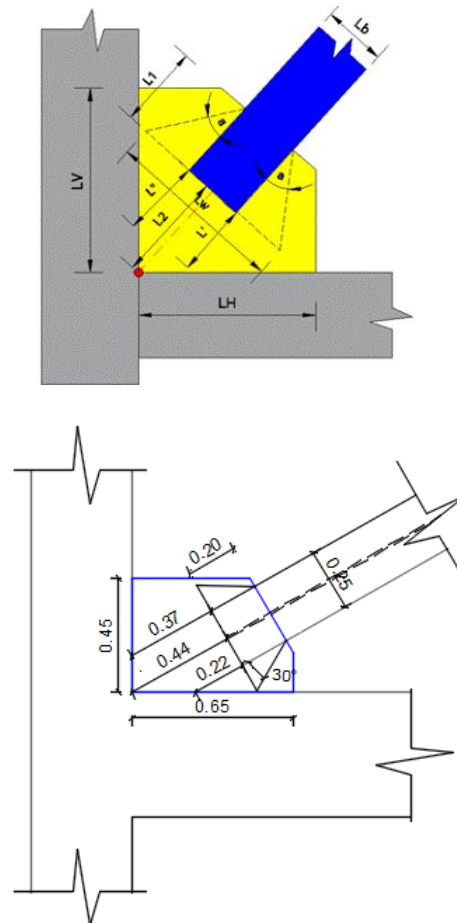


Figura 60 Nomenclatura placa Gusset

Fuente: (Aguiar & Ávila, ResearchGate, 2017)

Tabla 30
Propiedades geométricas de placa Gusset

Fluencia del acero (F_y)	2530	kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E)	2000000	kg/cm ²
Fuerza actuante en tensión	76,02	Tonf
Fuerza actuante a compresión	83,16	Tonf
Angulo de la diagonal	30	°
Long horizontal placa (LH)	65	cm
Long vertical placa (LH)	45	cm
Espesor placa (tp)	5/8	in

Para el diseño de la placa a tensión se tiene:

$$Lw = 2 (L1 \tan \alpha) + Lb$$

$$Lw = 2 (20 \times \tan 30^\circ) + 25$$

$$Lw = 48.09 \text{ cm}$$

$$A_g = t_p Lw$$

$$A_g = 1,587 \times 48.09 = 76.35 \text{ cm}^2$$

$$R_n = F_y A_g$$

$$\emptyset R_n = 0.9 \times 2530 \times 76.35 = 173.85 \text{ Tn}$$

$$173.85 \text{ Tn} > 83.16 \text{ Tn (CUMPLE)}$$

b) Resistencia a cortante vertical

La resistencia de diseño a cortante vertical debe ser menor al valor obtenido con la siguiente expresión:

$$R_n = 0,60 F_y A_{gv}$$

$$A_{gv} = (L1 + L2) \times t_p$$

Donde:

A_{gv} Área bruta solicitada a cortante

$$A_{gv} = (20 + 44) \times 1,587 = 101.60 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset R_n = 0,60 \times 2530 \times 101.57 = 154.23 \text{ Tn}$$

$$154.23 \text{ Tn} > 83.16 \text{ Tn (CUMPLE)}$$

c) Resistencia bloque de corte

Se refiere a la resistencia en la zona de conexión del elemento cuando este falla por cortante y tensión.

$$R_n = 0,6 Fu A_{nv} + U_{bs} Fu A_{nt} \leq 0,60 Fy A_{gv} + U_{bs} Fu A_{nt}$$

Donde:

Fu Resistencia ultima al corte del acero

A_{nt} Área neta solicitada a tracción

$U_{bs} = 1$ Cuando la tracción es uniforme

$$A_{nt} = L_b tp$$

$$A_{nt} = 25 \times 1.587 = 39.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 2 L1 tp$$

$$A_{nv} = 2 \times 20 \times 1.587 = 63.50 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_{n1} = 0,75[(0,6 \times 4080 \times 63.50) + (1 \times 4080 \times 39.69)]$$

$$= 238029.75 \text{ Kg}$$

$$\phi R_{n2} = 0,75 \times [(0,6 \times 2530 \times 101.60) + (1 \times 4080 \times 39.69)]$$

$$= 237115.35 \text{ Kg}$$

$$238029.75 \text{ Kg} \geq 237115.35 \text{ Kg}$$

$$\therefore R_n = 237115.35 \text{ Kg}$$

$$237.11 \text{ Tn} > 83.16 \text{ Tn (CUMPLE)}$$

d) Resistencia a la compresión

La resistencia de los elementos conectados a compresión se determina en base a la relación de esbeltez de acuerdo a los siguientes criterios:

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} \leq 25 \quad P_n = F_y A_g$$

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} > 25 \quad \text{Se aplica las condiciones del capítulo E del ANSI-AISC 341-10}$$

o Revisión de esbeltez de la placa

Cálculo del radio de giro de la sección de la placa

$$I_g = \frac{Lw tp^3}{12}$$

$$I_g = \frac{48.09 \times (1.587)^3}{12} = 16.03 \text{ cm}^4$$

$$A_g = Lw \times tp$$

$$A_g = 48.09 \times 1.587 = 76.35 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

$$r = \sqrt{\frac{16.03}{76.35}} = 0.458 \text{ cm}$$

- Cálculo de factor de longitud efectiva

$$Lg = \frac{L2 + L' + L''}{3}$$

$$Lg = \frac{44 + 22 + 37}{3} = 34.33 \text{ cm}$$

$$Km = 1,2$$

$$K = \frac{Km}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{2 \times Lw}{Lg}}}}$$

$$K = \frac{1,2}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{2 \times 42.32}{32.33}}}} = 1.067$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1,067 * 48.09}{0,458} = 112.05 > 25$$

De acuerdo al resultado obtenido, donde se verificó que la relación de esbeltez de la sección de la placa es mayor a 25, el procedimiento que se aplicará para la obtención de la resistencia a compresión es el criterio de capítulo E del ANSI-AISC 341-10

La sección E7, correspondiente a miembros con elementos esbeltos, donde, dispone que la resistencia a compresión nominal sea calculada en base a la relación de esbeltez con las siguientes condiciones:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$Si: \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \therefore F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$Si: \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \therefore F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2000000}{(112.05)^2} = 1571.99$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 132,43 > 112.05$$

$$\therefore F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{2530}{1571.99} \right] \times 2530 = 1289.94 \text{ Tn}$$

$$\phi P_n = 0,90 \times 1289.94 \times 76.35 = 88.64 \text{ Tn}$$

$$88.64 \text{ Tn} > 83,16 \text{ Tn (CUMPLE)}$$

- **Soldadura de placa Gusset al perfil**

El electrodo que se utiliza en la unión de la placa Gusset con la diagonal de acero es E70XX, como primer punto se establece la resistencia del material base y la resistencia del metal de soldadura de acuerdo a los estados de ruptura en tensión y corte, se hace uso de los factores de reducción 0,90 y 0.75 respectivamente. En la Figura 61 se muestra la longitud de suelda con la que se realiza el cálculo, se menciona que se pretende soldar la parte del alma de la diagonal que encaja en la placa Gusset, por de delante y detrás de la misma.

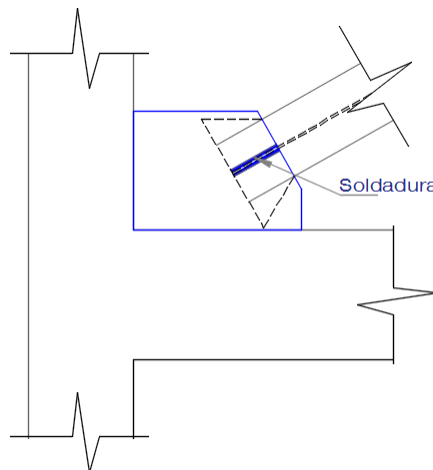


Figura 61 Longitud de suelda entre diagonal y placa Gusset

a) Para el metal de soldadura

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

$$A_{we} = D L_h$$

Donde:

A_{we} Área efectiva de la soldadura

L_h Longitud de soldadura

D Espesor de la soldadura que se propone

F_{nw} Resistencia nominal del metal de soldadura

$$\phi R_n = 0,75 \times 80 \times 0,6 \times 4900 = 176400 \text{ Kg (a corte)}$$

$$\phi R_n = 0,90 \times 80 \times 0,6 \times 4900 = 211680 \text{ Kg (a tensión)}$$

b) Para el material de la base

$$R_n = A_{nBM} F_{nBM}$$

Donde:

F_{nBM} Tensión nominal del material base

A_{nBM} Área transversal del material base

$$\phi R_n = 0,75 \times 80 \times 0,6 \times 2530 = 91080 \text{ Kg (a corte)}$$

$$\phi R_n = 0,90 \times 80 \times 0,6 \times 2530 = 109296 \text{ Kg (a tensión)}$$

La resistencia de diseño a corte y tensión será el menor de las respuestas obtenidas en la resistencia del material base y resistencia del metal de soldadura, las cuales se compararán con las fuerzas de tensión y compresión actuantes. De acuerdo a este criterio las respuestas que gobiernan el diseño son 91.08 Tn y 109.30 Tn a corte y tensión respectivamente. Finalmente se aprecia que estos valores son mayores que las fuerzas actuantes, esto permite afirmar que las secciones de la placa superan todos los requerimientos del diseño.

