

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
DE DEPARTAMENTOS DE 4 PLANTAS UBICADO EN EL SECTOR  
QUITUMBE, CIUDAD DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

**TOMO I**

**LUIS FELIPE BORJA ESCOBAR**

**feli\_be1006kche@hotmail.com**

**MARÍA JOSÉ TORRES TAMAYO**

**majotorrest@hotmail.com**

**DIRECTOR: ING.MSC. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE**

**patohpla@hotmail.com**

**Quito, Octubre 2015**

## DECLARACIÓN

Nosotros LUIS FELIPE BORJA ESCOBAR y MARÍA JOSÉ TORRES TAMAYO, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

---

**LUIS FELIPE BORJA  
ESCOBAR**

---

**MARÍA JOSÉ TORRES  
TAMAYO**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por LUIS FELIPE BORJA ESCOBAR y MARÍA JOSÉ TORRES TAMAYO, bajo mi supervisión.

---

**PROF. ING. MSC. PATRICIO PLACENCIA ANDRADE**  
**DIRECTOR DEL PROYECTO**

## AGRADECIMIENTOS

Primordialmente a Dios, por darme toda la sabiduría y guiarme por el camino correcto, para alcanzar una más de mis metas plateadas en la vida.

A mis padres y hermanos, por el apoyo incondicional que siempre me han dado, gracias papi Hernán y Mami Clari, sin ustedes no hubiera sido posible realizar este sueño.

A la Escuela Politécnica Nacional, personal docente y administrativo, por ser los guías en el transcurso de toda mi formación académica.

A todos mis amigos, de manera especial David y Miguel, quienes me han ayudado de manera incondicional.

A los padres y hermano de Majito, Sra. Marle, Sr. Rodolfo, Jonathan, que depositaron en mí su confianza.

De manera especial al Ing. Patricio Placencia, por su paciencia y ayuda permanente en el desarrollo de este proyecto, además de su sencillez y gran ser humano que siempre muestra ser.

Finalmente a Majito, con quien pude compartir toda mi vida académica y por ser uno de mis motores para poder seguir cumpliendo metas, gracias por existir.

*Felipe Borja Escobar.*



## AGRADECIMIENTOS

Ante todo agradezco a Dios, por iluminarme y guiarme en todo momento, dándome la fortaleza necesaria para superarme en cada aspecto de mi vida.

A mis papis Rodolfo y Marlene, por el amor, apoyo y confianza que me ha demostrado en todo momento de mi vida, siempre creyendo en mí, corrigiendo mis faltas y celebrando mis triunfos y dándome siempre el mejor ejemplo de honestidad, respeto y responsabilidad.

A mis hermanos Jonathan y Rolando, por siempre estar pendientes de mí, guiándome para ser una mejor persona y brindándome su apoyo en buenos y malos momentos.

A Feli, por toda la felicidad que representa en mi vida y todos los momentos compartidos, por la paciencia y protección que siempre me ha demostrado, gracias por estar junto a mí.

Un sincero agradecimiento a los padres de Feli, el Sr. Hernán y la Sra. Clarita, por todo el cariño, consejos y apoyo brindado.

A todos mis amigos, en especial a David y Miguel, por su sincera amistad y colaboración en todo momento.

Un Agradecimiento especial a mi director de tesis, el Ing. Patricio Placencia, por toda su paciencia, cordialidad, colaboración y predisposición, por compartir sus conocimientos y guiarme durante la realización de este trabajo.

A la Escuela Politécnica Nacional y de manera especial a la Facultad de Ingeniería Civil, por acogerme en sus aulas; a mis maestros, quienes han compartido sus conocimientos conmigo y al personal administrativo por su aporte en esta etapa de formación profesional.

*Majo Torres Tamayo.*

## DEDICATORIA

Principalmente a mis padres, Hernán y Clarita, quienes con sus consejos y enseñanzas, han sabido guiarme por el camino del bien. Ustedes han sido el pilar fundamental para poder cumplir este sueño, este logro es para ustedes, les amo con mi vida.

Para mis hermanos, Diego, Nathali y Doménica, quienes forman parte de mi vida diaria, gracias por sus consejos y por compartir junto a mí, son únicos y perfectos.

A mis sobrinas, Francheska y Raphaella, que siempre comparten esa ternura única e inigualable de una niña.

A ud Majito, que apareció y se quedó en mi vida para siempre, hemos hecho realidad uno de los tantos sueños que tenemos juntos, lo logramos!

*Felipe Borja Escobar.*

## DEDICATORIA

Con todo el amor del mundo, dedico este trabajo a mis papis Rodolfo y Marlene, quienes son el pilar fundamental de mi vida y han sabido ser los mejores padres del mundo, siempre estando junto a mí, enseñándome y guiándome con su amor y dedicación, a ser la persona que soy en la actualidad, demostrándome su apoyo y confianza en cada paso, haciéndome saber que puedo contar con su amor incondicional en todo momento y porque nada de esto sería posible sin ustedes.

A mi hermano Jonathan, por todo su amor y apoyo incondicional, por ser un ejemplo de vida, por ser el espejo en el cual quiero verme reflejada, por compartir sus conocimientos conmigo, por consolarme y brindarme su hombro en los momentos amargos, por ser la persona quien creyó en mí e impulsó en todo momento para cumplir ésta meta.

A mi hermano Rolando, a mis sobrinos Pame, Sebitas, Vale y Martincito por todo el sentimiento de amor y felicidad que representan en mi vida.

A Feli, con el más hermoso y puro sentimiento, sin su apoyo incondicional y comprensión, no hubiese sido posible cumplir esta meta.

*Majo Torres Tamayo.*

## CONTENIDO

### TOMO I

DECLARACIÓN.....	II
CERTIFICACIÓN.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
DEDICATORIAS.....	VI
CONTENIDO.....	VIII
LISTADO DE FIGURAS.....	XIX
LISTADO DE CUADROS.....	XIV
LISTADO DE FOTOGRAFÍAS.....	XXIII
LISTADO DE GRÁFICOS.....	XXIV
RESUMEN.....	XXVI
ABSTRACT.....	XXVII
PRESENTACIÓN.....	XXVIII
CAPÍTULO 1.....	1
GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.1 ESTRUCTURA APORTICADA CON LOSAS PLANAS.....	2
1.1.2 RIESGO SÍSMICO EN EL ECUADOR.....	3
1.1.2.1 Teoría de las placas tectónicas.....	4
1.1.2.2 Eventos sísmicos en el Ecuador.....	7
1.1.2.3 Zonificación sísmica de diseño.....	9
1.1.3 VULNERABILIDAD DE CONSTRUCCIONES EN ECUADOR.....	10
1.1.3.1 Sistemas tradicionales de construcción en Ecuador .....	11
1.1.3.2 Patologías Estructurales.....	14
1.1.3.2.1 Piso Blando.....	14
1.1.3.2.2 Columna Corta.....	16
1.1.3.2.3 Torsión en Planta.....	17
1.1.3.2.4 Efecto Martilleo.....	18
1.1.3.2.5 Humedad.....	18
1.2 OBJETIVOS.....	19
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	19

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	19
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	19
CAPÍTULO 2.....	21
METODOLOGÍA Y MARCO TEÓRICO.....	21
2.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	21
2.2 ESTABLECIMIENTO DE PROBLEMAS ESTRUCTURALES.....	23
2.3 SÍNTOMAS.....	24
2.4 CAUSA DE LOS PROBLEMAS Y SÍNTOMAS.....	24
2.5 DIAGNÓSTICO.....	26
2.6 PRINCIPIOS DE SISMORRESISTENCIA.....	27
2.7 REFORZAMIENTO DE EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS.....	32
2.7.1. OBJETIVOS DEL REFORZAMIENTO.....	32
2.7.2. TIPOS DE REFORZAMIENTO APLICABLES A UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS.....	32
CAPÍTULO 3.....	35
VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE CUATRO PLANTAS.....	35
3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	35
3.1.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS.....	38
3.1.2 PLANOS ESTRUCTURALES.....	39
3.1.3 ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO.....	40
3.1.4 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES.....	40
3.1.4.1 Hormigón.....	40
3.1.4.2 Mampostería y aliviamientos de losa.....	42
3.1.4.3 Acero.....	44
3.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO.....	45
3.2.1 DEFINICION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	45
3.2.1.1 Descripción de los elementos estructurales.....	45
3.2.1.1.1 Cimentación.....	45
3.2.1.1.2 Columnas.....	48
3.2.1.1.3 Vigas banda y losa.....	49
3.2.1.2 Descripción de ejes.....	50
3.2.1.2.1 Ejes en sentido “X”, en elevación.....	51
3.2.1.2.2 Ejes en sentido “Y”, en elevación.....	52

3.2.2 ANÁLISIS DE CARGA SISTEMA MARCO LOSA – COLUMNA.....	53
3.2.2.1 Determinación de carga vertical muerta.....	54
3.2.2.2 Determinación de carga vertical viva.....	58
3.2.2.3 Determinación de carga sísmica.....	59
3.2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	68
3.2.3.1 Análisis Marco Losa – Columna.....	68
3.2.3.1.1 Problemas estructurales.....	69
3.2.3.1.2 Modelación del edificio.....	69
3.2.3.1.3 Análisis estructural de cada elemento.....	75
3.2.3.1.4 Análisis estático lineal.....	123
3.2.3.1.5 Modos de vibración.....	124
3.2.3.1.6 Control de derivas.....	125
3.2.3.2 Análisis Marco Losa – Columna – Mampostería.....	127
3.2.3.2.1 Análisis de carga.....	132
3.2.3.2.2 Modelación.....	136
3.2.3.2.3 Análisis estático lineal.....	141
3.2.3.2.4 Problemas estructurales.....	141
3.2.3.2.5 Modos de vibración.....	151
3.2.3.2.6 Control de derivas.....	152
3.2.4 OBSERVACIÓN DE SINTOMAS.....	153
3.2.5 DIAGNOSTICO FINAL.....	156
3.2.5.1 Patologías.....	156
3.2.5.2 Sistema Marco – Losa – Columna.....	157
3.2.5.3 Sistema Marco losa – Columna – Mampostería.....	161

## TOMO II

CAPÍTULO 4.....	164
REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE CUATRO PLANTAS.....	164
4.1. ESTUDIO DE DOS ALTERNATIVAS FACTIBLES PARA EL REFORZAMIENTO.....	164
4.1.1. ENCHAPADO DE MAMPOSTERÍA.....	165

4.1.1.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ENCHAPADO.....	166
4.1.3 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES A UTILIZARSE EN EL ENCHAPADO DE LA MAMPOSTERÍA.....	171
4.1.3.1 Mampostería.....	171
4.1.3.2 Mortero.....	173
4.1.3.3 Malla electrosoldada.....	173
4.1.3.4 Conectores.....	174
4.2.3.5 Grapas.....	174
4.1.4 A MAMPOSTERÍA A SER REFORZADA (A ENCHAPARSE).....	174
4.1.4.1. Análisis de carga.....	178
4.1.4.1.1 Carga vertical.....	178
4.1.4.1.2 Carga sísmica.....	181
4.1.4.2. Modelación de la estructura reforzada.....	181
4.1.4.2.1 Definición de materiales.....	182
4.1.4.2.2 Definición de secciones.....	182
4.1.4.2.3 Definición de secciones pier.....	183
4.1.4.3. Análisis estático lineal.....	186
4.1.4.3.1 Comprobación de carga vertical muerta.....	186
4.1.4.3.2 Comprobación del corte basal.....	187
4.1.4.4. Criterios de diseño a corte para el enchape de hormigón de mampostería.....	188
4.1.4.4.1 Diseño a corte para el enchape de hormigón de mampostería.....	190
4.1.5 ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO 2.....	190
4.1.5.1 Análisis de carga.....	194
4.1.5.1.1 Carga vertical.....	194
4.1.5.1.2 Carga sísmica.....	195
4.1.5.2 Modelación.....	196
4.1.5.3. Análisis estático lineal.....	197
4.1.5.3.1 Comprobación de carga vertical muerta.....	197
4.1.5.3.2 Comprobación del corte basal.....	198
CAPÍTULO 5.....	200
RESULTADOS.....	200

5.1 RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA SEGURIDAD SÍSMICA Y DE LAS DOS ALTERNATIVAS DE DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	200
5.1.1 ALTERNATIVA 1.....	200
5.1.1.1. Verificación a flexocompresión para la mampostería enchapada.....	200
5.1.1.2 Chequeo del esfuerzo admisible (cimentación).....	203
5.1.1.3 Modos de vibración.....	204
5.1.1.4 Control de derivas.....	205
5.1.2 ALTERNATIVA 2.....	206
5.1.2.1 Radios de interacción biaxial de las columnas.....	206
5.1.2.2 Chequeo del esfuerzo admisible (cimentación).....	207
5.1.2.3 Modos de vibración.....	208
5.1.2.4 Control de derivas.....	209
5.2 PLANOS DE REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTOS.....	210
5.2.1 ALTERNATIVA 1. ....	210
5.2.1.1 Planos arquitectónicos alternativa 1.....	210
5.2.1.2 Planos estructurales alternativa 1.....	210
5.2.2 ALTERNATIVA 2.....	210
5.3 PRESUPUESTO DE LOS DOS REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTOS.....	211
5.3.1 ALTERNATIVA 1.....	211
CAPÍTULO 6.....	213
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	213
6.1 CONSLUSIONES.....	213
6.2 RECOMENDACIONES.....	216
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	218
ANEXOS.....	220
ANEXO No. 1: PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL.....	221
ANEXO No. 2: PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA ACTUAL.....	222



ANEXO No. 3: PLANOS ARQUITECTÓNICOS ALTERNATIVA 1.....223  
ANEXO No. 4: PLANOS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 1.....224

## LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 1.1	Sistema de losas planas.....	2
FIGURA 1.2	Distribución de placas tectónicas principales y secundarias.....	5
FIGURA 1.3	Corrientes de convección, diferentes fronteras de las placas.....	5
FIGURA 1.4	Placas tectónicas y su dirección de empuje.....	6
FIGURA 1.5	Proceso de Subducción.....	6
FIGURA 1.6	Cinturón de Fuego del Pacífico.....	7
FIGURA 1.7	Ciudad de Pelileo (Tungurahua) antes y después del sismo del 5 de Agosto de 1949.....	8
FIGURA 1.8	Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z.....	9
FIGURA 1.9	Estructura aporticada con losas planas y su encofrado.....	12
FIGURA 1.10	Losa apoyada sobre vigas descolgadas.....	13
FIGURA 1.11	Desplazamiento de un edificio regular Vs edificio con piso blando.....	15
FIGURA 1.12	Representación del efecto “Columna Corta”.....	16
FIGURA 1.13	Falla por “Columna Corta”.....	17
FIGURA 1.14	Edificios con diferentes niveles de entrepiso.....	18
FIGURA 2.1:	Estructura aporticada.....	22
FIGURA 2.2:	Estructuras con diafragmas.....	22
FIGURA 2.3:	Muros portantes.....	22
FIGURA 2.4:	Identificación de causa, síntoma y problema.....	25
FIGURA 2.5:	Aparición de fisuras y grietas.....	25
FIGURA 2.6:	Pasos para realizar el diagnóstico.....	26
FIGURA 2.7:	Estructura sismorresistente y no sismorresistente.....	27
FIGURA 2.8:	Edificio con irregularidades.....	28
FIGURA 2.9:	Peso.....	28
FIGURA 2.10:	Estructura flexible y estructura rígida.....	29
FIGURA 2.11:	Estructura estable y estructura inestable.....	29
FIGURA 2.12:	Configuración estructural de una edificación.....	30

FIGURA 2.13:	Mezcla manual de hormigón.....	31
FIGURA 2.14:	Diseño arquitectónico de una vivienda.....	31
FIGURA 2.15:	Refuerzo de la cimentación.....	32
FIGURA 2.16:	Diagonales rigidizadoras.....	33
FIGURA 2.17:	Enchapado de paredes.....	33
FIGURA 2.18:	Revestimientos con fibra de carbono.....	33
FIGURA 2.19:	Amortiguadores sísmicos.....	34
FIGURA 2.20:	Refuerzo de columnas, incrementando su sección y cuantía de acero.....	34
FIGURA 3.1:	Agua.....	43
FIGURA 3.2:	Cemento.....	43
FIGURA 3.3:	Bloque de mampostería y alivianamientos de losas.....	44
FIGURA 3.4:	Zapata aislada interna.....	46
FIGURA 3.5:	Zapata aislada externa de muro.....	46
FIGURA 3.6:	Zapata aislada externa de columna.....	47
FIGURA 3.7:	Cimientos y cadenas.....	47
FIGURA 3.8:	Planta de cimentación.....	48
FIGURA 3.9:	Tipos de columnas.....	48
FIGURA 3.10:	Viga banda tipo.....	49
FIGURA 3.11:	Corte típico de losa.....	49
FIGURA 3.12:	Elementos estructurales de la losa. ....	50
FIGURA 3.13:	Ejes en planta.....	50
FIGURA 3.14:	Pórtico 1.....	51
FIGURA 3.15:	Pórticos 2,3.....	51
FIGURA 3.16:	Pórticos 4,5.....	51
FIGURA 3.17:	Pórtico 6.....	52
FIGURA 3.18:	Pórtico 7.....	52
FIGURA 3.19:	Pórtico A.....	52
FIGURA 3.20:	Pórticos B,C.....	53
FIGURA 3.21:	Pórtico D.....	53
FIGURA 3.22:	Corte de losa.....	54
FIGURA 3.23:	1m <sup>2</sup> de losa en planta.....	54
FIGURA 3.24:	1m <sup>2</sup> de losa en elevación.....	54

FIGURA 3.25:	Tipos de suelo de Quito.....	60
FIGURA 3.26:	Velocidad de la onda de corte a distancias profundas.....	61
FIGURA 3.27:	Clasificación de los perfiles de suelo.....	61
FIGURA 3.28:	Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período.....	62
FIGURA 3.29:	Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.....	62
FIGURA 3.30:	Fs: Comportamiento no lineal de los suelos.....	62
FIGURA 3.31:	Irregularidad geométrica en elevación.....	65
FIGURA 3.32:	Irregularidad geométrica en elevación de la estructura.....	66
FIGURA 3.33:	Factor de importancia.....	66
FIGURA 3.34:	Coeficiente de reducción de respuesta estructural “R”.....	67
FIGURA 3.35:	Definición de Propiedades Mecánicas del Hormigón.....	70
FIGURA 3.36:	Propiedades del Hormigón.....	71
FIGURA 3.37:	Definición de la Sección de Viga Banda.....	71
FIGURA 3.38:	Definición de la Sección Nervios.....	71
FIGURA 3.39:	Definición de la Sección de loseta.....	72
FIGURA 3.40:	Panel interno de losa.....	75
FIGURA 3.41:	Acero de refuerzo en viga banda.....	77
FIGURA 3.42:	Acero de refuerzo en columna.....	82
FIGURA 3.43:	Columnas a ser chequeadas.....	83
FIGURA 3.44:	Radios de interacción biaxial de la columna interna 4 – C, ETABS.....	88
FIGURA 3.45:	Radios de interacción biaxial de la columna interna 6 – C, ETABS.....	94
FIGURA 3.46:	Nomenclatura, para el cálculo del punzonamiento de losas para una columna interna.....	101
FIGURA 3.47:	Nomenclatura, para el cálculo del punzonamiento de losas para una columna externa.....	101
FIGURA 3.48:	Esquema de momentos desbalanceados por carga vertical.....	102
FIGURA 3.49:	Esquema de momentos desbalanceados por carga sísmica.....	102

FIGURA 3.50:	Conexiones losa – columna a ser chequeadas en elevación.....	107
FIGURA 3.51:	Conexiones losa – columna a ser chequeadas en planta.....	107
FIGURA 3.52:	Momentos que se presentan en una conexión externa losa – columna.....	118
FIGURA 3.53:	Definición de cargas estáticas en ETABS.....	123
FIGURA 3.54:	Definición de cargas estáticas en ETABS, dirección X.....	123
FIGURA 3.55:	Distribución de mampostería en planta Nv. + 0.00.....	128
FIGURA 3.56:	Distribución de mampostería en planta Nv. + 2.65.....	128
FIGURA 3.57:	Distribución de mampostería en planta Nv. + 5.30.....	129
FIGURA 3.58:	Distribución de mampostería en planta Nv. + 7.95.....	129
FIGURA 3.59:	Mampostería en dirección Y (2).....	130
FIGURA 3.60:	Mampostería en dirección Y (3).....	130
FIGURA 3.61:	Mampostería en dirección X (3).....	130
FIGURA 3.62:	Mampostería en dirección X (4).....	131
FIGURA 3.63:	Mampostería en dirección X (5, 5a).....	131
FIGURA 3.64:	Mampostería en dirección X (6).....	131
FIGURA 3.65:	Definición del material para la mampostería, ETABS.....	137
FIGURA 3.66:	Definición de la sección para la mampostería, ETABS.....	138
FIGURA 3.67:	Agrietamiento de mampostería, ETABS.....	138
FIGURA 3.68:	Vista en 3D, de la estructura (1).....	139
FIGURA 3.69:	Vista en 3D, de la estructura (2).....	139
FIGURA 3.70:	Tipos de muros.....	142
FIGURA 3.71:	Fallas en los tipos de muros.....	143
FIGURA 3.72:	Fallas en los de muros bajos.....	143
FIGURA 3.73:	Solicitaciones de corte en la mampostería Mamp Y2 (eje C).....	145
FIGURA 3.74:	Solicitaciones de corte en la mampostería Mamp Y3 (eje D).....	145
FIGURA 3.75:	Solicitaciones de corte en la mampostería Mamp X3 (eje 3).....	146
FIGURA 3.76:	Solicitaciones de corte en mampostería Mamp X4 (4).....	147

FIGURA 3.77:	Solicitaciones de corte en la mampostería Mamp X5, X5a (eje 5) .....	147
FIGURA 3.78:	Solicitaciones de corte en la mampostería Mamp X6 (eje 6).....	148
FIGURA 4.1:	Picado del enlucido.....	166
FIGURA 4.2:	Colocación de conectores.....	167
FIGURA 4.3:	Colocado de la malla electrosoldada.....	168
FIGURA 4.4:	Esquema de mampostería con conectores y grapas.....	169
FIGURA 4.5:	Vista perfil de la mampostería con conectores y grapas.....	170
FIGURA 4.6:	Proceso de lanzado del mortero para culminar el enchape.....	171
FIGURA 4.7:	Planta Nv. + 0.00 y Nv. + 2.65.....	175
FIGURA 4.8:	Planta Nv. + 5.30 y Nv. + 7.95.....	175
FIGURA 4.9:	Mampostería enchapada eje B.....	176
FIGURA 4.10:	Mampostería enchapada eje C.....	176
FIGURA 4.11:	Mampostería enchapada eje D.....	176
FIGURA 4.12:	Mampostería enchapada eje 1.....	177
FIGURA 4.13:	Mampostería enchapada eje 3.....	177
FIGURA 4.14:	Mampostería enchapada eje 6.....	177
FIGURA 4.15:	Definición del material de enchapado.....	182
FIGURA 4.16:	Definición de sección de enchapado de la mampostería....	183
FIGURA 4.17:	Definición de acero de refuerzo.....	183
FIGURA 4.18:	Asignación de característica “Piers”.....	184
FIGURA 4.19:	Definición de “Piers”.....	184
FIGURA 4.20:	Asignación de secciones “Piers”, para ser chequeados.....	185
FIGURA 4.21:	Agrietamiento de mampostería enchapada.....	185
FIGURA 4.22:	Modelo Alternativa 1, (ETABS).....	186
FIGURA 4.23:	Modelo Alternativa 1 (B), (ETABS).....	186
FIGURA 4.24:	Encamisado de columnas.....	191
FIGURA 4.25:	Encamisado de una columna hasta el entrepiso.....	193
FIGURA 4.26:	Encamisado de una columna que atraviesa la losa.....	193
FIGURA 4.27:	Definición de la columna encamisada.....	196
FIGURA 4.28:	Definición de la columna encamisada con su acero de	

	refuerzo.....	197
FIGURA 4.29:	Columnas encamisadas.....	197
FIGURA 4.30:	Carga muerta, encamisado de columnas (ETABS).....	198
FIGURA 4.31:	Corte basal, encamisado de columnas (ETABS).....	198
FIGURA 5.1:	Radios D/C, flexocompresión de piers Gradas y YB.....	202
FIGURA 5.2:	Radios D/C, flexocompresión de pier X1.....	202
FIGURA 5.3:	Radios D/C, flexocompresión de pier X6.....	202
FIGURA 5.4:	Radios D/C, flexocompresión de pier YD.....	228
FIGURA 5.5:	Radios de interacción (D/C) de columnas encamisadas.....	203

## LISTADO DE CUADROS

CUADRO 1.1	Diez sismos considerados más destructivos del Ecuador.....	8
CUADRO 1.2	Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	10
CUADRO 2.1:	Tipos de sistemas estructurales.....	21
CUADRO 3.1:	Valores para cálculo de ensayo esclerométrico.....	41
CUADRO 3.2:	Cálculos de ensayo esclerométrico.....	42
CUADRO 3.3:	Propiedades mecánicas del hormigón armado.....	42
CUADRO 3.4:	Propiedades mecánicas de la mampostería.....	43
CUADRO 3.5:	Peso de losas.....	55
CUADRO 3.6:	Peso de vigas banda.....	55
CUADRO 3.7:	Cuadro de áreas.....	55
CUADRO 3.8:	Peso de columnas.....	56
CUADRO 3.9:	Peso de masillado.....	56
CUADRO 3.10:	Peso de mampostería.....	56
CUADRO 3.11:	Peso de enlucido.....	62
CUADRO 3.12:	Peso de acabados e instalaciones.....	57
CUADRO 3.13:	Peso de escaleras.....	57
CUADRO 3.14:	Carga muerta.....	58
CUADRO 3.15:	Carga muerta por losa.....	58
CUADRO 3.16:	Carga viva.....	58
CUADRO 3.17:	Valores de la aceleración espectral elástica.....	64

CUADRO 3.18:	Corte Basal.....	67
CUADRO 3.19:	Carga muerta de elementos estructurales. ....	73
CUADRO 3.20:	Carga muerta y carga viva de la estructura (ETABS).....	74
CUADRO 3.21:	Datos para el cálculo de la losa.....	75
CUADRO 3.22:	Datos de losa alivianada.....	76
CUADRO 3.23:	Comprobación de cuantía de acero en vigas banda.....	78
CUADRO 3.24:	Cálculos de diseño a corte de la viga banda.....	80
CUADRO 3.25:	Datos de columna 4 - C.....	83
CUADRO 3.26:	Solicitaciones en columna 4 – C (ETABS).....	84
CUADRO 3.27:	Solicitaciones últimas en columna 4 – C.....	84
CUADRO 3.28:	Datos de columna 6 – C.....	89
CUADRO 3.29:	Solicitaciones en columna 6 – C (ETABS) .....	89
CUADRO 3.30:	Solicitaciones últimas en columna 6 – C.....	90
CUADRO 3.31:	Cálculos para la curva de interacción axial sentido X, de columna tipo.....	95
CUADRO 3.32:	Cálculos para la curva de interacción axial sentido Y, de columna tipo.....	98
CUADRO 3.33:	Solicitaciones conexión losa – columna; 4,6 – C. (ETABS).....	108
CUADRO 3.34:	Datos conexión interna losa – columna (4 – C).....	108
CUADRO 3.35:	Cálculos de transferencia por flexión, conexión interna losa – columna (4 – C).....	109
CUADRO 3.36:	Cálculos de punzonamiento, conexión interna losa – columna (4–C).....	109
CUADRO 3.37:	Cálculos de solicitaciones por carga vertical, conexión interna losa – columna (4–C) .....	110
CUADRO 3.38:	Cálculos de solicitaciones por sismo (por cálculo), conexión interna losa – columna (4–C) .....	101
CUADRO 3.39:	Cálculos de estribos, conexión interna losa – columna (4 –C).....	111
CUADRO 3.40:	Cálculos de solicitaciones por sismo (por capacidad), conexión interna losa – columna (4–C).....	112
CUADRO 3.41:	Cálculos de ubicación de rótula plástica, conexión	



	interna losa – columna (4–C).....	114
CUADRO 3.42:	Datos conexión externa losa – columna (6 – C).....	115
CUADRO 3.43:	Cálculos de transferencia por flexión, conexión externa losa – columna (6 – C).....	115
CUADRO 3.44:	Cálculos de punzonamiento, conexión externa losa – columna (6–C).....	115
CUADRO 3.45:	Cálculos de solicitaciones por carga vertical, conexión externa losa – columna (6–C).....	116
CUADRO 3.46:	Cálculos de solicitaciones por sismo (por cálculo), conexión externa losa – columna (6–C).....	116
CUADRO 3.47:	Cálculos de estribos, conexión externa losa – columna (6 –C).....	117
CUADRO 3.48:	Cálculos de solicitaciones por sismo (por capacidad), conexión externa losa – columna (6 – C).....	118
CUADRO 3.49:	Cálculos de ubicación de rótula plástica, conexión externa losa – columna (6–C).....	119
CUADRO 3.50:	Chequeo del esfuerzo admisible para la combinación (D+L).....	122
CUADRO 3.51:	Chequeo del esfuerzo admisible para la combinación (D+L+Sx).....	122
CUADRO 3.52:	Chequeo del esfuerzo admisible para la combinación (D+L+Sy).....	122
CUADRO 3.53:	Valores de corte (ETABS).....	124
CUADRO 3.54:	Modos de vibración, Marco Losa – Columna.....	124
CUADRO 3.55:	Derivas por sismo en X, Marco Losa – Columna.....	126
CUADRO 3.56:	Derivas por sismo en Y, Marco Losa – Columna.....	126
CUADRO 3.57:	Carga muerta Marco Losa – Columna – Mampostería.....	132
CUADRO 3.58:	Valores de la aceleración espectral elástica Marco Losa – Columna – Mampostería.....	134
CUADRO 3.59:	Determinación del corte basal, Marco Losa – Columna – Mampostería.....	135
CUADRO 3.60:	Resumen de los valores de corte basal obtenido para los sistemas Marco Losa – Columna y Marco Losa –	

	Columna - Mampostería.....	136
CUADRO 3.61:	Determinación de ancho macizo equivalente de la mampostería.....	137
CUADRO 3.62:	Valores de carga muerta Marco Losa – Columna – Mampostería, (ETABS).....	140
CUADRO 3.63:	Valores de corte, Marco Losa – Columna – Mampostería, (ETABS).....	141
CUADRO 3.64:	Relación de aspecto de la mampostería analizada.....	144
CUADRO 3.65:	Fórmulas para determinar el $V_m$ .....	150
CUADRO 3.66:	Chequeo del corte en la mampostería.....	150
CUADRO 3.67:	Capacidad Vs sollicitación de la mampostería.....	151
CUADRO 3.68:	Modos de vibración Marco Losa – Columna – Mampostería.....	151
CUADRO 3.69:	Derivas por Sismo en X, Marco Losa – Columna – Mampostería.....	152
CUADRO 3.70:	Derivas por Sismo en Y, Marco Losa – Columna – Mampostería.....	153
CUADRO 4.1:	Características de la mampostería.....	172
CUADRO 4.2:	Clasificación de los bloques huecos de hormigón.....	172
CUADRO 4.3:	Resistencia mínima a la compresión de los bloques huecos de hormigón.....	172
CUADRO 4.4:	Características del mortero de enchape.....	173
CUADRO 4.5:	Relación de aspecto de mampostería (h/L).....	178
CUADRO 4.6:	Carga de mampostería (cambios arquitectónicos).....	179
CUADRO 4.7:	Enlucido, Alternativa 1.....	179
CUADRO 4.8:	Cálculo de la carga del enchapado.....	180
CUADRO 4.9:	Carga muerta.....	180
CUADRO 4.10:	Carga sísmica, enchapado.....	181
CUADRO 4.11:	Carga muerta de elementos estructurales, alternativa 1 (ETABS).....	187
CUADRO 4.12:	Corte basal, estructura reforzada alternativa 1 ETABS.....	188
CUADRO 4.13:	Contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia a corte del muro, alternativa 1.....	189

CUADRO 4.14:	Diseño a corte de la mampostería enchapada.....	190
CUADRO 4.15:	Detalle de las columnas a encamisar.....	194
CUADRO 4.16:	Cálculo de la nueva carga de columnas.....	195
CUADRO 4.17:	Cálculo de la nueva carga muerta de la estructura.....	195
CUADRO 4.18:	Cálculo de la carga sísmica, columnas encamisadas.....	196
CUADRO 5.1:	Mampostería enchapada a verificar la flexocompresión.....	200
CUADRO 5.2:	Chequeo del esfuerzo admisible para la combinación (D+L).....	203
CUADRO 5.3:	Chequeo del esfuerzo admisible para la combinación (D+L).....	204
CUADRO 5.4:	Chequeo del esfuerzo admisible para la combinación (CV+CM+Sy).....	204
CUADRO 5.5:	Modos de vibración, alternativa 1.....	205
CUADRO 5.6:	Derivas (sismo X), alternativa 1.....	205
CUADRO 5.7:	Derivas (sismo Y), alternativa 1.....	206
CUADRO 5.8:	Chequeo del esfuerzo admisible para la combinación (D+L), encamisado de columnas.....	207
CUADRO 5.9:	Chequeo del esfuerzo admisible para la combinación, encamisado de columnas (CV+CM+Sx).....	207
CUADRO 5.10:	Modos de vibración, alternativa 2.....	208
CUADRO 5.11:	Derivas (sismo X), alternativa 2.....	209
CUADRO 5.12:	Derivas (sismo Y), alternativa 2.....	209
CUADRO 5.13:	Volúmenes de obra, alternativa 1.....	211
CUADRO 5.14:	Presupuesto referencial de la alternativa 1 del reforzamiento estructural.....	212

### LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 1.1	Casa de adobe en Guaranda.....	12
FOTOGRAFÍA 3.1:	Ubicación de la estructura en estudio.....	37
FOTOGRAFÍA 3.2:	Fachadas frontales.....	37
FOTOGRAFÍA 3.3:	Fachada frontal izquierda.....	38
FOTOGRAFÍA 3.4:	Ensayo esclerométrico.....	41

FOTOGRAFÍA 3.5: Ensayo esclerométrico.....	41
FOTOGRAFÍA 3.6: Arena.....	44
FOTOGRAFÍA 3.7: Cascajo (chasqui).....	44
FOTOGRAFÍA 3.8: Mampostería tipo del edificio.....	44
FOTOGRAFÍA 3.9: Fisuras en mampostería.....	153
FOTOGRAFÍA 3.10: Fisuras en Mampostería.....	154
FOTOGRAFÍA 3.11: Fisuras en Losa.....	154
FOTOGRAFÍA 4.1: Esquema del dobléz de la varilla de 4mm para formar un gancho.....	170

### LISTADO DE GRÁFICOS

GRÁFICO 3.1: El espectro de diseño en aceleraciones.....	65
GRÁFICO 3.2: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 1.....	85
GRÁFICO 3.3: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 2.....	85
GRÁFICO 3.4: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 3.....	85
GRÁFICO 3.5: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 4.....	86
GRÁFICO 3.6: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 5.....	86
GRÁFICO 3.7: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 6.....	86
GRÁFICO 3.8: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 7.....	87
GRÁFICO 3.9: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 8.....	87
GRÁFICO 3.10: Curva de interacción biaxial de columna 4 - C, combinación 9.....	87
GRÁFICO 3.11: Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 1.....	90

GRÁFICO 3.12:	Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 2.....	90
GRÁFICO 3.13:	Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 3.....	91
GRÁFICO 3.14:	Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 4.....	91
GRÁFICO 3.15:	Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 5.....	91
GRÁFICO 3.16:	Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 6.....	92
GRÁFICO 3.17:	Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 7.....	92
GRÁFICO 3.18:	Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 8.....	92
GRÁFICO 3.19:	Curva de interacción biaxial de columna 6 - C, combinación 9.....	93
GRÁFICO 3.20:	Curva de interacción biaxial sentido X, columna tipo.....	96
GRÁFICO 3.21:	Curva de interacción biaxial sentido Y, columna tipo.....	98
GRÁFICO 3.22:	Momentos conexión 4 –C, con carga mínima en curva de interacción axial sentido X, columna tipo.....	114
GRÁFICO 3.23:	Momentos conexión 6 –C, con carga mínima en curva de interacción axial sentido X, columna tipo.....	120
GRÁFICO 3.24:	El espectro de diseño en aceleraciones Marco Losa - Columna – Mampostería.....	135
GRÁFICO 5.1:	Flexocompresión en Mampostería YB (eje B).....	201

## RESUMEN

El desarrollo de este proyecto comienza con la ubicación de una estructura representativa, localizada en el sur de Quito, la misma que fue construida informalmente, con el sistema tradicional de losas planas con vigas banda, para mediante un análisis e investigación, poder determinar el estado actual de la estructura y su vulnerabilidad ante la ocurrencia de un sismo.

Se realizó una visita a la estructura, para visualizar los síntomas que pueden anunciar problemas estructurales, posteriormente se realizó un análisis estructural de cada elemento, para identificar los problemas existentes.

Posteriormente se realizó el diagnóstico estructural y de seguridad sísmica, teniendo como resultado que la estructura presenta: alta flexibilidad lateral y mal comportamiento dinámico, entonces se estableció que la estructura presenta una alta vulnerabilidad sísmica.

Se buscó una alternativa de reforzamiento estructural para rigidizar y aliviar a la estructura, que sea rápida y económica, entonces se determinó que la mejor opción es el enchapado de mampostería, es relativamente fácil de realizarlo y los materiales necesarios son fáciles de adquirir.

Se propuso como segunda alternativa el encamisado de columnas, pues la misma suele ser la primera opción de reforzamiento en nuestro medio.

Posterior al análisis de cada una de las alternativas de reforzamiento se determinó que, el enchapado de mampostería es efectivo, pues rigidiza y alivia al pórtico, representando una solución a nivel de estructura, mientras que el encamisado de columnas, a diferencia del enchapado de mampostería, no cumplió con el objetivo de rigidizar y aliviar al pórtico, pues es un reforzamiento a nivel de elemento.

Finalmente, se realizaron los planos estructurales y el presupuesto referencial de la mejor alternativa de reforzamiento, en este caso del enchapado de mampostería.

## ABSTRACT

Was chosen a representative structure located in the south of Quito, which was built informally and flat slabs, to by this research to determinate the current state of structure and its vulnerability upon the occurrence of an earthquake.

Was conducted a visit to the structure site, to visualize the symptoms that announce structure problems, later was realized a structural analysis of each element, to identify the existing problems.

Later structural and seismic safety diagnosis was made, resulting that the structure has: high lateral flexibility and dynamic behavior wrong, then was established that the structure has a high seismic vulnerability.

Was sought an alternative structural reinforcement to stiffen and relieve the structure, which to be fast and economical, then was determined the best option is the plating walls, well it is relatively easy to realize and materials are readily available.

Also proposed as second reinforcing alternative the cladding columns, well it is usually the first choice of reinforcement in our midst.

After analyzing each of the reinforcement alternative was determined that, plating wall is effective, well stiffen and relieve the structure, representing a solution to level of the whole structure, while the cladding columns, to difference of the plating wall, does not meet the target of stiffen and relieve the structure, as it is an reinforcement to level of element.

Finally, was made the structural plans and the reference budget of the best reinforcement alternative, in this case of the plating walls.