- **Diseño de pernos para conexión diagonal- columna, viga**

El diseño de la conexión entre la placa Gusset y la viga o columna será mediante el uso de una plancha de acero empernada a los elementos de

hormigón. Para el diseño de los pernos se toma las fuerzas que transmite la diagonal, sollicitación que se descompone en el plano que trabajan los pernos como se indica en la Figura 62.

Para el caso que se ejemplificara, se opta por hacer el diseño con la fuerza axial más grande que transmiten las diagonales, es decir 83.16 Tn, a compresión. Los pernos a usarse para la conexión de la diagonal a la viga o columna, son de alta resistencia tipo A325.

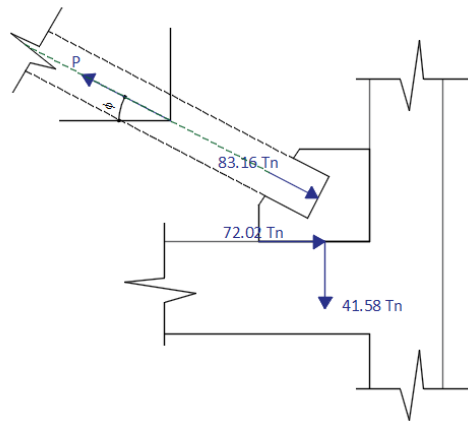


Figura 62 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas para diseño de pernos

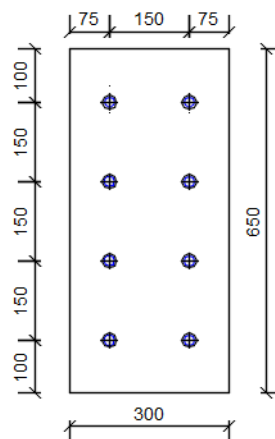


Figura 63 Distribución de pernos en placa ubicada en viga

En la Figura 63 se visualiza la distribución de los pernos en la placa que se coloca en la viga y en la Tabla 31 se presentan las propiedades mecánicas

y geométricas de los pernos y placa. Se menciona que el diseño de estos elementos, se basa en la sustentación teórica de la sección J3.5 y 8 del ANSI-AISC.

Tabla 31
Datos para el diseño de pernos

Parámetro	Valor	Unid.
F_{nv}	4780	Kg/cm ²
F_u	4080	Kg/cm ²
t	1	cm
d	3/4	pulg
n	8	

a) Resistencia a tensión de corte

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b$$

Donde:

F_{nv} Tensión de corte nominal del perno

A_b Área bruta del perno

ϕ 0.75

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_b = \frac{\pi (2,54 \times \frac{3}{4})^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4780 \times 2.85 = 10218.70 \text{ Kg}$$

La capacidad de tensión de corte de un solo perno de acuerdo al cálculo es 10.218 Tn.

La fuerza que provoca tensión de corte en los pernos es la componente horizontal, es decir 72,02 Tn. Entonces dicha fuerza será repartida para cada uno de los 8 pernos, por ende el conjunto de pernos tiene una capacidad de

resistencia de 81.74 Tn, lo que confirma que el número y diámetro de los pernos elegidos son los correctos.

b) Resistencia al aplastamiento de perforaciones de pernos

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u$$

Donde:

- F_u Resistencia última especificada del material conectado
- d Diámetro nominal del perno
- L_c Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de perforación adyacente del material
- t Espesor del material conectado

$$R_n = 1.2 \times 9.047 \times 1 \times 4080 \leq 2.4 \times 1,905 \times 1 \times 4080$$

$$R_n = 44296.56 \text{ Kg} \leq 18653.76 \text{ Kg}$$

$$\therefore R_n = 18653.76 \text{ Tn}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 18653.76 = 13990.32 \text{ Kg} \approx 13,99 \text{ Tn}$$

La componente vertical, puede generar el aplastamiento en las perforaciones del perno, por este motivo, la fuerza que se compara con la resistencia de aplastamiento disponible es 41.58 Tn.

Una vez realizado el cálculo de la resistencia nominal, en el cual se obtuvo como resultado que la capacidad de un solo perno al aplastamiento es de 13.99 Tn. Entonces el conjunto de los 8 pernos tiene una capacidad en bruto de 111.92Tn, por lo que se concluye que el espesor propuesto de la placa es el adecuado y por ende no sufrirá cortes por el efecto del aplastamiento de los pernos.

- **Anclaje al concreto**

En el capítulo 17 del ACI 318-14 entre sus disposiciones se encuentra la aplicación de “conexiones entre elementos estructurales donde la falla de un anclaje o de un grupo de anclajes puede conducir a pérdida de equilibrio o de estabilidad de cualquier parte de la estructura” (p.233).

Los anclajes que se usan para las conexiones entre las diagonales, vigas y columnas del Edificio Silva Núñez serán incorporados in situ, en hormigón endurecido, es decir, anclajes postinstalados de expansión. Es necesario mencionar que la longitud empotrada de anclaje, propiedades del acero, resistencia del hormigón, distancia a los bordes libres, espaciamiento entre anclajes y el tipo de anclaje son los parámetros que inciden en la resistencia de un anclaje.

De todas las resistencias requeridas para los anclajes, la resistencia al arrancamiento del concreto por tracción es la falla más probable que se puede considerar para el diseño de la conexión, debido a que en el modelo realizado las riostras fueron consideradas únicamente para transmitir fuerzas axiales.

a) Resistencia al arrancamiento del concreto

La fuerza de tracción aplicada a un grupo de anclajes no debe exceder a la resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción, este último se obtiene con la ecuación que se muestra a continuación:

$$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

Donde:

N_{cbg} : Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes

$N_{ua,g}$: Fuerza mayorada de tracción aplicada a un grupo de anclajes

A_{Nc} :	Área de falla proyectada del concreto para un grupo de anclajes
A_{Nco} :	Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo
$\psi_{ec,N}$:	Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de cargas aplicadas
$\psi_{ed,N}$:	Factor de modificación de efectos de borde
$\psi_{c,N}$:	Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuración en el concreto
N_b :	Resistencia básica al arrancamiento del concreto

El valor de los factores mencionados que se ajustan para los requerimientos del diseño en estudio, se los obtuvo mediante las definiciones en las secciones 17.4.2.4; 17.4.2.5; 17.4.2.6; 17.4.2.7 del ACI 318-14 y se resumen en la Tabla 32.

Tabla 32
Factores de modificación adoptados

Factor	Valor adoptado
$\psi_{ec,N}$	1
$\psi_{ed,N}$	0.94
$\psi_{c,N}$	1.4
$\psi_{cp,N}$	1

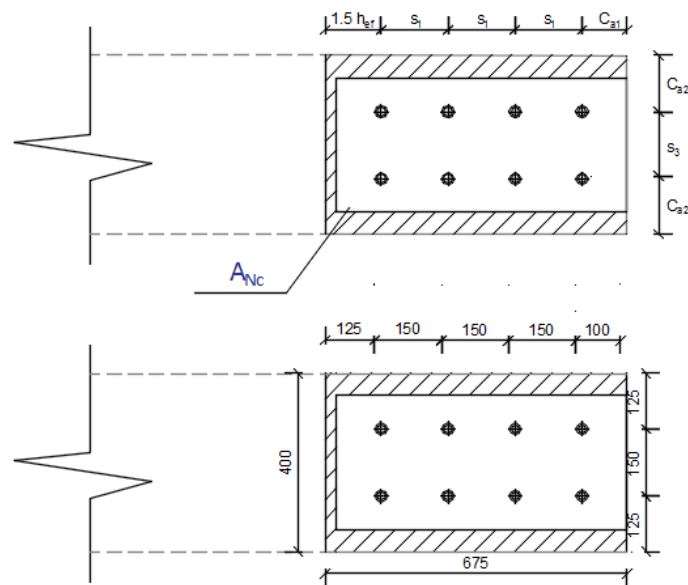


Figura 64 Esquema para el cálculo de Anc

Con el objetivo de calcular las áreas de fallas proyectadas en el hormigón, se mencionan los requerimientos de la sección 17.4.2.3 del ACI 318.14 para obtener la profundidad embebida efectiva del anclaje, h_{ef} .

En primera instancia se adopta una longitud del perno de anclaje, el cual debe estar en el rango de $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$, donde d_a es el diámetro del perno en uso

La profundidad embebida efectiva del anclaje, h_{ef} , se puede considerar la longitud del empotramiento del perno. Con la excepción de que si los anclajes están ubicados en secciones angostas, donde tres o más bordes tengan dimensiones menores a $1.5h_{ef}$, se calcula una superficie de falla supuesta para limitar h_{ef} , parámetro que toma la simbología h_{ef}' . El valor que gobierna la profundidad efectiva del anclaje será el mayor de las dos siguientes condiciones:

- La relación entre la máxima distancia medida desde el centro del perno de anclaje al borde del concreto y $1.5 (c_{a,max}/1.5)$

- La relación ente el espaciamiento máximo entre anclajes y 3 ($s/3$)

En efecto, para la sección en estudio, la misma que se ilustra en la Figura 64. Al tener tres bordes menores al valor real de $1.5 h_{ef}$, es decir 150 mm (si $h_{ef} = 100 \text{ mm}$), se realiza el cálculo de la supuesta profundidad efectiva de anclaje, h_{ef}' . El valor que gobierna este parámetro y que usa para obtener las áreas proyectadas de las superficies de falla es 83.33 mm.

Para definir el parámetro restante N_b utiliza la expresión que se presenta a continuación:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'c} h_{ef}^{1.5}$$

Donde:

- N_b : Resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje
- k_c : Coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento
- λ_a : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas del concreto liviano en aplicaciones de anclaje al concreto

La Tabla 33 muestra el valor de los parámetros para obtener la resistencia básica al arrancamiento del concreto de la sección en estudio, la elección de estas cuantificaciones obedece a los requerimientos de las secciones 17.4.2.2; 17.1.2.6 del ACI318-14

Tabla 33
Valor de los parámetros adoptados para el cálculo de resistencia básica al arrancamiento

Factor	Valor adoptado	Unidad
k_c	7	
λ_a	0.8	

CONTINÚA



f'c	21	MPa
h_{ef}'	83.33	mm

$$A_{Nc} = 675 \times 400 = 270000 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 h_{ef}^2$$

$$A_{Nco} = 9 (83.33)^2 = 62495 \text{ mm}^2$$

$$N_b = 7 \times 0.8 \times \sqrt{21} (83.33)^{1.5} = 19520.80 \text{ N} \approx 1952.09 \text{ Kg}$$

$$N_{cbg} = \frac{270000}{62495} \times 1 \times 0.94 \times 1.4 \times 1 \times 1952.09 = 11098.75 \text{ Kg}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \times 11098.75 = 7769.12 \text{ Kg}$$

Al aplicar el factor de reducción de resistencia, finalmente se obtiene una resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de 7.77 Tn. El arrancamiento será solventado por los 8 pernos propuestos inicialmente en el diseño, entonces el grupo de pernos tiene una resistencia final de 62.16 Tn, siendo suficiente para la fuerza que provoca este tipo de falla, la cual es la componente vertical que se había mencionado anteriormente, es decir 41.58 Tn.

Después de haber realizado el diseño y anclaje al concreto de los pernos así como también el diseño de placa que será ubicada en la viga que servirá de soporte y será soldada a la placa Gusset en sentido horizontal, se realiza el mismo procedimiento con la placa que se ubicará y soldará en forma vertical a la placa Gusset. Para ello en la Figura 65 se ilustra la distribución de pernos sobre la placa

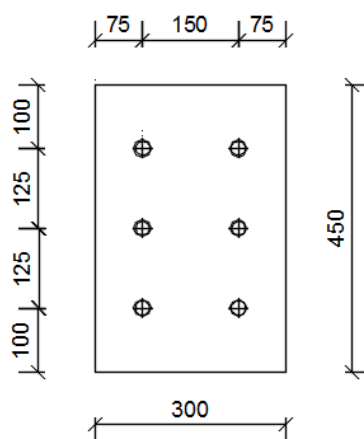


Figura 65 Distribución de pernos en placa ubicada en columna

En la Tabla 34 se muestra las propiedades mecánicas y geométricas de los pernos y placa

Tabla 34
Datos para el diseño de pernos

Parámetro	Valor	Unid.
F _{nv}	4780	Kg/cm ²
F _u	4080	Kg/cm ²
t	1	cm
d	3/4	inch
n	6	

a) Resistencia a tensión de corte

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b$$

$$A_b = \frac{\pi (2,54 \times \frac{3}{4})^2}{4} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4780 \times 2,85 = 10218,07 \text{ Kg}$$

Un solo perno tiene una capacidad de tensión a corte de 10.21 Tn, ya que en el diseño se han propuesto 6 pernos, entonces la capacidad del grupo de pernos es de 61.26 Tn, siendo este valor mayor que la componente vertical, es decir, 41.58 Tn. Con este cálculo se afirma que el diámetro de los pernos es suficiente para este caso en particular.

b) Resistencia al aplastamiento de perforaciones de pernos

$$R_n = 1.2 \times 9.047 \times 1 \times 4080 \leq 2.4 \times 1,905 \times 1 \times 4080$$

$$R_n = 44296.56 \text{ Kg} \leq 18653.76 \text{ Kg}$$

$$\therefore R_n = 18653.76 \text{ Tn}$$

$$\emptyset R_n = 0.75 \times 18653.76 = 13990.32 \text{ Kg} \approx 13,99 \text{ Tn}$$

El conjunto de los 6 pernos alcanza una resistencia al aplastamiento de 83.94 Tn., cantidad que resulta mayor para la componente horizontal, es decir, 72.02 Tn, asegurando que la placa no sufriría este tipo de falla.

Para el cálculo del anclaje del concreto se presentan las Tablas 35 y 36 que contienen los factores de modificación y datos iniciales para el diseño. Además en la Figura 66 se muestra la proyección del plano de falla en el hormigón que podría ocasionarse en la columna.

a) Resistencia al arrancamiento del concreto

Tabla 35
Factores de modificación adoptados

Factor	Valor adoptado
$\psi_{ec,N}$	1
$\psi_{ed,N}$	0.90
$\psi_{c,N}$	1.4
$\psi_{cp,N}$	1

Tabla 36
Valor de los parámetros adoptados para el cálculo de resistencia básica al arrancamiento

Factor	Valor adoptado	Unidad
k_c	7	
λ_a	0.8	
$f'c$	21	MPa
h_{ef}	100	mm

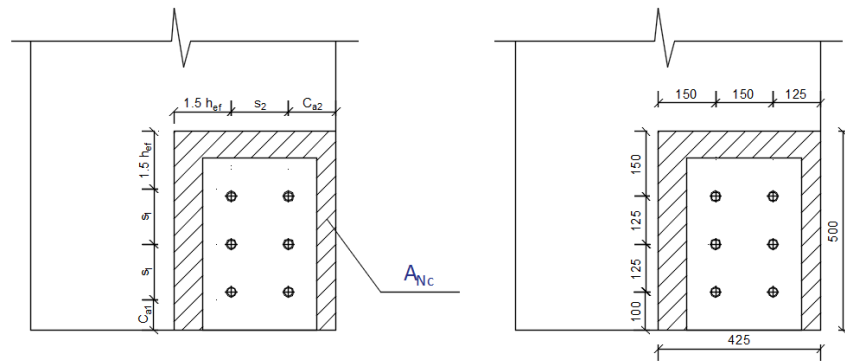


Figura 66 Esquema para el caculo de Anc

$$\emptyset N_{cbg} \geq N_{ua,g}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'c} h_{ef}^{1.5}$$

$$A_{Nc} = 425 \times 500 = 212500 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 h_{ef}^2$$

$$A_{Nco} = 9 (100)^2 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$N_b = 7 \times 0.8 \times \sqrt{21} (100)^{1.5} = 25662.42 \text{ N} \approx 2566.24 \text{ Kg}$$

$$N_{cbg} = \frac{212500}{90000} \times 1 \times 0.90 \times 1.4 \times 1 \times 2566.24 = 7634.56 \text{ Kg}$$

$$\emptyset N_{cbg} = 0.70 \times 7634.56 = 5344.19 \text{ Kg}$$

La resistencia al arrancamiento de grupo de 6 pernos tiene un valor de 32.06 Tn, siendo insuficiente para la fuerza de demanda en este caso la componente horizontal, es decir, 72.02 Tn. Para conseguir la resistencia deseada debería duplicarse la cantidad de pernos, por este motivo se decide hacer un recalcu, ya que si se aumenta la cantidad de pernos, esto implicaría reducir el diámetro de los mismos y posiblemente el espesor de la placa, para conseguir un diseño óptimo.

Después de varias iteraciones, un grupo de 10 pernos de 1/2" de diámetro y un espesor de placa de 1 cm son suficientes para solventar la tensión de

corte de los pernos y el aplastamiento de la placa respectivamente. La nueva distribución de los pernos se muestra en la Figura 67

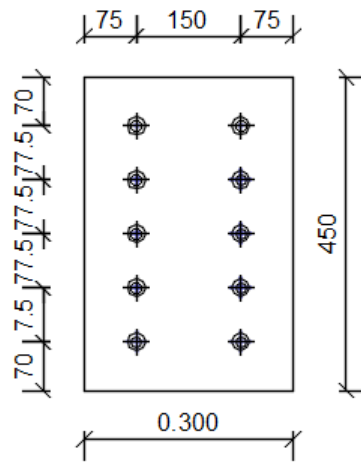


Figura 67 Distribución de pernos definitiva para placa ubicada en columna

Para el cálculo de anclaje de concreto, una profundidad de anclaje efectiva de 28 cm da como resultado una resistencia al arrancamiento de 7.056 Tn, obteniendo finalmente una resistencia grupal de 70.56 Tn., valor que satisface la fuerza que provoca el arrancamiento del concreto. A continuación se muestra el respectivo cálculo además de la Figura 68 en la que se observa el área de falla proyectada en el hormigón.