## PRESENTACIÓN

El presente proyecto de investigación, empieza resaltando la proliferación de la construcción informal, que en los últimos años se ha venido desarrollando en la ciudad de Quito, especialmente en las zonas del extremo norte y sur de la ciudad, pues la falta de conciencia que existe entre la sociedad y escaso control por parte de las entidades encargadas, por la frágil memoria colectiva sobre ocurrencia de eventos sísmicos, es un problema que no permite desarrollar una cultura de prevención, sino más bien alienta a construir edificaciones sin supervisión técnica, destinando a estas a ser vulnerables antes cargas sísmicas.

Las gran mayoría de las estructuras que actualmente existen en la ciudad de Quito no son sismorresistentes y no se debe olvidar que el Ecuador está sobre el cinturón de fuego del pacífico y que ya han ocurrido eventos sísmicos de gran importancia en América Latina, como el de 8.8 de magnitud en el 2010 en Chile y el de 7.2 de magnitud en Haití en el mismo año, si bien en Haití se produjo un sismo de menor magnitud que en Chile, éste tuvo mayor intensidad de daños, pues las estructuras de Haití eran muy vulnerables, tal cual las que se tiene en Quito, esto quiere decir, que en caso de presentarse en Quito un evento sísmico parecido al de Haití, el nivel de daños podría ser similar o mayor al ocurrido en ese país.

A parte de que las edificaciones se construyen informalmente, se las hacen con el sistema de losas con vigas banda, este sistema es deficiente, pues presenta una gran flexibilidad lateral, por ello es necesario que las entidades encargadas tomen acciones respecto a la construcción informal prohibiendo la misma y mucho más con el sistema antes mencionado.

Respecto a las estructuras ya existentes, es conveniente reducir su vulnerabilidad con un reforzamiento estructural, partiendo desde un diagnóstico estructural del edificio, para posteriormente identificar los problemas estructurales a superar y proceder a dar solución a los mismos, con el reforzamiento más adecuado, siguiendo el procedimiento establecido en este trabajo de investigación, con la finalidad de tener una estructura sismorresistente.



# CAPÍTULO 1

## GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

Es de conocimiento de los ecuatorianos, que el país tiene un largo historial de acontecimientos de carácter sísmico, quizás el más fuerte del país y quinto más grande del mundo es el que se produjo el 31 de enero de 1906 en Esmeraldas; otro más reciente es el que se produjo en Bahía, agosto de 1998, ambos con un resultado catastrófico.

Una de las razones de la sismicidad en el Ecuador es la convergencia de la placa de Nazca con la placa Sudamericana, la subducción de la primera bajo la segunda <sup>[1]</sup> provoca eventos sísmicos de diferentes magnitudes, además de los sismos superficiales relacionados con la deformación andina actual, por tal razón el Ecuador se encuentra en un riesgo sísmico constante.

Uno de los graves problemas que tiene el Distrito Metropolitano de Quito en la construcción, es la informalidad con que se construyeron muchas edificaciones, especialmente en el extremo Sur y Norte de la capital; por esto existe incertidumbre con lo que pudiera pasar con estas edificaciones, si se presenta un evento sísmico fuerte.

La ciudad de Quito en la actualidad según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) tiene un factor de zona de 0.40, ubicando a esta en una zona sísmica IV, con caracterización de riesgo sísmico Alto, de aquí la necesidad de realizar un reforzamiento estructural a la edificación según lo amerite.

---

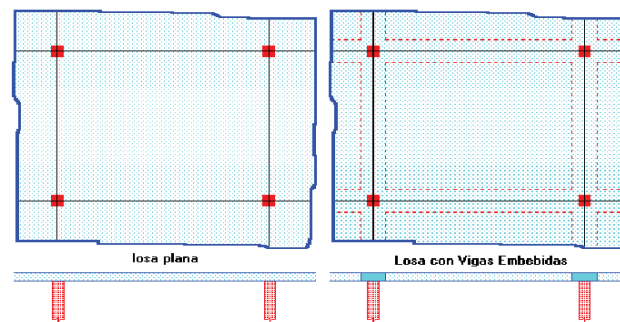
[1] "Estudio del Riesgo Sísmico en el Ecuador", H. Yepez, L. Chatelain, B. Guillier.

Por lo tanto, es necesario realizar este estudio y buscar una alternativa de reforzamiento sísmicamente resistente y económica, que permita salvaguardar la vida de las personas que ocupan la edificación, ante la presencia de un evento sísmico fuerte sin que la estructura colapse.

### 1.1.1 ESTRUCTURA APORTICADA CON LOSAS PLANAS

Es un conjunto estructural formado por columnas y losas planas que son las que están apoyadas directamente sobre las columnas y transmiten las cargas a las mismas sin la intermediación de vigas descolgadas; o a su vez, las vigas están embebidas en la losa.

**FIGURA 1.1** SISTEMA DE LOSAS PLANAS



FUENTE: <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon07-a.htm>

Como se mencionó anteriormente, este sistema lo que realiza es transmitir las cargas directamente de la losa a las columnas, provocando así que los momentos desestabilizadores formados, no se puedan transmitir completamente por flexión, sino que parte de los mismos sean transmitidos a las columnas por corte excéntrico (excentricidad respecto al centroide de la sección crítica) provocando el punzonamiento.

A lo largo de los últimos años este sistema estructural ha sido muy común en nuestro medio y es precisamente sus múltiples atractivos, como ejemplo; estar ubicado en el mismo nivel tanto losas como vigas y con ello dar mucha facilidad constructiva en lo que se refiere a encofrados, armado del acero estructural,

hormigonado y desencofrado, lo que llama la atención de muchas personas inclusive a profesionales de la construcción, sin darse cuenta que este sistema estructural es muy limitado e inclusive prohibido en países con alto riesgo sísmico como lo es el Ecuador.

De tal manera, los mayores problemas existentes en este sistema estructural, el cual no es adecuado para zonas de alto riesgo sísmico son: la excesiva flexibilidad lateral, el punzonamiento y pues no disponen de capacidad resistente suficiente, para entrar en el rango inelástico del comportamiento de los materiales, con lo que se limita considerablemente su ductilidad <sup>[2]</sup>, además de los grandes y graves daños estructurales que se podrían presentar en la estructura, por acción de un sismo.

Cabe mencionar que para evitar todo este conjunto de problemas mencionados anteriormente, es preferible y recomendable usar losas apoyadas sobre vigas, con lo cual se logra que los momentos desestabilizadores formados se transmitan de las vigas a las columnas completamente por flexión, con lo cual desaparecería el corte excéntrico y por ende el punzonamiento. Otra manera de contrarrestar dichos problemas, sería teniendo una losa con un peralte considerable y a su vez las secciones de los elementos estructurales serían más grandes, lo cual no sería conveniente, ya que se estaría aumentado el peso de la estructura considerablemente y el costo de la misma sería muy elevado.

### **1.1.2 RIESGO SÍSMICO EN EL ECUADOR**

Se define al riesgo sísmico, como la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud y intensidad, son cuantificados <sup>[3]</sup>.

---

[2] "Capítulo VIII, Diseño de Losas de Hormigón Armado", Msc. Marcelo Romo Proaño, ESPE. [3] "Análisis sísmico por desempeño", Aguiar Roberto.

No obstante en este subcapítulo se abarcará y realizará una síntesis sobre el riesgo sísmico en el Ecuador, faceta, que si bien es una de las más importantes a tomarse en cuenta para realizar un correcto diseño sismorresistente de una edificación, no se la cumple responsablemente en nuestro medio.

Con los estudios de riesgo sísmico, considerando el actual conocimiento nacional, se ha decidido mantener la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas décadas, que busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructuras <sup>[4]</sup>. No obstante, en el mundo actual no solo se quiere la protección de la vida, sino también la protección de la propiedad y la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño sísmico ante un sismo fuerte.

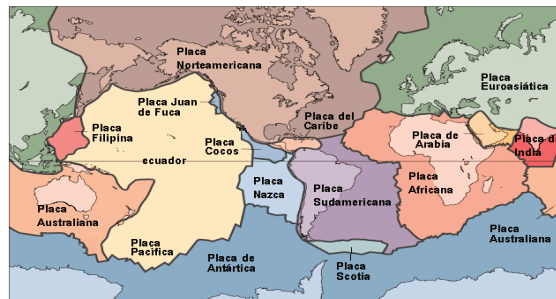
#### **1.1.2.1 Teoría de las placas tectónicas.**

Esta teoría postula que la corteza terrestre (litósfera) está formada por varias placas, que son segmentos relativamente estables de roca rígida, que se encuentran alrededor de todo el globo terráqueo; existen alrededor de 7 grandes placas principales y varias placas secundarias más pequeñas. En 1912 fue Alfred Wegener, quien postuló la famosa teoría de **“LA DERIVA CONTINENTAL”**, en donde señala que hace millones de años todos los continentes de la tierra habían estado unidos, formando así un supercontinente denominado Pangea, que comenzó a separarse en fragmentos durante la era Pérmica, hasta ocupar posiciones de las diferentes placas y continentes que en la actualidad tenemos; si bien esta teoría en su época fue muy criticada y poco creíble, fue con el pasar del tiempo y con pruebas como el fenómeno llamado paleomagnetismo, que fue medido en las rocas y el haber encontrado en el oeste de África y el este de Sudamérica rocas del mismo tipo y edad lo que dieron credibilidad a esta teoría.

---

[4] NEC\_SE\_DS, “Peligro Sísmico”, 2015.

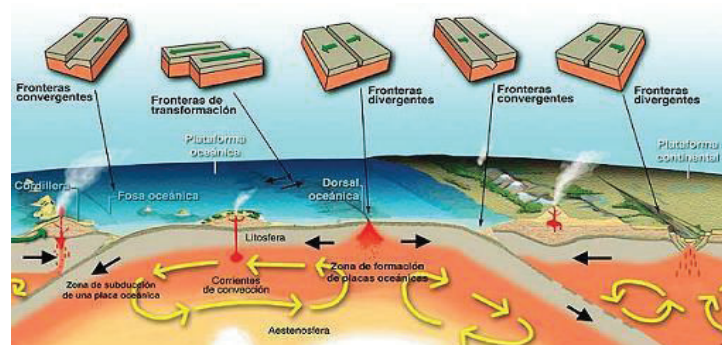
**FIGURA 1.2** DISTRIBUCIÓN DE PLACAS TECTÓNICAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS.



FUENTE: [http://www.profesorenlinea.cl/Ciencias/Placas\\_tectonicas\\_Teoria.htm](http://www.profesorenlinea.cl/Ciencias/Placas_tectonicas_Teoria.htm)

Todas las placas principales y secundarias descansan sobre una capa de roca caliente y flexible, llamada **Astenósfera**, el material fundido (magma) de la astenósfera tiene la capacidad de fluir o trasladarse desde la parte más interna y caliente de tierra, hacia la superficie o zonas externas (frías) de la tierra, mientras tanto el material frío endurecido procede a hundirse a la parte interna de la tierra; de tal manera se genera un movimiento continuo, cíclico y de forma circular denominado **corrientes de convección**, las mismas que empujan y quiebran las placas tectónicas formando una nueva corteza.

**FIGURA 1.3** CORRIENTES DE CONVECCIÓN, DIFERENTES FRONTERAS DE LAS PLACAS.



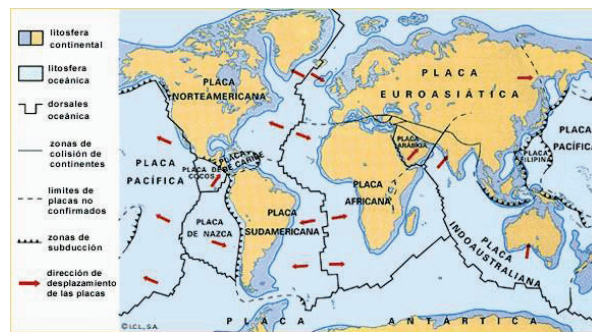
FUENTE: <http://www.portalciencia.net/geolotec.html>.

En la FIGURA 1.2, se esquematiza las diferentes fronteras de las placas las mismas que son: Divergentes.- Donde se genera nueva costra que rellena la brecha de las placas al separarse, Convergentes.- Donde la costra es destruida al

hundirse una placa bajo la otra (subducción), Transformación.- Donde la costra ni se destruye ni se origina y las placas sólo se deslizan horizontalmente entre sí; cabe mencionar que las zonas fronterizas de las placas no están bien definidas y el efecto de la interacción de las placas no es claro.

El movimiento o desplazamiento de las placas tectónicas es muy importante, ya que se separan unas de otras o a la vez chocan entre sí, provocando de esta manera la mayoría de los sismos en el mundo.

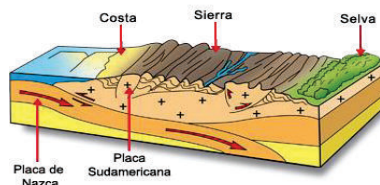
**FIGURA 1.4** PLACAS TECTÓNICAS Y SU DIRECCIÓN DE EMPUJE.



FUENTE: [http://www.profesorenlinea.cl/Ciencias/Placas\\_tectonicas\\_Teoria.htm](http://www.profesorenlinea.cl/Ciencias/Placas_tectonicas_Teoria.htm).

Uno de los fenómenos y quizás el más influyente a nivel de América del Sur, es el proceso de **SUBDUCCIÓN** de la placa de Nazca con la Sudamericana, fenómeno en el cual, la placa de Nazca que es más rígida se va introduciendo bajo la Sudamericana, provocando de esta manera una fricción en la cual se acumula energía, la misma que es liberada al chocar las dos placas, generando de esta manera sismos, terremotos y erupciones volcánicas.

**FIGURA 1.5** PROCESO DE SUBDUCCIÓN.

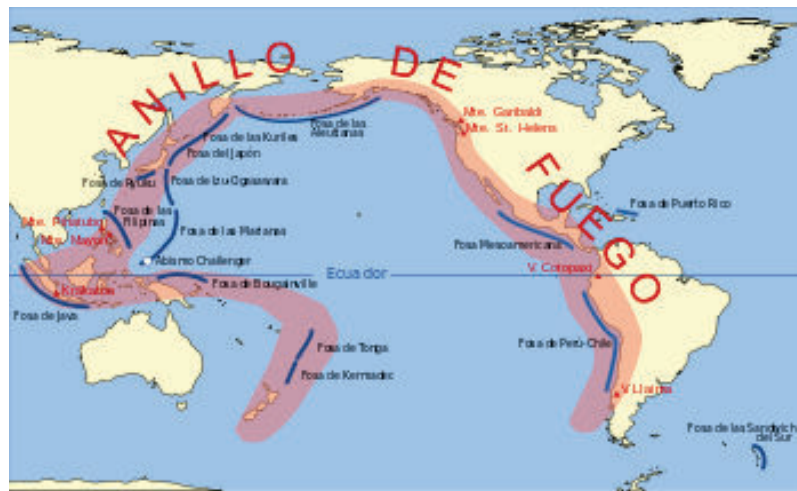


FUENTE: <http://www.2012concienciaypreparacion.com/t1820-seguimientos-de-sismos-a-nivel-mundial-dia-a-dia-julio-2012>.

Una de las regiones con un alto índice de riesgo sísmico es la Costa, ya que en estos sitios la profundidad focal de los sismos puede ser de hasta 60 km, mientras que en la región amazónica el riesgo sísmico disminuye con una profundidad focal de hasta 200 km, en consecuencia los sismos afectan con mayor severidad dependiendo del lugar en donde se producen y su profundidad focal.

Por tal razón, el Ecuador y otros países del mundo, están caracterizados por encontrarse en una zona altamente sísmica y con gran actividad volcánica, característica propia de los países que se encuentran en el Cinturón de fuego del Pacífico.

**FIGURA 1.6** CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO.



FUENTE: [http://es.wikipedia.org/wiki/Cinturón\\_de\\_Fuego\\_del\\_Pacífico](http://es.wikipedia.org/wiki/Cinturón_de_Fuego_del_Pacífico).

### 1.1.2.2 Eventos sísmicos en el Ecuador.

Es de conocimiento de muchos que el Ecuador tiene un alto riesgo sísmico, por la ubicación geográfica en la que se encuentra, por tal razón a lo largo de toda su historia ha registrado sismos de diferentes magnitudes, que han provocado grandes pérdidas tanto materiales como humanas, en algunos casos inclusive con la destrucción de más del 90% de algunas ciudades del país.



**FIGURA 1.7** CIUDAD DE PELILEO (TUNGURAHUA) ANTES Y DESPUÉS DEL SISMO DEL 5 DE AGOSTO DE 1949.



FUENTE: Singaicho Juan Carlos: “Mapa de máximas intensidades sísmicas del Ecuador. Criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades”.

No se sabe en qué momento y bajo qué circunstancias puede ocurrir un sismo, lo que sí estamos seguros es que estamos próximos a que ocurra uno y de gran magnitud, ya que algunos países vecinos en especial Chile, ya ha tenido terremotos grandes en los últimos años; mientras que en Ecuador no han ocurrido sismos grandes desde hace ya mucho tiempo. Esto es muy preocupante ya que existe mucha energía acumulada entre la placa de nazca y la sudamericana, que será liberada en algún momento con un gran terremoto, que provocará una tragedia a nivel nacional y cuantiosas pérdidas económicas.

**CUADRO 1.1** DIEZ SISMOS CONSIDERADOS LOS MÁS DESTRUCTIVOS DEL ECUADOR.

Nº	Año	Provincia	Magnitud	Inten. Max
1	1906	Esmeraldas	8.1	8
2	1914	Pichincha	7.0	8
3	1926	Carchi	6.5	8
4	1942	Manabi	7.7	9
5	1949	Tungurahua	6.7	10
6	1953	Loja	7.3	8
7	1958	Esmeraldas	7.3	8
8	1970	Loja	6.3	8
9	1987	Napo	6.4	9
10	1998	Manabi	6.2	8

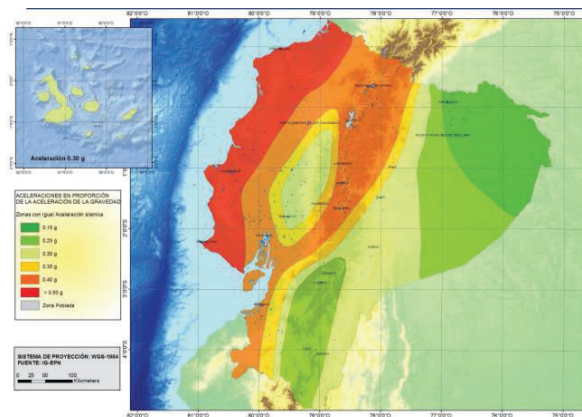
FUENTE: Singaicho Juan Carlos: “Mapa de máximas intensidades sísmicas del Ecuador. Criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades”.  
ELABORADO Y EDICIÓN DE CUADRO: Borja Luis Felipe y Torres María José.



### 1.1.2.3 Zonificación sísmica de diseño

El valor de Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (Fuente: NEC-2015).

**FIGURA 1.8** ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITO DE DISEÑO Y VALOR DEL FACTOR DE ZONA Z.



FUENTE: NEC\_SE\_DS, Peligro Sísmico, NEC-2015.

El mapa de zonificación sísmica para diseño, proviene del resultado del estudio de peligro sísmico, en el que se toma en cuenta algunos aspectos de gran importancia según la NEC-2015:

- Un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2011.
- Ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro sísmico de los países vecinos.
- Además el mapa reconoce el hecho de que la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana, es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un

complejo sistema de fallas local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

El resultado obtenido del estudio de peligro sísmico, es el mapa de zonificación sísmica para diseño que tiene un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano, que caracteriza la zona VI. Con ello se reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un período de retorno de 475 años para la zona VI son en realidad mayores a 0.50 g y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico <sup>[5]</sup>.

**CUADRO 1.2 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.**

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

FUENTE: NEC\_SE\_DS, Peligro Sísmico, NEC-2015.

### 1.1.3 VULNERABILIDAD DE CONSTRUCCIONES EN ECUADOR

El nivel de vulnerabilidad de una edificación se define como el riesgo de recibir daños a causa de amenazas o peligros naturales, humanas o tecnológicas <sup>[6]</sup>.

Lastimosamente estamos en una sociedad, que aún no está consciente de la magnitud de afectación y las consecuencias devastadoras que pueden tener las estructuras, frente a la ocurrencia de un sismo fuerte, es por eso que aún se sigue construyendo de manera informal, sin tomar en cuenta todos los factores antes mencionados.

[5] NEC\_SE\_DS, "Peligro Sísmico", 2015.

[6] [http://es.wikipedia.org/wiki/Vulnerabilidad\\_de\\_las\\_edificaciones](http://es.wikipedia.org/wiki/Vulnerabilidad_de_las_edificaciones).

La proliferante construcción informal en nuestra sociedad, es el principal problema que ha afectado a todos los países, en donde han ocurrido grandes terremotos y las edificaciones han colapsado, este tipo de estructuras, quizás son las más vulnerables a sufrir daños ante uno de estos eventos.

La corrupción es otro de los problemas que ha sido muy común a nivel mundial, ya que muchas edificaciones, no precisamente en el Ecuador, han colapsado debido a que han presentado especificaciones técnicas inferiores, a las exigidas en los estudios y normas vigentes; y es precisamente a causa de la negligencia de las autoridades de turno, quienes no ejercen un control de calidad apropiado de materiales y metodologías utilizadas por los constructores en las edificaciones tanto públicas como privadas, generando de esta manera una alta vulnerabilidad en las mismas.

Para saber si la edificación es vulnerable o no, ante un sismo fuerte, hay que realizar un análisis y estudiarle en si a la estructura, para saber con qué tipo de materiales y bajo que especificaciones técnicas fue construida, por tal razón en los siguientes capítulos y subcapítulos, se realiza el análisis respectivo para determinar el grado de vulnerabilidad de la edificación en estudio.

#### **1.1.3.1 Sistemas tradicionales de construcción en Ecuador**

Uno de las tradiciones constructivas y quizás la que más predominaba en nuestro país en la antigüedad, es la del **ADOBE O TAPIAL**, si bien en la actualidad no se los utiliza, aún siguen existiendo construcciones importantes con este tipo de material, ya que representan la historia y patrimonio del Ecuador.

Este sistema constructivo no es sismorresistente, debido a que sus elementos estructurales no poseen la ductilidad necesaria para poder disipar energía.

**FOTOGRAFÍA 1.1 CASA DE ADOBE EN GUARANDA.**

Elaborado: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Con el pasar de los años y adaptándose a las nuevas tecnologías y materiales presentes en el medio, el nuevo sistema constructivo predominante especialmente en las construcciones informales, es la **ESTRUCTURA APORTICADA CON LOSAS PLANAS**, que es un sistema que a pesar de tener muchas restricciones de tipo estructural, es utilizado en la sociedad, debido a las facilidades constructivas que presenta, como es el encofrado y desencofrado, con lo cual se tiene un ahorro de tipo económico.

Actualmente este tipo de estructuras es muy discutido y hasta prohibido en muchos países, donde existe riesgo sísmico constante, ya que no garantizan tener un buen funcionamiento sismorresistente por la falta de ductilidad que presentan.

En el Ecuador aún se siguen construyendo edificaciones con este tipo de sistema, con la particularidad que hay que cumplir con ciertos parámetros que exige la actual norma vigente en el país (NEC-2015, Capítulo 4, Sección 4.10).

**FIGURA 1.9 ESTRUCTURA APORTICADA CON LOSAS PLANAS Y SU ENCOFRADO.**

FUENTE: <http://www.nopincolombia.com/detalleproducto.php?idproducto=MTQ=>

La manera de obtener una estructura que tenga un comportamiento más adecuado frente a un sismo, es con el sistema **LOSA APOYADA SOBRE VIGAS DESCOLGADAS**, que no es del todo un sistema sismorresistente, pero se le puede mejorar añadiéndole elementos estructurales como son los diafragmas, de esta manera se obtiene una estructura con un mejor comportamiento sísmico, capaz de poder disipar la energía liberada por un sismo fuerte, además de garantizar la funcionabilidad del edificio.

Sin duda actualmente este sistema es el más usado y recomendado cuando se trata de estructuras de hormigón armado, la dificultad que existe con este sistema es de tipo constructivo, ya que no se tiene la losa con las vigas en el mismo nivel, por tal razón es necesario realizar dos encofrados diferentes, lo que ocasiona inconvenientes a los obreros.

**FIGURA 1.10** LOSA APOYADA SOBRE VIGAS DESCOLGADAS.



FUENTE: <http://construicopor.com/icopor/wp-content/uploads/2013/06/caseton.jpg>

Es evidente que nuestra sociedad cada vez se está modernizando y adquiriendo nuevos conocimientos, es por eso que un nuevo sistema ha incursionado en el mercado constructivo y es precisamente, la **ESTRUCTURA METALICA** la que está siendo utilizada con frecuencia, ya que tiene beneficios como son la rapidez con que se monta la edificación, abaratando costos de mano de obra y además de ser más livianas comparada con una estructura de hormigón armado, lo que le da un mejor comportamiento frente a cargas horizontales producidos por un sismo, por lo contrario en lo referente a cargas verticales el hormigón armado tiene un mejor comportamiento que la estructura metálica, debido a la mayor rigidez que presentan.

Así como tiene sus beneficios, también tiene sus complicaciones como por ejemplo, que no muchos profesionales de la construcción conocen el comportamiento de estas estructuras frente a un sismo fuerte, además de que aún en el país no existe un código vigente sobre cómo y bajo qué parámetros se las debe diseñar. Está claro que todas las edificaciones con este sistema han sido diseñadas y construidas tomando en cuenta códigos extranjeros como son el AISI y el AISC.

Sin duda este sistema constructivo está revolucionando la construcción en el país, por ahorrar un porcentaje en costos que a la fecha no es muy significativo respecto a una estructura de hormigón <sup>[7]</sup>, pero es un factor muy importante que influye en la economía de los constructores.

### **1.1.3.2 Patologías Estructurales.**

Entender que es una patología estructural parece ser complicado, a la vez que es indispensable identificar las mismas en una edificación, ya que de eso depende si la estructura puede o no garantizar la seguridad de sus ocupantes cuando ocurra un sismo fuerte.

Las patologías estructurales se les entienden como: la presencia o evidencia de fallas o comportamiento irregular de una edificación, a continuación se menciona las más comunes en nuestro medio y que han provocado el colapso de edificaciones en países de alto riesgo sísmico.

#### *1.1.3.2.1 Piso Blando.*

Según la Nec-2015, el piso blando es aquel en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

---

[7] Criterio impartido por Ing. John Veintimilla.

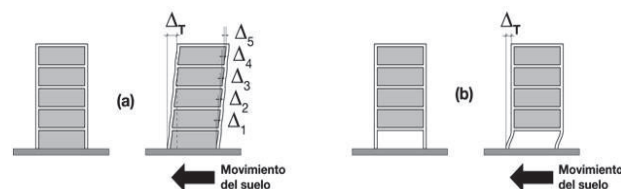
Esta patología se observa frecuentemente en estructuras aporticadas compuestas por vigas y columnas, generalmente se presenta en pisos con escasa presencia de muros o paredes a diferencia de los pisos subsiguientes que si los tienen, ésto es común en estructuras que tienen en su primer piso mezanines, locales comerciales, restaurantes, parqueaderos vistos, que por el servicio que prestan, es de necesidad arquitectónica no colocar los muros o paredes necesarias para contrarrestar esta patología.

Otras de las causas principales que generan un piso blando son las siguientes<sup>[8]</sup>:

- Una estructura más alta en el primer piso respecto a los superiores.
- Un cambio abrupto de la rigidez en un piso con respecto a otro (rigidez menor en comparación a pisos superiores o inferiores).
- El uso de muro de corte con una discontinuidad.
- Discontinuidad en la trayectoria de las cargas, creada por un cambio vertical u horizontal en la estructura.

La discontinuidad de la rigidez o resistencia (piso débil, Nec-2015) y las causas anteriormente mencionadas, generan una alta flexibilidad y excesivos desplazamientos laterales en el piso en mención, producidos por los sismos que afectan severamente a los pisos inferiores, debido a las fuerzas sísmicas que son más grandes en la planta baja, provocando en las estructuras el colapso parcial o total de las mismas.

**FIGURA 1.11** DESPLAZAMIENTO DE UN EDIFICIO REGULAR VS EDIFICIO CON PISO BLANDO.



FUENTE: <http://15wceesslatin.blogspot.com/2012/08/la-planta-libre-en-los-edificios.html>

[8] <http://www.encyclopediadetareas.net/2013/08/pisos-suaves-o-blandos-en-las.html>.

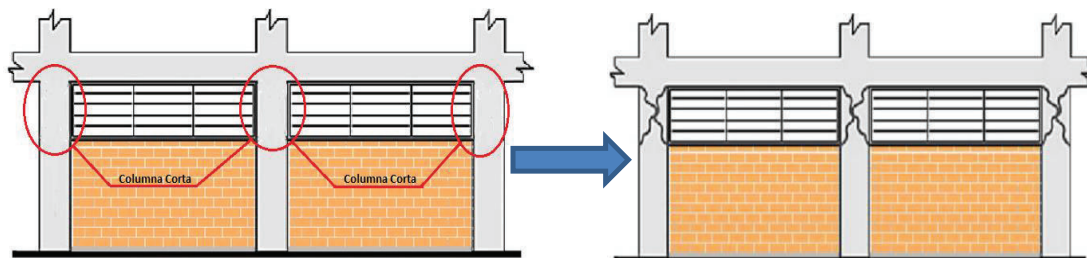
Para solucionar este problema del piso blando, se debe corregir desde el inicio del proyecto, empezando por la arquitectura con la eliminación total de esta patología, a la vez si existiesen edificaciones con este problema, se debería rigidizar el piso afectado añadiendo muros de hormigón armado.

#### 1.1.3.2.2 Columna Corta.

La configuración arquitectónica de una edificación, es uno de los factores que más influye a la hora de tomar decisiones sobre el tipo de estructura que se va a realizar, especialmente en escuelas, hospitales y todo centro educativo.

Estos centros sin duda requieren de una iluminación, ventilación y área útil grande, para que puedan dar los servicios para los cuales fueron construidos como tal, es por eso la necesidad de dejar ventanas a la altura aproxima de los 2/3 de la altura total del entrepiso, generando de esta manera el efecto de columna corta.

**FIGURA 1.12** Representación del efecto “Columna Corta”.



Fuente: <http://otanez.blogspot.com/2013/01/salvar-vidas-con-el-4.html>

Elaborado y edición de figura: Borja Luis Felipe y Torres María José.

El daño típico de una columna corta se visualiza con una grieta en forma de X, esta se genera debido a que la columna en mención es de menor altura en comparación a los otros elementos estructurales verticales que conforman una estructura, por tal razón esta columna posee mayor rigidez lateral con lo cual requiere una mayor fuerza horizontal (generada por un sismo de una magnitud considerable) para deformarla, la falla que presenta es de tipo frágil debido a los



esfuerzos cortantes excesivos que se generan, provocando que esta columna no desarrolle su ductilidad.

**FIGURA 1.13** FALLA POR “COLUMNA CORTA”.



FUENTE: <http://civilgeeks.com/2014/05/05/el-efecto-de-columna-corta-en-las-escuelas/>

#### *1.1.3.2.3 Torsión en Planta*

Que exista una excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa de una estructura, es sinónimo de torsión en planta, que se genera cuando la edificación es sometida a grandes esfuerzos horizontales producidos por un sismo fuerte, provocando daños estructurales considerables, inclusive en el peor de los casos el colapso de la estructura.

Las edificaciones que presentan irregularidades simétricas tanto en planta como en elevación, son las más vulnerables a sufrir este tipo de patología, de ahí la importancia de mantener la simetría para que el modo de vibración predominante sea el de traslación.

Si una edificación necesariamente debe tener asimetría ya sea por arquitectura o por el terreno disponible, la forma más apropiada de evitar esta patología es diseñando una junta constructiva, dividiendo así la edificación en bloques independientes y al ocurrir un sismo fuerte los mismos se moverán independientemente.

#### *1.1.3.2.4 Efecto Martilleo*

Cuando dos o más edificios de distintos tamaños se encuentran adosados sin su respectiva separación, esta patología puede presentarse indiscutiblemente cuando ocurra un sismo fuerte.

Las estructuras adosadas son independientes una de otra, por lo tanto cada una tiene sus propias características estructurales y por ende sus propios movimientos y desplazamientos en un sismo, lo que puede ocasionar el martilleo entre las estructuras, por lo general de la más pequeña a la más grande, siendo más grave cuando los niveles de los pisos no coinciden y golpean las partes intermedias de las columnas del edificio adyacente, afectando severamente su estructura hasta el punto de provocar el colapso del nivel afectado, por lo que se tomará en consideración las separaciones suficientes entre edificios adyacentes.

**FIGURA 1.14** EDIFICIOS CON DIFERENTES NIVELES DE ENTREPISO.



FUENTE:[http://www.chacao.gob.ve/eduriesgo/vulnerabilidad\\_archivos/04\\_patologias\\_en\\_las\\_edificaciones.pdf](http://www.chacao.gob.ve/eduriesgo/vulnerabilidad_archivos/04_patologias_en_las_edificaciones.pdf)

#### *1.1.3.2.5 Humedad.*

La humedad sin duda es una patología que debe tomarse en cuenta al momento de construir una edificación, ya que si no se impermeabiliza correctamente las zonas que tienen contacto directo con el suelo, que por su naturaleza ya tiene o

absorbe humedad, esta podría subir por capilaridad y afectar a la mampostería y elementos estructurales de la edificación, provocando de esta manera una alteración en las características de los materiales que lo conforman hasta ocasionar su deterioro.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

Reducir la vulnerabilidad sísmica del edificio, mediante la selección y diseño del reforzamiento estructural más adecuado.

### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Establecer las actuales características estructurales del edificio, para su posterior diagnóstico sísmico.
- Determinar los problemas estructurales actuales.
- Diseñar dos alternativas de reforzamiento.
- Establecer la efectividad de los dos tipos de reforzamiento estructural diseñados, en términos de comportamiento sismorresistente y determinar la mejor opción.

## **1.3 JUSTIFICACIÓN**

- La elaboración de este proyecto tiene la finalidad de exponer un ejemplo a la ciudadanía en general, sobre la alta vulnerabilidad sísmica de las estructuras construidas de manera informal y sin un previo diseño estructural, debido a que la mayoría de éstas, no tienen un comportamiento sismorresistente, ya que no cuentan con los mínimos parámetros

necesarios para garantizar la resistencia y seguridad, frente a las sollicitaciones que se pueden presentar en un sismo fuerte.

- Con el desarrollo del presente proyecto, se determinará las limitaciones y deficiencias presentes en la estructura actual y por ende en cualquier otra de similares características, esto mediante un análisis de los elementos estructurales que conforman la edificación.
- Con los dos tipos de reforzamiento estructural planteados, se tendrá resultados que permitirán comparar ventajas y desventajas de la estructura reforzada, sobre la actual.
- Al reforzar la estructura del edificio de forma eficiente y a un bajo costo, se puede obtener un cambio radical en el comportamiento sismorresistente de la misma y se puede dar ejemplo de responsabilidad y conciencia a la sociedad, con lo cual se busca reducir la pérdida de vidas humanas y materiales, frente a la ocurrencia de un sismo fuerte.
- El diseño del reforzamiento estructural, está dirigido a incrementar la capacidad de carga y mejorar la serviciabilidad de la estructura existente. Esto se vuelve necesario para adaptar a la estructura y poder cubrir las nuevas sollicitaciones a las que se lo está sometiendo, ya que varias plantas fueron construidas sin previa planificación.
- El proyecto pretende llamar la atención de las autoridades de turno, tales como municipios, gobiernos sectoriales y provinciales, ministerios pertinentes, etc. para que el tema sea enfocado al marco social, de tal manera que se opte por destinar fondos, para reforzar edificios de viviendas que se encuentren en peligro sísmico, con la finalidad de que las normas de diseño y construcción vigentes en el país se cumplan, logrando así la sismorresistencia necesaria en los edificios construidos de manera informal.

## CAPÍTULO 2

### METODOLOGÍA Y MARCO TEÓRICO

#### 2.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Es aquel sistema compuesto de varios miembros estructurales, dispuestos de tal manera que, tanto la estructura total como cada uno de sus elementos, son capaces de resistir y transmitir las cargas actuantes sobre la misma hacia el suelo, sin sufrir cambios significativos en su geometría.

Se lo realiza mediante la observación de las características estructurales que definen la resistencia de la estructura y sirve para evaluar la situación de vulnerabilidad del edificio, a continuación se presenta un cuadro con algunos tipos de sistemas estructurales y su descripción<sup>[9]</sup>.

**CUADRO 2.1 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES**

TIPOS DE ESTRUCTURA	DESCRIPCION	OBSERVACIONES
Estructura aporticada	Existen dos tipos de sistemas que pueden ser: columnas y vigas descolgadas o columnas y vigas banda	Indispensable realizar el chequeo de la conexión viga – columna o el chequeo de la conexión losa – columna, respectivamente.
Estructuras con diafragmas	Muros de hormigón con cabezales en sus extremos	Deben absorber el 80% o más del corte basal
Estructuras con muros portantes	Muros	Soportan cargas verticales y en un sismo soporta tracciones y compresiones por flexión, por lo tanto es necesario realizar una revisión de flexocompresión.
Estructuras con muros de corte	Muros de concreto o albañilería	Trabaja a corte, absorbiendo las fuerzas laterales generadas por sismos y ayudando a las columnas ya que disminuye los esfuerzos de las mismas

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

[9] Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración Estructural”, EPN.

A continuación se presentan figuras en las cuales se puede visualizar las estructuras antes mencionadas.

### **FIGURA 2.1** ESTRUCTURA APORTICADA



FUENTE: Estructura aporticada columnas. (<http://licencias-de-construccion.globered.com>)

### **FIGURA 2.2:** ESTRUCTURAS CON DIAFRAGMAS



FUENTE: Tendencias en la Tecnología de la Madera. (<http://www.cadamda.org.ar>)

### **FIGURA 2.3:** MUROS PORTANTES



FUENTE: Subsistemas, estructura e instalaciones 2011.

<http://es.slideshare.net/pablomonti/subsistemas-estructura-e-instalaciones-2011>

## 2.2 ESTABLECIMIENTO DE PROBLEMAS ESTRUCTURALES

Un problema estructural es una anomalía presente en la estructura, la cual impide el correcto funcionamiento de la misma, frente a un evento adverso (sismo), provocando como consecuencia daños graves en la estructura o el colapso de esta.

Los problemas estructurales significan un gran obstáculo para la sismorresistencia, porque estos problemas impiden que los elementos estructurales funcionen de manera eficiente.

Se puede realizar una visita a la estructura, para observar posibles síntomas que se presenten en ésta y tener así una breve idea de qué es lo que está sucediendo en la estructura, para posteriormente realizar un análisis de cada uno de los elementos (losa, vigas, columna, etc), para identificar con más precisión todos los problemas existentes en la estructura y al final llegar a obtener un diagnóstico estructural adecuado, el cual permita buscar los reforzamientos más apropiados, que permitan hacer de la estructura estudiada, una que tenga un comportamiento sismorresistente.

Por ejemplo en una estructura aporticada se puede priorizar el análisis de las conexiones viga – columna, ya que aquí existen concentraciones de esfuerzos, estas conexiones no deberían presentar deficiencia alguna, para que la estructura tenga un comportamiento adecuado frente a un sismo, es decir que en estos nudos (en los extremos de las vigas) se formen las rótulas plásticas y en caso de que las conexiones viga – columna presenten deficiencias se recomienda el reforzamiento, prestando especial atención a la longitud de desarrollo y a los ganchos de los aceros de refuerzo<sup>[10]</sup>.

Se puede mencionar otro ejemplo claro, en las edificaciones que tengan un sistema estructural de pórticos con diafragmas, en los cuales se puede realizar el

---

[10] Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración Estructural”,

chequeo del corte basal absorbido por el diafragma, el cual no debería ser inferior al 80%, para que este se pueda considerar diafragma<sup>[10]</sup>.

## **2.3 SINTOMAS<sup>[11]</sup>.**

En estructuras se puede definir a los síntomas como la expresión física del estado de la edificación, es decir, son las señales (se pueden observar mediante una inspección general de la edificación) que podrían anunciar un problema estructural:

En el medio es común confundir a los síntomas con los problemas estructurales, pero hay que tener claro que los síntomas son la expresión del problema, mas no el mismo:

Algunos ejemplos comunes de los síntomas que se puede mencionar son: aparición de grietas o fisuras en columnas, vigas, losas o mampostería, estos son fáciles de identificar y mediante estos podemos analizar la estructura para determinar el problema estructural.

## **2.4 CAUSA DE LOS PROBLEMAS Y SÍNTOMAS**

Las causas de los problemas y síntomas nacen desde que se realiza un diseño estructural deficiente de la edificación, ya que muchas veces existen descuidos o falta de atención en aspectos como realizar un adecuado estudio de suelos del terreno, para diseñar con las características reales del suelo y no asumiendo las mismas.<sup>[12]</sup>

---

[10] Msc. Ing. Patricio Placencia, "Proyectos Estructurales y Configuración Estructural", EPN. [11] Msc. Ing. Felix Vaca, "Diseño en Madera y Mampostería", EPN. [12] Msc. Ing. Felix Vaca, "Diseño en Madera y Mampostería", EPN.



**FIGURA 2.4** IDENTIFICACIÓN DE CAUSA, SÍNTOMA Y PROBLEMA.



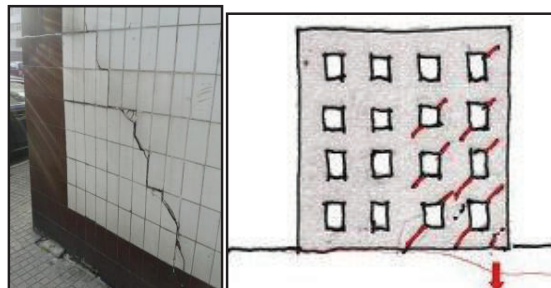
FUENTE: Grietas ocasionadas por asentamientos del terreno. (<http://aguimarestudio.es/grietas-ocasionadas-por-asientos-del-terreno/>).

Causa: existe suelo blando en una esquina del terreno, la cual no fue identificada antes de diseñar la edificación, pues no se realizó un adecuado estudio de suelos del terreno, por lo cual no se tomó precauciones para evitar inconvenientes.

Problema: asentamiento diferencial de la cimentación de la estructura, lo cual provoca concentración de esfuerzos (debido a momentos flexionantes que aparecen por el asentamiento) en la esquina de la casa que está sobre la cimentación que se está asentando.

Síntomas: aparición de fisuras o grietas diagonales en la mampostería de la esquina de la edificación afectada.

**FIGURA 2.5** APARICIÓN DE FISURAS Y GRIETAS.



FUENTE: Extraño caso de patología por asentamiento en vivienda adosada. <http://www.patologiasconstruccion.net>

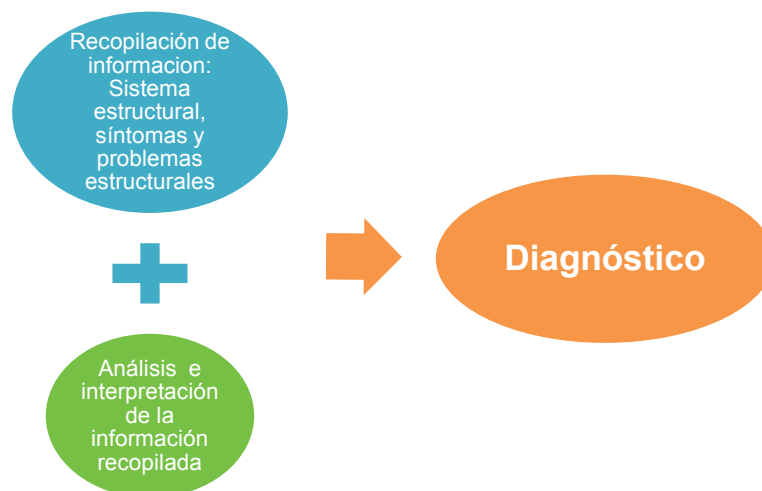
Con esta explicación se busca dejar claro que no se puede confundir a los síntomas con los problemas estructurales, sino que mediante los síntomas que aparecen, se puede determinar los problemas estructurales de una edificación.

## 2.5 DIAGNÓSTICO

Una vez que se cuenta con la información necesaria de la edificación, como el sistema estructural definido, los síntomas (que se observaron en la inspección), y los problemas estructurales determinados, se debe realizar un diagnóstico de la vulnerabilidad de la edificación, es decir analizar e interpretar la información, lo cual permite evaluar el estado de la misma y determinar su grado de vulnerabilidad.

Para realizar el diagnóstico de la vulnerabilidad de la edificación se lo debe hacer con mucho cuidado, porque de este depende la solución que se va a adoptar para mejorar el grado de vulnerabilidad de la edificación y así hacerla más segura y que tenga un mejor comportamiento frente a una situación adversa, el sismo.

**FIGURA 2.6 PASOS PARA REALIZAR EL DIAGNÓSTICO**



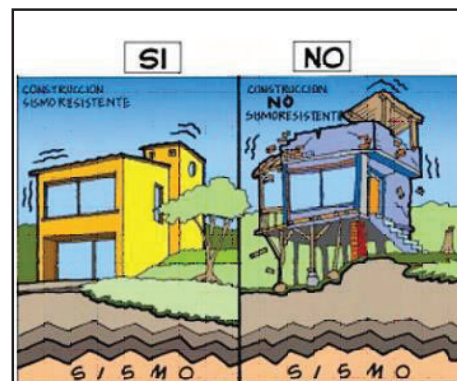
ELABORADO POR: Luis Felipe Borja E. y María José Torres T.

## 2.6 PRINCIPIOS DE SISMORRESISTENCIA<sup>[13]</sup>.

Se dice que una edificación es sismorresistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas verticales y de origen sísmico.

Incluso cuando se diseñe y construya una edificación, cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismorresistente, no se puede tener la certeza de que la edificación resistirá cualquier evento sísmico, pues siempre existe la posibilidad, de que se presente un sismo más fuerte para el que fue diseñado y éste cause daños inesperados en la estructura. Es por esta razón que se puede decir, que no existen edificios totalmente sismorresistentes, sin embargo al darle la característica de sismorresistencia a una edificación, esta contribuirá a que el colapso de la misma no se produzca, salvaguardando así la vida de sus habitantes.

**FIGURA 2.7** ESTRUCTURA SISMORRESISTENTE Y NO SISMORRESISTENTE.



FUENTE: CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES,  
[http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing\\_ond\\_1/trabajos\\_06\\_07/io3/public\\_html/Sismorresistencia/Sismorresistencia.html](http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Sismorresistencia/Sismorresistencia.html).

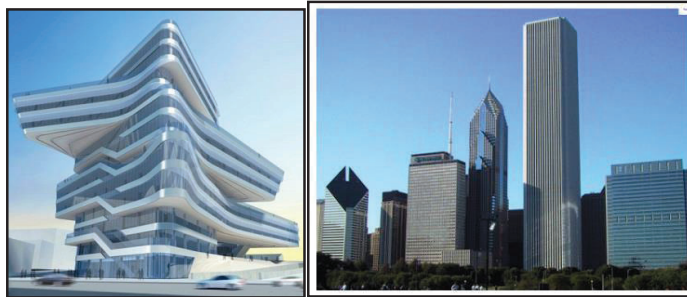
[13] CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES,  
[http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing\\_ond\\_1/trabajos\\_06\\_07/io3/public\\_html/Sismorresistencia/Sismorresistencia.html](http://tanis.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Sismorresistencia/Sismorresistencia.html).

Los principios de la sismorresistencia son:

**Forma regular:** La geometría de la edificación debe ser sencilla en planta y en elevación. Las formas complejas, irregulares o asimétricas causan un mal comportamiento cuando la edificación es sacudida por un sismo.

Una geometría irregular favorece que la estructura sufra torsión o que intente girar en forma desordenada, puesto que en este caso existe una mayor excentricidad producida por la lejanía del centro de rigidez y el centro de masa de la estructura.

**FIGURA 2.8:** Edificio con irregularidades

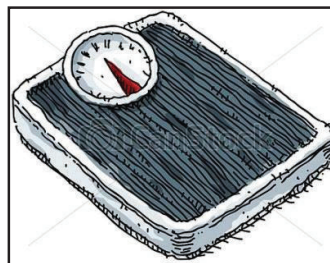


FUENTE:  
<http://www.tublogdearquitectura.com/?p=4818>

FUENTE:  
<http://apuntesdearquitecturadigital.blogspot.com/2011/04/mejoras-ambientales-en-edificios-grupo.html>

**Bajo peso:** cuanto más liviana sea la edificación menor será la fuerza que tendrá que soportar cuando ocurre un terremoto. Grandes masas o pesos se mueven con mayor severidad al ser sacudidas por un sismo y, por lo tanto, la exigencia de la fuerza actuante será mayor sobre los componentes de la edificación.

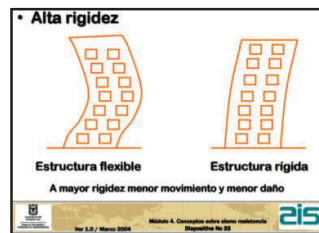
**FIGURA 2.9 PESO**



FUENTE: Can stock./ <http://www.canstockphoto.es/escala-8056858.html>

**Mayor rigidez:** es deseable que la estructura se deforme poco cuando se mueve ante la acción de un sismo, esto se consigue rigidizando la estructura. Una estructura flexible al deformarse exageradamente favorece que se presenten daños en paredes o divisiones no estructurales, acabados arquitectónicos e instalaciones que usualmente son elementos frágiles que no soportan mayores distorsiones

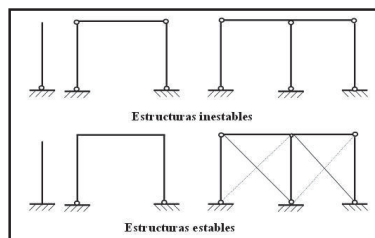
**FIGURA 2.10:** ESTRUCTURA FLEXIBLE Y ESTRUCTURA RÍGIDA



FUENTE: Evaluación de daños y de la seguridad de edificaciones después de un sismo. <http://svrdpae8n1.sire.gov.co/portal/page/portal/sire/componentes/EvaluacionDaños/documentos/Descargas/MOD%204-%20SISMORRESISTENCIA.pdf>

**Buena estabilidad:** las edificaciones deben ser firmes y conservar el equilibrio cuando son sometidas a las vibraciones de un terremoto, para evitar volcamiento o deslizamiento, además se evita el golpeteo o martilleo con estructuras vecinas.

**FIGURA 2.11** ESTRUCTURA ESTABLE Y ESTRUCTURA INESTABLE



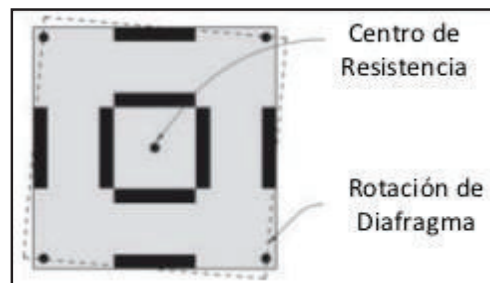
FUENTE: diagramas de fuerzas internas en los pórticos, <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/lecciones/capitulo%206/diagramas%20de%20fuerzas%20internas%20en%20los%20porticos.htm>

**Suelo firme y buena cimentación:** la cimentación debe ser diseñada para ser capaz de transmitir el peso y las cargas de la estructura hacia el suelo, el cual debe resistir estas cargas.

No es recomendable que se construya la edificación sobre suelos blandos, pues estos amplifican las ondas sísmicas y facilitan el apareamiento de asentamientos de la cimentación que pueden afectar la estructura y ocasionar el daño en caso de sismo.

**Estructura apropiada:** Siempre se debe buscar una configuración estructural adecuada para la edificación, la cual dé como resultado un comportamiento apropiado cuando se produzca el sismo. Para que una edificación tenga una adecuada configuración estructural debe ser rígida, simétrica, uniforme y continua, pues los cambios bruscos de sus dimensiones, de su rigidez, falta de continuidad, una configuración estructural desordenada o voladizos excesivos, facilitan la concentración de fuerzas nocivas, torsiones y deformaciones que pueden causar graves daños o el colapso de la edificación

**FIGURA 2.12** CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN



FUENTE: Configuración en planta, <http://es.slideshare.net/maxz25/configuracion-en-planta>

**Materiales competentes:** para que una estructura tenga un comportamiento sismorresistente adecuado, se deben considerar dos aspectos muy importantes, un adecuado diseño estructural con la suficiente rigidez y resistencia y ser construida con materiales de buena calidad, que puedan garantizar una apropiada resistencia y capacidad de la estructura para absorber y disipar la energía que el sismo le otorga a la edificación cuando se sacude.

Los materiales con los que se construye la estructura provienen de dos lugares, de fábrica directamente y los obtenidos en obra mediante procesos manuales o mecánicos que dependen del personal encargado, en los dos casos pueden existir descuidos o fallas humanas que dan como resultados materiales frágiles,

poco resistentes y con discontinuidades que se rompen, fallan o colapsan ante la acción de un terremoto.

**FIGURA 2.13** MEZCLA MANUAL DE HORMIGÓN



FUENTE: La mala mezcla de la ineficiencia, <http://www.juventudrebelde.cu/cuba/2010-01-22/la-mala-mezcla-de-la-ineficiencia/>

**Capacidad de disipar energía:** una estructura debe ser capaz de absorber y disipar la mayor cantidad de energía en el rango plástico, antes de que sufra graves daños o colapse. Cuando una estructura no es dúctil y tenaz se rompe fácilmente al iniciarse su deformación por la acción sísmica, provocando el colapso.

**Fijación de acabados e instalaciones:** los componentes no estructurales como acabados arquitectónicos, fachadas, ventanas, e instalaciones (eléctricas, sanitarias, de agua potable) deben estar bien adheridos o conectados y no deben interaccionar con la estructura. Si no están bien conectados se desprenderán fácilmente en caso de un sismo.

**FIGURA 2.14:** Diseño arquitectónico de una vivienda.



Fuente: Instalación de acabados, <http://enquitoecuador.com/acabadosdelaconstruccion>



## 2.7 REFORZAMIENTO DE EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS.

El reforzamiento estructural, significa intervenir la estructura con distintas técnicas determinadas mediante el diagnóstico de la misma, en el cual se establece las deficiencias de la estructura sobre las cuales se debe trabajar para superarlas, con el fin de tener una estructura capaz de soportar un evento adverso (sismo).

### 2.7.1. OBJETIVOS DEL REFORZAMIENTO<sup>[14]</sup>

- Aumentar la rigidez de la estructura
- Aumentar la capacidad de carga, resistencia.
- Proporcionarle ductilidad a la estructura, para que disipe energía mediante el comportamiento plástico de la misma.
- Proporcionarle amortiguamiento al edificio

### 2.7.2. TIPOS DE REFORZAMIENTO APLICABLES A UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS<sup>[15]</sup>

El reforzamiento estructural se lo puede realizar mediante la aplicación de diversas técnicas, a continuación se presenta algunas técnicas aplicables a una edificación de departamentos:

#### FIGURA 2.15: REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN

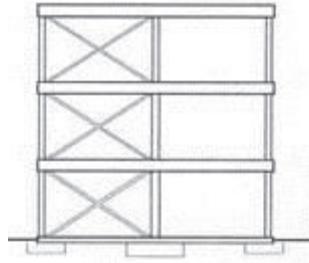


FUENTE: Soluciones a los problemas de cimentación  
<https://ureteksoluciones.files.wordpress.com/2014/01/recalces.jpg>

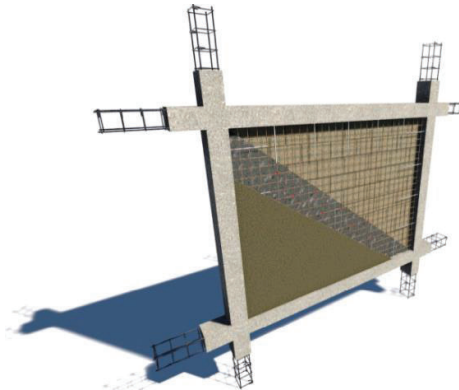
---

[14] Msc. Ing. Eduardo Márquez, "Ingeniería sísmica", EPN . [15] Msc. Ing. Patricio Placencia "Hormigón III", EPN



**FIGURA 2.16** DIAGONALES RIGIDIZADORAS

FUENTE: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02  
[http://noticias.juridicas.com/base\\_datos/Admin/rd997-2002.html](http://noticias.juridicas.com/base_datos/Admin/rd997-2002.html)

**FIGURA 2.17** ENCHAPADO DE PAREDES

FUENTE: “Diagnóstico y propuesta de reforzamiento estructurales de una edificación representativa en el barrio Atucucho, de Quito”./ Elaborado por: Aguilar Gerardo y Lumbi Edgar.

**FIGURA 2.18** REVESTIMIENTOS CON FIBRA DE CARBONO

FUENTE: <http://www.ecosat.cl/reforzamiento-con-fibra-de-carbono.htm>

**FIGURA 2.19** AMORTIGUADORES SÍSMICOS



FUENTE: Taylor devices inc. Amortiguadores,  
<http://www.jjulianasoc.com/amortiguadores-de-fluido-viscoso/>

**FIGURA 2.20:** REFUERZO DE COLUMNAS, INCREMENTANDO SU SECCIÓN Y CUANTÍA DE ACERO.



FUENTE: Proyecto de refuerzo estructural, <http://www.arquitectovejer.com/p/direccion-de-obras.html>

## **CAPÍTULO 3**

### **VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE CUATRO PLANTAS**

#### **3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

Lastimosamente la memoria colectiva de nuestra sociedad es frágil, especialmente en lo referente a la historia sísmica, por lo cual se ha olvidado las consecuencias que puede ocasionar la ocurrencia de un fuerte sismo sobre las estructuras en las cuales habitamos, pues ha pasado más de 109 años desde que aquel terremoto de 8.8 grados en la Escala de Richter, ocurrió el 31 de enero de 1906 y tuvo lugar frente a las costas de la frontera Ecuador-Colombia, afectando principalmente al territorio ecuatoriano en la provincia de Esmeraldas y sintiéndose en las provincias de la sierra norte, este suceso marcó la historia de nuestro país, pues costó miles de vidas ya que la energía liberada por el fenómeno de la subducción de la placa de nazca bajo la placa sudamericana, provocó un tsunami que arrasó con poblaciones como Esmeraldas, Río Verde y Tumaco – Colombia, según el artículo “TERREMOTO DE ESMERALDAS DE 1906 – UNO DE LOS MÁS GRANDES DE LA HISTORIA RECIENTE”, publicado por el INSTITUTO GEOFÍSICO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.

Es necesario mantener viva la historia sísmica de nuestro país y aprender de los errores, implantando en la sociedad una cultura de prevención mediante la construcción de estructuras sismorresistentes que puedan afrontar el sismo fuerte que se espera que ocurra, el cual según investigaciones sería similar al ocurrido en 1906, pues Ecuador forma parte del cinturón de fuego del pacífico, zona considerada como la de mayor peligrosidad sísmica en el mundo.

Pero en la ciudad de Quito, frecuentemente se observan construcciones de estructuras sin la supervisión de un profesional, este problema cada vez crece más, ya que la ideología de la sociedad en general, es que la dirección técnica para la construcción de la estructura no es necesaria y que es suficiente con la mano de obra de un maestro mayor, a quien se conoce comúnmente en nuestro medio como la persona dedicada a la actividad de la construcción, obrero.

Esta ideología se basa quizás en que las personas piensan que la contratación de un ingeniero civil encarece la construcción, sin considerar que es indispensable realizar un adecuado diseño estructural y una construcción bajo la dirección técnica, con la cual se busca garantizar el cumplimiento de los estándares de calidad.

Esta práctica de construir sin ninguna dirección técnica calificada, da como resultado edificaciones con un nivel de vulnerabilidad alto, pues no se puede esperar que estas construcciones cumplan con las normativas establecidas en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC 2015”, las cuales tienen el fin de garantizar que una estructura sea segura y pueda tener un comportamiento adecuado frente a la ocurrencia del sismo y salvaguardar la vida de sus ocupantes, pues no se cumple con reglas básicas como longitud y posición de traslapes, longitud de ganchos, espaciamiento y adecuada distribución de estribos, etc.

**Edificación:** La edificación escogida para realizar el estudio, tuvo su inicio de construcción en el año 2000 (tiene 15 años de antigüedad), está conformada por cuatro pisos, los mismos (cada piso) que fueron construidos con una diferencia de tiempo de aproximadamente de 2 a 3 años, es de hormigón armado, construidos con el sistema aporticado con losas planas (vigas banda), con mampostería no reforzada de bloque artesanal, se la construyó con un maestro mayor y albañiles, por lo tanto no se realizaron estudios preliminares como diseño arquitectónico y estructural, por lo cual se la considera que el edificio fue construido de manera informal.

**Ubicación:** El edificio está situado en el sur de Quito, en el sector del terminal terrestre Quitumbe, en la ciudadela Ibarra, en el pasaje OE6A.

**FOTOGRAFÍA 3.1 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO.**



FUENTE: Google Earth

**FOTOGRAFÍA 3.2 FACHADAS FRONTALES.**



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.



### FOTOGRAFÍA 3.3 FACHADA FRONTAL IZQUIERDA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

#### 3.1.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

Para la obtención de los planos arquitectónicos se realizó una visita a la edificación y la información sobre la distribución arquitectónica que se recopiló es la que se describe a continuación:

- Planta Baja (Nv.+0.00)

La planta baja tiene un área de 98.52 m<sup>2</sup>, tiene tres dormitorios, un baño completo, un medio baño, cuarto de plancha, cocina, comedor y sala.

- Losa Nv.+2.65

La primera planta alta tiene un área de 115.18 m<sup>2</sup>, tiene tres dormitorios, un baño completo, un medio baño, cuarto de plancha, cocina, comedor y sala.

- Losa Nv.+5.30

La segunda planta alta tiene un área de 119.88 m<sup>2</sup>, tiene tres dormitorios, un baño completo, un medio baño, cuarto de plancha, cocina, comedor y sala.

- Losa Nv.+7.95

La tercera planta alta tiene un área de 127.12 m<sup>2</sup>, en esta planta existen dos ambientes: uno en el cual existe un mini departamento conformado por dos dormitorios, un baño completo, cocina, comedor y sala; y el otro ambiente es una terraza descubierta.

- Losa Nv.+10.55 (A)

La cuarta planta alta (A) consta de un área de 55.90 m<sup>2</sup>, esta planta es una terraza descubierta.

- Losa Nv.+10.55 (B)

La cuarta planta alta (B) consta de un área de 21.43 m<sup>2</sup>, esta planta es el tapa grada.

Los planos arquitectónicos son 4, en donde están: ubicación, implantación, losas, fachadas y constan en el Anexo No. 1

### **3.1.2 PLANOS ESTRUCTURALES**

Para la obtención de los planos estructurales se realizó una reunión con el maestro albañil quien construyó el edificio y con uno de los dueños de un departamento, quien estuvo presente durante la construcción. Estas personas proporcionaron la información sobre las dimensiones y armado de hierro de los elementos estructurales.

Los planos arquitectónicos son 6, en donde están: cimentación, losas y columnas y están en el Anexo No. 2

### 3.1.3 ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO

Para realizar un análisis estructural y llegar a establecer un diagnóstico de la situación actual de la edificación, es necesario conocer el esfuerzo admisible del suelo, para ello en una reunión realizada con el propietario de uno de los departamentos se preguntó por este dato y el Sr. supo expresar que la persona quien les vendió el terreno, dijo que el esfuerzo admisible del suelo era de 20 T/m<sup>2</sup>, dato que será utilizado en los cálculos necesarios a realizarse en este trabajo.

### 3.1.4 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES

#### 3.1.4.1 Hormigón

La edificación está hecha de hormigón en su totalidad, es decir, la cimentación, losas, columnas, vigas y gradas son de hormigón.

Según recuerda el maestro mayor, quien construyó el edificio, en obra se hizo un hormigón de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , pero es conveniente realizar la prueba del esclerómetro, para poder tener un valor aproximado a la realidad de la resistencia a la compresión del hormigón.

La prueba del esclerómetro, es una prueba mecánica no destructiva de la resistencia del hormigón, que se basa en el índice de rebote "R", que es una unidad adimensional, la cual relaciona la dureza superficial del hormigón con su resistencia de modo experimental, (compresión de cilindros)<sup>[16]</sup>.

---

[16] PATOLOGIA+REHABILITACION+CONSTRUCCION, <http://www.patologiasconstruccion.net/2013/11/resistencia-del-hormigon-mediante-esclerometro-o-indice-de-rebote-1/>



**FOTOGRAFÍA 3.4 ENSAYO ESCLEROMÉTRICO.**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FOTOGRAFÍA 3.5 ENSAYO ESCLEROMÉTRICO.**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

A continuación se presentan los valores del índice de rebote "R", obtenidos durante la prueba al hormigón de la edificación en estudio

**CUADRO 3.1 VALORES PARA CÁLCULO DE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO.**

PARA EL CALCULO DE DISPERSION			PARA RESISTENCIA		
Ctes	<i>m</i>	<i>c</i>	Ctes	<i>m</i>	<i>c</i>
0°(20-30D)	0.173	-1.1	0°(20-30R)	12.7	-179
0°(30-35D)	0.2417	-2.9	0°(30-35R)	17.6	-316
90°(20-30D)	0.1896	-2.5181	90°(25-30R)	10.7	-205
90°(30-35D)	0.2755	-5.4064	90°(35-40R)	17.6	-419
90°(35-40D)	0.2336	-3.9052	90°(30-35R)	17.3	-357
-90°(20-30D)	0.2167	-2.1621	-90°(25-30R)	14.4	-168

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

### CUADRO 3.2 CÁLCULOS DE ENSAYO ESCLEROMÉTRICO.

ECUACION PARA LOS CALCULOS: mx+c				
LECTURAS "R"	Columna	Columna	Columna	Columna
	Nv.+0.00	Nv.+2.65	Nv.+5.30	Nv.+7.95
DISPARO 1	40	38	34	30
DISPARO 2	33	40	38	32
DISPARO 3	32	36	34	34
DISPARO 4	27	32	30	29
DISPARO 5	35	34	32	38
DISPARO 6	29	34	32	36
DISPARO 7	33	35	33	31
DISPARO 8	31	32	30	35
DISPARO 9	30	34	32	33
DISPARO 10	38	35	33	34
Lectura Promedio	32.80	35.00	32.80	33.20
RESISTENCIA (Kg/cm <sup>2</sup> )	237.56	265.50	237.56	242.64
Dispersión (±Kg/cm <sup>2</sup> )	4.57	4.96	4.57	4.64
RESISTENCIA (Kg/cm <sup>2</sup> )	232.99	260.55	232.99	238.00
<b>Resistencia Promedio</b>	<b>241.13 kg/cm<sup>2</sup></b>			

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Para adoptar el resultado, se debe tomar en cuenta que, la edificación fue construida en el año 2000, es decir ya tiene 15 años de antigüedad, por lo tanto el resultado obtenido mediante la prueba del esclerómetro no refleja el verdadero valor de la resistencia a la compresión del hormigón, entonces se va a adoptar un valor de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  para el hormigón.

### CUADRO 3.3: Propiedades mecánicas del hormigón armado

NOMBRE	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Peso específico	$\gamma_{ha} =$	2.4	T/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión	$f'c =$	210	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad <sup>[17]</sup>	$Eh =$	$12500 \cdot (f'c)^{0.5}$	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de poisson	$\mu =$	0.2	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de corte	$Gh =$	$\frac{E}{2(1 + \mu)}$	Kg/cm <sup>2</sup>

Elaborado por: Borja Luis Felipe y Torres María José.

#### 3.1.4.2 Mampostería y aliviamientos de losa.

Los bloques para toda la mampostería (paredes) y aliviamientos de la edificación son bloques artesanales de dimensiones 40 x 20 x 15 cm, estos bloques artesanales fueron adquiridos en la provincia de Cotopaxi, en donde por lo general los ingredientes utilizados son agua, cemento, arena y cascajo (chasqui) según fabricantes de la zona que han sido consultados, por esta razón

[17] Msc. Ing. Patricio Placencia.

no se pueden adoptar las propiedades de un bloque realizado en fábrica, sino que serían las siguientes:

### CUADRO 3.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA

NOMBRE	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Peso específico <sup>[18]</sup>	$\gamma_m =$	1.3	T/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión <sup>[19]</sup>	$f'm =$	15	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad <sup>[20]</sup>	$E_m =$	400 * $f'm$	Kg/cm <sup>2</sup>
		6000	Kg/cm <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

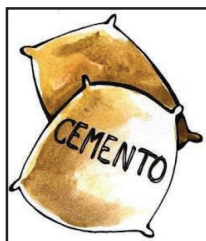
Ingredientes del bloque artesanal:

#### FIGURA 3.1 AGUA



FUENTE: Día interamericano del agua. /<http://aguaycloacas.com/primer-sabado-de-octubre-dia-interamericano-del-agua/>

#### FIGURA 3.2 CEMENTO



FUENTE: Imagen del albañil profesión.

<http://www.imagenesy dibujosparaimprimir.com/2011/06/imagen-de-albanil-profesion.html>

---

[18] Valor recomendado para bloques artesanales considerando los materiales existentes en Ecuador, Ing. Msc. Patricio Placencia. [19] "ESTUDIO DE LA SEGURIDAD SÍSMICA Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA DE TRES PISOS". / Elaborado por: Jaqueline Ochoa y Ulcuango David. [20] Valor recomendado para bloques artesanales considerando los materiales existentes en Ecuador, Ing Sigifredo Díaz.

### FOTOGRAFÍA 3.6 ARENA



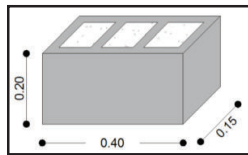
FUENTE: Borja Luis Felipe, Torres María José.

### FOTOGRAFÍA 3.7 CASCAJO (CHASQUI)



FUENTE: Borja Luis Felipe, Torres María José.

### FIGURA 3.3 BLOQUE DE MAMPOSTERÍA Y ALIVIANAMIENTOS DE LOSAS



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Cabe destacar que los bloques artesanales, por lo general no tienen medidas exactas y uniformes, pues casi siempre se comercializan bloques que tienen aproximadamente un centímetro menos de la medida establecida.

### FOTOGRAFÍA 3.8 MAMPOSTERÍA TIPO DEL EDIFICIO



FUENTE: Borja Luis Felipe, Torres María José.

#### 3.1.4.3 Acero

El acero utilizado en la construcción en Ecuador, tiene un esfuerzo de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

## 3.2 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO

### 3.2.1 DEFINICION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

El edificio está construido con el sistema aporticado con losa planas, formado por columnas y vigas banda, las cuales tienen la misma altura que la losa, en esta estructura no existen nudos (conexión viga – columna), sino que la losa se asienta sobre las columnas directamente y la transmisión de momentos entre losa y columnas no es completamente por flexión, sino que se da en un 60% por flexión y 40% por corte excéntrico.<sup>[21]</sup>

Las paredes no se tomarán en cuenta dentro del análisis del edificio, ya que éstas no cumplen ninguna función estructural, pues no son paredes portantes, ya que están conformadas por mampostería de bloque, como anteriormente se indicó, con la única finalidad de limitar espacios y divisiones arquitectónicas, sin ser capaces de resistir ni transmitir cargas, más que la de su peso propio.

#### 3.2.1.1 Descripción de los elementos estructurales

##### 3.2.1.1.1 Cimentación

La cimentación del edificio está formada por zapatas aisladas internas y externas o de lindero cómo se las llama comúnmente, las cuales tienen las siguientes características:

✓ Zapatas aisladas internas:

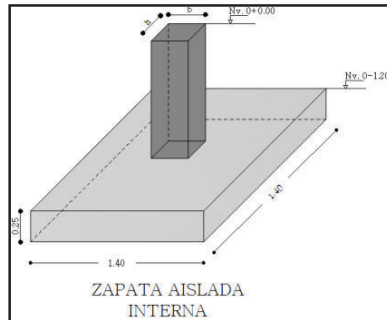
- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 1.40 x 1.40 x 0.25m (Edificio - b x h x e) – 0.80 x 0.80 x 0.25m (Muro - b x h x e).

---

[21] "DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA", Msc. Ing. Patricio Placencia, Quito, 1999.

- Nivel: Nv. -1.20 (tomado como referencia desde el nivel de la calle, que el Nv.+0.00)
- Observación: Existen 10 zapatas de este tipo

**FIGURA 3.4 ZAPATA AISLADA INTERNA.**

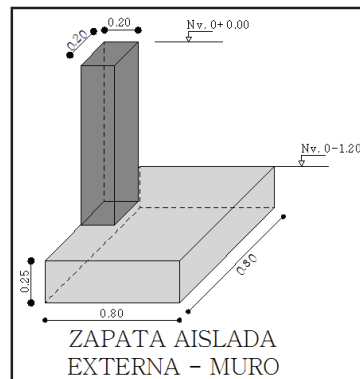


ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

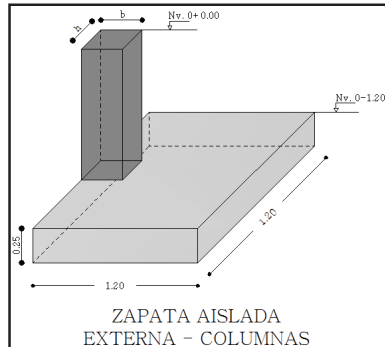
✓ Zapatas aisladas externas:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 1.20 x 1.20 x 0.25m (b x h x e)
- Nivel: Nv. -1.20 (tomado como referencia desde el nivel de la calle, que el Nv.+0.00).
- Observación: Existen 7 zapatas aisladas externas de muro y 8 zapatas aisladas externas de columnas.

**FIGURA 3.5 ZAPATA AISLADA EXTERNA DE MURO.**



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**FIGURA 3.6 ZAPATA AISLADA EXTERNA DE COLUMNA.**

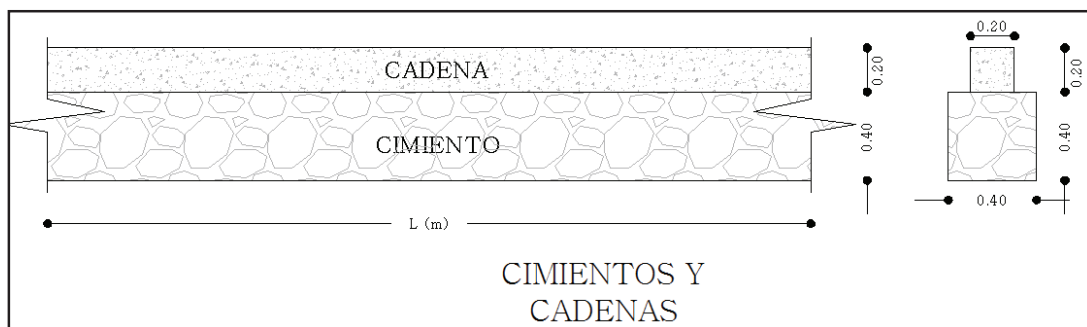
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

✓ Cimientos:

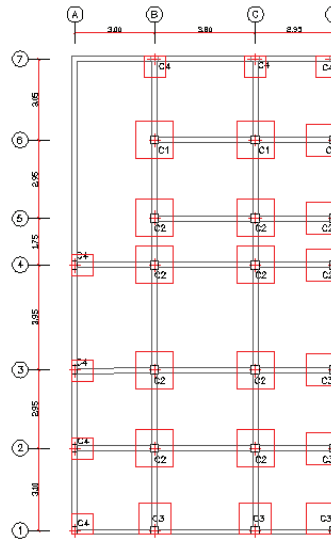
- Material: Hormigón Ciclópeo
- Dimensiones: 0.40 x 0.40 x Lm (b x h x l)
- Nivel: Nv. -0.60 (tomado como referencia desde el nivel de la calle, que el Nv.+0.00)

✓ Cadenas

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 0.20 x 0.20 x Lm (b x h x l)
- Nivel: Nv. -0.20 (tomado como referencia desde el nivel de la calle, que el Nv.+0.00)

**FIGURA 3.7 CIMIENTOS Y CADENAS.**

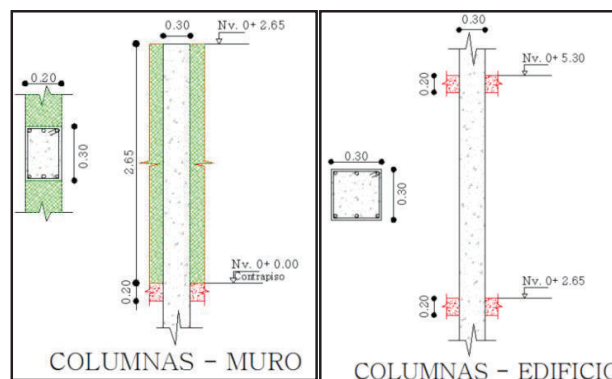
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**FIGURA 3.8 PLANTA DE CIMENTACIÓN**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

### 3.2.1.1.2 Columnas

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 0.30 x 0.20 x Lm (bxhxl) - 0.20 x 0.20 x 2.65 m (Muro - bxhxl)
- Nivel: variable
- Observaciones: existen 18 columnas de sección 0.30 x 0.20 (edificio) y 7 columnas de sección 0.20 x 0.20 (muro).