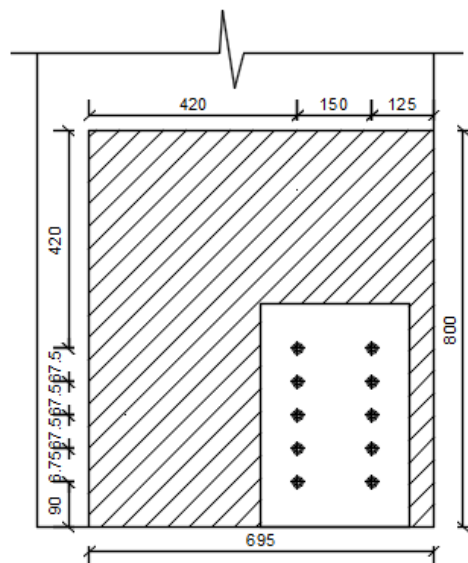


Figura 68 Esquema para el cálculo de Anc

$$A_{Nc} = 695 \times 800 = 556000 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 h_{ef}^2$$

$$A_{Nco} = 9 (280)^2 = 705600 \text{ mm}^2$$

$$N_b = 7 \times 0.8 \times \sqrt{21} (280)^{1.5} = 120236.06 \text{ N} \approx 12023.61 \text{ Kg}$$

$$N_{cbg} = \frac{556000}{705600} \times 1 \times 0.76 \times 1.4 \times 1 \times 12023.61 = 10080.75 \text{ Kg}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \times 10080.75 = 7056.52 \text{ Kg}$$

Se presenta el diseño de las diagonales, placas, pernos y anclaje al concreto para el arriostamiento tipo Chevron en el anexo 4.

5.3 Reforzamiento de columnas a corte con FRP

En la inspección de serviciabilidad de los elementos estructurales del edificio Silva Núñez, se comprobó que las columnas no cumplían con el confinamiento mínimo acorde a la sección existente. Para dar solución a este inconveniente se refuerza aumentando la capacidad a cortante con FRP, esto se consigue envolviendo al elemento parcial o completamente con la disposición de las fibras orientadas transversalmente al eje longitudinal de las columnas.

Para el efecto, a continuación se enumera los pasos a seguir con el propósito de obtener el número de fibras que deberá envueltas en las columnas. Como base teórica para el cálculo del reforzamiento a corte con fibras de carbono (CFRP) se tomó como guía el ejemplo 15.7 del ACI 440.2R-08

Paso 1: Diseño de las propiedades del material

Las siguientes ecuaciones permiten obtener las propiedades de tracción de diseño, es de importancia mencionar que la exposición ambiental a largo plazo influye en dicha propiedad así como también en la fluencia y resistencia a la fatiga de los laminados FRP, por este motivo la resistencia a tracción del material a usarse debe ser afectado por el factor de reducción

ambiental, factor que obedece las condiciones de la Tabla 9.1 del ACI 440.2R-08.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

Donde:

- C_E Factor de reducción ambiental
- f_{fu} Resistencia máxima a la tracción de diseño
- f_{fu}^* Resistencia a la tensión del material de FRP (dada por el fabricante)
- ε_{fu} Tensión de ruptura de diseño del FRP
- ε_{fu}^* Tensión de ruptura del FRP (dada por el fabricante)

Paso 2: Deformación unitaria efectiva del FRP

Corresponde la deformación máxima que puede sufrir el FRP, para elementos completamente envueltos, se tomará una deformación efectiva de 0.4%

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu}$$

Donde:

- ε_{fe} Deformación efectiva del FRP

Paso 3: Contribución del FRP a cortante

Para calcular la contribución que brinda el FRP a cortante necesario para el reforzamiento, se puede basar en el aumento de la resistencia necesaria, para miembros completamente envueltos el factor de reducción de resistencia a corte será $\psi_f = 0,95$.

$$V_{f\ reqd} = \frac{\Delta V_u}{\phi (\psi_f)}$$

Donde:

- ΔV_u Resistencia adicional de corte

A fines de obtener el número de fibras necesarias, se hace un cálculo inverso reorganizando la ecuación original 11-3 que propone el ACI-440, en el que se despeja el término $A_{f\ reqd}$, donde se reemplaza V_f por $V_{f\ reqd}$, para posteriormente hallar el número de capas de FRP acorde al espaciamiento impuesto, ancho y espesor de las láminas.

$$V_f = \frac{A_{f\ reqd} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f}$$

$$A_{fv} = 2 n t_f w_f$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$$

Donde:

f_{fe}	Tensión efectiva del material FRP
d_{fv}	Profundidad de refuerzo a corte de FRP
n	Número de capas de refuerzo de FRP
E_f	Módulo de elasticidad de FRP
w_f	Ancho de la capa de refuerzo de FRP
t_f	Espesor del material de FRP

Una vez expuesta la metodología para obtener el número de capas de refuerzo de FRP, para solventar la deficiencia de refuerzo a corte en las columnas del Edificio Silva Núñez, a continuación se presenta el ejemplo de reforzamiento de una columna de sección 60x 80 cm con esta técnica. El material de uso son fibras de carbono. El producto que se acopla al requerimiento de este reforzamiento toma el nombre comercial de SikaWrap-600C, desarrollado por Sika, material conformado por fibras de carbono de resistencia media cosida unidireccionalmente, específicamente para ser aplicado en húmedo. Las propiedades del material se extraen de la ficha técnica del producto y se reflejan en la Tabla 37.

Tabla 37
Propiedades SikaWrap-600 C

Propiedades	Símbolo	Unidad	Valor
Espesor	t_f	mm	0,337
Resistencia a la tracción	f_{fu}^*	N/mm ²	3800
Esfuerzo a la ruptura	ε_{fu}^*	mm/mm	0,0155
Módulo de elasticidad	E_f	N/mm ²	242000

Fuente: (Sika Ecuador, 2014)

Paso 1

El factor de reducción ambiental para fibras de carbono ante la exposición interna corresponde al valor 0,95

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$f_{fu} = 0,95 \times 3800 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{fu} = 3610 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = 0,95 \times 0,0155$$

$$\varepsilon_{fu} = 0,01425$$

Paso 2

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75 \varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75 \times 0,01425$$

$$\therefore 0,004$$

Paso 3

En el anexo 3 se presenta el cálculo para obtener la resistencia adicional a corte de la columna en estudio, el mismo que resulta de la diferencia entre el cortante nominal y el cortante último.

A propósito que el rollo del producto viene de fábrica con un ancho constante de 30 cm, se propone colocar franjas de 30 cm de ancho con un espaciamiento de 20 cm a todo lo largo de la columna.

$$V_{f\ reqd} = \frac{\Delta V_u}{\phi (\psi_f)}$$

$$V_{f\ reqd} = \frac{184.76\ kN}{0.85 \times 0.95}$$

$$V_{f\ reqd} = 228.80\ kN$$

$$A_{f\ reqd} = \frac{V_{f\ reqd} S_f}{\epsilon_{fe} E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}$$

$$A_{f\ reqd} = \frac{228.80\ kN \times S_f}{0.004 \times 242 \frac{kN}{mm^2} \times (1) \times 800\ mm}$$

$$A_{f\ reqd} = 0.30 S_f$$

$$n = \frac{A_{f\ reqd}}{2 t_f w_f}$$

$$n = \frac{0.30 \times (200\ mm)}{2 \times 1,4\ mm \times 300\ mm}$$

$$n = 0.14$$

En base al cálculo se puede concluir que es necesario colocar menos de una capa de refuerzo de CFRP, sin embargo se considera indispensable colocar al menos una, puesto que la columna en estudio presenta problemas en cuanto a confinamiento de la sección, el mismo que es ocasionado por el espaciamiento excesivo entre estribos.

5.4 Conexión Columna- Viga

El daño que han ocasionan los eventos sísmicos en las conexiones viga-columna deja al descubierto el desconocimiento en la importancia que tiene el diseño de los nudos. El correcto funcionamiento del nudo genera estabilidad global a la estructura, se teme que una falla general de estos elementos sea el principio progresivo de mecanismos de colapsos para otros miembros de la estructura.

El ACI 318-14 menciona las condiciones que rige el diseño sísmico de un nudo

- El acero longitudinal y transversal debe ser capaces de resistir los momentos flectores de viga y columnas
- El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo debe ser capaz de resistir el cortante horizontal producido por la fuerza de tensión

Para la comprobación de la serviciabilidad del nudo columna-viga en el edificio Silva Núñez, se realiza un ejemplo en base a la sustentación teórica de código ACI 352RD-02 y del artículo de Aguiar, Revelo y Tapia en 2016, documentos que muestran explícitamente al cálculo que varía de acuerdo al tipo de nudo que se esté analizando.

El nudo que se analiza en esta oportunidad se ubica en pódico 5 en el nivel +10.08 m, la conexión típica a la que pertenece es a la de un nudo interior pues a su núcleo llegan cuatro vigas. La columna en ese nivel tiene una dimensión de 50x80, su armado y el de las vigas que participan en este análisis se ilustra en la Figura 69

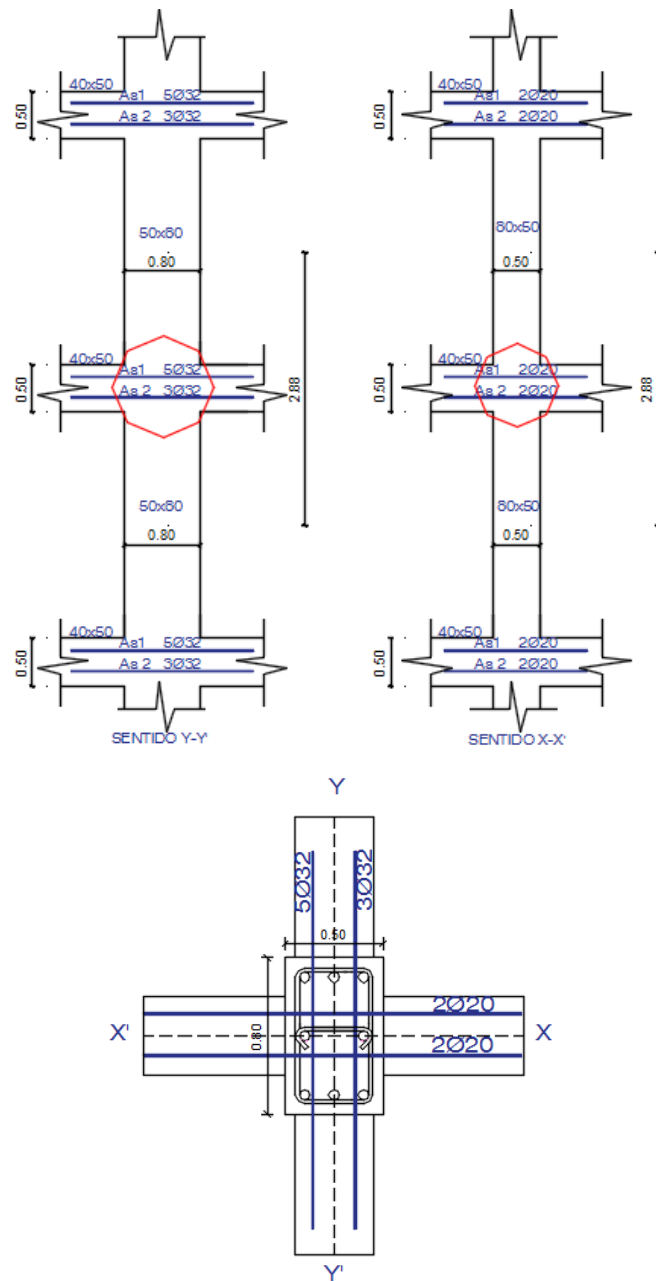


Figura 69 Esquema del nudo a analizar

- Análisis en sentido Y'Y

a) Control de deterioro de adherencia

$$h_c \geq 20 \phi_v$$

$$800 \text{ mm} \geq 20 (32 \text{ mm})$$

$$800 \text{ mm} \geq 640 \text{ mm (CUMPLE)}$$

$$h_v \geq 20 \phi_c$$

$$500 \text{ mm} \geq 20 (25 \text{ mm})$$

$$500 \text{ mm} \geq 500 \text{ mm} \text{ (CUMPLE)}$$

b) Resistencia al cortante horizontal

$$As_1 = 5 \text{ } \emptyset 32 \text{ mm} = 40.2 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 3 \text{ } \emptyset 25 \text{ mm} = 24.12 \text{ cm}^2$$

$$M_1 = As_1 \alpha f_y \left(d - \frac{As_1 \alpha f_y}{1.7 f'c bv} \right)$$

$$M_1 = 40.2 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(47 - \frac{40.2 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.7 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 40 \text{ cm}} \right)$$

$$M_1 = 68.00 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_2 = 24.12 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(47 - \frac{24.12 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.7 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 40 \text{ cm}} \right)$$

$$M_2 = 48.29 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$V_u = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_u = \frac{68.00 \text{ Tn} - \text{m} + 48.29 \text{ Tn} - \text{m}}{2.88 \text{ m}}$$

$$V_{col} = 40.38 \text{ Tn}$$

$$T_1 = As_1 \alpha F_y$$

$$T_1 = 40.2 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$T_1 = 211.05 \text{ Tn}$$

$$C_2 = As_2 \alpha F_y$$

$$C_2 = 24.12 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$C_2 = 126.63 \text{ Tn}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$$

$$V_j = 211.05 \text{ Tn} + 126.63 \text{ Tn} - 40.38 \text{ Tn}$$

$$V_j = 297.30 \text{ Tn}$$

c) Cortante resistido por el nudo

$$V_n = \gamma \sqrt{f'c} b_j h_c$$

$$V_n = 5.3 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} \times 40 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$$

$$V_n = 245.77 \text{ Tn}$$

$$\phi V_n \geq V_j$$

$$0.75 \times 245.77 \text{ Tn} \geq 297.30 \text{ Tn}$$

$$184.32 \text{ Tn} \geq 297.30 \text{ Tn} \text{ (NO CUMPLE)}$$

- Análisis en sentido X'X

- a) Control de deterioro de adherencia

$$h_c \geq 20 \phi_v$$

$$500 \text{ mm} \geq 20 (20 \text{ mm})$$

$$500 \text{ mm} \geq 400 \text{ mm} \text{ (CUMPLE)}$$

$$h_v \geq 20 \phi_c$$

$$500 \text{ mm} \geq 20 (25 \text{ mm})$$

$$500 \text{ mm} \geq 500 \text{ mm} \text{ (CUMPLE)}$$

- b) Resistencia al cortante horizontal

$$As_1 = As_2 = 2 \phi 20 \text{ mm} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$M_1 = M_2 = As_1 \alpha f_y \left(d - \frac{As_1 \alpha f_y}{1.7 f'c bv} \right)$$

$$M_1 = 6.28 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{kg}{cm^2} \left(47 - \frac{6.28 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{kg}{cm^2}}{1.7 \times 210 \frac{kg}{cm^2} \times 40 \text{ cm}} \right)$$

$$M_1 = 14,73 \text{ Tn} - m$$

$$V_u = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{14,73 \text{ Tn} - m + 14,73 \text{ Tn} - m}{2.88 \text{ m}}$$

$$V_{col} = 10.23 \text{ Tn}$$

$$T_1 = C_2 = As_1 \alpha F_y$$

$$T_1 = 6.28 \text{ cm}^2 \times 1.25 \times 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$T_1 = 32,97 \text{ Tn}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$$

$$V_j = 10,23 \text{ Tn} + 10,23 \text{ Tn} - 14,73 \text{ Tn}$$

$$V_j = 5,73 \text{ Tn}$$

c) Cortante resistido por el nudo

$$V_n = \gamma \sqrt{f'c} b_j h_c$$

$$V_n = 5,3 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} \times 40 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$V_n = 153,61 \text{ Tn}$$

$$\phi V_n \geq V_j$$

$$0,75 \times 153,61 \times \geq 5,73 \text{ Tn}$$

$$115,29 \text{ Tn} \geq 5,73 \text{ Tn} \text{ (CUMPLE)}$$

De acuerdo a la comprobación, se demuestra que el sentido X'X el nudo es capaz de resistir las sollicitaciones de demanda, por otro lado en sentido Y'Y el cortante aplicado en el nudo es mayor al cortante resistido por el nudo, lo que ocasionaría una falla del nudo en ese sentido. Sin embargo se realiza un nuevo recalcu pero esta vez con la cuantía de refuerzo que reporta el modelo realizado en el programa Etabs, para dicha viga en ese sentido.

Se realiza este procedimiento con la filosofía de que la cuantía de refuerzo que reporta el programa que se aprecia en la Figura 70, es suficiente y necesario para la viga en estudio, es decir, el armado existente de la sección no entra en su total funcionalidad, por lo que podríamos decir que está siendo subutilizado.