**FIGURA 3.9 TIPOS DE COLUMNAS.**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

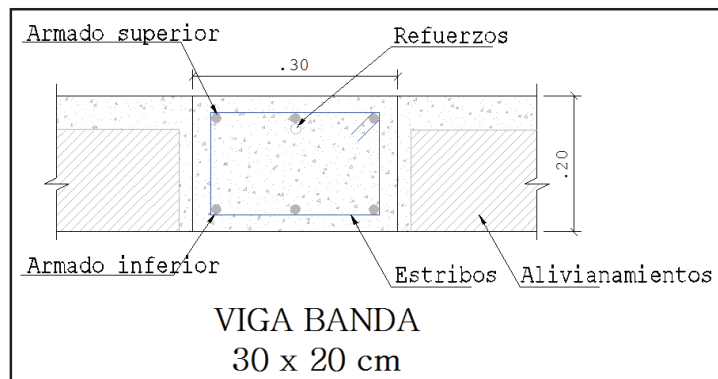


### 3.2.1.1.3 Vigas banda y losa.

#### ✓ Vigas banda

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 0.30 x 0.20 x Lm
- Nivel: variable

**FIGURA 3.10** VIGA BANDA TIPO.

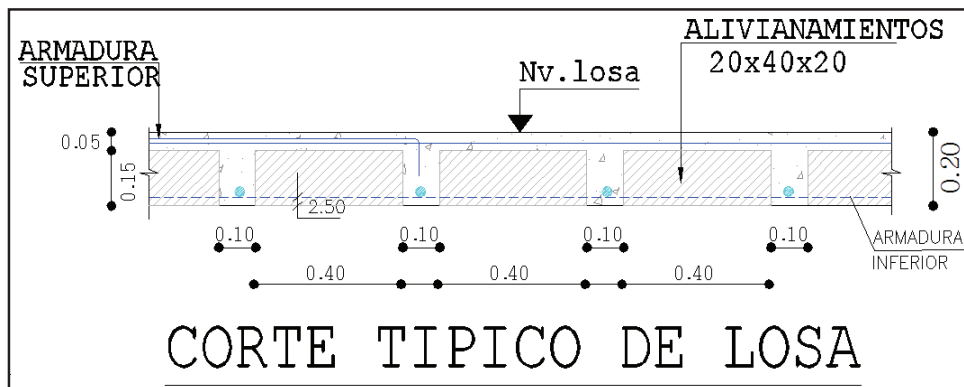


ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

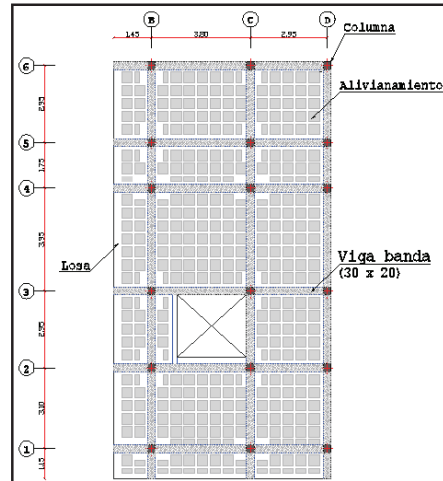
#### ✓ Losas

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones:  $b \times h \times 0.20\text{m}$  ( $b \times h \times e$ )
- Nivel: variable

**FIGURA 3.11** CORTE TÍPICO DE LOSA.



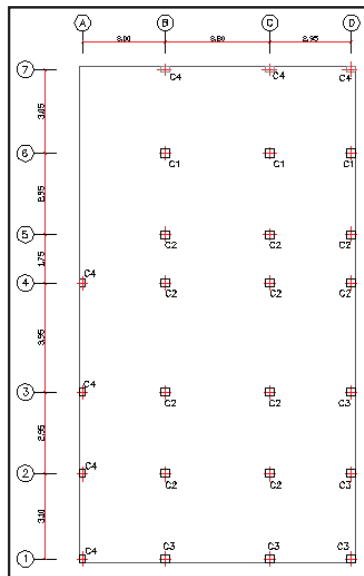
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**FIGURA 3.12 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA LOSA.**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

### 3.2.1.2 Descripción de ejes.

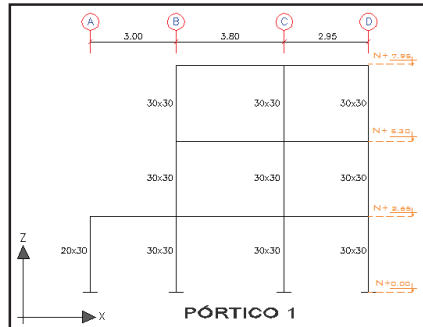
El edificio está conformado por 7 ejes principales en el sentido “X” y 4 ejes principales en el sentido “Y”, a continuación, se grafican los ejes vistos en elevación.

**FIGURA 3.13 EJES EN PLANTA.**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

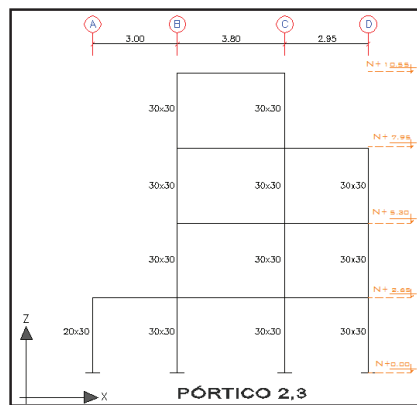
3.2.1.2.1 Ejes en sentido "X", en elevación.

**FIGURA 3.14** PÓRTICO 1.



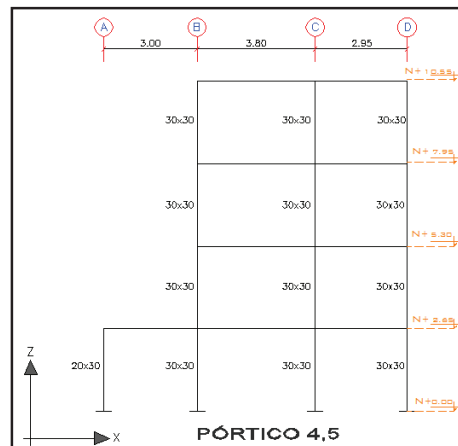
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.15** PÓRTICOS 2,3.

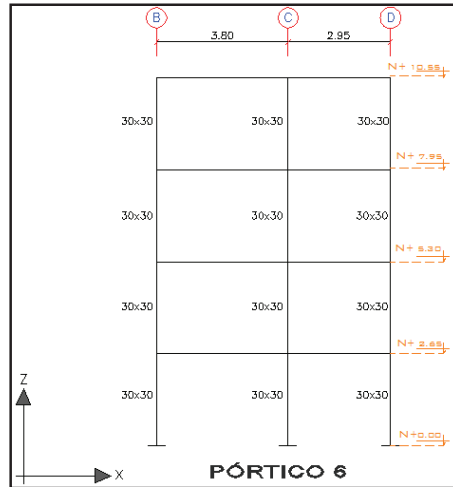


ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

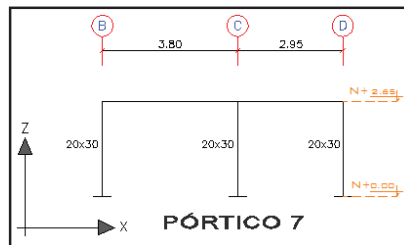
**FIGURA 3.16** PÓRTICOS 4,5



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

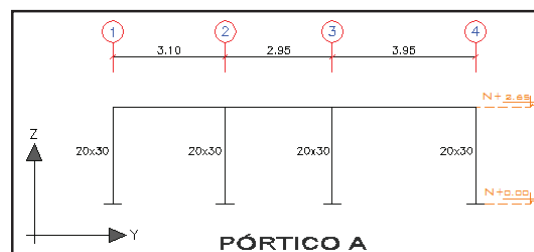
**FIGURA 3.17** PÓRTICO 6

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.18** PÓRTICO 7.

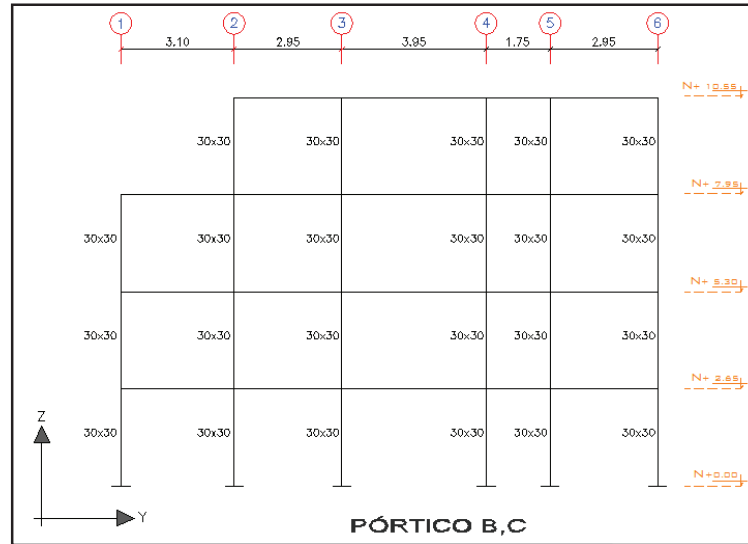
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

3.2.1.2.2 Ejes en sentido "Y", en elevación.

**FIGURA 3.19** PÓRTICO A.

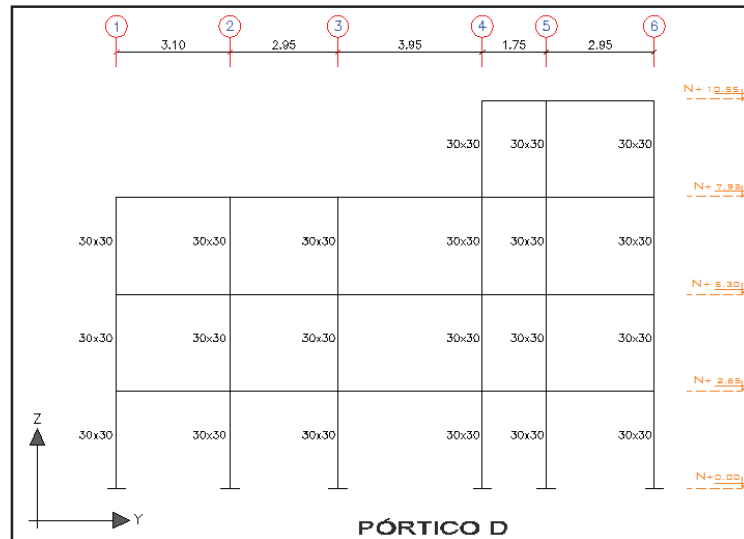
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.20** PÓRTICOS B,C.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.21** PÓRTICO D.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

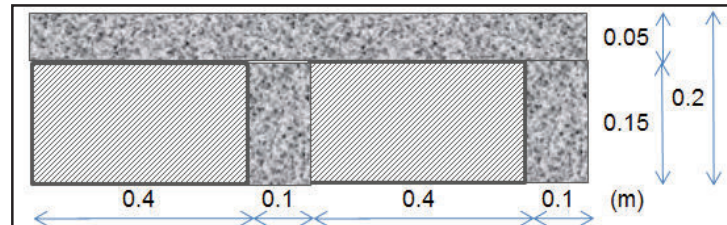
### 3.2.2 ANÁLISIS DE CARGA SISTEMA MARCO LOSA – COLUMNA.

Para poder realizar el análisis estructural y el posterior diagnóstico del edificio escogido, es necesario determinar las cargas que están actuando sobre el mismo, para determinar los esfuerzos a los que se está siendo sometida la estructura.

### 3.2.2.1 Determinación de carga vertical muerta.

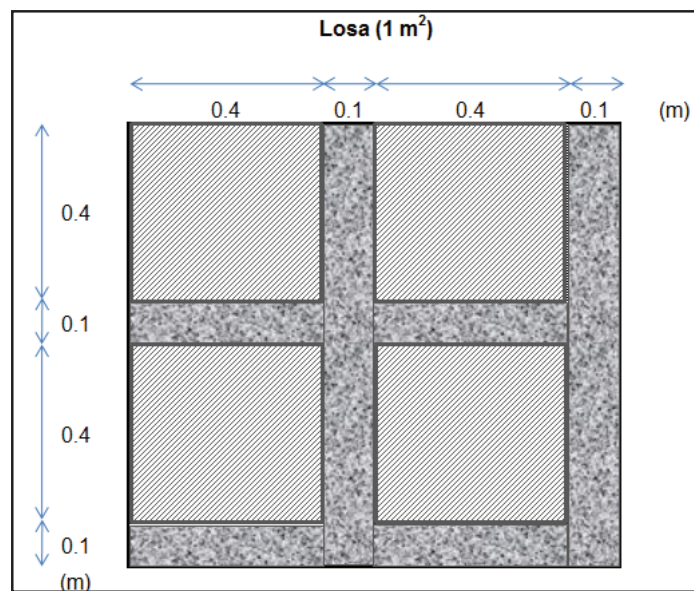
- Losa y vigas banda

**FIGURA 3.22** CORTE DE LOSA.



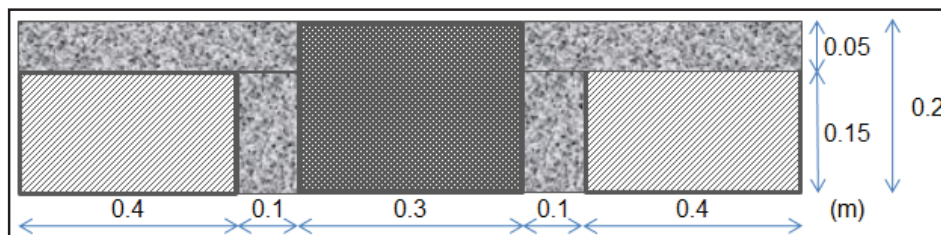
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.23** 1M<sup>2</sup> DE LOSA EN PLANTA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.24:** 1M<sup>2</sup> DE LOSA EN ELEVACIÓN.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 3.5 PESO DE LOSAS.**

Alivianamientos:	Ym =	1.3	T/m <sup>3</sup>
	Vol =	0.024	m <sup>3</sup>
	Vol total=	0.096	m <sup>3</sup>
	W al=	0.125	T/m <sup>2</sup>
Nervios:	Yha =	2.4	T/m <sup>3</sup>
	Vol =	0.054	m <sup>3</sup>
	W nv =	0.130	T/m <sup>2</sup>
Loseta	Yha =	2.4	T/m <sup>3</sup>
	Vol =	0.050	m <sup>3</sup>
	W lst=	0.120	T/m <sup>2</sup>
	W losa/m2=	0.374	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 3.6 PESO DE VIGAS BANDA.**

Ym =	2.4	T/m <sup>3</sup>
Área =	95.27	m <sup>2</sup>
Vol=	19.05	m <sup>3</sup>
W vigas=	45.73	T
W vigas/m2=	0.10	T/m <sup>2</sup>
W losa+vigas/m2=	0.474	T/m <sup>2</sup>
<b>NIVEL</b>	<b>AREA</b>	<b>PESO</b>
Nv. +2.65	121.66 m2	57.67 T
Nv. +5.30	126.36 m2	59.90 T
Nv. +7.95	133.60 m2	63.33 T
Nv. +10.55 (A)	55.93 m2	26.51 T
Nv. +10.55 (B)	21.51 m2	10.20 T
Total =	459.06	m <sup>2</sup>
<b>W losas+vigas =</b>	<b>217.60</b>	<b>T</b>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 3.7 CUADRO DE ÁREAS**

Nv. +2.65	Área total=	115.30	m <sup>2</sup>
	Área vigas (30x20)=	27.12	m <sup>2</sup>
	Área losa =	88.18	m <sup>2</sup>
Nv. +5.30	Área total=	120.00	m <sup>2</sup>
	Área vigas (30x20)=	25.38	m <sup>2</sup>
	Área losa =	94.62	m <sup>2</sup>
Nv. +7.95	Área total=	127.24	m <sup>2</sup>
	Área vigas (30x20)=	26.19	m <sup>2</sup>
	Área losa =	101.05	m <sup>2</sup>
Nv. +10.55 (A)	Área total=	55.93	m <sup>2</sup>
	Área vigas (30x20)=	11.69	m <sup>2</sup>
	Área losa =	44.25	m <sup>2</sup>
Nv. +10.55 (B)	Área total=	21.51	m <sup>2</sup>
	Área vigas (30x20)=	4.89	m <sup>2</sup>
	Área losa =	16.62	m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 3.8 PESO DE COLUMNAS**

$\gamma_m =$	2.4	T/m <sup>3</sup>
Área (30x30) =	0.09	m <sup>2</sup>
Área (20x30) =	0.06	m <sup>2</sup>
L (30x30) =	181.50	m
L (20x30) =	10.4	m
Vol =	16.96	m <sup>3</sup>
W col=	40.70	T
W col/m2=	0.089	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

- **Masillado:** Cobertura o capa de mortero sobre la losa.

**CUADRO 3.9 PESO DE MASILLADO.**

$\gamma_{mt}^{[22]} =$	2.2	T/m <sup>3</sup>
Nv. +2.65	107.92	m <sup>2</sup>
Nv. +5.30	112.38	m <sup>2</sup>
Nv. +7.95	119.26	m <sup>2</sup>
Nv. +10.55 (A)	55.93	m <sup>2</sup>
Nv. +10.55 (B)	21.51	m <sup>2</sup>
Área =	416.99	m <sup>2</sup>
Espesor <sup>[23]</sup> =	0.03	m
Vol =	12.51	m <sup>3</sup>
W masillado=	27.52	T
W masillado/m2=	0.060	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

- **Mampostería:** La mampostería de esta estructura está conformada por bloque artesanal y sirve de relleno, es decir, que se las puso con la finalidad de dividir ambientes arquitectónicos, mas no para brindarle rigidez a la estructura, pues esta no está reforzada, por lo cual no puede transmitir esfuerzos a los otros elementos estructurales.

**CUADRO 3.10 PESO DE MAMPOSTERÍA.**

$\gamma_m =$	1.3	T/m <sup>3</sup>
Nv. +2.65	24.46	m <sup>3</sup>
Nv. +5.30	26.20	m <sup>3</sup>
Nv. +7.95	16.28	m <sup>3</sup>
Nv. +10.55 (A)	3.65	m <sup>3</sup>
Vol total=	70.6	m <sup>3</sup>
W mamp =	91.8	T
W mamp/m2 =	0.20	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

[22] Valor recomendado para el peso específico del mortero utilizado para macillar. Ing. Arq. Paúl Gachet. [23] Valor recomendado para el espesor del mortero utilizado para macillar. Ing. Arq. Paúl Gachet



- **Enlucido:** cobertura o capa de mortero en paredes, losa (parte inferior) y bordes de columnas.

### CUADRO 3.11 PESO DE ENLUCIDO.

$\gamma_{mt}^{[24]} =$	2.2	T/m <sup>3</sup>
Nv. +2.65	399.01	m <sup>2</sup>
Nv. +5.30	423.89	m <sup>2</sup>
Nv. +7.95	307.06	m <sup>2</sup>
Nv. +10.55 (A)	105.23	m <sup>2</sup>
Nv. +10.55 (B)	21.15	m <sup>2</sup>
Área total =	1256.34	m <sup>2</sup>
Espesor <sup>[25]</sup> =	0.02	m
Vol =	25.13	m <sup>3</sup>
W enlucido =	55.28	T
W enlucido/m <sup>2</sup> =	0.12	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

- **Acabados e instalaciones:** Comprende el recubrimiento del piso con cerámica, una vez que el piso ha sido masillado, además comprende las instalaciones (tuberías, cable, lámparas) para dotar a la estructura del uso de necesidades básicas como luz, agua potable, alcantarillado, teléfono, internet.

### CUADRO 3.12 PESO DE ACABADOS E INSTALACIONES.

$W_{ac/inst}^{[26]} =$	0.085	T/m <sup>2</sup>
Nv. +2.65	121.66	m <sup>2</sup>
Nv. +5.30	126.36	m <sup>2</sup>
Nv. +7.95	133.60	m <sup>2</sup>
Nv. +10.55 (A)	55.93	m <sup>2</sup>
Nv. +10.55 (A)	21.51	m <sup>2</sup>
Área =	459.06	m <sup>2</sup>
W total =	39.02	T

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

### CUADRO 3.13 PESO DE ESCALERAS.

$\gamma_m =$	2.4	T/m <sup>3</sup>
Área =	19.08	m <sup>2</sup>
Vol =	2.86	m <sup>3</sup>
Wesc =	6.87	T
Wesc/m <sup>2</sup> =	0.01	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

[24] Valor recomendado para el peso específico del mortero utilizado para enlucir. Ing. Arq. Paúl Gachet. [25] Valor recomendado para el espesor del mortero utilizado para enlucir. Ing. Arq. Paúl Gachet. [26] Valor recomendado para el peso/m<sup>2</sup> de las instalaciones y acabados. Ing. Arq. Paúl Gachet.

**Carga muerta /m2:** comprende la sumatoria del peso de losas, vigas, columnas, mampostería, enlucidos, masillados, acabados e instalaciones.

**CUADRO 3.14:** Carga muerta.

W losas+vigas/m2 =	0.474	T/m <sup>2</sup>
W col/m2=	0.089	T/m <sup>2</sup>
W masillado/m2=	0.060	T/m <sup>2</sup>
W paredes/m2 =	0.200	T/m <sup>2</sup>
W enlucido/m2=	0.120	T/m <sup>2</sup>
W ac/inst <sup>[10]</sup> =	0.085	T/m <sup>2</sup>
Wesc/m2 =	0.01	T/m2
Wd/m2 =	1.043	T/m <sup>2</sup>
Área total=	459.06	m <sup>2</sup>
Wd total =	478.76	T

Elaborado por: Borja Luis Felipe y Torres María José

**CUADRO 3.15:** Carga muerta por losa.

Nv. +2.65	137.10	T
Nv. +5.30	143.86	T
Nv. +7.95	131.07	T
Nv. +10.55 (A)	50.12	T
Nv. +10.55 (B)	16.60	T
Wd =	478.76	T

Elaborado por: Borja Luis Felipe y Torres María José

### 3.2.2.2 Determinación de carga vertical viva.

Para determinar la carga viva, se adoptaron las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC 2015), la cual manifiesta en su apéndice 4.2 que el valor de la carga viva para viviendas unifamiliares y bifamiliares es de 200 kg/cm<sup>2</sup> y para las losas de cubierta el valor de la carga viva es de 70 kg/cm<sup>2</sup>, valor que no deberá ser reducido para prevenir caídas de granizo o ceniza.

En cuanto a las escaleras se adoptó el valor de 500 kg/cm<sup>2</sup>, valor indicado en la sección 4.2.1 del capítulo NEC\_SE\_CG, NEC 2015.

**CUADRO 3.16** CARGA VIVA.

WL viv =	0.20	T/m <sup>2</sup>
WL cub =	0.07	T/m <sup>2</sup>
WL gradas =	0.50	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**CUADRO 3.16 CONTINUACIÓN**

	NIVEL	AREA	PESO
Losas de vivienda	Nv. +2.65	115.30 m2	23.06 T
	Nv. +5.30	120.00 m2	24.00 T
	Nv. +7.95	53.25 m2	10.65 T
Gradadas		19.08 m2	9.54 T
Losas de cubierta	Nv. +7.95	73.99 m2	5.18 T
	Nv. +10.55 (A)	68.85 m2	4.82 T
	Nv. +10.55 (B)	76.18 m2	5.33 T
Losas viv =		288.55 m2	57.71 T
Gradadas =		19.08 m2	9.54 T
Losas cub =		219.02 m2	10.15 T
WL =		77.40	T

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**3.2.2.3 Determinación de carga sísmica.**

Una vez determinadas las cargas viva y muerta actuantes sobre el edificio, se procede a determinar las fuerzas sísmicas laterales, mediante el procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas, establecido en el capítulo de “Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente”, NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en el cual está estipulado lo siguiente:

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

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W \quad (3.1)$$

En donde:

- $V$ : Cortante basal de diseño
- $S_a(T_a)$ : Espectro de diseño en aceleración
- $\phi_P, \phi_E$ : Factores de configuración en planta y en elevación.
- $I$ : Coeficiente de importancia
- $R$ : factor de reducción de resistencia sísmica
- $W$ : carga reactiva (muerta)

- $T_a$ : Período de vibración

Se requiere determinar el valor del corte basal para este sistema, tomando en cuenta las condiciones estructurales que este presenta. A continuación se describen cada uno de los factores necesarios para el cálculo del corte basal.

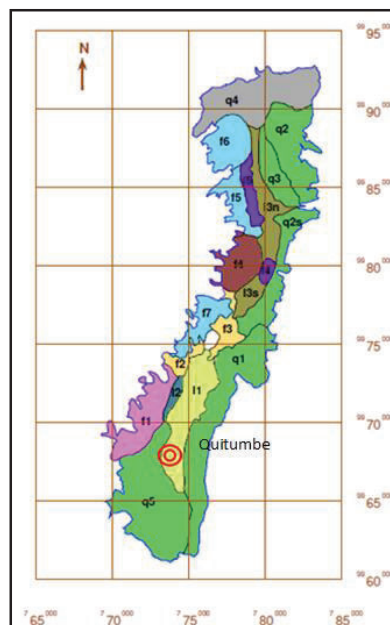
- ✓ Zonificación sísmica de diseño (Z):

$Z = 0.4$ , Valor detallado en la sección 1.1.2.3

- ✓ Tipo de suelo

La estructura está situada en la zona del sur de Quito, en el sector de Quitumbe, según la publicación “MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE QUITO” del Dr. Roberto Aguiar, en esta zona existe el suelo tipo L1, zona que está cubierta por ceniza volcánica y suelos lacustres asentados sobre depósitos de la formación Cangahua.

**FIGURA 3.25** TIPOS DE SUELO DE QUITO.



FUENTE: MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO, Primera edición, Dr. Roberto Aguiar F.

Los suelos de tipo L1, tienen una velocidad de onda de corte a 25m de profundidad de  $V_{s25} = 310.19$  [m/s], con este valor se puede definir que el suelo es de tipo D, según la clasificación de suelos establecida en la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en la sección 3.2.1, ya que esta clasificación se basa en la velocidad de onda de corte a 30m de profundidad, la cual tendría un valor un poco mayor a los 310.19 [m/s] y este valor está dentro del rango de 180 [m/s] y 360 [m/s], establecido para el suelo tipo “D”.

**FIGURA 3.26** VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE A DISTANCIAS PROFUNDAS.

Zona	$V_{s1}$ [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

FUENTE: MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO, Primera edición, Dr. Roberto Aguiar F.

**FIGURA 3.27** CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	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	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

FUENTE: NEC\_SE\_DS, NEC 2015.

✓ Coeficientes de amplificación de suelo:

Una vez determinado que el suelo de la zona es de tipo “D” y el valor de zona “Z”, los valores para los factores de sitio son los siguientes, según lo establecido en la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en la sección 3.2.2.

**FIGURA 3.28** FA: COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

FUENTE: NEC\_SE\_DS, NEC 2015.

**FIGURA 3.29** FD: AMPLIFICACIÓN DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PARA DISEÑO EN ROCA.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

FUENTE: NEC\_SE\_DS, NEC 2015.

**FIGURA 3.30** FS: COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

FUENTE: NEC\_SE\_DS, NEC 2015.

✓ Factor “r” y “η”:

r: Depende de la ubicación geográfica, para suelo tipo “D”, es = 1

η: Valor de la relación de amplificación espectral ( $S_a/Z$  en roca), que varía dependiendo de la región del Ecuador, para provincias de la sierra, es = 2.48.

Estos valores han sido determinados según lo establecido en la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en la sección 3.3.1.

✓ Tc: período límite de vibración

Es el valor en el cual la aceleración espectral Sa empieza a descender, según lo establecido en la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en la sección 3.3.1.

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa} \quad (3.2)$$

$$Tc = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 1.11 \text{ seg}$$

✓ T: período fundamental de vibración de la estructura

Para determinar el valor del período de vibración de la estructura, se considera a la misma como “pórtico especial de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras” y con ello se definen los siguientes parámetros, según lo establecido en la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en la sección 6.3.3.

$$Ct = 0.055$$

$$\alpha = 0.9,$$

$$Hn = 10.55 \text{ (m), altura del edificio.}$$

$$T = Ct * hn^\alpha \quad (3.3)$$

$$T = 0.055 * 10.55^{0.9} = 0.46 \text{ seg}$$

Se debe trabajar con un período más aproximado a la realidad, el cual se obtiene al aumentar en un 30% al T calculado o para estructuras con vigas banda tomando el 65% del período calculado por el ETABS, este criterio se basa en recomendaciones expresadas por el Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN.

$$T_{\text{corregidoETABS}} = 1 \text{ seg} * 0.65 = 0.65 \text{ seg}$$

$$T_{\text{corregido}} = 0.46\text{seg} * 1.3 = 0.60\text{seg}$$

Se decidió trabajar con el período corregido con el aumento del 30%, basándose en recomendaciones del Msc. Ing. Patricio Placencia.

- ✓ Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Para determinar este valor, se tomó como base lo especificado en la sección 3.3.1, del capítulo NEC-SE-DS, NEC 2015”, en donde se ha expresado el espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño.

$$S_a = \eta * Z * Fa; 0 \leq T \leq T_c \quad (3.4)$$

$$S_a = \eta * Z * Fa * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; T > T_c \quad (3.5)$$

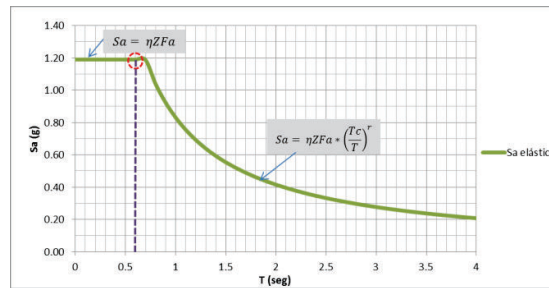
### CUADRO 3.17 VALORES DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL ELÁSTICA.

Cálculo			Tabla de datos			
Z =	0.40		T	Sa	T	Sa
Fa =	1.20		seg	g	seg	g
Fd =	1.19		0.1	1.19	2.1	0.40
Fs =	1.28		0.2	1.19	2.2	0.38
r =	1.00		0.3	1.19	2.3	0.36
$\eta$ =	2.48		0.4	1.19	2.4	0.35
Tc =	0.70	seg	0.5	1.19	2.5	0.33
Hn =	10.55	m	0.6	1.19	2.6	0.32
Ct =	0.055		0.7	1.19	2.7	0.31
$\alpha$ =	0.90		0.8	1.04	2.8	0.30
Ta =	0.46	seg	0.9	0.92	2.9	0.29
Ta correg =	0.60	seg	1	0.83	3	0.28
			1.1	0.76	3.1	0.27
			1.2	0.69	3.2	0.26
			1.3	0.64	3.3	0.25
			1.4	0.59	3.4	0.24
			1.5	0.55	3.5	0.24
			1.6	0.52	3.6	0.23
			1.7	0.49	3.7	0.22
			1.8	0.46	3.8	0.22
			1.9	0.44	3.9	0.21
			2	0.42	4	0.21

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José



### GRÁFICO 3.1 EL ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIONES.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

- ✓ Coeficientes de configuración en planta y en elevación

Estos factores de configuración estructural, tienen la finalidad de penalizar el diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, puesto a que la presencia de estas irregularidades, provocan un comportamiento deficiente de las estructuras frente a la ocurrencia de un sismo, según lo establecido en la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en la sección 5.2.3.

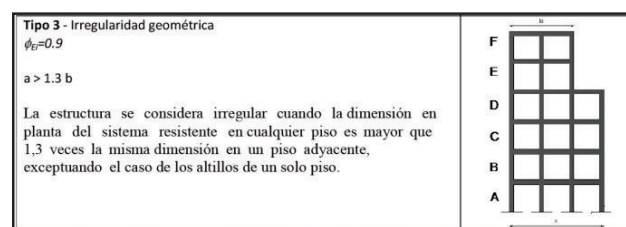
- Irregularidad en planta:

El edificio en estudio es regular en planta, pues es rectangular, entonces  $\phi_p = 1$ .

- Irregularidad en elevación:

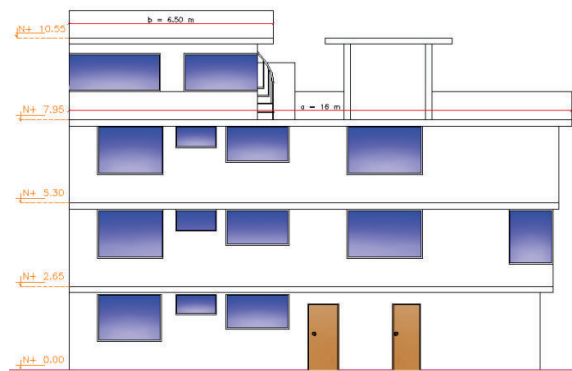
En el edificio se presenta la irregularidad geométrica tipo 3, establecida en la tabla 14, de la sección 5.2.3 de la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, como se observa a continuación:

### FIGURA 3.31 IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA EN ELEVACIÓN.



FUENTE: NEC\_SE\_DS, NEC 2015.

**FIGURA 3.32** IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Condición:  $a > 1.3b$

$a = 16.00$  m, dimensión en planta del Nv. +7.95

$b = 6.50$  m, dimensión en planta del Nv. +10.55

$1.3 * 6.5 = 8.45$

$16 > 8.45$ , se cumple  $\Rightarrow \phi_e = 0.9$

✓ Factor de importancia:

Se adopta el valor de 1, pues el edificio de vivienda está dentro de la categoría “Otras estructuras”, según lo establecido en la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en la sección 4.1.

**FIGURA 3.33** FACTOR DE IMPORTANCIA.

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

FUENTE: NEC\_SE\_DS, NEC 2015.

- ✓ Coeficiente de reducción de respuesta estructural “R”

Se considera al edificio como un “pórtico especial sismo resistente de hormigón armado con vigas banda”, entonces  $R = 5$ , según lo establecido en NEC-SE-DS; 2015, sección 6.3.4

**FIGURA 3.34:** Coeficiente de reducción de respuesta estructural “R”.

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

Fuente: NEC\_SE\_DS, NEC 2015.

- ✓ Carga reactiva:

El edificio tiene una carga muerta de 478.76 (T), valor determinado en la sección 3.2.2.1.

### Corte basal

Considerando todos los parámetros establecidos anteriormente, se obtiene el siguiente corte basal:

**CUADRO 3.18:** Corte Basal.

CORTE BASAL			
	CALCULADO	CORREGIDO	
Ta =	0.46	0.60	seg
I =	1.00	1.00	
Sa =	1.19	1.19	g
R =	5.00	5.00	
$\phi_p =$	1.00	1.00	
$\phi_e =$	0.90	0.90	
% =	26.45%	<b>26.45%</b>	
W =	478.76	478.76	T
V =	126.65	<b>126.65</b>	T

Elaborado por: Borja Luis Felipe y Torres María José.

### **3.2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO**

Es necesario realizar el análisis estructural de cada elemento que conforma la estructura y a la vez saber de qué manera se comportan monolíticamente, verificando que estos cumplan con los requerimientos mínimos especificados en los códigos vigentes.

Lo que se pretende es predecir el comportamiento de la estructura frente a la ocurrencia de un sismo (el de diseño, especificado en la NEC 2015) bajo las condiciones estructurales actuales y poder emitir un diagnóstico de la estructura, para posteriormente dar solución a los problemas que se presenten en la estructura y hacer que esta tenga una mejor respuesta estructural, rigidizándola para que tenga un comportamiento elástico durante la ocurrencia de un sismo.

Se ha decidido que el análisis estructural se divida en dos estudios, uno que consiste en el análisis Marco Losa - Columna, es decir de la estructura solamente, y otro que consiste en el análisis Marco Losa – Columna – Mampostería, es decir la estructura más las mampostería existente, las cuales proporcionan rigidez a la edificación. Para ambos estudios se va a aplicar el análisis estático lineal, mediante el diseño basado en fuerzas (DBF).

#### **3.2.3.1 Análisis Marco Losa – Columna**

Para este análisis se va a considerar solamente la estructura en sí, es decir, se considerarán las columnas, las vigas banda y las losas a excepción de la mampostería, buscando conocer el comportamiento sísmico de la estructura más aproximado a la realidad.

Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones correspondiente a la ciudad de Quito, sector Quitumbe, en donde se encuentra ubicada la estructura en estudio, descrito en la sección 3.2.2.3.

### *3.2.3.1.1 Problemas estructurales*

Un aspecto muy importante en el desarrollo de este trabajo, es determinar los problemas estructurales que presenta la edificación, o a su vez establecer que estos no existen. Para ello primero se debe conocer las condiciones que una estructura debe cumplir para ser considerada sismorresistente.

En abril de 1999, el Msc. Ing. Patricio Placencia, dictó un curso de “DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA”, en el Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, para el desarrollo de este curso el Msc. Ing. Placencia elaboró un módulo con la teoría necesaria y según éste, para que una estructura con losas con vigas banda tenga un comportamiento sismorresistente, se debe verificar que la viga fluya y las condiciones a cumplirse son las siguientes:

- 1) Que la viga no falle en corte.
- 2) Que el armado de la viga supere el mínimo.
- 3) Que el armado de la viga no se acerque al máximo.
- 4) Que la columna no falle en corte.
- 5) Que la columna no falle por falta de refuerzo de confinamiento.
- 6) Que la carga axial de la columna sea inferior a la balanceada.
- 7) Que la capacidad a flexión de las columnas supere ampliamente a la de las vigas.
- 8) Que el esfuerzo de punzonamiento actuante no supere el admisible.
- 9) Que los estribos sean obtenidos para punzonamiento por capacidad.

### *3.2.3.1.2 Modelación del edificio*

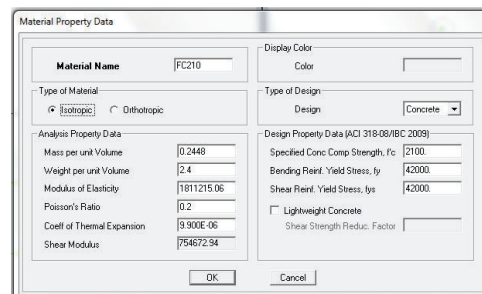
Se entiende como modelación del edificio a la reproducción idealizada del mismo, mediante un programa computacional buscando que este sea lo más aproximado posible a la realidad física de la estructura.

Actualmente existen muchos programas con los que se puede realizar la modelación de un edificio, para este estudio se ha optado por escoger el programa ETABS, ya que el mismo fue hecho precisamente para el diseño de edificios, además de que sus resultados son considerados aceptados en nuestro medio.

- Definición de Materiales

El material utilizado en la construcción del edificio es el hormigón armado, cuya resistencia a la compresión y propiedades mecánicas han sido definidas y descritas en la sección 3.1.4.1, para definir la resistencia a la compresión del hormigón se utilizó la prueba con el martillo esclerométrico.

**FIGURA 3.35** DEFINICIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.

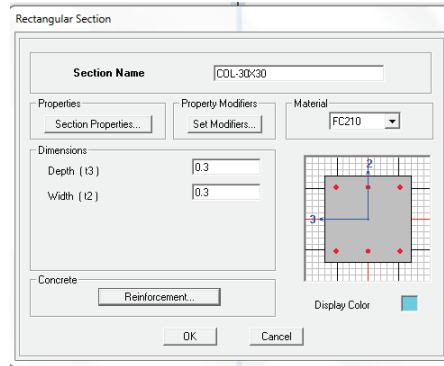


FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

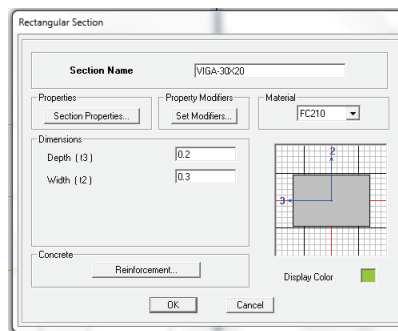
- Definición de Secciones

Las secciones de los elementos estructurales utilizados en este estudio se describen a continuación, cabe mencionar que según la NEC\_SE\_DS, NEC 2015, sección 6.1.6, para el caso de estructuras de hormigón armado, se deben utilizar valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales de la siguiente manera: 0.5 para vigas, 0.8 para columnas, 0.6 para muros estructurales de ser el caso.

**FIGURA 3.36** PROPIEDADES DEL HORMIGÓN.

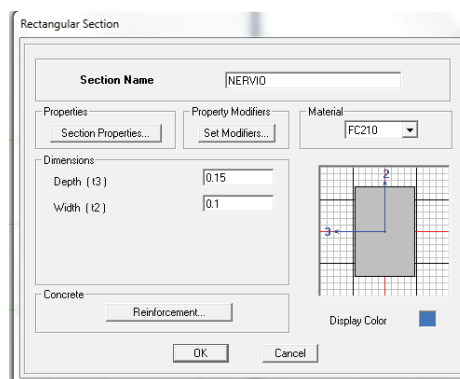
FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.37** DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN DE VIGA BANDA.

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.38** DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN NERVIOS.

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.39** DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN DE LOSETA.

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

- Combinación de cargas

Las combinaciones de carga a aplicarse son:

$$1) 1.4D + 1.7L \quad (3.6)$$

$$2) 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S_x) \quad (3.7)$$

$$3) 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S_y) \quad (3.8)$$

$$4) 0.75 (1.4D + 1.7L - 1.87S_x) \quad (3.9)$$

$$5) 0.75 (1.4D + 1.7L - 1.87S_y) \quad (3.10)$$

$$6) 0.9D + 1.43S_x \quad (3.11)$$

$$7) 0.9D + 1.43S_y \quad (3.12)$$

$$8) 0.9D - 1.43S_x \quad (3.13)$$

$$9) 0.9D - 1.43S_y \quad (3.14)$$

En donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

$S_x$  = Sismo en dirección X

$S_y$  = Sismo en dirección y



- **Comprobación de carga vertical**

Se debe realizar una comprobación del peso de carga muerta y viva de la estructura obtenido del programa ETABS, con los cálculos elaborados manualmente, para tener la seguridad de que la modelación no se aleja de la realidad.

A continuación se presenta la tabla del resumen de la carga muerta de los elementos estructurales, calculada por el programa ETABS.

**CUADRO 3.19 CARGA MUERTA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.**

Material List By Story							
Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea	UnitWeight	NumPieces	NumStuds
STORY4	Column	FC180	7.301	73.648	0.0991	13	
STORY4	Beam	FC180	18.634	73.648	0.2530	166	0
STORY4	Floor	FC180	8.838	73.648	0.1200		
STORY3	Column	FC180	10.303	125.125	0.0823	18	
STORY3	Beam	FC180	31.028	125.125	0.2480	236	0
STORY3	Floor	FC180	15.627	125.125	0.1249		
STORY3	Ramp	FC180	2.126	125.125	0.0170		
STORY2	Column	FC180	10.303	117.983	0.0873	18	
STORY2	Beam	FC180	29.815	117.983	0.2527	233	0
STORY2	Floor	FC180	14.770	117.983	0.1252		
STORY2	Ramp	FC180	2.126	117.983	0.0180		
STORY1	Column	FC180	11.830	113.343	0.1044	22	
STORY1	Beam	FC180	29.766	113.343	0.2626	231	0
STORY1	Floor	FC180	14.213	113.343	0.1254		
STORY1	Ramp	FC180	2.464	113.343	0.0217		
SUM	Column	FC180	39.737	430.098	0.0924	71	
SUM	Beam	FC180	109.242	430.098	0.2540	866	0
SUM	Floor	FC180	53.448	430.098	0.1243		
SUM	Ramp	FC180	6.717	430.098	0.0156		
TOTAL	All	All	209.143	430.098	0.4863	937	0

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Mediante el cálculo manual de la carga muerta de los elementos estructurales como: losas, vigas, escaleras y columnas, se obtuvo un valor de  $D_{est} = 0.45 \text{ T/m}^2$ , el área es de  $459.06 \text{ m}^2$ , entonces se tiene un peso de 207.88 T, (sección 3.2.2.1) y según el cálculo del programa ETABS se tiene un valor de 209.14 T, es decir que se tiene un error de **-0.6%**, lo cual es aceptable.

A continuación se presenta la tabla del resumen de la carga muerta total y carga viva calculada por el programa ETABS.

**CUADRO 3.20** CARGA MUERTA Y CARGA VIVA DE LA ESTRUCTURA (ETABS).

			Support Reactions					
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	359	LIVE	-0.67	-0.01	6.66	0.018	-0.455	0.07
BASE	361	DEAD	-0.20	0.39	25.40	-0.362	-0.181	-0.01
BASE	361	LIVE	-0.08	0.10	3.72	-0.095	-0.101	-0.00
BASE	363	DEAD	0.06	0.05	0.61	-0.055	0.049	0.01
BASE	363	LIVE	-0.01	0.02	0.00	-0.025	-0.017	0.00
BASE	364	DEAD	0.09	0.02	0.86	-0.055	0.082	0.00
BASE	364	LIVE	0.00	0.01	0.00	-0.025	-0.008	0.00
BASE	365	DEAD	0.11	0.04	0.89	-0.055	0.107	0.01
BASE	365	LIVE	0.00	0.01	0.01	-0.025	0.001	0.00
BASE	366	DEAD	0.11	-0.01	0.67	-0.055	0.119	-0.00
BASE	366	LIVE	0.01	0.00	0.02	-0.025	0.012	0.00
BASE	864	DEAD	3.09	1.26	1.83	0.588	1.587	-0.05
BASE	864	LIVE	1.17	0.42	0.99	0.148	0.379	0.01
BASE	870	DEAD	1.15	-0.88	2.24	0.071	-2.448	0.58
BASE	870	LIVE	0.76	-0.36	1.17	0.031	-0.753	0.11
BASE	875	DEAD	0.37	0.27	30.66	-0.297	0.418	-0.01
BASE	875	LIVE	0.07	0.08	4.83	-0.098	0.080	-0.00
BASE	876	DEAD	-0.12	0.27	31.91	-0.258	-0.004	-0.01
BASE	876	LIVE	-0.03	0.07	5.25	-0.072	-0.012	-0.00
BASE	894	DEAD	-0.14	-0.22	9.90	0.195	-0.001	-0.01
BASE	894	LIVE	-0.03	-0.05	1.23	0.040	0.002	-0.00
BASE	895	DEAD	-0.33	-0.27	17.56	0.238	-0.203	-0.01
BASE	895	LIVE	-0.08	-0.06	2.52	0.048	-0.062	-0.00
BASE	896	DEAD	-0.45	0.16	16.48	-0.140	-0.340	-0.01
BASE	896	LIVE	-0.11	0.03	2.41	-0.029	-0.105	-0.00
BASE	897	DEAD	-0.41	-0.05	14.41	0.043	-0.337	-0.01
BASE	897	LIVE	-0.11	-0.01	2.02	0.009	-0.114	-0.00
BASE	898	DEAD	-0.33	0.16	11.62	-0.155	-0.291	-0.01
BASE	898	LIVE	-0.10	0.04	1.50	-0.033	-0.116	-0.00
BASE	899	DEAD	-0.25	0.12	14.29	-0.101	-0.121	-0.01
BASE	899	LIVE	-0.06	0.03	2.02	-0.023	-0.037	-0.00
Summation	0, 0, Base	DEAD	0.00	0.00	473.56	4066.464	-2731.437	0.00
Summation	0, 0, Base	LIVE	0.00	0.00	78.90	664.461	-448.628	0.00

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

De elementos no estructurales como mampostería, enlucido, masillado y acabados e instalaciones se tiene un valor de  $D_{noest} = 0.59 \text{ T/m}^2$ , entonces se tiene un peso de 270.88 T, sumando este valor al de la carga muerta de elementos estructurales se tiene un total de  $D = 478.76 \text{ T}$ , y según el cálculo del programa ETABS se tiene un valor de 473.56 T, es decir que se tiene un error de **+1.1%**, lo cual es aceptable.

En carga viva en el cálculo manual se tiene un valor de  $L = 77.40 \text{ T}$  (sección 3.2.2.2) y según el cálculo del programa ETABS se tiene un valor de 78.90 T, es decir que se tiene un error de **-1.09%**, lo cual es aceptable.

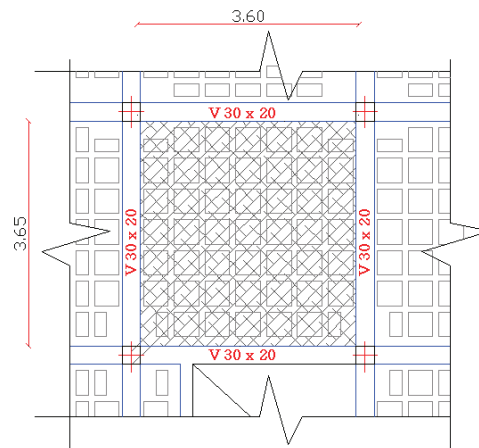
Como se puede observar los porcentajes de error obtenidos entre los cálculos realizados manualmente y mediante el programa ETABS son muy pequeños, entonces se puede proseguir con el cálculo y la modelación del sistema Marco Losa – Columna sin problema.

### 3.2.3.1.3 Análisis estructural de cada elemento.

- **Losa**

En el ACI 318-2005, en la sección 9.5.3.3, esta expresada la fórmula para calcular el espesor mínimo de la losa maciza, en función de la luz libre de los vanos, a continuación se hace el cálculo de un vano interno, para verificar que la losa del edificio en estudio cumple con el espesor mínimo.

**FIGURA 3.40** PANEL INTERNO DE LOSA



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**CUADRO 3.21** DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA LOSA

Lado largo del vano=	395	cm
Lado corto del vano=	380	cm
Luz libre en la dirección larga $l_n$ =	365	cm
Luz libre en la dirección corta $l$ =	360	cm
$f_y$ =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$\beta$ =	1.01	

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

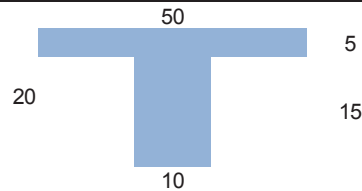
$$h_m = \frac{l_n \cdot \left(0,8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9\beta} \quad (3.15)$$

$$h_m = \frac{365 \cdot \left(0,8 + \frac{4200}{14000}\right)}{36 + 9 \cdot 1.01} = 8.85 \text{ cm}$$

La estructura tiene losas de 20cm de peralte con alivianamientos de 40x40x15 cm, transformando la altura de la losa alivianada a una altura equivalente a la losa maciza, se tiene que:

**CUADRO 3.22 DATOS DE LOSA ALIVIANADA**

Losa alivianada ha (cm)=	20		
Alivianamientos (cm)=	40	10	40
h loseta (cm)=	5		
Inercia (cm <sup>4</sup> ) =	12708.33		



$$h_{mequiv} = \sqrt[3]{\frac{I_{aliv} \times 12}{L_{aliv}}} \quad (3.16)$$

$$h_{mequiv} = \sqrt[3]{\frac{12708.33 \times 12}{50}} = 14.50 \text{ cm}$$

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en los cálculos, la losa alivianada tiene una altura maciza equivalente de 14.50 cm, el mínimo peralte que se necesita es de 8.85cm, entonces por motivo de serviciabilidad la losa no presenta inconvenientes.

- **Vigas banda**

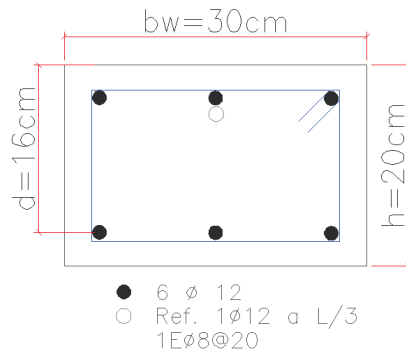
#### Armado longitudinal de vigas banda

Las vigas banda de la edificación en estudio, tienen un peralte de 20cm (igual al de la losa), en la sección 5.7, NEC\_SE\_HM, NEC 2015, dice que las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 25cm, eso quiere decir que la losa también tendría que ser de 25cm de peralte, lo cual no se cumple.

En cuanto al refuerzo mínimo de las vigas, según el ACI 318-2005, sección 10.5.1, se expresan las fórmulas del acero mínimo para vigas y a continuación se realiza la verificación, mediante un programa desarrollado por los autores de este

Proyecto de Titulación, en el curso de “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, bajo la dirección del Msc. Ing. Patricio Placencia:

**FIGURA 3.41** ACERO DE REFUERZO EN VIGA BANDA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

$$A_{smín} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} * b_w * d \quad \text{ó} \quad \frac{14}{f_y} * b_w * d \quad (3.17); (3.18)$$

$$A_{smín} = \frac{\sqrt{210}}{4 * 4200} * 30 * 16 = 0.41cm^2 \quad \text{ó} \quad \frac{14}{4200} * 30 * 16 = \mathbf{1.60cm^2}$$

$$A_{smáx} = \rho_{máx} * d * b_w \quad (3.19)$$

$$\rho_{máx} = 0.5 * \rho_b = 0.5 * \frac{0.85f'c}{f_y} * \beta_1 * \left( \frac{6300}{6300+f_y} \right) \quad (3.20)$$

$$\rho_{máx} = 0.5 * \frac{0.85 * 210}{4200} * 0.85 * \left( \frac{6300}{6300 + 4200} \right) = 0.01084$$

$$A_{smáx} = 0.01084 * 16 * 30 = \mathbf{5.20cm^2}$$

$$A_s = 3\phi 12mm = 3.39cm^2$$

$$1.60cm^2 < A_s = \mathbf{3.39cm^2} < 5.20cm^2$$

Como se puede observar, la viga tiene una cuantía de acero que está dentro del rango permitido por la norma.

Se debe realizar una comprobación de la cuantía de acero longitudinal, para verificar que esta sea suficiente y pueda cubrir las solicitaciones que se presentan en la estructura, esta verificación se realiza en el eje C, en las vigas del Nv.+ 2.65. A continuación se presentan los cálculos realizados, el valor de los momentos por carga vertical se obtienen del programa ETABS y se toman todos con signos positivo (+) y los momentos por sismo si se toman con su respectivo signo, esto por recomendación del Msc Ing. Patricio Placencia, "Proyectos Estructurales y Configuración estructurales", EPN.

**CUADRO 3.23 COMPROBACIÓN DE CUANTÍA DE ACERO EN VIGAS BANDA.**

b =	30	cm
h =	20	cm
recub. =	4	cm
d =	16	cm
f <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>

**Solicitaciones**

	0.55	3.1		2.95		3.95		1.75		2.95						
	0.27	1.64	0.93	1.63	0.85	0.35	1.99	2.85	1.49	2.78	0.72	0.12	0.42	1.53	0.83	1.39
MD	0.23	1.34	0.76	1.34	0.70	0.29	0.69	2.33	1.22	2.28	0.59	0.10	0.35	1.25	0.68	1.14
ML	0.04	0.30	0.17	0.29	0.15	0.06	1.30	0.52	0.27	0.50	0.13	0.02	0.07	0.28	0.15	0.25
MSx	0.02	-0.38		0.52	-0.32		0.54	0.03		0.27	-0.47		0.50	-0.26		0.39
MSy	-0.17	3.1		-3.13	3.03		-3.1	2.47		-2.38	4.34		-4.3	2.98		-3.08

**Combinaciones de carga**

MU1 = 1.4*D+1.7*L	0.39	2.39	1.35	2.37	1.24	0.51	3.18	4.15	2.17	4.04	1.05	0.17	0.61	2.23	1.21	2.02
MU2 = 0.75*(1.4*D+1.7*L+1.87*Sy)	0.05	6.14		-2.61	5.18		-1.97	6.57		-0.31	6.87		-5.57	5.85		-2.80
MU2 = 0.75*(1.4*D+1.7*L+1.87*Sx)	0.32	1.26		2.51	0.48		3.14	3.14		3.41	0.13		1.16	1.30		2.06
MU3 = 0.75*(1.4*D+1.7*L-1.87*Sy)	0.53	-2.56		6.17	-3.32		6.73	-0.35		6.37	-5.30		6.49	-2.51		5.84
MU3 = 0.75*(1.4*D+1.7*L-1.87*Sx)	0.26	2.32		1.05	1.38		1.62	3.07		2.65	1.44		-0.24	2.03		0.97
MU4 = 0.9*D+1.43*Sy	-0.04	5.64		-3.27	4.96		-3.81	5.63		-1.35	6.74		-5.83	5.39		-3.38
MU4 = 0.9*D+1.43*Sx	0.24	0.66		1.95	0.17		1.39	2.13		2.44	-0.14		1.03	0.75		1.58
MU5 = 0.9*D-1.43*Sy	0.45	-3.23		5.68	-3.70		5.05	-1.44		5.46	-5.68		6.46	-3.14		5.43
MU5 = 0.9*D-1.43*Sx	0.18	1.75		0.46	1.09		-0.15	2.06		1.67	1.20		-0.40	1.50		0.47

**Momento de diseño Mu (envolvente)**

	0.45	6.14		6.17	5.18		6.73	6.57		6.37	6.87		6.49	5.85		5.84	
	0.04	3.23		1.35	3.27	3.70	0.51	3.81	1.44	2.17	1.35	5.68	0.17	5.83	3.14	1.21	3.38

**As requerido**

	0.84	11.51		11.56	9.70		12.62	12.33		11.94	12.89		12.16	10.97		10.94
	0.07	6.05	2.54	6.13	6.94	0.95	7.15	2.69	4.06	2.53	10.64	0.33	10.94	5.88	2.26	6.33

**As mín**

(-) arriba		2.08	cm <sup>2</sup>
(+) abajo		1.6	cm <sup>2</sup>

**As máx**

(-) arriba		5.2	cm <sup>2</sup>
(+) abajo	>=	5.2	cm <sup>2</sup>

**As diseño**

	2.08	5.20	2.08	5.20	5.20	2.08	5.20	5.20	2.08	5.20	5.20	2.08	5.20	5.20	2.08	5.20
	1.60	5.20	2.54	5.20	5.20	1.60	5.20	2.69	4.06	2.53	5.20	1.60	5.20	5.20	2.26	5.20

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en la figura anterior, la cuantía de acero máxima permitida es de 5.20 cm<sup>2</sup> (aproximadamente 1% de la sección transversal de la viga banda, señalado anteriormente) y en la mayoría de los casos la cuantía de acero requerida es casi el doble de los permitido.

Con esto se puede decir, que las solicitaciones de la estructura no pueden ser cubiertas con acero longitudinal, pues necesitan una mayor sección, específicamente un mayor peralte de viga, con ésto se puede ratificar que un diseño con vigas banda no tiene un funcionamiento óptimo, por lo que sería conveniente realizar los diseños estructurales utilizando vigas descolgadas.

### Armado transversal de vigas banda

Es necesario verificar si la capacidad a corte proporcionada por los estribos existentes en las vigas bandas, es suficiente para absorber los esfuerzos que se producen, esta verificación se realiza en el eje C, en las vigas del Nv.+ 2.65.

Las fórmulas utilizadas para realizar los cálculos necesarios, estas fórmulas están basadas en lo expresado por el ACI 318 – 1995, sección 11.1 y por el Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN.

$$Vu \leq \phi Vn = \phi Vc + \phi Vs \quad (3.21)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (3.22)$$

$$V_{sismo} > Vu_{vertical} \quad \therefore Vc = 0 \quad (3.23)$$

$$Vu = V_{sismo} + Vu_{vertical} \quad (3.24)$$

$$M_{probable} = As * 1.4 * fy * \left( d - \frac{As * 1.4 * fy}{1.7 * f'c * bw} \right) \quad (3.25)$$

$$V_{sismo} = \frac{M_{pr} + M_{pr'}}{lc} \quad (3.26)$$

Dónde:

$Vu$  = esfuerzo de corte mayorado en la sección.

$Vn$  = resistencia nominal al corte.

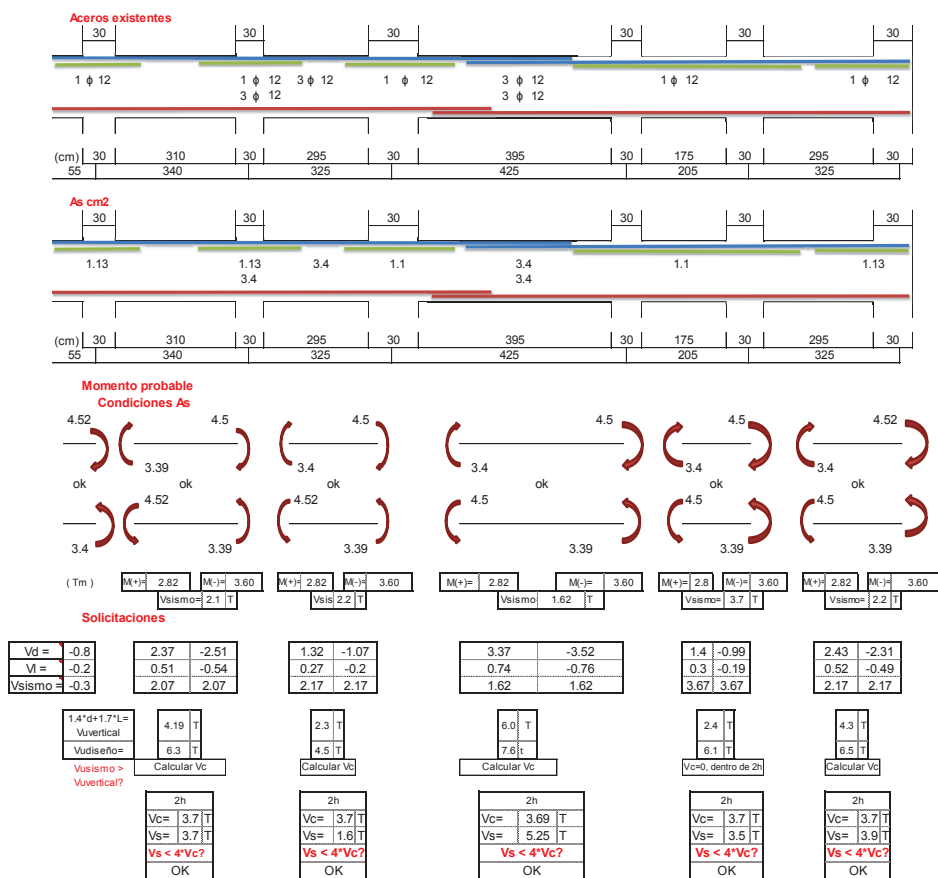
$Vc$  = resistencia nominal al corte contribuida por el hormigón.

$Vs$  = resistencia nominal al corte contribuida por el acero transversal de refuerzo.

Por recomendación del Msc. Ing. Placencia, para el diseño a corte en las vigas es recomendable utilizar el momento probable para obtener el corte de sismo, mas no el valor proporcionado por el programa ETABS.

A continuación se presentan los cálculos realizados, mediante un programa desarrollado por los autores de este Proyecto de Titulación, en el curso de “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, bajo la dirección del Msc. Ing. Patricio Placencia, cabe resaltar que este cálculo realizado no se acerca del todo a la realidad, pues como ya se determinó anteriormente el acero longitudinal de refuerzo de las vigas banda, es insuficiente para absorber los esfuerzos que se producen en la estructura y este acero de refuerzo determina el momento probable, mediante el cual se establece el corte de sismo y con éste a su vez se determina el valor de la cuantía de acero necesaria para los estribos.

**CUADRO 3.24 CÁLCULOS DE DISEÑO A CORTE DE LA VIGA BANDA.**



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José



### CUADRO 3.24 CONTINUACION

#### S min para estribos en 2h

2h (cm)=	40
S min d/4	6φv   5
(cm)=	4   7.2   5
S calc =	@ 4
S =	@ 5
Sreal =	@ 10

2h (cm)=	40
S min d/4	6φv   5
(cm)=	4   7.2   5
S calc =	@ 4
S =	@ 5
Sreal =	@ 10

2h=	40	cm
S min d/4	6φv   15	
(cm)=	4   7   15	
Scalc =	@ 4	
S =	@ 5	
Sreal =	@ 10	

2h=	40	cm
S min d/4	6φv   5	
(cm)=	4   7.2   5	
Scalc=	@ 4.0	
S =	@ 5	
Sreal =	@ 10	

2h=	40	cm
S min d/4	6φv   5	
(cm)=	4   7.2   5	
S calc =	@ 4.0	
S =	@ 5	
Sreal =	@ 10	

#### Av (acero de estribos en 2h)

Av=	0.27	cm <sup>2</sup>
φ=	10.00	mm
As=	1.57	cm <sup>2</sup>
1estφ10@5		
φreal=	8.00	mm
Asreal=	1.01	cm <sup>2</sup>
Est real=	1estφ8@10	
Est reales cumple		

Av=	0.1	cm <sup>2</sup>
φ=	10.0	mm
As=	1.6	cm <sup>2</sup>
1estφ10@5		
φreal=	8.00	mm
Asreal=	1.01	cm <sup>2</sup>
Est real=	1estφ8@10	
Est reales cumple		

Av=	0.4	cm <sup>2</sup>
φ=	10	mm
As=	1.57	cm <sup>2</sup>
1estφ10@5		
φreal=	8	mm
Asreal=	1.01	cm <sup>2</sup>
Est real=	1estφ8@10	
Est reales cumple		

Av=	0.3	cm <sup>2</sup>
φ=	10	mm
As=	1.57	cm <sup>2</sup>
1estφ10@5		
φreal=	8	mm
Asreal=	1.01	cm <sup>2</sup>
Est real=	1estφ8@10	
Est reales cumple		

Av=	0.3	cm <sup>2</sup>
φ=	10	mm
As=	1.57	cm <sup>2</sup>
1estφ10@5		
φreal=	8	mm
Asreal=	1.01	cm <sup>2</sup>
Est real=	1estφ8@10	
Est reales cumple		

#### Av (acero de estribos en long pasada 2h)

1.4*d+1.7*L	3.1	T
= Vuvertical		
Vsismo=	2.1	T
Vu diseño=	5.2	T
S ≤ d/2=	8	cm
@	10	cm
Vc=	3.7	T
Vs=	2.4	T
Av=	0.4	cm <sup>2</sup>
φ=	10	mm
As =	1.6	cm <sup>2</sup>
1 est φ 10@ 10		
Real 1 est φ 8 @ 20		

1.4*d+1.7*L	1.7	T
= Vuvertical		
Vsismo=	2.2	T
Vu diseño=	3.9	T
S ≤ d/2=	8	cm
@	10	cm
Vc=	3.7	T
Vs=	0.9	T
Av=	0.1	cm <sup>2</sup>
φ=	10	mm
As =	1.6	cm <sup>2</sup>
1 est φ 10@ 10		
Real 1 est φ 8 @ 20		

1.4*d+1.7*L	5	T
= Vuvertical		
Vsismo=	1.6	T
Vu diseño=	6	T
S ≤ d/2=	8	cm
@	10	cm
Vc=	4	T
Vs=	4	T
Av=	0.6	cm <sup>2</sup>
φ=	10	mm
As =	2	cm <sup>2</sup>
1 est φ 10@ 10		
Real 1 est φ 8 @ 20		

1.4*d+1.7*L	1.3	T
= Vuvertical		
Vsismo=	3.7	T
Vu diseño=	5.0	T
S ≤ d/2=	8.0	cm
@	10	cm
Vc=	3.7	T
Vs=	2.2	T
Av=	0.3	cm <sup>2</sup>
φ=	10	mm
As =	1.6	cm <sup>2</sup>
1 est φ 10@ 10		
Real 1 est φ 8 @ 20		

1.4*d+1.7*L	3.1	T
= Vuvertical		
Vsismo=	2.2	T
Vu diseño=	5.3	T
S ≤ d/2=	8.0	cm
@	10	cm
Vc=	3.7	T
Vs=	2.5	T
Av=	0.4	cm <sup>2</sup>
φ=	10	mm
As =	1.6	cm <sup>2</sup>
1 est φ 10@ 10		
Real 1 est φ 8 @ 20		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en la tabla anterior, según los cálculos el reforzamiento transversal si cumple con el requerimiento para absorber los esfuerzos, por lo menos dentro de la longitud 2h (40cm), que es en donde se espera se forme la rótula plástica (Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN), pero se reitera que la realidad no es así, pues el reforzamiento longitudinal es insuficiente.

En cuanto al refuerzo transversal en la longitud pasada 2h, es decir, en el centro del vano, no se cumple con lo requerido, pues el espaciamiento real que existe es de 20 cm, el cual equivale a no tener reforzamiento, pues el máximo espaciamiento es de 8cm (d/s), tal como se señala en el ACI 318.

- **Columnas**

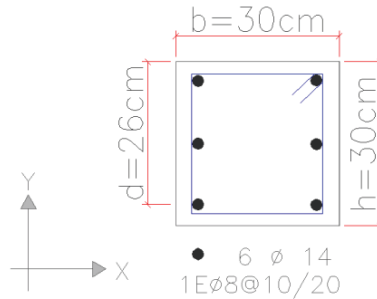
#### Refuerzo longitudinal

Según lo estipulado en el ACI 318-2005, sección 21.4.3.1, el acero longitudinal de las columnas debe estar dentro de este rango permitido:

$$A_{s\text{mín}} = 0.01 * A_g \quad (3.27)$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.06 * A_g \quad (3.28)$$

**FIGURA 3.42** ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

$$A_{s\text{mín}} = 0.01 * 30 * 30 = \mathbf{9\text{cm}^2}$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.06 * 30 * 30 = \mathbf{54\text{cm}^2}$$

$$A_s = 6\phi 14 = \mathbf{9.24\text{cm}^2}$$

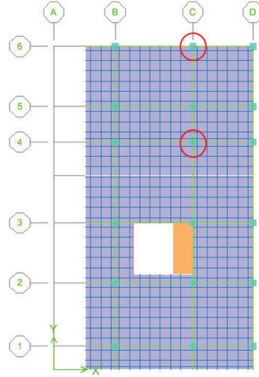
$$9\text{cm}^2 < A_s = \mathbf{9.24\text{cm}^2} < 54\text{cm}^2$$

Como se puede observar, la columna tiene una cuantía de acero que está dentro del rango permitido por la norma.

Es necesario realizar un chequeo de la capacidad de carga de la columna dada por el armado longitudinal, para ello se ha utilizado las curva de interacción (D/C) biaxial de las columnas, para graficar las mismas se utilizó el programa realizado por los ingenieros Gerardo Aguilar y Edgar Lumbi, durante la realización de su proyecto de titulación: "DIAGNOSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACION REPRESENTATIVA EN EL BARRIO ATUCUCHO, DE QUITO", dicho programa está descrito en el sección 5.3 del proyecto mencionado.

Se han escogido dos columnas, una interna (4-C) y una externa (6-C) para realizar el chequeo, en la figura que se presenta a continuación, están señaladas las columnas a ser chequeadas:

**FIGURA 3.43 COLUMNAS A SER CHEQUEADAS.**



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

- Columna interna (4-C)

Los datos de la columna se presentan en la siguiente tabla:

**CUADRO 3.25 DATOS DE COLUMNA 4 - C.**

DATOS		
b =	30	cm
h =	30	cm
c =	7	cm
f'c =	210	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub> =	1811211.5	kg/cm <sup>2</sup>
Φ =	14	mm
a <sub>s</sub> =	1.54	cm <sup>2</sup>
d' =	4	cm
DISTRIBUCION DE VARILLAS		
Posición	# Varillas	
Vertical	3	
Horiz. 1ra y últ. Fila	2	
Intermedias	2	
# total de varillas	6	

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

La base, altura y distribución de varillas, pueden variar según se especifica por los autores del programa, en la fuente antes mencionada.

Mediante el programa ETABS, se ha obtenido las acciones en el pie de la columna 4–C, las cuales se presentan a continuación, compresión positiva:

**CUADRO 3.26 SOLICITACIONES EN COLUMNA 4 – C (ETABS).**

Columna 4 - C			
	P (T)	M <sub>x</sub> (T-m)	M <sub>y</sub> (T-m)
D	39.94	0.45	0.04
L	6.45	0.09	0.03
S <sub>x</sub>	-2.79	-0.95	9.23
S <sub>y</sub>	-17.96	8.56	-0.54

FUENTE: ETABS

ELABORADO por: Borja Luis Felipe y Torres María José

Para obtener las últimas cargas se utilizaron las combinaciones de carga especificadas en la sección 3.2.3.1.2, a continuación se presenta un resumen de las cargas:

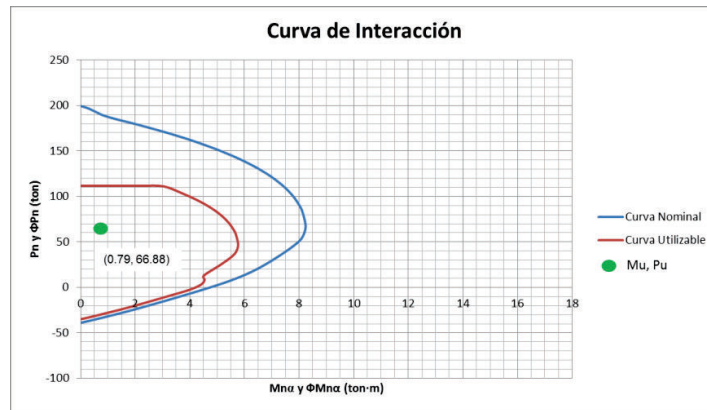
**CUADRO 3.27 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNA 4 – C.**

	Combinaciones	P <sub>u</sub> (T)	M <sub>x</sub> (T-m)	M <sub>y</sub> (T-m)	M <sub>R</sub> (T-m)	α (°)
1	1.4*D+1.7*L	66.88	0.78	0.11	0.79	7.78
2	0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S <sub>x</sub> )	46.25	-0.75	13.03	13.05	86.73
3	0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S <sub>y</sub> )	24.97	12.59	-0.68	12.61	3.08
4	0.75 (1.4D + 1.7L - 1.87S <sub>x</sub> )	54.07	1.92	-12.86	13.01	81.51
5	0.75 (1.4D + 1.7L - 1.87S <sub>y</sub> )	75.35	-11.42	0.84	11.45	4.20
6	0.9D + 1.43S <sub>x</sub>	31.96	-0.95	13.23	13.27	85.88
7	0.9D + 1.43S <sub>y</sub>	10.26	12.65	-0.74	12.67	3.33
8	0.9D - 1.43S <sub>x</sub>	39.94	1.76	-13.16	13.28	82.37
9	0.9D - 1.43S <sub>y</sub>	61.63	-11.84	0.81	11.86	3.91

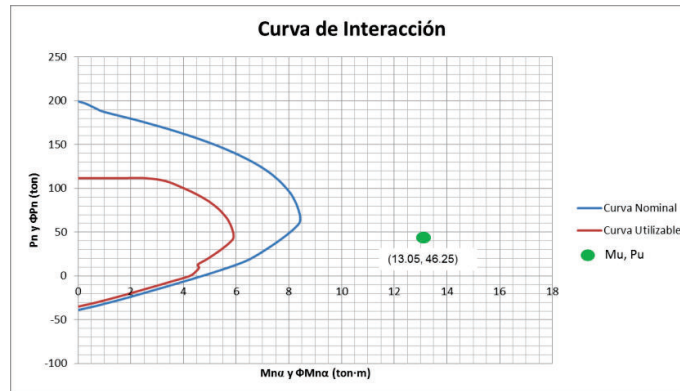
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

A continuación, se presentan las curvas de interacción biaxial de las columnas, correspondientes a cada combinación de carga, en donde se han ubicado los puntos de carga última, con la finalidad de verificar los radios de interacción.

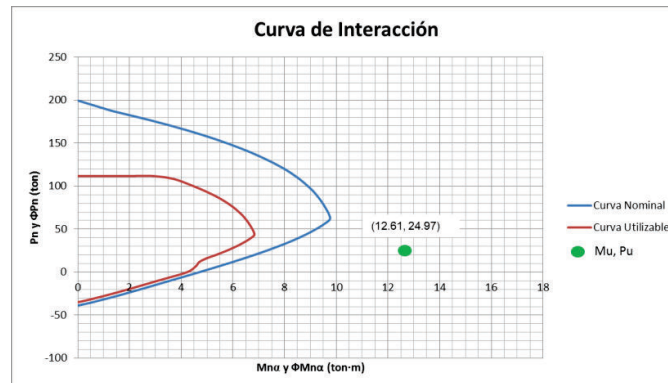
**GRÁFICO 3.2** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 1.



**GRÁFICO 3.3** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 2.



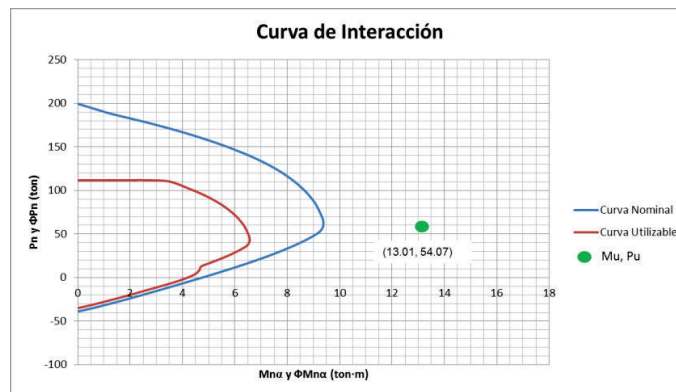
**GRÁFICO 3.4** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 3.



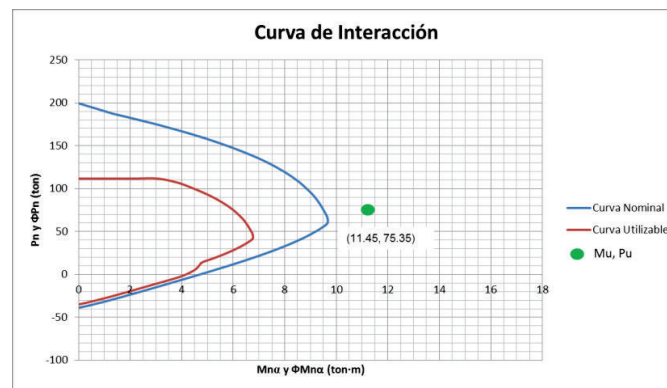
FUENTE: Ing. Gerardo Aguilar e Ing. Edgar Lumbi

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

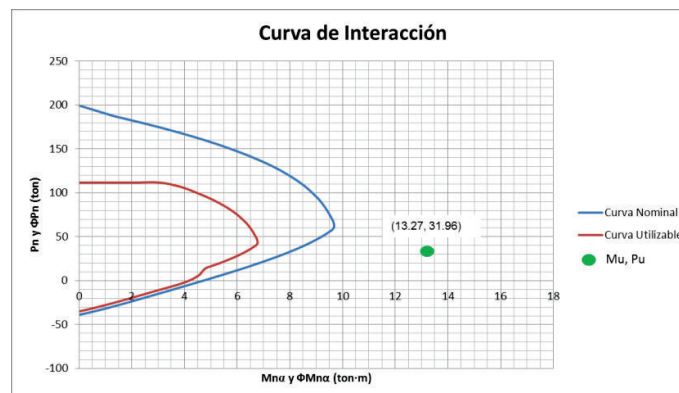
**GRÁFICO 3.5** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 4.



**GRÁFICO 3.6** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 5.



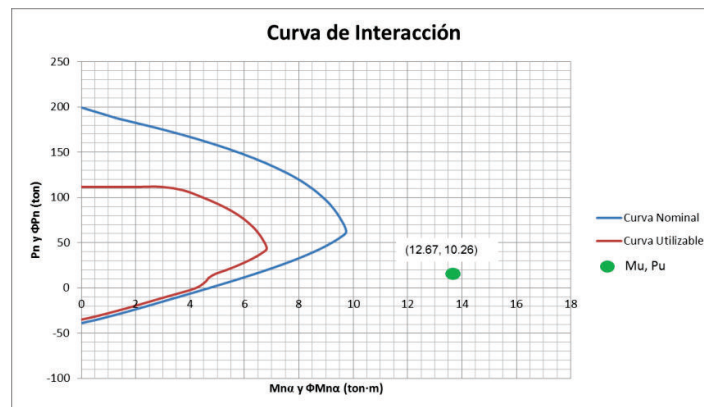
**GRÁFICO 3.7** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 6.