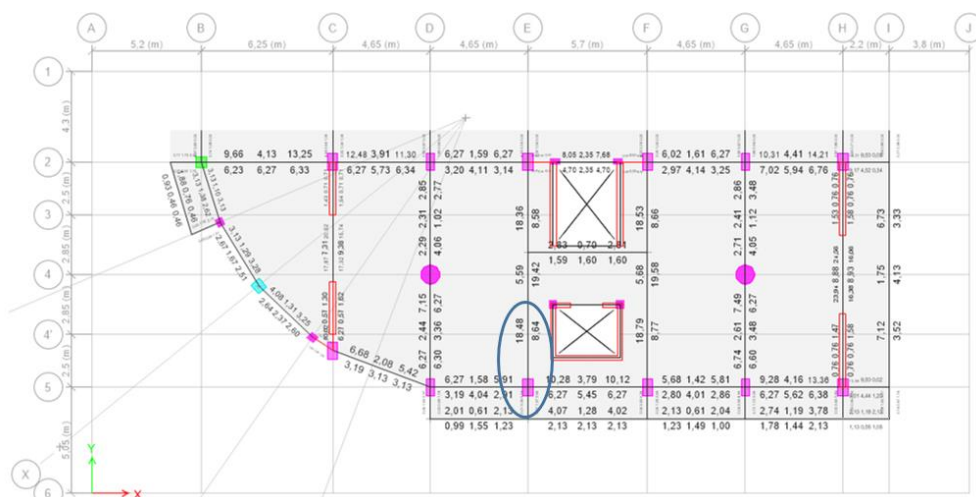


Figura 70 Acero de refuerzo en vigas N+10.05 m
Fuente: (ETABS, 2016)

Entonces al realizar el respectivo cálculo se obtiene que el cortante aplicado en el nudo, V_j es 122.03 Tn y el cortante resistido por la columna, ϕV_n es 184.33 Tn, cumpliendo así la desigualdad impuesta ($\phi V_n \geq V_j$). De este modo se verifica que la conexión viga- columna para este caso en particular no presenta problemas.

5.5 Refuerzo en vigas

Después de reforzar en forma global el edificio Silva Núñez, el modelo realizado en el programa Etabs, refleja valores de acero de refuerzo en vigas mucho mayores a los refuerzos existentes, por este motivo se realizará en primera instancia el cálculo de momentos de capacidad de la sección que actualmente está construida, con la finalidad de verificar la necesidad de un reforzamiento.

Para ejemplificar el cálculo se ha escogido la viga de la planta +15.84 m perteneciente al pórtico 2 entre ejes E y F. En la Figura 71 se ilustra el armado de la viga en estudio.

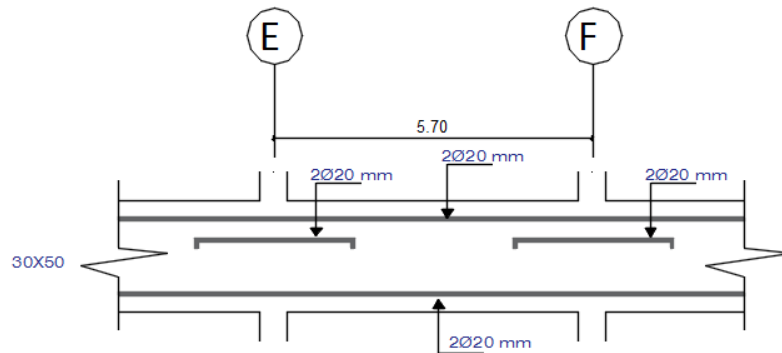


Figura 71 Armado de viga põrtico 2, N+15.84 m

$$M_{pr(+)} = A s_+ \alpha f_y \left(d - \frac{A s_+ \alpha f_y}{1.7 f' c b} \right)$$

$$M_{pr(-)} = A s_- \alpha f_y \left(d - \frac{A s_- \alpha f_y}{1.7 f' c b} \right)$$

$$A s_+ = 2 \times 3,14 \text{ cm} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A s_- = 4 \times 3,14 \text{ cm} = 12.56 \text{ cm}^2$$

$$M_{pr(+)} = 6.28 \times 1.25 \times 4200 \left(45 - \frac{6.28 \times 1.25 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 30} \right)$$

$$M_{pr(+)} = 13.82 \text{ Tn} - m$$

$$M_{pr(-)} = 12.56 \times 1.25 \times 4200 \left(45 - \frac{12.56 \times 1.25 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 30} \right)$$

$$M_{pr(-)} = 25.61 \text{ Tn} - m$$

Con el càlculo realizado podemos comprobar que el momento de capacidad de viga para momento positivo y negativo es 13.83 Tn-m y 25.61 Tn-m respectivamente. Sin embargo los momentos de demanda de acuerdo a la corrida del modelo en Etabs son 26.04 y 37.25 Tn-m para momento positivo y negativo respectivamente, lo que significa una falta de acero longitudinal de refuerzo y por ende la viga necesita un reforzamiento.

Varios artículos científicos describen a las secciones compuestas como la soluciõn para el reforzamiento en losas y vigas. Si bien, el ejemplo

más destacado es aquel en donde se demuestra el efecto de colaboración ente vigas de acero y losas de concreto, uniéndolas de modo que actúen como un solo cuerpo. Con resultados favorables en los que se puede aseverar que en ocasiones soportar aumentos de una tercera parte, y aún mayores, de la carga que podrían soportar las vigas de acero trabajando por separado.

Este mismo principio se considera para el reforzamiento de las vigas del Edificio Silva Núñez, con la diferencia que se usa planchas de acero para formar una sección compuesta con la viga de concreto. De manera general el diseño de las vigas compuestas se basa en cumplir con las condiciones de falla, teniendo el conocimiento que una sección compuesta no es homogénea, por lo que no se podría hacer uso de la ecuación para determinar los esfuerzos de flexión y cortante para viga común.

Por ello se hace de un artificio comúnmente conocido como sección transformada, que consiste en convertir el concreto en una cantidad de acero, asegurando que dicha sección tenga las mismas deformaciones que las del concreto que se está sustituyendo, siempre y cuando los elementos se encuentren adecuadamente unidos ente sí.

Con el objetivo de explicar el procedimiento de cálculo se procede a enumerar los pasos a realizarse, como datos necesarios se menciona que la plancha de acero que se colocará sobre la viga de concreto es tipo A36, con un límite de fluencia de 2530 Kg/cm^2 . El módulo de elasticidad de los materiales es 2000000 Kg/cm^2 y $218819.80 \text{ Kg/cm}^2$ para el acero y hormigón respectivamente.

a) Para obtener la relación modular se utiliza la siguiente expresión:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{20000000}{218819.80} = 9.14$$

Ahora bien, se transforma el área de concreto a acero, la forma más conveniente es dividiendo el ancho de la viga entre la relación modular y dejar la altura sin cambio alguno, como se ilustra en la Figura 72.

$$B^* = \frac{B}{n}$$

$$B^* = \frac{30}{9.14}$$

$$B^* = 3.28 \text{ cm}$$

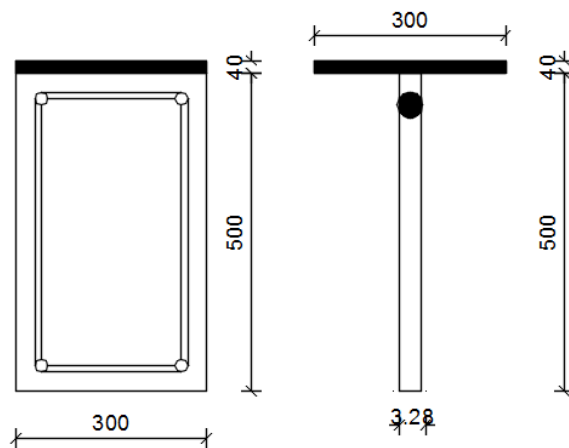


Figura 72 Sección trasformada de la viga

- b) Posteriormente se localiza el eje neutro de la sección compuesta, para obtener el momento de inercia. En este caso se usa el teorema de ejes paralelos para lo que se debe hacer uso de la siguiente ecuación:

$$I_G = \sum I_o + \sum A d^2$$

La Tabla 38 muestra el desglose de las propiedades geométricas que conforman la sección compuesta, pues de esta manera se encontrará el eje neutro de la viga compuesta el mismo que ilustra en la Figura 73.

Tabla 38

Localización del eje neutro de sección compuesta

FIGURA	b(cm)	h(cm)	A(cm ²)	Y(cm ²)	A x Y
1 (viga)	3,28	50,00	164,11	25,00	4102,87
2 (acero refuerzo)		4,00	12,57	44,00	552,92
3 (plancha acero)	30,00	4,00	120,00	52,00	6240,00
Σ			296,68		10895,79

$$\bar{y} = \frac{10895,79}{296,68}$$

$$\bar{y} = 36,73 \text{ cm}$$

$$I_G = \left(\frac{3,28 \times 50^3}{12} + \frac{\pi (2 \times 2)^4}{64} + \frac{30 \times 4^3}{12} \right) + (164,11 \times 11,73^2 + 12,57 \times (-7,27^2) + 120 \times (-15,27^2))$$

$$I_G = 85589,11 \text{ cm}^4$$

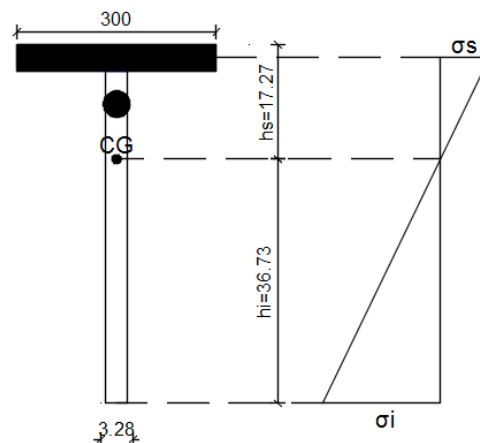


Figura 73 Esquema de la ubicación del eje neutro de la sección compuesta

- c) Ya que se tiene el momento de inercia se procede a calcular los esfuerzos de flexión.

$$\sigma_{sa} = \frac{Ms}{W_s}$$

$$\sigma_{sa} = \frac{37.25 \times 100000}{\frac{85589.11}{17.27}}$$

$$\sigma_{sa} = 751.62 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{ih} = \frac{Mi}{W_i}$$

$$\sigma_{ih} = \frac{26.04 \times 100000}{\frac{85589.11}{36.73}}$$

$$\sigma_{ih} = 1117.35 \frac{Kg}{cm^2}$$

Para la parte superior se obtiene que el esfuerzo del acero es $751.62 \frac{Kg}{cm^2}$, por otro lado, para conseguir el esfuerzo real del concreto, se tendrá que dividir el resultado obtenido entre la relación modular. Ya que el esfuerzo máximo a tensión y compresión son $0.6 F_y = 1518 \frac{Kg}{cm^2}$ y $0.6 f'c = 126 \frac{Kg}{cm^2}$ para el acero y el concreto respectivamente y los esfuerzos de demanda son menores a los permisibles se demuestra que el espesor que la plancha de acero es la apropiada para el reforzamiento en este caso particular.

5.6 Metodología para propuesta de reforzamiento

5.6.1 Refuerzo con muros de corte

Se empieza con realizar la cimentación del muro, se retira el acabado que funciona como contrapiso y se excava a la profundidad según en planos. Se arma el cimientado que funciona como base del muro y se funde dejando visible el acero longitudinal de la pantalla del muro.

Para el caso particular de la implementación de muros de corte en el edificio Silva Núñez, donde los muros que se proponen para el reforzamiento, tienen como elemento de borde a una columna existente en el que se debe anclar el refuerzo transversal y los refuerzos longitudinales han de atravesar losas, se recomienda seguir las siguientes instrucciones para realizar los orificios y relleno de los mismos

En la columna existente donde se apoyará el refuerzo de acero transversal, se realizan perforaciones (no menos de 30 cm de profundidad) en todo lo alto de la columna con el debido espaciamiento como se muestra en la Figura 74.

Preparación de los orificios en el concreto

- Perforar con un taladro los orificios hasta conseguir que éste sea del diámetro y profundidad especificados.
- Limpiar con aire a presión los orificios, con el propósito de remover los rastros de impurezas y polvo. De ser posible se recomienda que aparte de este procedimiento, el orificio sea limpiado con un cepillo de nailon.

Relleno del orificio

- Previamente a este paso debe tener listo y armado el cartucho que contiene el adhesivo, la preparación del epóxico depende del producto a usarse y de las recomendaciones del fabricante
- Retirando progresivamente la boquilla del cartucho que contiene el adhesivo se rellena de 1/2 a 1/3 el orificio desde el comienzo en la parte inferior, evitando la formación de burbujas de aire.
- Se introducen las varillas en los orificios, girándolos lentamente hasta hacer contacto con la parte inferior del mismo



Figura 74 Perforaciones en columna para anclaje de acero transversal en muro

Fuente: (Simpson Strong-Tie anchor systems, 2009-2010)

Para el acero de refuerzo longitudinal que debe atravesar las losas, se procede con la misma metodología anteriormente dicha en el caso de las varillas transversales. Tal y como se muestran en la Figura 75.



Figura 75 Perforaciones en losa para el traslape de varillas longitudinales del muro

Fuente: (Simpson Strong-Tie anchor systems, 2009-2010)

Finalmente armado el alma del muro y el elemento de borde en los dos sentidos se procede a encofrar y a fundir el muro de hormigón.



Figura 76 Armado y fundición de muro de hormigón

Fuente: (Guerra, 2016)

5.6.2 Reforzamiento con pletinas de acero en vigas

El éxito para que una sección compuesta funcione como un todo se consigue con la unión de los dos materiales. Para absorber la sollicitación que se forma en un plano perpendicular a las superficies de contacto se colocan conectores de corte, dispositivos que evitan el desplazamiento relativo entre los dos elementos.

Las pletinas de acero para el reforzamiento de las vigas en el edificio Silva Núñez se ubican en la parte superior de las mismas. Para ello se debe retirar el acabado y masillado que se encuentre sobre la viga a ser intervenida.

Se ha de realizar el número de perforaciones con taladro, de acuerdo al plano de detalle en la viga de concreto. Previamente a la colocación de los conectores que dará paso a la consolidación de la sección transformada entre la pletina de acero y la viga de concreto, es conveniente que la plancha de acero este ya con los orificios realizados para una mejor trabajabilidad. Los orificios y relleno de los mismos se los realizará con la metodología ya antes mencionada.

Para proteger al elemento de acero de agentes externos que puedan deteriorarlo, éste debe ser cubierto con productos cementicos o acabados estéticos.

5.6.3 Reforzamiento fibras de carbono (CFRP)

Quienes fabrican este tipo de fibras, en este caso Sika recomienda que este producto debe ser utilizado por profesionales experimentados en su instalación. Además garantiza la adherencia y durabilidad de la fibra cuando éste es aplicado con resinas de su línea de impregnación.

La unión entre el concreto y la fibra de carbono (FRP) para el confinamiento de columnas se realiza mediante franjas espaciadas en toda la longitud de la columna de acuerdo a los planos de detalle. Para una muestra de la colocación de la fibra se muestra la Figura 77.



Figura 77 Fibras de carbono para reforzamiento a corte

Fuente: <http://www.ynsqjz.com/casedetail.asp?id=184>

Básicamente consiste en preparar la superficie, la columna debe estar libre de polvo e impurezas, en caso de existe irregularidades en la superficie, éstas deben ser resanadas antes aplicar la fibra. Previamente a la colocación del FRP en columnas cuadradas o rectangulares se debe dar un radio mínimo de curvatura en las esquinas mayores a 20 milímetros.



Figura 78 Reparación de columna

Fuente: (Sika, 2010)

Una vez realizado todos estos pasos previos, se mezcla las resinas de acuerdo al procedimiento que demanda el fabricante, cuidándose la dosificación y temperaturas que estas requieran para su óptimo desempeño.

Para obtener la longitud de los piezas de fibras a colocarse se debe medir el contorno de la columna adicionando no menos de 15 cm, los mismo que servirán para el traslape de la fibra, se recuerda que este tejido se puede cortar con tijeras, navajas o cuchillos especiales.

La sección de columna donde se colocará el material debe estar saturada con una capa de la resina pegante (mayor o igual a 0.75Kg/m^2), una vez colocado la fibra a esta se la presionara ligeramente con un rodillo sobre la superficie de concreto, cuidando que no quede espacios o burbujas de aire (ver Figura 79). Posteriormente se aplica una capa más de resina pegante sobre el tejido y se espolvorea arena para lograr adherencia de la capa final.



Figura 79 Colocación de fibra de carbono en columna

Fuente: (Refuerzo estructural-SikaWrap-Sika España, 2011)

Completado el proceso de curado de la resina, se regula la superficie intervenida con mortero para un mejor acabado.

5.6.4 Refuerzo con diagonales

La fijación de las diagonales se logra con el uso de placas de acero, las instrucciones para el empotramiento de las placas que serán colocadas en las superficies de concreto (vigas y columnas) se describen a continuación. Sin olvidar mencionar que cualquier característica geométrica como el espaciamiento entre pernos o el diámetro de los mismos se los encuentra en el plano de detalle.

Preparación de los orificios en el concreto

- Perforar con un taladro los orificios hasta conseguir que éste sea del diámetro y profundidad especificados.
- Limpiar con aire a presión el orificio, con el propósito de remover los rastros de impurezas y polvo. De ser posible se recomienda que aparte de este procedimiento, el orificio sea limpiado con un cepillo de nailon.

Relleno del orificio

- Previamente a este paso se debe tener listo y armado el cartucho que contiene el adhesivo, la preparación del epóxico depende del producto a usarse y de las recomendaciones del fabricante

- Se retira progresivamente la boquilla del cartucho que contiene el adhesivo se rellena de 1/2 a 1/3 el orificio comenzando desde la parte inferior, evitando la formación de burbujas de aire.
- Introducir los anclajes en los orificios, girándolos lentamente hasta hacer contacto con la parte inferior del mismo



Figura 80 Perforación de placa

Fuente: (Simpson Strong-Tie anchor systems, 2009-2010)

Una vez instaladas las placas que sirven de fijación para la placa Gusset. A esta última se suelda a plomo, tratando de formar un ángulo de 90° entre la viga y la columna. Para la unión de la diagonal de acero con la placa Gusset, a la cartela se realiza un destaje con el objetivo de lograr una conexión simplemente apoyada, para posteriormente soldar a la diagonal.