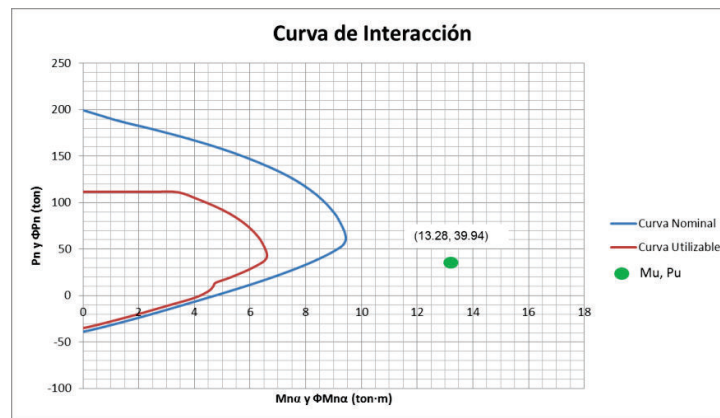
FUENTE: Ing. Gerardo Aguilar e Ing. Edgar Lumbi

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

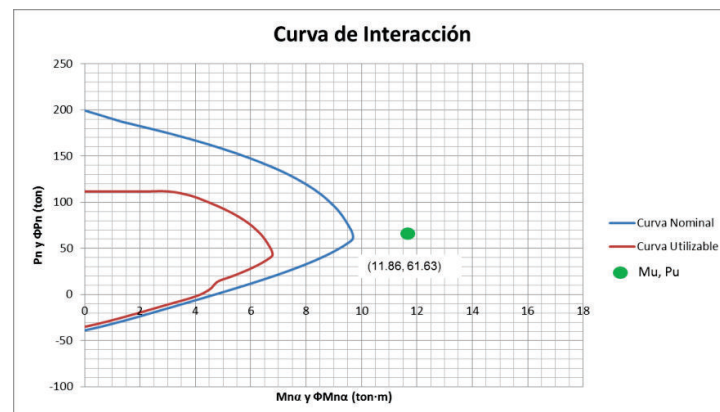
**GRÁFICO 3.8** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 7.



**GRÁFICO 3.9** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 8.



**GRÁFICO 3.10** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 4 - C, COMBINACIÓN 9.



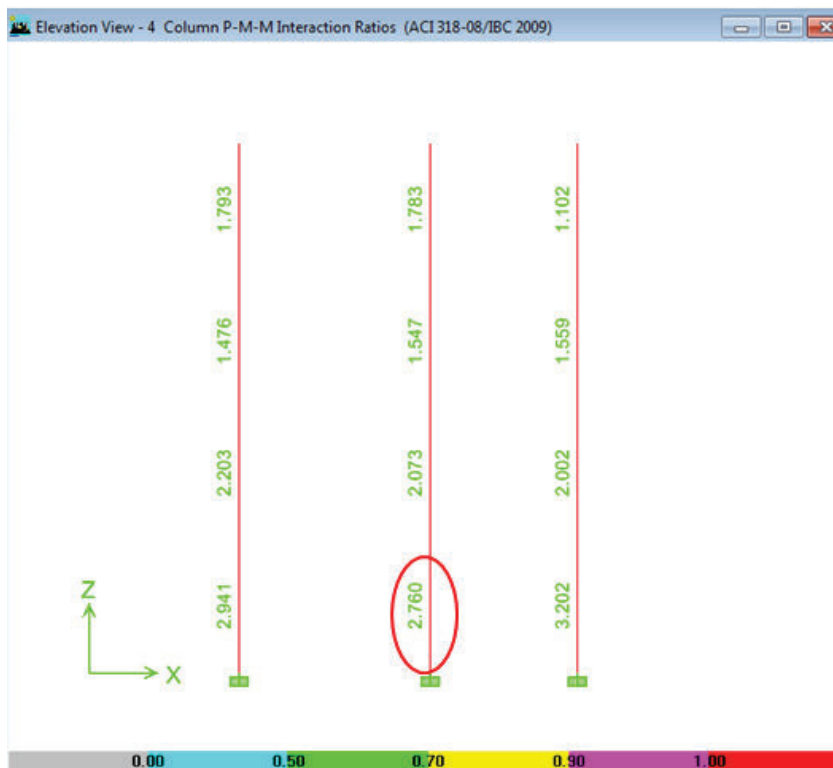
FUENTE: Ing. Gerardo Aguilar e Ing. Edgar Lumbi

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en los gráficos anteriores, solo en la primera combinación se da el caso en el cual el punto de las cargas de sollicitación está dentro de la curva de capacidad utilizable de la columna, pero está por encima del  $P_b$ , lo que quiere decir que está en un rango en donde no se garantiza la ductilidad de la columna, pues la columna tendrá un agotamiento por compresión de un bloque no dúctil, (Msc. Ing. Patricio Placencia, "Hormigón III", EPN).

En las otras 8 combinaciones se tiene el punto de cargas de sollicitación fuera de la curvas de capacidad utilizable y nominal de la columna, en aproximadamente 2.5 veces, cuando lo ideal es que el radio de interacción de las columnas debe oscilar entre valores cercano a 0.9 (Msc. Ing. Patricio Placencia, "Proyectos Estructurales y Configuración estructurales", EPN.), es decir no se cumple con la capacidad de las columnas.

**FIGURA 3.44** RADIOS DE INTERACCIÓN (D/C) BIAXIAL DE LA COLUMNA INTERNA 4 – C, ETABS.



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José



- Columna externa (6-C)

**CUADRO 3.28 DATOS DE COLUMNA 6 - C.**

DATOS		
b =	30	cm
h =	30	cm
c =	7	cm
f'c =	210	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub> =	1811211.5	kg/cm <sup>2</sup>
Φ =	14	mm
a <sub>s</sub> =	1.54	cm <sup>2</sup>
d' =	4	cm

DISTRIBUCION DE VARILLAS	
Posición	# Varillas
Vertical	3
Horiz. 1ra y últ. Fila	2
Intermedias	2
# total de varillas	6

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

La base, altura y distribución de varillas, pueden variar según se especifica por los autores del programa, en la fuente antes mencionada.

Mediante el programa ETABS, se ha obtenido las acciones en el pie de la columna 6–C, las cuales se presentan a continuación, compresión positiva:

**CUADRO 3.29 SOLICITACIONES EN COLUMNA 6 – C (ETABS).**

	P (T)	M <sub>x</sub> (T-m)	M <sub>y</sub> (T-m)
D	21.93	0.36	-0.12
L	3.34	0.07	-0.03
S <sub>x</sub>	-6.23	-0.84	11.78
S <sub>y</sub>	9.9	7.61	-0.12

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Para obtener las últimas cargas se utilizaron las combinaciones de carga especificadas en la sección 3.2.3.2.2, a continuación se presenta un resumen de las cargas:

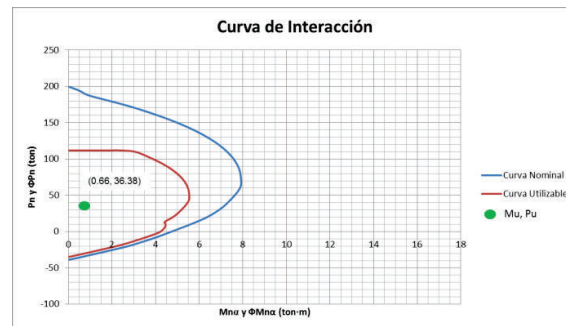
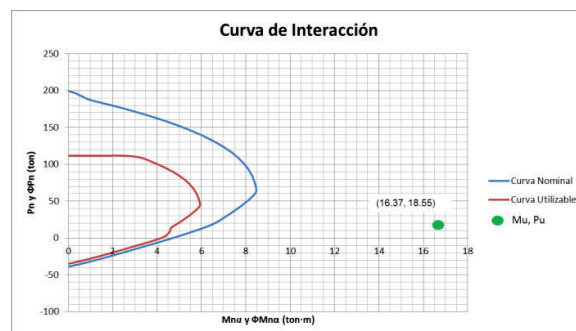
**CUADRO 3.30 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNA 6 – C.**

	Combinaciones	$P_u$ (T)	$M_x$ (T-m)	$M_y$ (T-m)	$M_z$ (T-m)	$\alpha$ (°)
1	1.4*D+1.7*L	36.38	0.62	-0.22	0.66	19.37
2	0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S <sub>x</sub> )	18.55	-0.71	16.36	16.37	87.51
3	0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S <sub>y</sub> )	41.17	11.14	-0.33	11.15	1.71
4	0.75 (1.4D + 1.7L - 1.87S <sub>x</sub> )	36.02	1.65	-16.69	16.77	84.37
5	0.75 (1.4D + 1.7L - 1.87S <sub>y</sub> )	13.40	-10.21	0.004	10.21	0.02
6	0.9D + 1.43S <sub>x</sub>	10.83	-0.88	16.74	16.76	87.00
7	0.9D + 1.43S <sub>y</sub>	33.89	11.21	-0.28	11.21	1.43
8	0.9D - 1.43S <sub>x</sub>	28.65	1.53	-16.95	17.02	84.86
9	0.9D - 1.43S <sub>y</sub>	5.58	-10.56	0.06	10.56	0.35

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

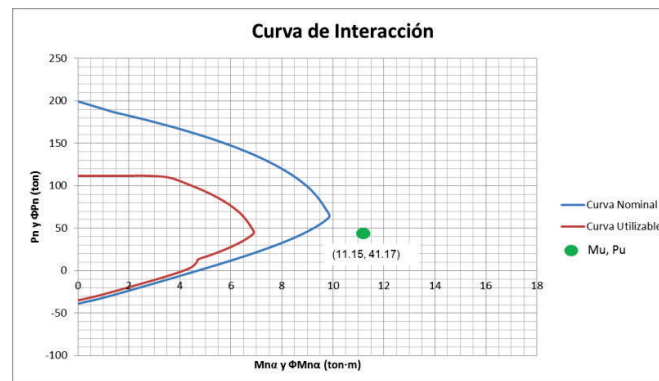
A continuación, se presentan las curvas de interacción biaxial de las columnas, correspondientes a cada combinación de carga, en donde se han ubicado los puntos de carga última, con la finalidad de verificar los radios de interacción.

**GRÁFICO 3.11 CURVA DE INTERACCIÓN BIAIXIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 1.****GRÁFICO 3.12 CURVA DE INTERACCIÓN BIAIXIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 2.**

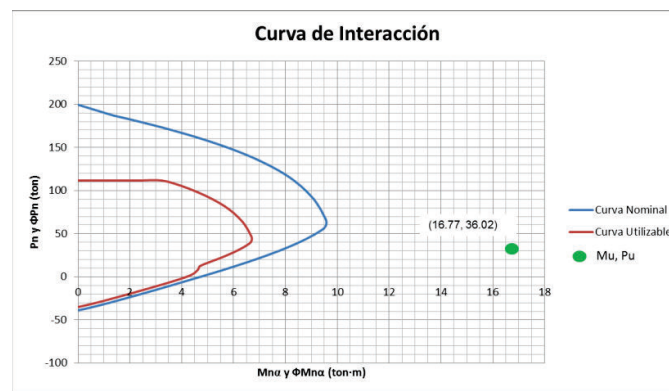
FUENTE: Ing. Gerardo Aguilar e Ing. Edgar Lumbi

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

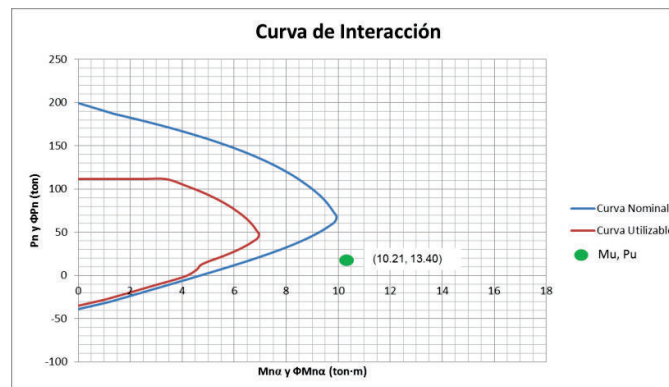
**GRÁFICO 3.13** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 3.



**GRÁFICO 3.14** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 4.



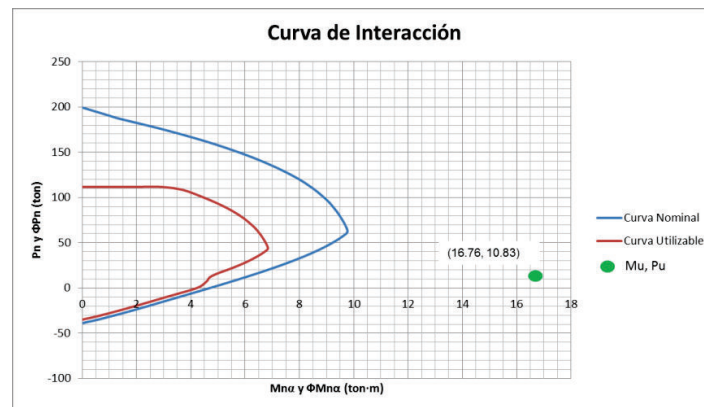
**GRÁFICO 3.15** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 5.



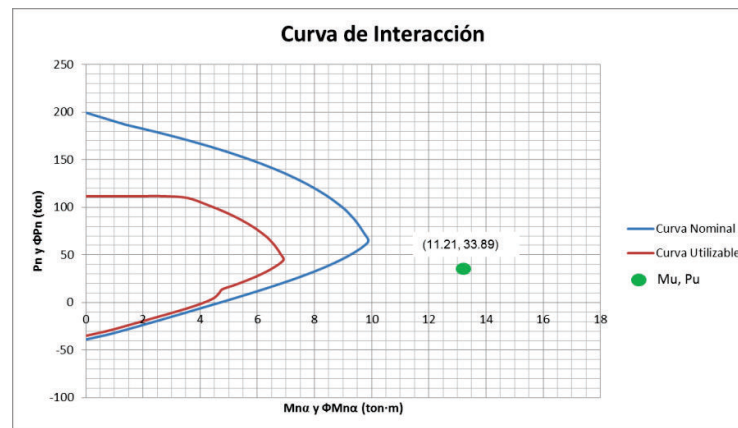
FUENTE: Ing. Gerardo Aguilar e Ing. Edgar Lumbi

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

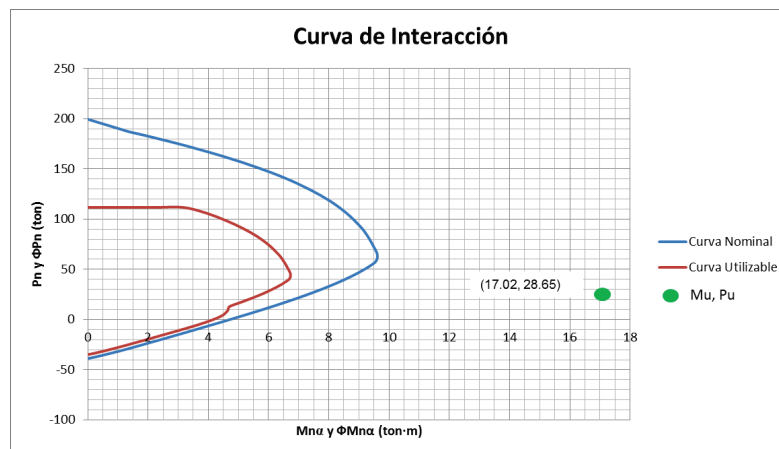
**GRÁFICO 3.16** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 6.



**GRÁFICO 3.17** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 7.



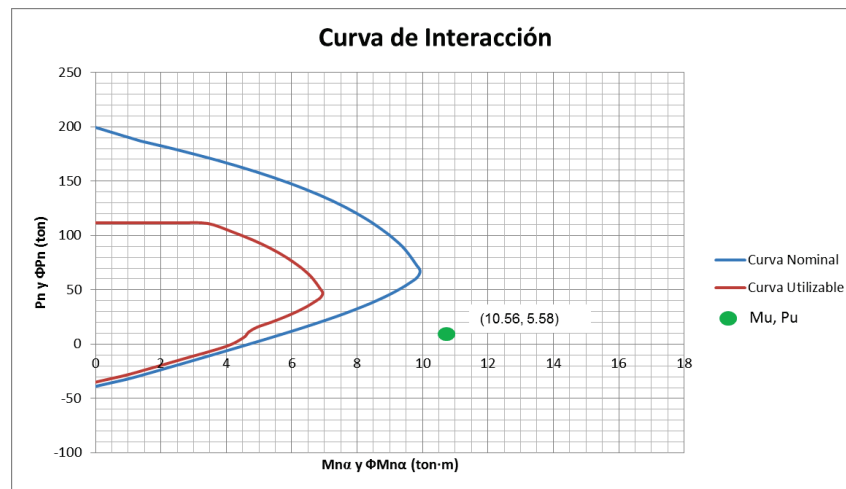
**GRÁFICO 3.18** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 8.



FUENTE: Ing. Gerardo Aguilar e Ing. Edgar Lumbi

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**GRÁFICO 3.19** CURVA DE INTERACCIÓN BIAxIAL DE COLUMNA 6 - C, COMBINACIÓN 9.



FUENTE: Ing. Gerardo Aguilar e Ing. Edgar Lumbi

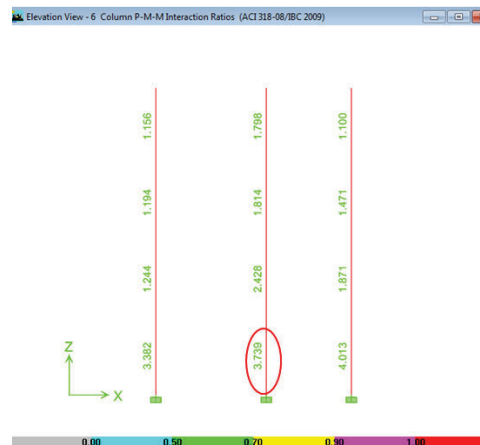
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en los gráficos anteriores, solo en la primera combinación se da el caso en el cual el punto de las cargas de sollicitación está dentro de la curva de capacidad utilizable de la columna y está por debajo del  $P_b$ , lo que quiere decir que está en un rango en donde se garantiza la ductilidad de la columna, pues la columna tendrá un agotamiento por flexión, en donde primero fluirá el acero, (Msc. Ing. Patricio Placencia, asignatura "Hormigón III", EPN).

En las otras 8 combinaciones se tiene el punto de cargas de sollicitación fuera de la curvas de capacitación utilizable y nominal de la columna, en aproximadamente 3.5 veces, cuando lo ideal es que el radio de interacción de las columnas debe oscilar entre valores cercano a 0.9 (Msc. Ing. Patricio Placencia, "Proyectos Estructurales y Configuración estructurales", EPN.), es decir no se cumple con la capacidad de las columnas.

Es importante notarse que, en todos los casos, el punto se ubica se por debajo del  $P_b$ .

**FIGURA 3.45** RADIOS DE INTERACCIÓN BIAIXIAL DE LA COLUMNA INTERNA 6 – C, ETABS.



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

### Refuerzo transversal

Según lo estipulado en el ACI 318, sección 21.4.4.1, el acero transversal de las columnas debe estar calcularse mediante las siguientes fórmulas:

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s*bc*f'c}{f_{yt}} * \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.29)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s*bc*f'c}{f_{yt}} \quad (3.30)$$

Para corte:

$$A_v = \frac{V_s*s}{f_y*d} \quad (3.31)$$

El recubrimiento de los estribos es de 2.5cm a la cara externa y hasta el centro del acero inferior es de 4cm.

El espaciamiento para cabeza y pie de columna es:

$$S_{lo} = \text{mín} = \frac{b}{4}, \frac{h}{4}, 6 * \phi_v, 10cm \quad (3.32)$$

$$S_{lo} = \text{mín} = \frac{30}{4}, 6 * 1.4, 10 = 7.5, 8.4, 10$$

$$S_{necesario} = 7.5 \text{ cm}; S_{real} = 10 \text{ cm}$$

El espaciamiento para el medio de la columna es:

$$S_{lm} = \text{mín} = \frac{d}{2}, 6 * \phi_v, 15 \text{ cm} \quad (3.32.1)$$

$$S_{lm} = \text{mín} = \frac{26}{2}, 6 * 1.4, 15 \text{ cm} = 13, 8.4, 15 = \mathbf{8 \text{ cm}}$$

El espaciamiento de estribos no cumple con la norma, pues debería ser 7.5 cm en Lo y 8 cm en medio de la columna, pero en realidad se tiene 10 cm y 20 cm respectivamente.

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{7.5 * (30 - 2.5 - 2.5) * 210}{4200} * \left[ \left( \frac{30 * 30}{25 * 25} \right) - 1 \right] = \mathbf{1.23 \text{ cm}^2 @ 7.5 \text{ cm}}$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{7.5 * 25 * 210}{4200} = 0.84 \text{ cm}^2 @ 7.5 \text{ cm}$$

- Curva de interacción de la columna X, ramas en sentido Y.

Esta curva se ha obtenido mediante un programa desarrollado por los autores de este Proyecto de Titulación, en el curso de “Hormigón III”, bajo la dirección del Msc. Ing. Patricio Placencia:

### CUADRO 3.31 CÁLCULOS PARA LA CURVA DE INTERACCIÓN SENTIDO X, DE COLUMNA TIPO.

DATOS		
b =	30	cm
h =	30	cm
c =	7	cm
f <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub> =	1811211.5	kg/cm <sup>2</sup>
Φ =	14	mm
as =	1.54	cm <sup>2</sup>
d' =	4	cm
DISTRIBUCION DE VARILLAS		
Posición	# Varillas	
Vertical	3	
Horiz. 1ra y últ. Fila	2	
Intermedias	2	
# total de varillas	6	

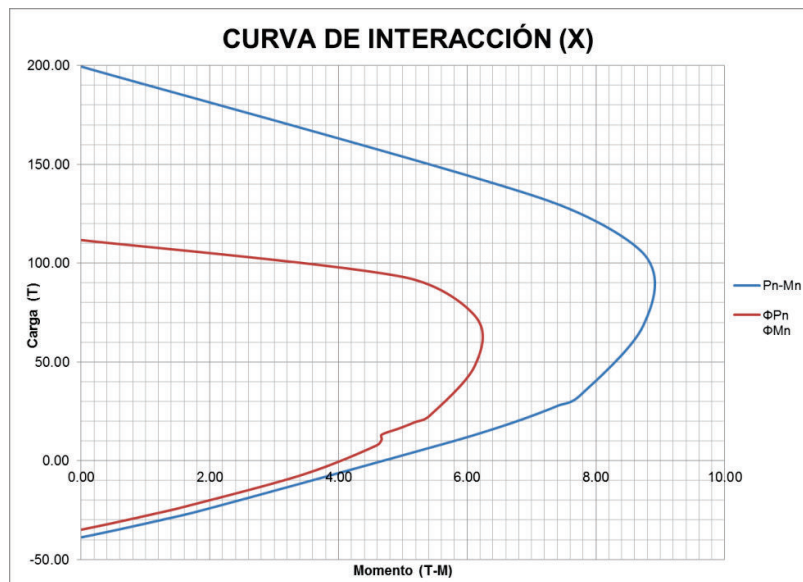
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

### CUADRO 3.31 CONTINUACION

CALCULOS			DESCRIPCION
Po =	199.44	T	Capacidad a compresión en ausencia de momento
To =	38.79	T	Capacidad a tensión en ausencia de momento
a =	5.95	cm	
Cb =	15.6	cm	Distancia desde la fibra extrema a compresión al punto balanceado
0.56Po =	111.69	T	
Ag =	900	cm <sup>2</sup>	
0.1*f <sub>c</sub> *Ag =	18.9	T	
M <sub>bxx</sub> =	8.79	T-M	Momento balanceado
P <sub>b</sub> =	77.44	T	Carga balanceada

Elaborado por: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**GRÁFICO 3.20:** CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO X, COLUMNA TIPO.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

$$M_{b_{xx}} = 8.79 \text{ T} - M$$

$$V_u = \frac{2 * M_{b_{xx}}}{H} = \frac{2 * 8.79}{2.45} = 7.18 \text{ T} \quad (3.33)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 26 = 5.99 \text{ T} \quad (3.34)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi * V_c}{\phi} = \frac{7.18 - 0.85 * 5.99}{0.85} = 2.45 \text{ T} < 4V_c \quad (3.35)$$

$$A_v = \frac{2.45 * 8}{4.2 * 26} = 0.18 \text{ cm}^2 @ 8 \text{ cm}$$



Refuerzo transversal en cabeza y pie de columna:

$$L_o = \text{máx}: b, h, \frac{H_c}{6}, 45\text{cm} \quad (3.36)$$

$$L_o = \text{máx}: 30, 30, \frac{2.45}{6}, 45\text{cm}$$

$$L_o = 45\text{cm}$$

$$A_{sh1} = 1.23 \text{ cm}^2 @ 7.5\text{cm}$$

$$A_{sh2} = 0.84 \text{ cm}^2 @ 7.5\text{cm}$$

$$A_v = 0.18 \text{ cm}^2 @ 8\text{cm}$$

$$\#ramas = \frac{1.23}{\pi * \left(\frac{8}{20}\right)^2} = 2.45 \rightarrow \mathbf{3 \text{ ramas @ } 7.5\text{cm}}$$

Refuerzo transversal en medio de la columna:

$$L = H_c - 2 * L_o = 2.45 - 2 * 0.45 = 1.55\text{m}$$

$$A_v = 0.18 \text{ cm}^2 @ 8\text{cm}$$

$$\#ramas = \frac{0.18}{\pi * \left(\frac{8}{20}\right)^2} = 0.36 \rightarrow \mathbf{2 \text{ ramas @ } 8\text{cm}}$$

- Curva de interacción de la columna Y, ramas en sentido X.

Esta curva se ha obtenido mediante un programa desarrollado por los autores de este Proyecto de Titulación, en el curso de “Hormigón III”, bajo la dirección del Msc. Ing. Patricio Placencia:

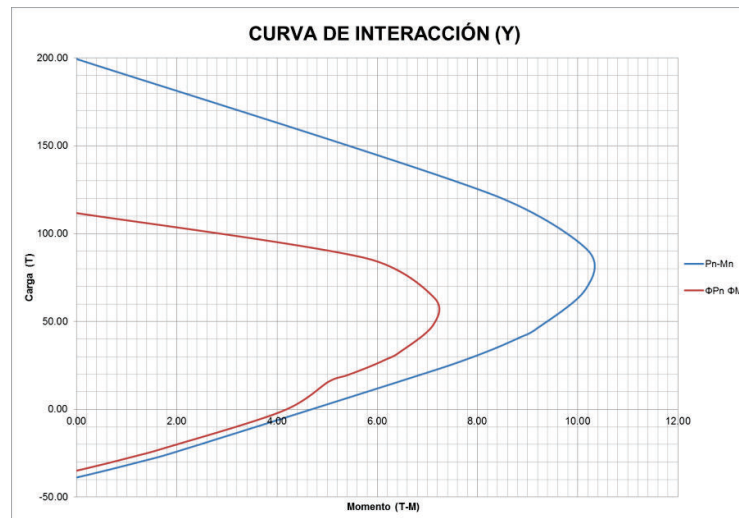
**CUADRO 3.32** CÁLCULOS PARA LA CURVA DE INTERACCIÓN SENTIDO Y, DE COLUMNA TIPO.

DATOS			DISTRIBUCION DE VARILLAS	
b =	30	cm	Posición	# Varillas
h =	30	cm	Vertical	3
c =	7	cm	Horiz. 1ra y últ. Fila	3
f <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>	Intermedias	0
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>	# total de varillas	6
E <sub>s</sub> =	1811211.5	kg/cm <sup>2</sup>		
Φ =	14	mm		
a <sub>s</sub> =	1.54	cm <sup>2</sup>		
d' =	4	cm		

CALCULOS			
P <sub>o</sub> =	199.44	T	Capacidad a compresión en ausencia de momento
T <sub>o</sub> =	38.79	T	Capacidad a tensión en ausencia de momento
a =	5.95	cm	
C <sub>b</sub> =	15.6	cm	Distancia desde la fibra extrema a compresión al punto balanceado
0.56P <sub>o</sub> =	111.69	T	
A <sub>g</sub> =	900	cm <sup>2</sup>	
0.1*f <sub>c</sub> *A <sub>g</sub> =	18.9	T	
M <sub>byy</sub> =	10.21	T-M	Momento balanceado
P <sub>b</sub> =	71.01	T	Carga balanceada

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**GRÁFICO 3.21** CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO Y, COLUMNA TIPO.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

$$M_{b_{yy}} = 10.21 T - M$$

$$V_u = \frac{2 * M_{b_{xx}}}{H} = \frac{2 * 10.21}{2.45} = 8.34 T$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 26 = 5.99 T$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi * V_c}{\phi} = \frac{8.34 - 0.85 * 5.99}{0.85} = 3.82 T < 4V_c$$

$$A_v = \frac{3.82 * 8}{4.2 * 26} = 0.28 \text{ cm}^2 @ 8\text{cm}$$

Refuerzo transversal en cabeza y pie de columna:

$$L_o = 45\text{cm}$$

$$A_{sh1} = 1.23 \text{ cm}^2 @ 7.5\text{cm}$$

$$\#ramas = \frac{1.23}{\pi * \left(\frac{8}{20}\right)^2} = 2.45 \rightarrow 3 \text{ ramas @ } 7.5\text{cm}$$

Refuerzo transversal en medio de la columna:

$$L = 1.55\text{m}$$

$$A_v = 0.28 \text{ cm}^2 @ 8\text{cm}$$

$$\#ramas = \frac{0.28}{\pi * \left(\frac{8}{20}\right)^2} = 0.56 \rightarrow 2 \text{ ramas @ } 8\text{cm}$$

Tanto para la dirección X, como para Y, la cuantía de acero transversal necesario para la cabeza y pie de columna, está dada por confinamiento y sería 1.23 cm<sup>2</sup> @ 7.5cm, con los estribos utilizados de  $\Phi = 8$  mm, se necesitarían 3 ramas, pero solo se cuenta con 2 ramales en cada sentido cada 10cm, lo que quiere decir que no se está cumpliendo con el confinamiento mínimo necesario.

La cuantía de acero transversal necesario para la parte media de la columna, está dada por corte y sería 0.18 cm<sup>2</sup> @ 8cm para el sentido X y 0.28 cm<sup>2</sup> @ 8cm para el sentido Y, con los estribos utilizados de  $\Phi = 8$  mm, se necesitarían 2 ramas @

8cm, lo que quiere decir que no se está cumpliendo con el confinamiento mínimo necesario, pues se tiene  $1 \Phi 8 \text{ mm @ } 20$ , lo que equivale a no tener acero transversal en la mitad de la columna, pues el máximo espaciamiento permitido es de  $d/2 = 13\text{cm}$ , según el Msc. Ing. Patricio Placencia.

- **Chequeo de la conexión Losa-Columna (Punzonamiento).**

Este chequeo se debe realizar necesariamente en estructuras con losas planas, como es el caso de este estudio, para ello se debe tomar en cuenta lo estipulado en el código ACI-318 sección 11.12 y en el módulo desarrollado por el Msc. Ing. Patricio Placencia, para el curso de “DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA”, en donde anuncia dos requisitos importantes que deben cumplirse, para que las rótulas plásticas se formen en las conexiones extremas de las vigas banda con las columnas, que es lo ideal en una estructura para garantizar la serviciabilidad de la misma.

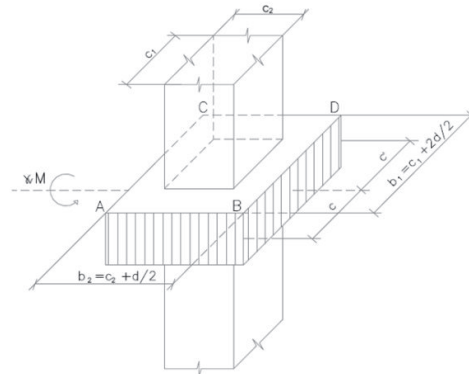
Estos requisitos son:

- Columna fuerte - Losa débil.
- Losa fuerte a corte y punzonamiento - Losa débil en flexión.

Los esfuerzos de punzonamiento se producen a causa de que la transmisión de momentos desestabilizadores de losa a columnas, no se producen únicamente por flexión, sino que un porcentaje de los mismos se transmiten por corte excéntrico respecto al centroide de la sección crítica, lo que conlleva a que el punzonamiento aumente considerablemente.

En la siguiente figura se muestra la nomenclatura, que se va a utilizar en el cálculo del punzonamiento de losas para una columna interna y una columna externa:

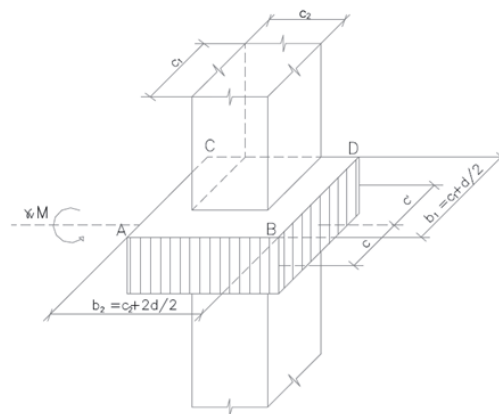
**FIGURA 3.46** NOMENCLATURA, PARA EL CÁLCULO DEL PUNZONAMIENTO DE LOSAS PARA UNA COLUMNA INTERNA.



FUENTE: DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA, MSC. ING PATRICIO PLACENCIA, 1999.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**FIGURA 3.47** NOMENCLATURA, PARA EL CÁLCULO DEL PUNZONAMIENTO DE LOSAS PARA UNA COLUMNA EXTERNA (FLEXIÓN PERPENDICULAR AL BORDE).

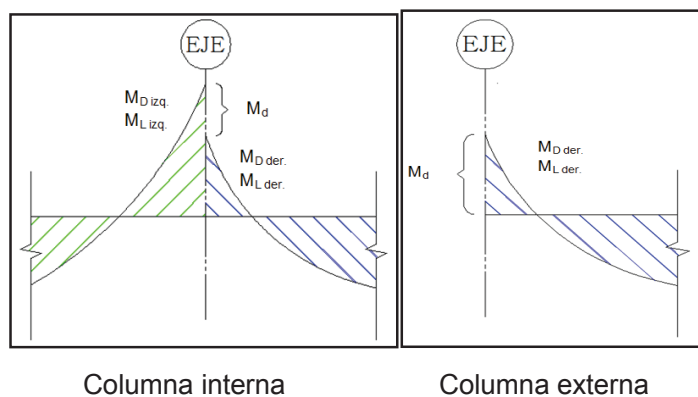


FUENTE: DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA, MSC. ING PATRICIO PLACENCIA, 1999.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

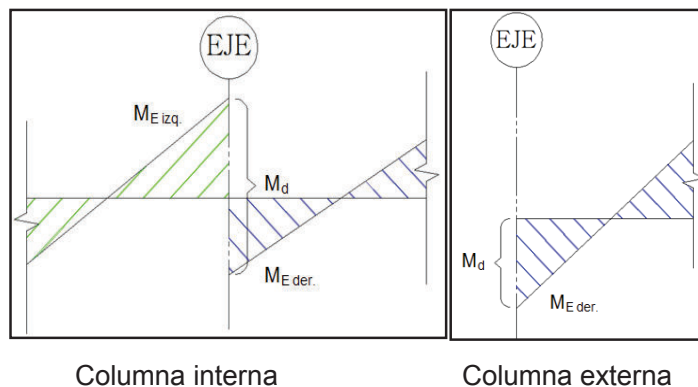
En la siguiente figura se muestra el esquema de momentos desbalanceados, para una columna interna y una columna externa:

**FIGURA 3.48** ESQUEMA DE MOMENTOS DESBALANCEADOS POR CARGA VERTICAL



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.49** ESQUEMA DE MOMENTOS DESBALANCEADOS POR CARGA SÍSMICA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

A continuación se presentan las fórmulas que se van a utilizar en el proceso de cálculo del punzonamiento de losas, obtenidas del módulo “Diseño Sismo Resistente de Edificios con Vigas Banda”, del Msc. Ing. Placencia P. (1999), y en el ACI 318 – 95.

- Columna interna
  - Área del hormigón de la sección crítica

$$A_c = 2 * (b_1 + b_2) * d \quad (3.37)$$

- Módulo resistente de la sección crítica

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = \frac{[b_1 * d * (b_1 + 3 * b_2) + d^3]}{3} \quad (3.38)$$

En donde:

$$c = c' = \frac{b_1}{2} \quad (3.39)$$

- Columna externa (flexión perpendicular al borde)

- Área del hormigón de la sección crítica

$$Ac = (2b_1 + b_2) * d \quad (3.40)$$

- Módulo resistente de la sección crítica

$$\frac{J}{c} = \frac{[2 * b_1 * d * (b_1 + 2 * b_2) + d^3 * (2 * b_1 + b_2)]}{6} \quad (3.41)$$

$$\frac{J}{c'} = \frac{[2 * b_1^2 * d * (b_1 + 2 * b_2) + d^3 * (2 * b_1 + b_2)]}{6 * (2 * b_1 + b_2)} \quad (3.42)$$

En donde:

$$c = \frac{b_1^2}{2 * (b_1 + b_2)}; c' = \frac{b_1 * (b_1 + b_2)}{(2 * b_1 + b_2)} \quad (3.43)$$

- Transferencia de momento desbalanceado (Mbd) por flexión

Una parte del momento desbalanceado, debe ser resistido por la armadura de la losa, colocada en un ancho  $c_2 + 1.5 * h_{izq} + 1.5 * h_{der}$ , según el ACI 318 – 95; 13.5.3.2.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (3.44)$$

En dónde:

$Y_f$  = porcentaje del momento que se transmite por flexión.

$C_1$  = ancho de columna en  $L_1$

$C_2$  = ancho de columna en  $L_2$

$d$  = distancia de la fibra más extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

$h$  = espesor de la losa

Se debe cumplir que:

$$\phi M_n \geq \gamma_f * M_{db} \quad (3.45)$$

En dónde:

$$\phi M_n = 0.9 * A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.46)$$

Nota:  $A_s$  en el ancho indicado

- Transferencia de momento desbalanceado ( $M_{db}$ ) por corte excéntrico.

El restante de momento desbalanceado se considera transmitido por corte excéntrico. (ACI 318 – 95; 11.12.6.1)

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (3.47)$$

En dónde:

$Y_v$  = porcentaje del momento que se transmite por corte excéntrico.

$Y_f$  = porcentaje del momento que se transmite por flexión.

Se debe cumplir:

$$v_u \leq \phi v_n \quad (3.48)$$



$v_u$  = Fuerza de corte directo

$v_n$  = esfuerzo nominal admisible de corte.