En el caso de las dos diagonales que tienen la disposición tipo cruz, una de ellas se divide y se suelda a la riostra continua, para dar paso a la formación de esta tipología de arriostramiento.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- No se puede descartar la posibilidad de ocurrencia un evento sísmico de gran magnitud en Quito. La rehabilitación del edificio salvaguardaría la integridad de quienes lo ocupan y brindaría un mejor desempeño a la estructura.
- El análisis sísmico de la estructura en su actual condición permitió ver que es vulnerable ante una acción sísmica, pues sus excesivas derivas en sentido X y Y (5.29%; 4.72%) así lo demuestran. También se verificó que el edificio no tiene un buen comportamiento, pues en el análisis modal la propiedad dinámica que prevalece es la torsión, seguido de movimientos traslacionales, situación que ocasionaría el colapso del edificio ante un sismo.
- Para modelar la estructura con la acción de sismo más crítica, se realizó una comparación entre los espectros de la Microzonificación Sísmica de Quito del 2013 y el propuesto por la NEC-15, y se obtuvo como resultado que el cortante basal al utilizar el espectro de la NEC-15 es el más crítico.
- El reforzamiento global de la estructura se consiguió mediante la introducción de muros de corte en sentido Y, además de diagonales tipo cruz y Chevron en sentido X y Y respectivamente.
- El reforzamiento específico de los elementos de la estructura en los que se encontró deficiencias de serviciabilidad consiste, en dar confinamiento, en el caso particular de las columnas la solución que se da es reforzar con franjas de fibras de carbono a todo lo largo de su longitud. Para aquellas

vigas en las que su armado no es suficiente para absorber los momentos debido a cargas de servicio y acciones sísmicas se decidió hacer una intervención con la implementación de pletinas de acero, dando como resultado una sección compuesta.

- El reforzamiento incluye dar continuidad a las columnas circulares de la estructura, y además de favorecer al comportamiento global; por otra parte, estos elementos servirán de apoyo para el anclaje de las diagonales tipo Chevron.
- El reforzamiento que se plantea para el edificio Silva Núñez se lo hizo pensando en las factibilidades del proceso constructivo.

6.2 Recomendaciones

- El edificio Silva Núñez fue construido en el año de 1993, donde el código Ecuatoriano de la Construcción tenía una sección dirigida al peligro sísmico bastante desactualizado y menos riguroso si comparamos con las exigencias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15. Motivo por el cual la estructura en estudio y demás contemporáneas deben ser intervenidas mediante técnicas de reforzamiento. Así lo demuestra el sismo del pasado 16 de abril del 2016, que dejó ínfimas secuelas de daño en el caso particular del edificio Silva Núñez.
- La discontinuidad de columnas y muros del edificio en estudio, en su actual condición es una causa para magnificar los desplazamientos, provocar desperfectos en algunos componentes no estructurales. Tomando este principio como causa, se recomienda que al reforzar una estructura en la que decide introducir muros y/o diagonales, estos elementos deben ocupar vanos completos en todo lo alto de la estructura.

- Para el caso particular del reforzamiento con fibras de carbono en columnas, con el objetivo de aprovechar sus propiedades mecánicas y garantizar que las fibras brinden el comportamiento y capacidad esperado de acuerdo al diseño realizado, la colocación de este material debe ser realizada por profesionales experimentados en su instalación.

6.3 Anexos

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar Falconí, R. (2012). *Dinámica de estructuras con CEINCI-LAB*. Sangolqui.
- Aguiar, R. (2017). Sistema constructivo y diseño de contravientos sobre los que van disipadores de energía . *Congreso Boliviano de ingeniería estructural* , (pág. 66). Bolivia.
- Aguiar, R., & Astudillo, S. (2013). MIZOSIQ Versión 2.0 . Quito.
- Aguiar, R., & Ávila, V. (Enero de 2017). Obtenido de ResearchGate: https://www.researchgate.net/publication/317552646_DISEÑO_DE_CONTRAVIENTO_Y_PLACAS_GUSSET_DE_CONEXION_PARA_SOPORTAR_DISIPADORES_DE_ENERGIA_UPWIND_AND_CONNECTION_PLATES_GUSSET_DESIGN_TO_SUPPORT_ENERGY_DISSIPATORS?enrichId=rgreq-d46ebd87110a62236f47646f67f8
- Aguiar, R., & Edgar, M. (Abril de 2016). *Protocolo de instalación de disipadores shear link Bozzo SLB40_3 y placas Gusset en el bloque estructural 4 de la UFA-ESPE*. Obtenido de ResearchGate: <https://www.researchgate.net/publication/301292749>
- Aguiar, R., Revelo, M., & Willy, T. (2016). Análisis de conexiones viga-columna de acuerdo al código ACI 318SR-05. Quito, Ecuador .
- Alvarado, A. (1996). *Evaluación Geologica cuaternaria y paleosismicidad en la cuenca de Quito*. Quito .
- American Concrete Institute . (2008). *Guide for Desing and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*.
- American Concrete Intitute . (2014). Requisitos de reglamento para el concreto estructural (ACI 318S-14). Michigan.
- American Institute of Steel Construction . (2010). *Specification for Structural Steel buildings 360-10*. Chicago.
- Crisafulli, F. (2014). *Dieño sismoresistente de construcciones en acero* . Mendoza.
- ETABS. (Mayo de 2016). Integrated Building Desing Software.

- Google Maps. (2017). Obtenido de <https://www.google.com.ec/maps/place/Quicentro+Shopping/@-0.1756736,-78.4812105,16.5z/data=!4m5!3m4!1s0x0:0x3a84aaacbd81297a!8m2!3d-0.1763008!4d-78.4794254>
- Guerra, M. (2016). *Lecciones del sismo de Manabi 2016: códigos, normas y practivas constuctuvas*. Quito.
- Guerra, M. (2017). Lecciones del sismo de Manabí 2016; códigos,normas y prácticas constructivas . *IX Congreso Internacional de la Construcción 2017, Reforzamiento de estructuras existentes* . Quito.
- Jiménez, L. (2017). Análisis sísmico y propuesta de reforzamiento mediante el código ASCE-41 aplicado al edificio Santacruz. Quito, Ecuador.
- Marquez, A., Lobo, Q., & Vielma, J. (Octubre de 2015). *ReseachGate*. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/286919701>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). *Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con el NEC 2015*. Quito.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Cámara de la Industria de la Construcción. (2015). *Peligro sísmico: diseño sismo resistente*. Quito.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Cámara de la Industria de la Construcción . (2015). *Peligro sísmico: Diseño sismo resistente*. Quito .
- Ministerio de Desarrollo y Vivienda; Camara de la Industria de la Construcción . (2015). *Riesgo sísmico, Evaluación, Rahabilitación de estructucturas* . Quito .
- Municipio del Distrito Metropolitano de Quito. (2015). *Atlas de amanezas naturales y exposicòn de infraestructuras del Dristrito Metropolitano de Quito*. Quito.
- Municipio del Distrito Metropolitano de Quito. (2015). *Atlas de Amenaza Naturales y Exposición de Infraestructura del Distrito Metropolitano de Quito*. Quito.

- Ortiz, C. (2012-2013). *Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador* . Madrid .
- Pineda, M. (Junio de 2005). Diseño de elementos estructurales de sección compuesta con LRFD. México, D.F, México.
- Placencia, P. (2017). Algunas alternativas para de reforzamiento sismo resistente . *IX Congreso Internacional de la Construcción, Reforzamiento de estructuras existentes* , (pág. 78). Quito .
- Refuerzo estructural-SikaWrap-Sika España* (2011). [Película].
- Rendón, J. (2010). Reforzamiento de Estructuras con Materiales Compuesto FRP (Sika Carodur).
- Roberto Aguiar Falconi. (2013). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Sangolqui.
- SEAOC. (1995). *Performance based seismic desing of building*. California.
- Sika. (2010). *Reforzamiento de estructuras con materiales compuestos FRP (Sika CarboDur)*.
- Silva, J. (2017). Guía de reforzamiento para estructuras informales aporticadas según estudio de vulnerabilidad en el Distrito Metropolitano de Quito. Quito, Ecuador.
- Simpson Strong-Tie anchor systems. (2009-2010). *Sistemas de anclaje y sujeción para el cocncreto y mampostería* .
- Tapia, G. (Agosto de 2014). Diseño sismo resistente de edificios con muros estructurales, período de retorno variable y el impacto en los costos de construcción, considerando el diseño de conexiones viga muro . Quito , Ecuador .
- Venegas, D. (Abril de 2014). Diseño comparativo para edificios en estructuras de acero con diversos tipos de arriostamiento lateral: caso diagonales en cruz. Quito, Ecuador.
- Villamarín, J., & Edwin, Y. (Octubre de 2010). Reforzamiento sísmico de estructutas aporticadas, regulares en planta y regulares en elevación. Quito, Ecuador.