En dónde, según ACI 318 – 95; C11.12.6.2.

$$v_{uAB} = \frac{Vu}{Ac} + \frac{\gamma_v * Mdb}{\frac{J}{c}} \quad (3.49)$$

$$v_{uCD} = \frac{Vu}{Ac} - \frac{\gamma_v * Mdb}{\frac{J}{c'}} \quad (3.50)$$

$V_u$  = Fuerza de corte directo

$A_c$  = Área de hormigón corte:  $b_o * d$ : sección crítica a  $d/2$

$J/c$  = módulo resistente de la sección crítica

Cuando el punzonamiento es resistido solo por el hormigón, se tiene que (ACI 318 – 95; 11.12.6.2):

$$\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_o * d} \quad (3.51)$$

En losas sin estribos,  $V_c$  debe ser el mínimo valor entre, “Diseño Sismo Resistente de Edificios con Vigas Banda”, del Msc. Ing. Placencia P. (1999):

$$V_{c1} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (3.52)$$

$$V_{c2} = 0.53 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 1\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (3.53)$$

$$V_{c3} = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (3.54)$$

$\beta_c$  = relación entre lado largo y lado corto de la columna.

$\alpha_s$  = 20 para columnas internas, 15 columnas exteriores y 10 columnas esquineras.

Cuando el punzonamiento es resistido por el hormigón más el reforzamiento a corte, se tiene:

$$\phi V_n \leq \phi * 1.59 * \sqrt{f'c} \quad (3.55)$$

En dónde (ACI 318 – 95; 11.12.6.2):

$$Vu \leq \phi v_n = \frac{\phi(Vc+Vs)}{b_o*d} \quad (3.56)$$

Se puede despejar de la fórmula anterior para calcular el Vs, que se necesita para que la sollicitación del cortante sea menor a la capacidad.

$$Vs = \frac{Vu*b_o*d-\phi Vc}{\phi} \quad (3.57)$$

Vs es la resistencia nominal al corte, proporcionada por la armadura de corte, para calcular el área de armadura por corte dentro de una distancia s, se puede utilizar la fórmula dada por ACI 318 – 95; 11.5.6.2:

$$Av = \frac{Vs*s}{fy*d} \quad (3.58)$$

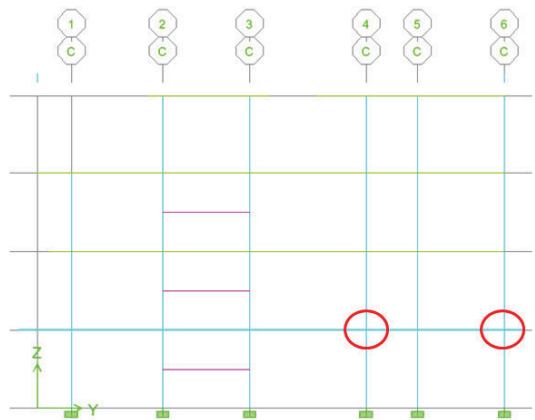
Según lo expuesto por el Msc. Ing. Patricio Placencia en la asignatura “Hormigón III”, EPN, el espaciamiento (s) máximo para el refuerzo transversal de las vigas debe ser d/2, y este debe reducirse en el tercio de la luz libre de la viga, cercana a la columna, entonces como mínimo espaciamiento, es de d/4 o 5cm.

Para el caso en donde se va a combinar el refuerzo transversal con el hormigón, la resistencia al cortante del hormigón es:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d \quad (3.59)$$

El chequeo del punzonamiento en losa, se va a realizar en la planta Nv.+2.65 en una columna externa (6-C) y una interna (4-C), como se demuestra en los siguientes gráficos:

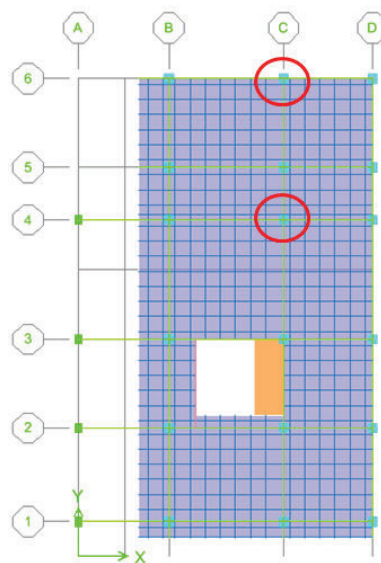
**FIGURA 3.50** CONEXIONES LOSA – COLUMNA A SER CHEQUEADAS EN ELEVACIÓN.



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**FIGURA 3.51** CONEXIONES LOSA – COLUMNA A SER CHEQUEADAS EN PLANTA.



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

A continuación se presentan los cálculos realizados para el chequeo de la conexión losa – columna, mediante un programa desarrollado por los autores de este Proyecto de titulación, con la guía de lo expuesto en el módulo del Msc. Ing. Patricio Placencia, “DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA”, 1999.

**CUADRO 3.33 SOLICITACIONES CONEXIÓN LOSA – COLUMNA; 4,6 – C.**  
(ETABS).

**PÓRTICO C (Nv.+2.65)**

**MOMENTOS**

	1	2	3	4	5	6					
D	0.23	1.34	1.34	0.7	0.69	2.33	2.28	0.59	0.35	1.25	1.14
L	0.04	0.3	0.29	0.15	0.13	0.52	0.5	0.13	0.07	0.28	0.25
Sx	0.02	0.38		0.32				0.47		0.26	
Sy	0.18		3.13		3.02		2.39		4.29		3.07
		3.1		0.52		0.54	0.25	0.27	0.5		0.39
			3.03		2.48		4.34		2.97		

**MOMENTOS MAYORADOS**

	1	2	3	4	5	6					
Mu	0.39	2.39	2.37	1.24	1.19	4.15	4.04	1.05	0.61	2.23	2.02
Sx	0.03	0.53		0.45				0.66		0.36	
Sy	0.25		4.39		4.24		3.35		6.02		4.31
		4.35		0.73		0.76	0.35	0.38	0.70		0.55
			4.25		3.48		6.09		4.17		

**CORTE**

	1	2	3	4	5	6
D	2.37	1.32	3.37	1.38	2.43	
L	0.51	0.27	0.74	0.29	0.52	
Sx	0.25	0.41	0.37	0.23	0.54	0.59
Sy						0.26
	0.79	2.51	1.07	3.52	0.99	2.31
	0.15	0.54	0.2	0.76	0.19	0.49
	0.01	0.03	0.11	1.73	5.41	2.57
	0.33	0.26	2.33	2.69	2.42	1.59
			2.42	1.59	1.73	5.5
						5.41
						2.57
						2.41

**CORTE MAYORADO**

	1	2	3	4	5	6
Vu	4.19	2.31	5.98	2.43	4.29	
Sx	0.35	0.58	0.52	0.32	0.76	0.83
Sy						0.36
	1.36	4.43	1.84	6.22	1.71	4.07
	0.01	0.04	0.15	2.43	7.71	3.60
	0.46	0.36	3.27	3.77	3.39	2.23
			3.39	2.23	2.43	7.71
						7.59
						3.60
						3.38

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**CUADRO 3.34: DATOS CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4 – C).**

**DATOS**

Bv =	30	cm
Hv =	20	cm
rec =	4	cm
d =	16	cm
Bc (c1)=	30	cm
Hc (c2)=	30	cm
f <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

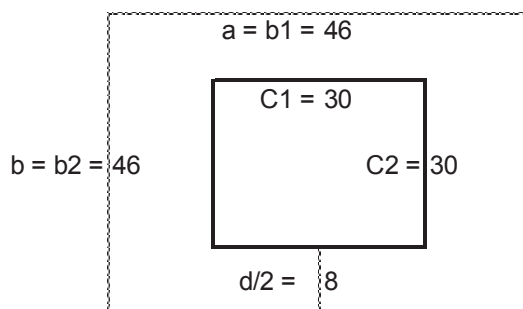
**CUADRO 3.35:** CÁLCULOS DE TRANSFERENCIA POR FLEXIÓN, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4 – C).

$Y_f =$	0.60		
$M_{db} =$	13.47	Tm	
$Y_f * M_{db} =$	8.08	Tm	
Ancho =	90	cm	
1 nervio central(30cm)+ 1 nervio(10cm) a c/lado			
$A_s$ en 90 cm=	5	$\phi$	12
	5.65	cm <sup>2</sup>	
$\phi M_n =$	= $A_s * d / 29.5$		
	3.07	Tm	
$\phi M_n = 3.07$	<	$Y_f * M_{db} = 8.08$	
<b><math>\phi M_n &lt; Y_f M_{db} \rightarrow</math> No cumple</b>			<b>62%</b>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en los cálculos realizados, la conexión de la losa – columna, no tiene la capacidad de transferir la flexión, pues el momento que se trasfiere supera en un 62% al momento nominal de la conexión.

**CUADRO 3.36** CÁLCULOS DE PUNZONAMIENTO, CONEXIÓN INTERNA LOSA–COLUMNA (4–C).



$M_u$ vert. Desb. =	3.00	Tm	
$V_u$ vert. Desb. =	8.65	T	
$M_u$ sismo Desb. =	9.44	Tm	(Sy)
$V_u$ sismo Desb. =	5.29	T	(Sy)
$A_c =$	2944	cm <sup>2</sup>	
$J/c = J/c' =$	46506.7	cm <sup>3</sup>	
$Y_v =$	0.40		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**CUADRO 3.37:** CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR CARGA VERTICAL, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4–C).

$Mu_{vert. Desb.} =$	3.00	Tm
$Vu_{vert. Desb.} =$	8.65	T
$V_{uAB} =$	5.51	kg/cm <sup>2</sup>
$V_{uCD} =$	0.36	kg/cm <sup>2</sup>
$\beta_c =$	1.00	
$b_o =$	184.0	cm
tipo de col =	Interna	
$\alpha_s =$	20.0	
$V_{c1} =$	67.8	T
$V_{c2} =$	61.9	T
$V_{c3} =$	45.2	T
$V_{min} = V_{c3} =$	45.22	T
$\Phi v_n =$	13.06	kg/cm <sup>2</sup>
<b><math>V_{uAB} &lt; \Phi v_n \rightarrow OK</math></b>		
<b><math>V_{uCD} &lt; \Phi v_n \rightarrow OK</math></b>		
Entonces, el hormigón puedes resistir por si solo, sin estribos		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Solicitaciones por sismo (por cálculo):

Este cálculo se realiza con el momento desbalanceado de los momentos provocados en la estructura, por el sismo al que fue sometido.

**CUADRO 3.38** CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR SISMO (POR CÁLCULO), CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4–C).

$Mu_d =$	11.69	Tm
$Vu_d =$	11.77	T
$V_{uAB \text{ máx}} =$	14.05	kg/cm <sup>2</sup>
$V_{uCD \text{ mín}} =$	-6.05	kg/cm <sup>2</sup>
$\Phi v_n =$	13.06	kg/cm <sup>3</sup>
<b><math>v_{uAB \text{ máx}} &gt; \Phi v_n \rightarrow \text{No cumple}</math></b>		
<b><math>V_{uCD \text{ mín}} &lt; \Phi v_n \rightarrow OK</math></b>		
Entonces, el hormigón no puedes resistir por si solo y necesita de estribos		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como resultado se obtuvo, que la sección crítica de hormigón de la conexión losa – columna, no tiene capacidad para soportar los esfuerzos producidos por el sismo, entonces necesita de refuerzo transversal para soportar dichos esfuerzos.

A continuación, se presenta el cálculo del acero de refuerzo transversal (estribos) necesario para aumentar la capacidad de la conexión losa – columna, con la finalidad de que soporte los esfuerzos que se producen.

**CUADRO 3.39: CÁLCULOS DE ESTRIBOS, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4–C).**

**ESTRIBOS DE DISEÑO**

$\Phi_{n\text{máx}} =$	19.59	T
$V_i$ por superar =	$V_{uAB}$ máx =	
	14.05	kg/cm <sup>2</sup>
$b_o =$	184.0	cm
$d =$	16	cm
$V_c =$	22611.2	Kg
$V_s =$	26.05	T
$S =$	$d/4$	cm
	4	cm
$S$ (criterio) =	5	cm
$A_v =$	1.94	cm <sup>2</sup>
$\phi =$	10	mm
$A_s =$	0.79	cm <sup>2</sup>
# ramas =	3	
Ramas por corte	4	
Ramas por torsión	4	
# Ramas =	8	
$A_v/\text{rama} =$	0.24	cm <sup>2</sup>
<b>1 est <math>\phi</math> 10 @ 5 cm</b>		

**ESTRIBOS EXISTENTES**

$S =$	10	cm
$A_v$ (necesario) =	3.88	cm
$\phi =$	8	cm
$A_s =$	0.50	cm <sup>2</sup>
# ramas (necesario) =	8	
Ramas por corte	4	
Ramas por torsión	4	
# Ramas (exist)=	8	
$A_v/\text{rama} =$	0.48	cm <sup>2</sup>
<b>1 est <math>\phi</math> 8 @ 10</b>		
<b>Ok, se cumple con el <math>A_s</math> necesario</b>		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Lo ideal para que la conexión losa – columna, tenga la capacidad de absorber los esfuerzos que se producen, sin problema, es tener 1 est  $\phi$  10 @ 5cm.

En realidad en la estructura actual, en las vigas banda, se tiene 1 est  $\phi$  8 @ 10cm en una longitud de  $L/4$  (de cada lado, no como debería ser a  $L/4$  del lado más largo), y en el medio de la viga de tiene 1 est  $\phi$  8 @ 20cm, este espaciamiento de 20 cm es mayor al máximo permitido, de  $(d/2)$  8cm, antes señalado.

Con el acero de refuerzo transversal que se tiene en la estructura actual, se cumple con la cuantía de acero necesaria para absorber los esfuerzos que se presentan en la conexión externa losa – columna.

Solicitaciones por sismo (por capacidad):

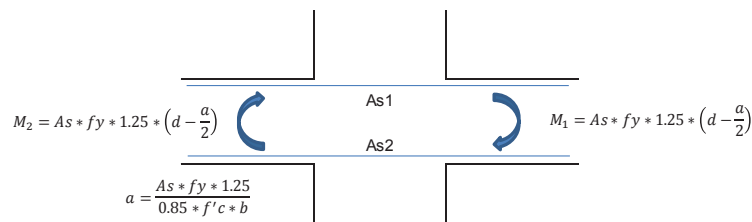
En este cálculo, el momento desbalanceado se obtiene mediante los momentos producidos por la capacidad a flexión de la sección, dada por el reforzamiento que

existe en un ancho efectivo, el cual contiene el nervio central (viga banda) y una parte de la losa.

A continuación se presenta el cálculo realizado para la capacidad a flexión actual de la conexión losa – columna, dada por el acero de refuerzo existente.

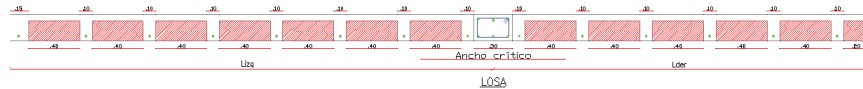
### CUADRO 3.40 CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR SISMO (POR CAPACIDAD), CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-C).

$M_{u\ db}$  Se calcula en base a la capacidad de la sección



Ancho crítico

$C_2 + 1.5 * h_{\text{col}} + 1.5 * h_{\text{der}} =$	90	cm
$L_2 =$	2.85	m
$L_2/3 =$	95	cm
$L_{\text{critica}} =$	95	cm



Ancho crítico =	1 nervio central (30cm) + 1 nervio (10cm) a c/lado			
$A_{s1} =$	4	$\phi$	12	Nervio central
	2	$\phi$	12	1 Nervio a cada lado
	6.79	cm <sup>2</sup>		
$A_{s2} =$	3	$\phi$	12	Nervio central
	2	$\phi$	12	1 Nervio a cada lado
	5.65	cm <sup>2</sup>		
b (compresión) =	30	cm	Nervio central	
	20	cm	1 Nervio a cada lado	
	50	cm		
$M_1 =$	4.99	Tm		
$M_2 =$	4.26	Tm		
$M_{u\ db} =$	9.25	Tm		
$V_{u\ d} =$	11.77	T		
$V_{u\ AB\ \text{máx}} =$	11.95	kg/cm <sup>2</sup>		
$V_{u\ CD\ \text{mín}} =$	-3.95	kg/cm <sup>2</sup>		
$\Phi_{v_n} =$	13.06	kg/cm <sup>3</sup>		
<b><math>V_{u\ AB\ \text{máx}} &lt; \Phi_{v_n} \rightarrow \text{OK}</math></b>				
<b><math>V_{u\ CD\ \text{mín}} &lt; \Phi_{v_n} \rightarrow \text{OK}</math></b>				
Entonces, el hormigón puedes resistir por si solo, sin estribos				

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José



Según el cálculo realizado para esta conexión, la sección crítica de hormigón, si es capaz de soportar los esfuerzos producidos por los momentos dados por el acero longitudinal de la dicha sección, pero este cálculo se podría considerar como irreal, pues la viga no cumple con la cuantía de acero longitudinal necesario, para cubrir los momentos que se producen, como se demostró en la sección 3.2.3.1.3 (armado longitudinal de las vigas banda), ya que para el caso de la conexión 4 – C, se necesita casi el 2% de cuantía de acero (porcentaje expresado de la sección de la viga) de reforzamiento longitudinal, cuando el máximo permitido es del 1%.

#### Ubicación de la rótula plástica:

Este chequeo se debe realizar, para comprobar que la rótula plástica se forme en los extremos de las vigas banda, disipando así la energía en dicho sitio, donde no se comprometa la serviciabilidad de la estructura.

Para que se cumpla lo antes expuesto es necesario que las columnas tengan mayor capacidad a flexión, que las vigas, expuesta en la siguiente fórmula (ACI 1995, 21.4.2.2):

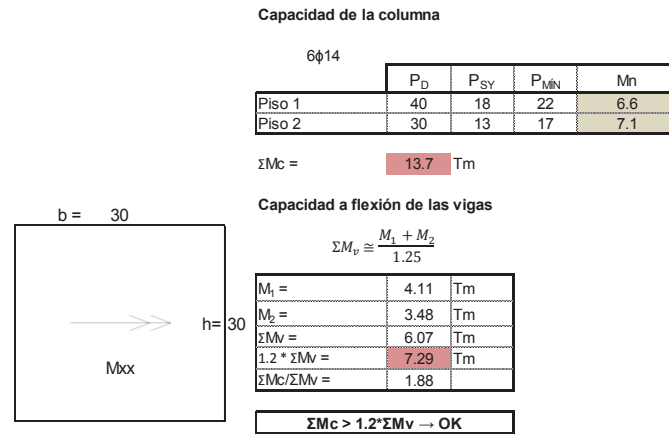
$$\Sigma M_c \geq 1.2 * \Sigma M_v \quad (3.60)$$

Los momentos nominales de las columnas, se han obtenido de la curva nominal de interacción de la columna, utilizando la carga axial mínima que puede soportar la columna, la cual es (Msc. Ing. Patricio Placencia, asignatura “Hormigón III”, EPN):

$$P_{mín} = P_D - P_S \quad (3.61)$$

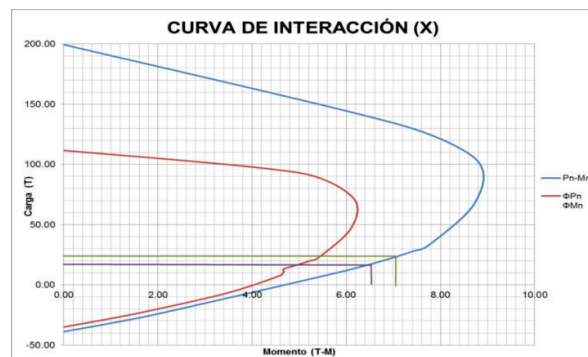
A continuación se presenta los cálculos realizados:

**CUADRO 3.41** CÁLCULOS DE UBICACIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4–C).



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**GRÁFICO 3.22** MOMENTOS CONEXIÓN 4 –C, CON CARGA MÍNIMA EN CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO X, COLUMNA TIPO.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Con el cálculo realizado, se comprueba que las columnas tienen una mayor capacidad a flexión que las vigas, en una relación de 1.83, aunque esto no asegura del todo la formación de la rótula plástica en los extremos de las vigas banda, según el ACI 1995, C21.4.2.

Cabe aclarar que como se señaló en la sección 3.2.3.1.3 (armado longitudinal de las vigas banda), las vigas no cumplen con la cuantía de acero necesario para cubrir las solicitaciones.

Las solicitaciones para la conexión externa losa – columna, están en el CUADRO 3.34.

**CUADRO 3.42 DATOS CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA (6 – C).**

DATOS		
Bv =	30	cm
Hv =	20	cm
rec =	4	cm
Bc (c1)=	30	cm
Hc (c2)=	30	cm
d =	16	cm
f <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

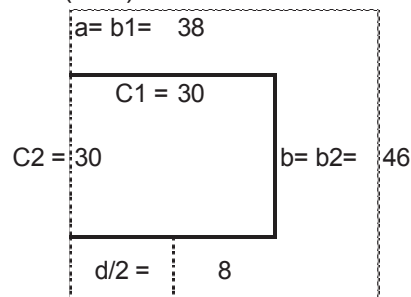
**CUADRO 3.43 CÁLCULOS DE TRANSFERENCIA POR FLEXIÓN, CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA (6 – C).**

Yf =	0.62		
Mdb =	6.87	Tm	
Yf * Mdb =	4.28	Tm	
Ancho =	90	cm	
1 nervio central (30cm) + 1 nervio (10cm) a c/lado			
As en 90 cm =	5	φ	12
	5.65	°	
φ Mn =	= As*d/29.5		
	3.07	Tm	
	3.07	<	4.28
<b>φ Mn &lt; Yf Mdb → No cumple</b>			<b>28%</b>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en los cálculos realizados, la conexión de la losa – columna, no tiene la capacidad de transferir la flexión, pues el momento que se trasfiere supera en un 26% al momento nominal de la conexión.

**CUADRO 3.44 CÁLCULOS DE PUNZONAMIENTO, CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA (6–C).**



MU <sub>vert. Desb.</sub> =	2.02	Tm	
VU <sub>vert. Desb.</sub> =	4.07	T	
MU <sub>sismo Desb.</sub> =	4.31	Tm	(Sy)
VU <sub>sismo Desb.</sub> =	3.38	T	(Sy)
A <sub>c</sub> =	1952	cm <sup>2</sup>	
J/c =	109632	cm <sup>3</sup>	
J/c' =	8889.01	cm <sup>3</sup>	
Y <sub>v</sub> =	0.38		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**CUADRO 3.45** CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR CARGA VERTICAL, CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA (6–C).

$Mu_{vert. Desb.} =$	2.02	Tm
$Vu_{vert. Desb.} =$	4.07	T
$V_{uAB} =$	2.78	kg/cm <sup>2</sup>
$V_{uCD} =$	-6.49	kg/cm <sup>2</sup>
$\beta_c =$	1.00	
$b_o =$	122.0	cm
tipo de col =	Externa	
$\alpha_s =$	15.0	
$V_{c1} =$	45.0	T
$V_{c2} =$	44.5	T
$V_{c3} =$	30.0	T
$V_{mín} = V_{c3} =$	29.98	T
$\Phi_{vn} =$	13.06	kg/cm <sup>2</sup>
<b><math>V_{uAB} &lt; \Phi_{vn} \rightarrow OK</math></b>		
<b><math>V_{uCD} &lt; \Phi_{vn} \rightarrow OK</math></b>		
Entonces, el hormigón puedes resistir por si solo, sin estribos		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Solicitaciones por sismo (por cálculo):

Este cálculo se realiza con el momento desbalanceado de los momentos provocados en la estructura, por el sismo al que fue sometido.

**CUADRO 3.46** CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR SISMO (POR CÁLCULO), CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA (6–C).

$Mu_d =$	5.82	Tm
$Vu_d =$	6.43	T
$V_{uAB} \text{ máx} =$	5.30	kg/cm <sup>2</sup>
$V_{uCD} \text{ mín} =$	-21.42	kg/cm <sup>2</sup>
$\Phi_{vn} =$	13.06	kg/cm <sup>3</sup>
<b><math>V_{uAB} \text{ máx} &lt; \Phi_{vn} \rightarrow OK</math></b>		
<b><math>V_{uCD} \text{ mín} &gt; \Phi_{vn} \rightarrow \text{No cumple}</math></b>		
Entonces, el hormigón no puedes resistir por si solo y necesita de estribos		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como resultado se obtuvo, que la sección crítica de hormigón de la conexión losa – columna, no tiene capacidad para soportar los esfuerzos producidos por el sismo, entonces necesita de refuerzo transversal para soportar dichos esfuerzos.

A continuación, se presenta el cálculo del acero de refuerzo transversal (estribos) necesario para aumentar la capacidad de la conexión losa – columna, con la finalidad de que soporte los esfuerzos que se producen.

**CUADRO 3.47 CÁLCULOS DE ESTRIBOS, CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA (6–C).**

**ESTRIBOS DE DISEÑO**

$\Phi V_{n\max} =$	19.59	T
$V_u$ por superar =	$V_{uCD \min} =$	
	21.42	kg/cm <sup>2</sup>
$b_o =$	122.0	cm
$d =$	16	cm
$V_c =$	14992.2	Kg
$V_s =$	34.19	T
$S =$	$d/4$	cm
	4	cm
$S$ (criterio) =	5	cm
$A_v =$	2.54	cm <sup>2</sup>
$\phi =$	10	mm
$A_s =$	0.79	cm <sup>2</sup>
# ramas =	4	
Ramas por corte	4	
Ramas por torsión	4	
# Ramas =	8	
$A_v/\text{rama} =$	0.32	cm <sup>2</sup>
<b>1 est <math>\phi</math> 10 @ 5 cm</b>		

**ESTRIBOS EXISTENTES**

$S =$	10	cm
$A_v$ (necesario) =	5.09	cm
$\phi =$	8	cm
$A_s =$	0.50	cm <sup>2</sup>
# ramas (necesario) =	10	
Ramas por corte	4	
Ramas por torsión	4	
# Ramas (exist)=	8	
$A_v/\text{rama} =$	0.64	cm <sup>2</sup>
<b>1 est <math>\phi</math> 8 @ 10</b>		
<b>NO se cumple con el <math>A_s</math> necesario</b>		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Lo ideal para que la conexión losa – columna, tenga la capacidad de absorber los esfuerzos que se producen, sin problema, es tener 1 est  $\Phi$  10 @ 5cm.

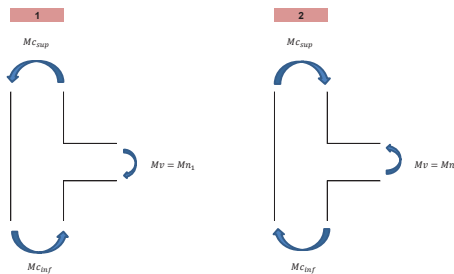
En realidad en la estructura actual, en las vigas banda, se tiene 1 est  $\Phi$  8 @ 10cm en una longitud de L/4 (de cada lado, no como debería ser a L/4 del lado más largo), y en el medio de la viga de tiene 1 est  $\Phi$  8 @ 20cm, este espaciamiento de 20 cm es mayor al máximo permitido, de (d/2) 8cm, antes señalado.

Con el acero de refuerzo transversal que se tiene en la estructura actual, no se cumple con la cuantía de acero necesaria para absorber los esfuerzos que se presentan en la conexión externa losa – columna.

Solicitaciones por sismo (por capacidad):

En este cálculo, el momento desbalanceado se obtiene mediante los momentos producidos por la capacidad a flexión de la sección, dada por el reforzamiento que existe en un ancho efectivo, el cual contiene el nervio central (viga banda) y una parte de la losa.

**FIGURA 3.52** MOMENTOS QUE SE PRESENTAN EN UNA CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA.



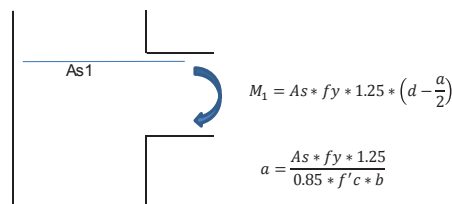
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Por el hecho de estar analizando una conexión externa losa – columna, se presentan dos casos para obtener el momento nominal de la viga más una parte de la losa, tal como se presenta en la figura anterior, se va a realizar el análisis para el caso 1, pues el momento nominal superior de la viga, por lo general es mayor que el momento nominal inferior, ya que en la parte superior se tiene más acero longitudinal, por los puentes de refuerzo.

A continuación se presenta el cálculo realizado para la capacidad a flexión actual de la conexión losa – columna, dada por el acero de refuerzo existente.

**CUADRO 3.48** CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR SISMO (POR CAPACIDAD), CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA (6–C).

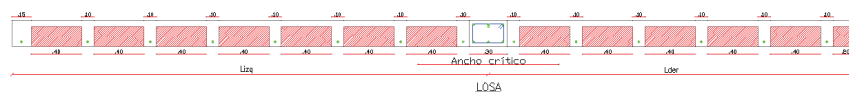
Mu<sub>db</sub> Se calcula en base a la capacidad de la sección



Ancho crítico

$C_2 + 1.5 \cdot h_{L2} + 1.5 \cdot h_{der} =$	90	cm
$L_2 =$	3.38	m
$L_2/3 =$	112.5	cm
$L_{critica} =$	112.5	cm

Semisuma long. ancho del pórt.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

### CUADRO 3.48 CONTINUACIÓN

Ancho crítico =	1 nervio central (30cm) + 1 nervio (10cm) a c/lado		
$A_{s1}$ (superior) =	4	$\phi$	12
	2	$\phi$	12
	6.79	cm <sup>2</sup>	Nervio central 1 Nervio a cada lado
b (compresión) =	30	cm	Nervio central
	20	cm	1 Nervio a cada lado
	50.00	cm	
$M_1$ =	4.99	Tm	
$M_{1db}$ =	4.99	Tm	
$V_{u,d}$ =	6.43	T	
$V_{uAB \text{ máx}}$ =	5.01	kg/cm <sup>2</sup>	
$V_{uCD \text{ mín}}$ =	-17.88	kg/cm <sup>2</sup>	
$\Phi v_n$ =	13.06	kg/cm <sup>3</sup>	
<b><math>V_{uAB \text{ máx}} &lt; \Phi v_n \rightarrow \text{OK}</math></b>			
<b><math>v_{uCD \text{ mín}} &gt; \Phi v_n \rightarrow \text{No cumple}</math></b>			
Entonces, el hormigón no puede resistir por sí solo y necesita de estribos (calculados anteriormente)			

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Según el cálculo realizado para esta columna, la sección crítica de hormigón, no es capaz de soportar los esfuerzos producidos por los momentos dados por el acero de la dicha sección, entonces la sección necesita de reforzamiento transversal, el cual debería ser el calculado anteriormente (en solicitaciones por sismo, por cálculo), pero este cálculo se podría considerar como irreal, pues la viga no cumple con la cuantía de acero longitudinal necesario, para cubrir los momentos que se producen, como se demostró en la sección 3.2.3.1.3 (armado longitudinal de las vigas banda), ya que para el caso de la conexión 6 – C, se necesita casi el 2% de cuantía de acero (porcentaje expresado de la sección de la viga) de reforzamiento longitudinal, cuando el máximo permitido es del 1%.

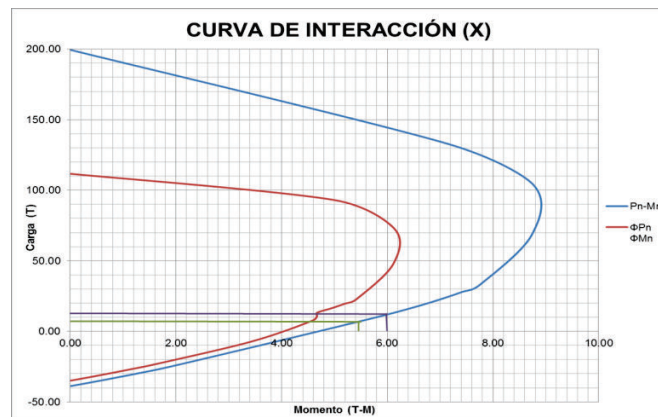
Ubicación de la rótula plástica:

### CUADRO 3.49 CÁLCULOS DE UBICACIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA, CONEXIÓN EXTERNA LOSA – COLUMNA (6–C).

Capacidad de la columna					Capacidad a flexión de las vigas		
6 $\phi$ 14	$P_D$	$P_{SY}$	$P_{MIN}$	$M_h$	$\Sigma M_v \cong \frac{M_1 + M_2}{1.25}$		
	Piso 1	22	9.9	12.1	5.4	$M_1$ =	4.11
Piso 2	16.4	7.05	9.35	6	$\Sigma M_v$ =	3.28	Tm
					$1.2 * \Sigma M_v$ =	3.94	Tm
					$\Sigma M_c / \Sigma M_v$ =	3.47	
$\Sigma M_c$ =	11.4 Tm				<b><math>\Sigma M_c &gt; 1.2 * \Sigma M_v \rightarrow \text{OK}</math></b>		

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**GRÁFICO 3.23** MOMENTOS CONEXIÓN 6 –C, CON CARGA MÍNIMA EN CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO X, COLUMNA TIPO.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Con el cálculo realizado, se comprueba que las columnas tienen una mayor capacidad a flexión que las vigas, en una relación de 3.47, aunque esto no asegura del todo la formación de la rótula plástica en los extremos de las vigas banda, según el ACI 1995, C21.4.2.

Cabe aclarar que como se señaló en la sección 3.2.3.1.3 (armado longitudinal de las vigas banda), las vigas no cumplen con la cuantía de acero necesario para cubrir las sollicitaciones.

- **Chequeo del esfuerzo admisible (Cimentación).**

Para este chequeo es necesario que la cimentación se encuentre apoyada sobre resortes, los mismos que tendrán una rigidez dependiendo del coeficiente de balasto. Además, por recomendación (Ing. Patricio Placencia, Ing. Sigifredo Díaz, Ing. Jorge Valverde y Proyecto de Titulación: estudio experimental de la cadena de amarre por León Carlos y Narváez Wilman, EPN, 2010) se procedió a colocar en la cimentación las cadenas de amarre y el hormigón ciclópeo, uno sobre otro simulando así una viga de cimentación, ya que los ingenieros y proyecto de titulación mencionados, aseguran que las cadenas y el hormigón ciclópeo, absorben un determinado porcentaje de acciones, principalmente de corte y de



momento, con lo cual se disminuyen las acciones sobre las zapatas, permitiendo de esta manera uniformizar el diagrama de presiones de contacto y disminuir su valor máximo<sup>[27]</sup>.

Los esfuerzos producidos en el suelo, no deben sobrepasar el esfuerzo admisible del mismo (para el caso de este estudio 20 T/m<sup>2</sup> como se señala en la sección 3.1.3), bajo condiciones de cargas de servicio (Ing. Msc. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN).

$$\sigma_{adm} \geq \Delta_{m\acute{a}x} \cdot K_{balasto} \quad (3.62)$$

Para ello, se obtiene los valores de deformación máxima en el pie de las columnas, debido a carga viva más carga muerta (sin mayorar)<sup>[28]</sup>, y se procede a multiplicar por el coeficiente de balasto ( $K_b$ ), obteniendo de esta manera el esfuerzo máximo producido en el suelo.

Cuando a la suma de la carga muerta con la viva se le incluye el efecto del sismo tanto en X como en Y ( $D + L \pm S_x$ ,  $D + L \pm S_y$ ), el esfuerzo admisible puede incrementarse como límite en un 33.3% (Ing. Msc. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN).

$$1.33 \sigma_{adm} \geq \Delta_{m\acute{a}x}_{D+L+S} \cdot K_{balasto} \quad (3.63)$$

Para ello, se procede de la misma manera que se mencionó anteriormente para poder obtener el esfuerzo máximo producido en el suelo, debido a cargas de servicio incluido el sismo.

---

[27] León Carlos y Narváez Wilman. “Estudio experimental de la cadena de amarre”.

[28] Ing. Msc. Patricio Placencia. Apuntes de clase “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN

**CUADRO 3.50 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L).**

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.000939	0.000212	0.000452	0.001357		
B	0.00342	0.000279	0.001848	0.004867	0.004839	0.003893
C	0.003997	0.003778	0.004374	0.004855	0.004385	0.003229
D	0.003037	0.003156	0.003502	0.003679	0.003447	0.002644
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m <sup>2</sup> )						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	2.3475	0.53	1.13	3.3925		
B	8.55	0.6975	4.62	12.1675	12.0975	9.7325
C	9.9925	9.445	10.935	12.1375	10.9625	8.0725
D	7.5925	7.89	8.755	9.1975	8.6175	6.61
COMPROBACIÓN $\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**CUADRO 3.51 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+SX).**

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM+ $S_x$ (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.000158	0.000574	0.000834	0.000231		
B	0.002929	0.000126	0.00007	0.003422	0.003395	0.002093
C	0.004153	0.006229	0.008959	0.00496	0.003904	0.002606
D	0.00447	0.005024	0.00623	0.006812	0.006241	0.005398
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m <sup>2</sup> )						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.395	1.435	2.085	0.5775		
B	7.3225	0.315	0.175	8.555	8.4875	5.2325
C	10.3825	15.5725	22.3975	12.4	9.76	6.515
D	11.175	12.56	15.575	17.03	15.6025	13.495
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**CUADRO 3.52 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+SY).**

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM+ $S_y$ (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.000389	0.000438	0.000714	0.001601		
B	0.001803	0.000017	0.003288	0.004081	0.005475	0.00622
C	0.001813	0.001601	0.007267	0.004121	0.004812	0.005143
D	0.000888	0.002751	0.00402	0.002558	0.00394	0.005205
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m <sup>2</sup> )						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.9725	1.095	1.785	4.0025		
B	4.5075	0.0425	8.22	10.2025	13.6875	15.55
C	4.5325	4.0025	18.1675	10.3025	12.03	12.8575
D	2.22	6.8775	10.05	6.395	9.85	13.0125
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

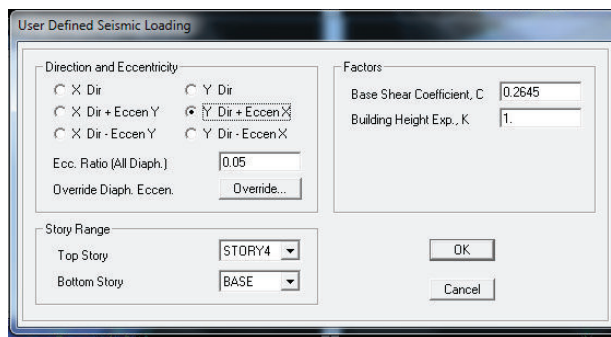
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en las comprobaciones de los CUADROS 3.50, 3.51 y 3.52, en ningún caso se ha sobrepasado la capacidad admisible del suelo.

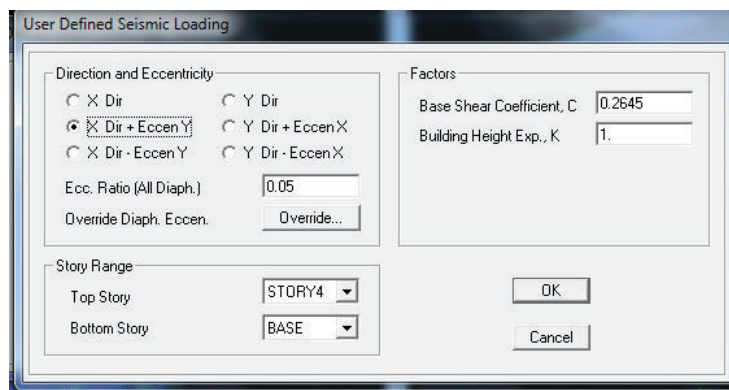
#### 3.2.3.1.4 Análisis estático lineal

Este análisis es obligatorio realizarlo para todas las estructuras y consiste en, comprobar que el corte producido en la planta baja de la estructura, sea igual al corte basal mínimo calculado mediante factores establecidos para la zona y correspondientes a las características de la estructura, a la cual se debe someter a un corte basal del 26.45%, como se encuentra descrito en la sección 3.2.2.3 y como se puede observar en las siguientes figuras.

**FIGURA 3.53** DEFINICIÓN DE CARGAS ESTÁTICAS EN ETABS, DIRECCIÓN Y.



**FIGURA 3.54** Definición de cargas estáticas en ETABS, dirección X.



FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

El valor de corte obtenido en la planta baja de la estructura mediante el programa ETABS, se presenta en la siguiente tabla:

**CUADRO 3.53** Valores de corte (ETABS).

Story Shears									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
STORY4	SY	Top	0.00	0.00	-33.66	-186.145	0.000	0.000	
STORY4	SY	Bottom	0.00	0.00	-33.66	-186.145	87.521	0.000	
STORY4	SX	Top	0.00	-33.66	0.00	363.814	0.000	0.000	
STORY4	SX	Bottom	0.00	-33.66	0.00	363.814	0.000	-87.521	
STORY3	SY	Top	0.00	0.00	-77.35	-436.681	87.521	0.000	
STORY3	SY	Bottom	0.00	0.00	-78.49	-443.266	294.009	0.000	
STORY3	SX	Top	0.00	-77.35	0.00	719.737	0.000	-87.521	
STORY3	SX	Bottom	0.00	-78.49	0.00	726.464	0.000	-294.009	
STORY2	SY	Top	0.00	0.00	-106.89	-609.591	294.009	0.000	
STORY2	SY	Bottom	0.00	0.00	-107.58	-613.595	578.192	0.000	
STORY2	SX	Top	0.00	-106.89	0.00	960.862	0.000	-294.009	
STORY2	SX	Bottom	0.00	-107.58	0.00	964.952	0.000	-578.192	
STORY1	SY	Top	0.00	0.00	-121.50	-695.400	578.192	0.000	
STORY1	SY	Bottom	0.00	0.00	-121.89	-697.624	900.685	0.000	
STORY1	SX	Top	0.00	-121.50	0.00	1080.439	0.000	-578.192	
STORY1	SX	Bottom	0.00	-121.89	0.00	1082.685	0.000	-900.685	

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar el valor de corte basal en la planta baja, para la dirección X y Y es de 121.89 T y el valor obtenido mediante los cálculos es de 126.65 T, equivalente al 26.45 % de la carga reactiva, la diferencia es de apenas es de 3.75%, lo cual está dentro de un rango aceptable de error.

### 3.2.3.1.5 Modos de vibración

Es necesario realizar el chequeo de los comportamientos dinámicos predominantes de la estructura, para verificar como se va a comportar el edificio frente a la ocurrencia de un sismo.

**CUADRO 3.54** Modos de vibración, Marco Losa – Columna.

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	1.09	29.13	0.22	50.81
2	0.89	2.28	76.78	0.26
3	0.73	47.17	2.25	29.38
4	0.35	3.48	0.16	3.41
5	0.33	0.34	0.02	2.08
6	0.33	0.09	9.24	0.97
7	0.32	7.20	0.32	0.31
8	0.27	0.02	2.01	3.08
9	0.24	0.25	0.35	0.91
10	0.18	2.38	1.20	3.08
11	0.17	2.20	4.20	0.32
12	0.17	2.51	0.37	2.35

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

El comportamiento dinámico predominante de una estructura debe ser traslación, en el primer y segundo modo de vibración y en el tercero puede ser torsión, esto según señaló el Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN.

Por los resultados obtenidos, se define que el comportamiento dinámico predominante en el primer modo vibratorio es la torsión y en el segundo y tercer modo es traslación.

Esto se debe corregir, pues con estos resultados se puede decir que, el edificio es más flexible a torsión, lo cual es perjudicial para la estructura.

#### *3.2.3.1.6 Control de derivas*

Las derivas deben ser chequeadas mediante lo estipulado en las secciones 4.2.2 y 6.3.9 del capítulo NEC\_SE\_DS, NEC 2015, puesto que se debe verificar que el edificio no exceda las derivas máximas permitidas expresadas en dicha norma.

En la tabla 7 de la sección 4.2.2 está expresado que, la “Deriva de piso máxima horizontal inelástico, expresada como fracción de la altura del piso ( $\Delta_M$ )” no debe ser mayor a 0.02 para estructuras de hormigón armado.

Para el control de derivas se han utilizado las inercias agrietadas para vigas, losa y columnas, así como está expresado en la sección 6.3.9.

Los desplazamientos de la estructura obtenidos por la aplicación de las fuerzas laterales de sismo ( $\Delta_E$ ), se presentan en la siguiente los siguientes cuadros:

**CUADRO 3.55 DERIVAS POR SISMO EN X, MARCO LOSA – COLUMNA.**

R =		5								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	$\Delta_M$	
STORY4	Max Drift X	SX	894	9.75	15.85	10.55	0.0113		0.042	
STORY4	Max Drift Y	SX	894	9.75	15.85	10.55		0.0009	0.003	
STORY3	Max Drift X	SX	468	1.8	15.85	7.95	0.0150		0.056	
STORY3	Max Drift Y	SX	923	9.75	8.45	7.95		0.0035	0.013	
STORY2	Max Drift X	SX	439	2	15.85	5.3	0.0162		0.061	
STORY2	Max Drift Y	SX	894	9.75	15.85	5.3		0.0037	0.014	
STORY1	Max Drift X	SX	349	3	15.85	2.65	0.0095		0.036	
STORY1	Max Drift Y	SX	894	9.75	15.85	2.65		0.0021	0.008	

**CUADRO 3.56 DERIVAS POR SISMO EN Y, MARCO LOSA – COLUMNA.**

R =		5								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	$\Delta_M$	
STORY4	Max Drift X	SY	1062	5.7	15.85	10.55	0.001		0.004	
STORY4	Max Drift Y	SY	974	8	4.25	10.55		0.0096	0.036	
STORY3	Max Drift X	SY	894	9.75	15.85	7.95	0.0009		0.003	
STORY3	Max Drift Y	SY	873-1	5.8	4.65	6.625		0.0095	0.036	
STORY2	Max Drift X	SY	649	3	0.95	5.3	0.0012		0.004	
STORY2	Max Drift Y	SY	466	2	4.25	5.3		0.0107	0.040	
STORY1	Max Drift X	SY	898	9.75	1.15	2.65	0.0009		0.003	
STORY1	Max Drift Y	SY	352	3	11.15	2.65		0.0066	0.025	

FUENTE: ETABS

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica ( $\Delta_M$ ), se ha utilizado la fórmula expresada en la sección 6.3.9, la cual se presenta a continuación:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad (3.64)$$

Dónde:

 $\Delta_M$  = Deriva máxima inelástica. $\Delta_E$  = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R = 5, Factor de reducción de resistencia, especificado en la sección 3.2.2.3.

Cómo se puede observar en los CUADROS 3.56 y 3.57, todas las derivas máximas inelásticas de piso de la estructura actual, tanto como para el sismo en X como para Y, superan al valor permitido por la norma que es 2%.

### **3.2.3.2 Análisis Marco Losa – Columna – Mampostería.**

Este proyecto de titulación tiene como finalidad, proponer dos reforzamientos estructurales para la estructura del edificio estudiado, con el propósito de reducir la vulnerabilidad de la misma y hacer de esta una estructura segura, que pueda absorber los esfuerzos producidos durante la ocurrencia de un evento adverso (sismo) y así salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Por esta razón es necesario analizar todos los elementos que conforman esta estructura, para llegar a un diagnóstico estructural lo más cercano a la realidad y mediante este, plantear los reforzamientos más adecuados para la estructura.

Es necesario aclarar que la mampostería utilizada en esta estructura es de tipo artesanal y es solo de relleno, es decir, que fue colocada luego de realizar las columnas y losas con la finalidad de dividir ambientes arquitectónicos, mas no como un elemento estructural que brinde rigidez a la edificación.

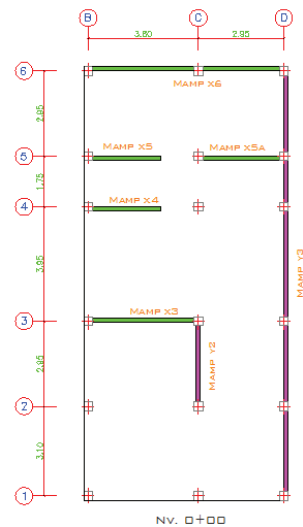
En la sección 3.2.3.1 se realizó el análisis estructural del Marco Losa – Columna, en el cual se realizó una modelación de la estructura con las columnas y losas, teniendo como resultado muchos problemas estructurales, pero en la realidad la estructura no está funcionando solo como un marco formado por losas y columnas, sino que tiene paredes las cuales aunque no sean estructurales de alguna manera se espera que le brinden rigidez a la estructura, es por ello que se torna necesario realizar el análisis del Marco Losa – Columna – Mampostería, para determinar si esta mampostería le ayuda o no a la estructura, en caso de que la mampostería le ayude a la estructura, esta ayuda se espera ver reflejada en la disminución de los problemas estructurales existentes en la edificación.

La mampostería que se ha considerado para este segundo análisis son las que están entre columnas, pues las columnas le otorgan un efecto de confinamiento y además al reforzar esta mampostería se espera conseguir que estas le transmitan esfuerzos a las columnas y tengan un buen comportamiento ante la aparición de

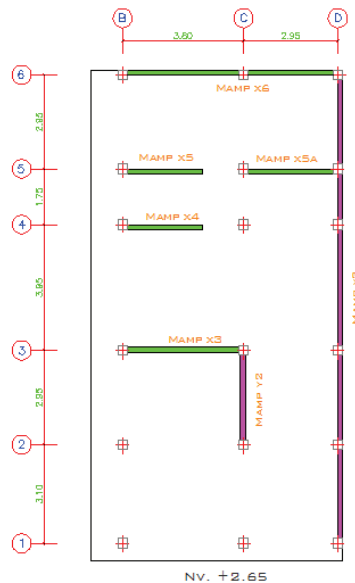
cargas sísmicas. Las paredes que no están entre columnas no poseen este efecto, por lo tanto no fueron tomadas en cuenta en el análisis <sup>[29]</sup>.

A continuación se presentan figuras en las cuales se puede observar la distribución de la mampostería considerada para realizar el estudio.

**FIGURA 3.55** DISTRIBUCIÓN DE MAMPOSTERÍA EN PLANTA NV. + 0.00



**FIGURA 3.56** DISTRIBUCIÓN DE MAMPOSTERÍA EN PLANTA NV. + 2.65.

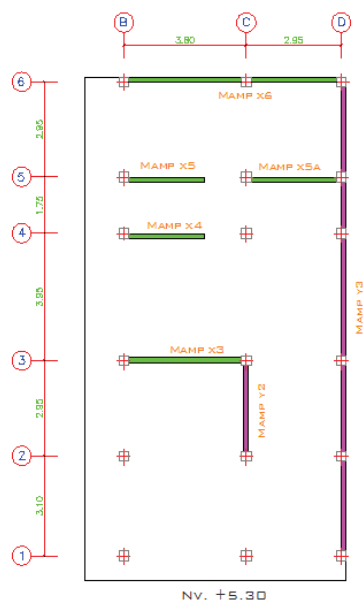


ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

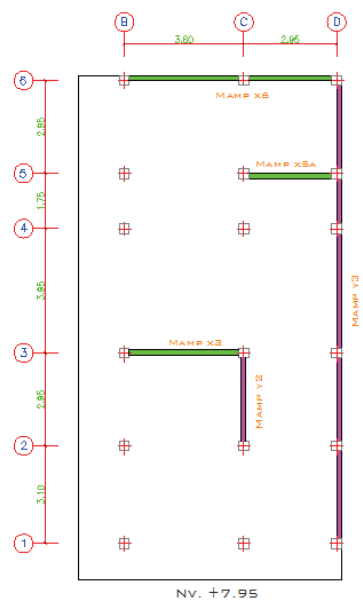
[29] Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Civil: "Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos". Jacqueline Ochoa, David Ulcuango, EPN, 2014.



**FIGURA 3.57** DISTRIBUCIÓN DE MAMPOSTERÍA EN PLANTA NV. + 5.30.



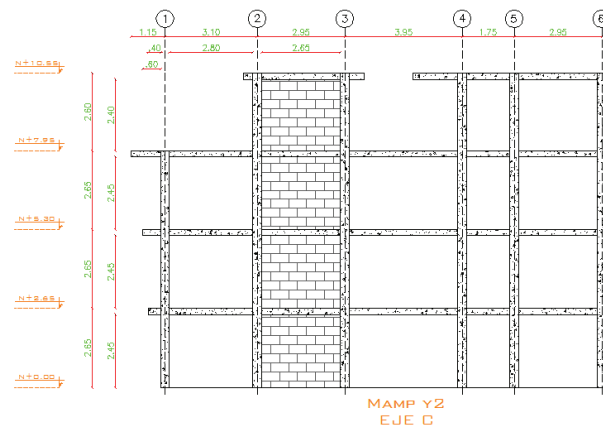
**FIGURA 3.58** DISTRIBUCIÓN DE MAMPOSTERÍA EN PLANTA NV. + 7.95.



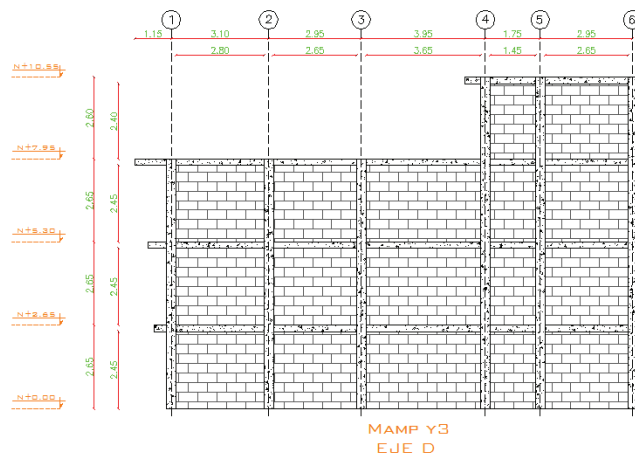
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

A continuación se presentan las vistas en elevación de la mampostería escogida para analizar.

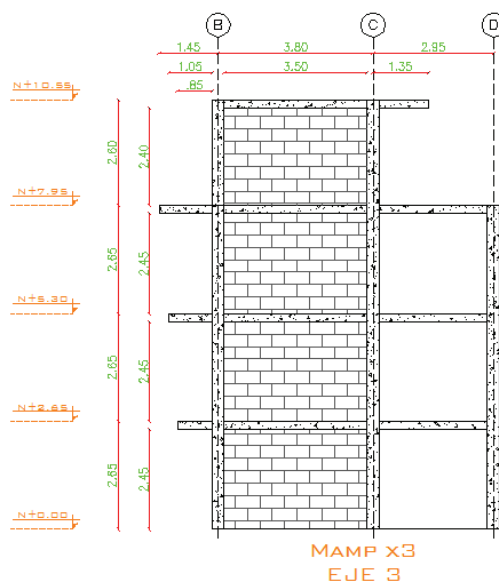
**FIGURA 3.59 MAMPOSTERÍA EN DIRECCIÓN Y (2).**



**FIGURA 3.60 MAMPOSTERÍA EN DIRECCIÓN Y (3).**

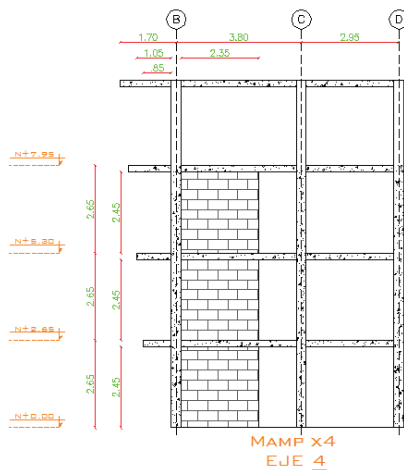


**FIGURA 3.61 MAMPOSTERÍA EN DIRECCIÓN X (3).**

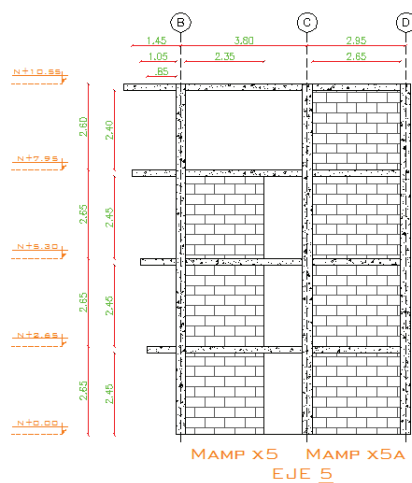


ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

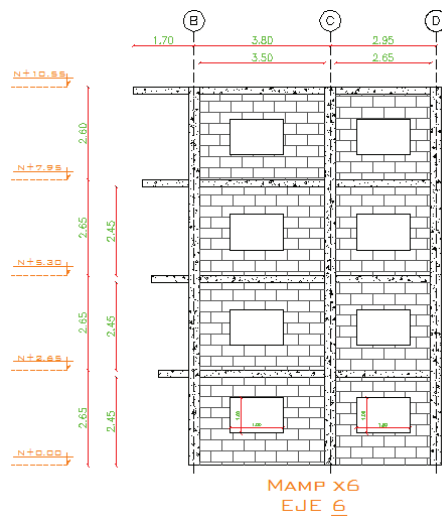
**FIGURA 3.62 MAMPOSTERÍA EN DIRECCIÓN X (4).**



**FIGURA 3.63 MAMPOSTERÍA EN DIRECCIÓN X (5, 5A).**



**FIGURA 3.64 MAMPOSTERÍA EN DIRECCIÓN X (6).**



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

### 3.2.3.2.1 Análisis de carga

- Carga vertical

La diferencia que existe entre los sistemas Marco Losa – Columna y Marco Losa – Columna – Mampostería en cuanto a carga, está solo en la carga muerta (carga viva se mantiene) y específicamente radica en el porcentaje del peso de la mampostería que se debe considerar dentro del peso estructural, el cual para dicho sistema, ésta mampostería se suma junto con: vigas banda, columnas, losas y escaleras, teniendo así como peso estructural unitario  $D_{est} = 0.53 \text{ T/m}^2$ , dando un peso estructural total de 243.10 T.

Dentro de los elementos no estructurales se consideran: enlucidos, masillados y acabados e instalaciones y mampostería considerada solo de relleno, teniendo así como peso no estructural unitario  $D_{noest} = 0.51 \text{ T/m}^2$ , dando un peso no estructural total de 235.66T.

En la siguiente tabla se puede observar lo descrito anteriormente.

**CUADRO 3.57 CARGA MUERTA MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA.**

W losas+vigas/m2 =	0.35	T/m2
W col/m2=	0.09	T/m2
Wesc/m2 =	0.01	T/m2
Wmampest/m2 =	0.08	T/m2
Wd elementos est=	0.53	T/m2
Wd elementos no est=	0.51	T/m2
Área total=	459.06	m2
WD elementos est=	243.10	T
WD elementos no est=	235.66	T
WD total =	478.76	T

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

En el eje 6, existe mampostería con orificios de ventanas, para obtener el peso de esta mampostería, se ha considerado que la mampostería tal y como está en la realidad, para no tener distorsiones en el comportamiento de la estructura.

La mampostería considerada para este análisis del Marco Losa – Columna – Mampostería representa el 40% en peso de toda la mampostería, pues antes en

el análisis Marco Losa – Columna se tenía un peso unitario de 0.20 T/m<sup>2</sup> como está descrito en la sección 3.2.2.1 y ahora se tiene un peso unitario de 0.08T/m<sup>2</sup>. En la modelación solo se debe realizar la variación del peso de la mampostería, que se considera que puede brindar rigidez al edificio, ya que dicho peso va a ser considerado por ETABS como estructural (mas no como mampostería de divisiones arquitectónicas), pues el peso total de la estructura sigue manteniéndose en 478.76T.

- Carga sísmica

Se requiere determinar el valor del corte basal para este sistema, tomando en cuenta las condiciones estructurales que este presenta.

Los factores necesarios para calcular el corte basal, que se diferencian de los determinados para el sistema Marco Losa – Columna (descritos en la sección 3.2.2.3.) son: período (T), espectro elástico de diseño en aceleraciones y coeficiente de reducción de respuesta estructural “R”, estos factores serán descritos a continuación, los demás factores se mantienen iguales a los del sistema Marco Losa – Columna.

- ✓ T: período fundamental de vibración de la estructura

Para determinar el valor del período de vibración de la estructura, se considera a la misma como “pórtico especial de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras” y con ello se definen los siguientes parámetros, según lo establecido en la NEC-SE-DS, NEC 2015, en la sección 6.3.3.

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.75$$

$$H_n = 10.55 \text{ (m), altura del edificio.}$$

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

$$T = 0.055 * 10.55^{0.75} = 0.32 \text{seg}$$

Se debe trabajar con un período más aproximado a la realidad, el cual se obtiene al aumentar en un 30% al T calculado, este criterio se basa en recomendaciones expresadas por el Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN, es así que con el período corregido con el que se debe trabajar es de:

$$T_{\text{corregido}} = 0.32\text{seg} * 1.3 = 0.42\text{seg}$$

- ✓ Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Para determinar este valor, se tomó como base lo especificado en la sección 3.3.1, NEC-SE-DS, NEC 2015”, en donde se expresado el espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño.

$$S_a = \eta * Z * Fa; 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * Fa * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; T > T_c$$

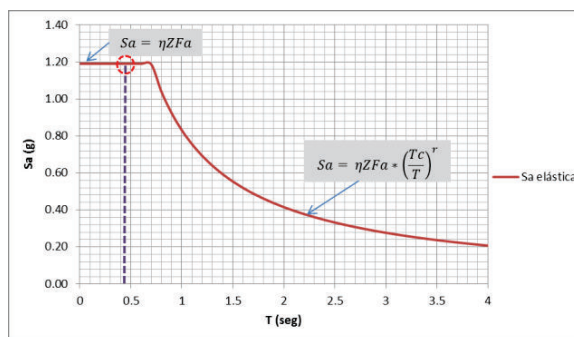
En el siguiente cuadro constan los valores de la aceleración espectral en función del período:

**CUADRO 3.58 VALORES DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL ELÁSTICA MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA.**

Datos			Tabla de datos			
Z =	0.40		T	Sa	T	Sa
Fa =	1.20		seg	g	seg	g
Fd =	1.19		0	1.19	2	0.42
Fs =	1.28		0.1	1.19	2.1	0.40
r =	1.00		0.2	1.19	2.2	0.38
$\eta$ =	2.48		0.3	1.19	2.3	0.36
Tc =	0.70	seg	0.4	1.19	2.4	0.35
Hn =	10.55	m	0.42	1.19	2.5	0.33
Ct =	0.055		0.5	1.19	2.6	0.32
$\alpha$ =	0.75		0.6	1.19	2.7	0.31
Ta =	0.32	seg	0.7	1.19	2.8	0.30
Ta correg=	0.42	seg	0.8	1.04	2.9	0.29
			0.9	0.92	3	0.28
			1	0.83	3.1	0.27
			1.1	0.76	3.2	0.26
			1.2	0.69	3.3	0.25
			1.3	0.64	3.4	0.24
			1.4	0.59	3.5	0.24
			1.5	0.55	3.6	0.23
			1.6	0.52	3.7	0.22
			1.7	0.49	3.8	0.22
			1.8	0.46	3.9	0.21
			1.9	0.44	4	0.21

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**GRÁFICO 3.24** EL ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIONES MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

- ✓ Coeficiente de reducción de respuesta estructural “R”

Según lo expresado por el Msc. Ing. Patricio Placencia en la materia “Hormigón III”, EPN, cuando la relación de aspecto de la mampostería es  $h/L < 2$ , entonces el agotamiento no se dará por flexión, sino por corte, es decir, que existirá un agotamiento súbito, la estructura no tendrá la capacidad de disipar energía en el rango inelástico, ya que ésta no es dúctil, entonces el Valor de “R” para una estructura con mampostería con las características mencionadas anteriormente será de 3.5.<sup>[30]</sup>

### Corte basal

**CUADRO 3.59** DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL, MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA.

CORTE BASAL			
	CALCULADO	CORREGIDO	
Ta =	0.32	0.42	seg
l =	1.00	1.00	
Sa =	1.19	1.19	g
R =	3.50	3.50	
φp =	1.00	1.00	
φe =	0.90	0.90	
% =	37.79%	37.79%	
W =	478.76	478.76	T
V =	180.93	180.93	T

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

[30] Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Civil: “Evaluación estructural de tres sistemas constructivos de bajo costo”. Milton Santafé, EPN, 2009.

El valor del porcentaje para el corte basal se acerca al 40%, valor que se debería utilizar para sistemas con ductilidad mínima o nula, (Msc. Ing. Patricio Placencia en la materia “Hormigón III”, EPN) como es el caso del sistema Marco Losa - Columna - Mampostería de la edificación en estudio. A continuación se presenta un resumen de los valores de corte basal obtenido para los sistemas Marco Losa – Columna y Marco Losa – Columna – Mampostería.

**CUADRO 3.60** RESUMEN DE LOS VALORES DE CORTE BASAL OBTENIDO PARA LOS SISTEMAS MARCO LOSA – COLUMNA Y MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA.

Elementos	SISTEMA	
	Marco Losa - Columna	Marco-Losa-Mampostería
Z =	0.40	0.40
Fa =	1.20	1.20
Fd =	1.19	1.19
Fs =	1.28	1.28
r =	1.00	1.00
$\eta$ =	2.48	2.48
Tc (seg) =	0.70	0.70
Hn (m) =	10.55	10.55
Ct =	0.06	0.06
$\alpha$ =	0.90	0.75
Ta (seg) =	0.46	0.32
l =	1.00	1.00
Sa (g) =	1.19	1.19
R =	5.00	3.50
$\phi_p$ =	1.00	1.00
$\phi_w$ =	0.90	0.90
% =	0.26	0.38
W (T) =	478.76	478.76
V (T) =	126.65	180.93

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Como se puede observar en el cuadro anterior, existe una diferencia del 11.3% en el porcentaje del corte basal, entre los sistemas Marco Losa – Columna y Marco Losa – Columna – Mampostería, ésto se debe a la influencia del peso de la mampostería, la cual también se espera que aporte con rigidez.

### 3.2.3.2.2 Modelación

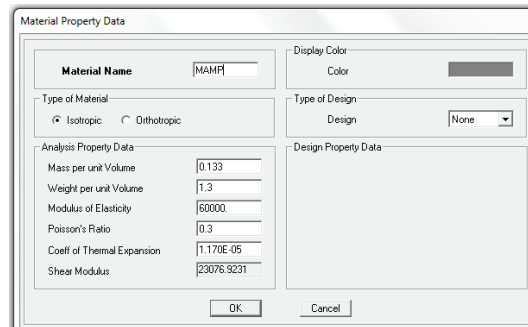
- Definición de materiales

Se procede a introducir nuevos materiales y secciones para este análisis, debido a la presencia de la mampostería, para ello se deben tomar en cuenta los



parámetros y propiedades definidas en la sección 3.1.4.2, y por consiguiente lo explicado sobre la variación de la carga muerta en la sección 3.2.3.2.1.

**FIGURA 3.65** DEFINICIÓN DEL MATERIAL PARA LA MAMPOSTERÍA, ETABS.



FUENTE: ETABS.

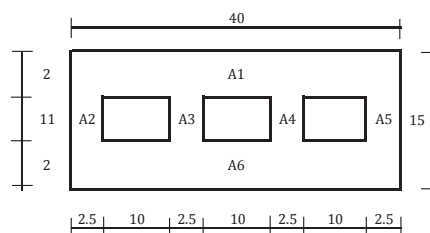
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

- Definición de secciones

Para modelar la mampostería que se desea incluir en la estructura, se debe calcular un espesor equivalente de la misma, puesto que ésta es hueca, entonces mediante una inercia equivalente se puede obtener este espesor macizo equivalente de la mampostería, el cual se va a asignarle a un elemento Shell en ETABS, con la finalidad de no alterar el peso de la mampostería.

El procedimiento de cálculo que se siguió para obtener el espesor macizo equivalente de la mampostería, es el mismo con el que se obtiene la altura equivalente maciza de una losa a partir de una losa alivianada (Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN).

**CUADRO 3.61** DETERMINACIÓN DE ANCHO MACIZO EQUIVALENTE DE LA MAMPOSTERÍA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

### CUADRO 3.61 CONTINUACIÓN

#### CALCULO DE INERCIAS

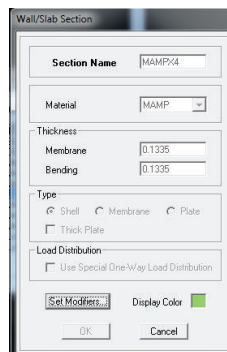
	A [cm <sup>2</sup> ]	X [cm]	Y [cm]	Ixo [cm <sup>4</sup> ]	Iyo [cm <sup>4</sup> ]	yc [cm]	xc [cm]	Ixx [cm <sup>4</sup> ]	Iyy [cm <sup>4</sup> ]
1	80	20	14.0	26.67	10666.67	6.50	0	3406.67	10666.67
2	27.5	1.25	7.5	277.29	14.32	0.00	-18.75	277.29	9682.29
3	27.5	13.75	7.5	277.292	14.323	0.00	-6.25	277.29	1088.54
4	27.5	26.25	7.5	277.29	14.32	0.00	6.25	277.29	1088.54
5	27.5	38.75	7.5	277.292	14.323	0.00	18.75	277.29	9682.29
6	80	20	1	26.667	10666.667	-6.50	0	3406.67	10666.67

$$\begin{aligned} X_{cg}(\text{cm}) &= 20 \\ Y_{cg}(\text{cm}) &= 7.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x[\text{cm}^4] &= 7922.5 \\ I_{eq} &= 13.34528 \end{aligned}$$

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**FIGURA 3.66:** DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN PARA LA MAMPOSTERÍA, ETABS.

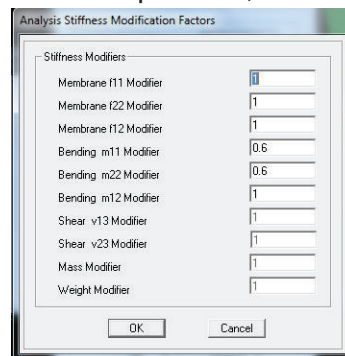


FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Es necesario agrietar los muros como se expresa en la sección 6.1.6 “Modelación estructural”, NEC\_SE\_DS, NEC 2015, en donde dice que para los muros estructurales la inercia de agrietada es de 0.6.

**FIGURA 3.67:** Agrietamiento de mampostería, ETABS.



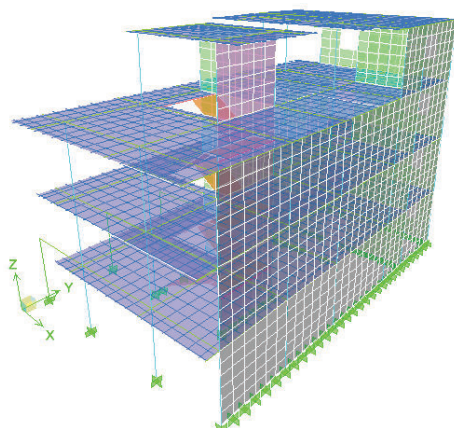
FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

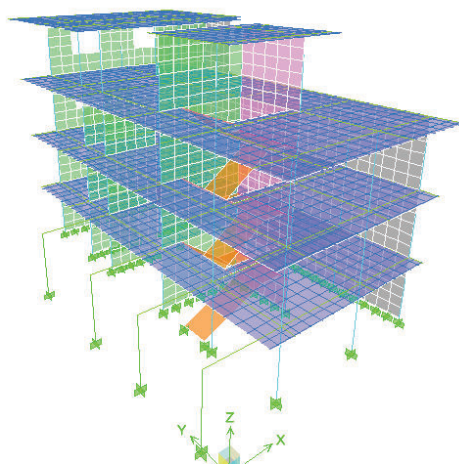
A la mampostería se le asignó como elementos “Pier”, para que trabaje como columna y con esta asignación el programa ETABS, integra las fuerzas de cada uno de los elementos de área que lo conforman y genera los diagramas de esfuerzo axial, cortante y momento<sup>[31]</sup>.

A continuación se presenta el modelo de la estructura con la mampostería en 3D, de ETABS, en diferentes vistas.

**FIGURA 3.68:** VISTA EN 3D, DE LA ESTRUCTURA (1).



**FIGURA 3.69:** VISTA EN 3D, DE LA ESTRUCTURA (2).



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

---

[31] Hernández E. 2008.

- **Comprobación de carga vertical**

Para que el modelo de la estructura realizado en el programa ETABS, se acerque a la realidad, se debe elaborar una comprobación de pesos entre los obtenidos en el programa y los calculados en Excel.

A continuación se presenta la tabla del resumen de la carga muerta de los elementos estructurales para el modelo de sistema Marco Losa – Columna – Mampostería, calculada por el programa ETABS.

**CUADRO 3.62** VALORES DE CARGA MUERTA MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA, (ETABS).

Material List By Story							
Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea	UnitWeight	NumPieces	NumStuds
STORY4	Column	FC180	7.301	73.648	0.0991	13	
STORY4	Beam	FC180	18.778	73.648	0.2550	167	0
STORY4	Wall	MAMP	9.078	73.648	0.1233		
STORY4	Floor	FC180	8.838	73.648	0.1200		
STORY3	Column	FC180	10.303	125.125	0.0823	18	
STORY3	Beam	FC180	31.028	125.125	0.2480	236	0
STORY3	Wall	MAMP	16.151	125.125	0.1291		
STORY3	Floor	FC180	15.627	125.125	0.1249		
STORY3	Ramp	FC180	2.126	125.125	0.0170		
STORY2	Column	FC180	10.303	117.983	0.0873	18	
STORY2	Beam	FC180	29.815	117.983	0.2527	233	0
STORY2	Wall	MAMP	16.151	117.983	0.1369		
STORY2	Floor	FC180	14.770	117.983	0.1252		
STORY2	Ramp	FC180	2.126	117.983	0.0180		
STORY1	Column	FC180	11.830	113.343	0.1044	22	
STORY1	Beam	FC180	29.766	113.343	0.2626	231	0
STORY1	Wall	MAMP	16.151	113.343	0.1425		
STORY1	Floor	FC180	14.213	113.343	0.1254		
STORY1	Ramp	FC180	2.464	113.343	0.0217		
SUM	Column	FC180	39.737	430.098	0.0924	71	
SUM	Beam	FC180	109.386	430.098	0.2543	867	0
SUM	Wall	MAMP	57.532	430.098	0.1338		
SUM	Floor	FC180	53.448	430.098	0.1243		
SUM	Ramp	FC180	6.717	430.098	0.0156		
TOTAL	All	All	266.819	430.098	0.6204	938	0

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Mediante el cálculo manual de la carga muerta de los elementos no estructurales, se tiene un valor de  $D_{est} = 0.51 \text{ T/m}^2$ , en cuanto a los elementos estructurales como: losas, vigas, escaleras, columnas y mampostería, se obtuvo un valor de  $D_{est} = 0.53 \text{ T/m}^2$ , el área es de  $459.06 \text{ m}^2$ , entonces se tiene una carga estructura de  $243.10 \text{ T}$ , y según el cálculo del programa ETABS se tiene un valor de  $250.67 \text{ T}$  ( $266.82 - 16.15$ , sin tomar en cuenta la carga de la mampostería de la planta baja Nv.+0.00, pues esta se distribuye en la cimentación, mas no en las losas), es decir, que se tiene un error de **3%**, lo cual es aceptable.

En cuanto a la carga viva, no varía en nada entre los sistemas Marco Losa – Columna y Marco Losa – Columna – Mampostería, por ello se mantiene lo comprobado en la sección 3.2.2.2.

### 3.2.3.23.3 Análisis estático lineal

Como se determinó en la sección 3.2.3.2.1 *Análisis de carga*, el corte basal esperado para la estructura con el sistema Marco Losa – Columna – Mampostería es de 180.93 T, es decir el 37.79% de la carga reactiva (muerta).

A continuación se presentan los valores corte, obtenidos en el programa ETABS:

**CUADRO 3.63** VALORES DE CORTE, MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA, (ETABS).

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY4	SY	Top	0.00	0.00	-46.43	-262.087	0.000	0.000
STORY4	SY	Bottom	0.00	0.00	-46.43	-262.087	120.723	0.000
STORY4	SX	Top	0.00	-46.43	0.00	504.516	0.000	0.000
STORY4	SX	Bottom	0.00	-46.43	0.00	504.516	0.000	-120.723
STORY3	SY	Top	0.00	0.00	-109.17	-632.682	120.723	0.000
STORY3	SY	Bottom	0.00	0.00	-110.81	-642.201	412.185	0.000
STORY3	SX	Top	0.00	-109.17	0.00	1032.701	0.000	-120.723
STORY3	SX	Bottom	0.00	-110.81	0.00	1042.426	0.000	-412.185
STORY2	SY	Top	0.00	0.00	-153.00	-898.313	412.185	0.000
STORY2	SY	Bottom	0.00	0.00	-154.00	-904.102	818.965	0.000
STORY2	SX	Top	0.00	-153.00	0.00	1400.847	0.000	-412.185
STORY2	SX	Bottom	0.00	-154.00	0.00	1406.760	0.000	-818.965
STORY1	SY	Top	0.00	0.00	-174.77	-1030.466	818.965	0.000
STORY1	SY	Bottom	0.00	0.00	-175.33	-1033.681	1282.848	0.000
STORY1	SX	Top	0.00	-174.77	0.00	1583.963	0.000	-818.965
STORY1	SX	Bottom	0.00	-175.33	0.00	1587.210	0.000	-1282.848

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en la tabla anterior, el valor del corte basal calculado por ETABS es de 175.33 T, es decir que comparando este valor con el calculado manualmente, se tiene un error del 3%, el cual es aceptable.

### 3.2.3.2.4 Problemas estructurales

El principal problema estructural que se presenta en este análisis es la falla en la mampostería, a continuación se determina el tipo de falla que se espera en la mampostería existente.

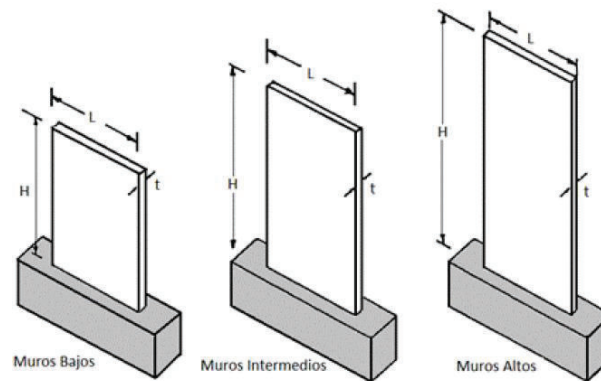
De la relación de aspecto de la mampostería depende el tipo de falla que se puede presentar en ésta, la relación de aspecto es la división entre la altura ( $h_w$ ) y la longitud ( $l_w$ ) de la mampostería, los límites impuestos para esta clasificación son los siguientes<sup>[32]</sup>:

- Muros altos:  $\frac{h_w}{l_w} \geq 5$  (3.65)

- Muros intermedios:  $2 < \frac{h_w}{l_w} < 5$  (3.66)

- Muros bajos:  $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$  (3.67)

**FIGURA 3.70 TIPOS DE MUROS.**

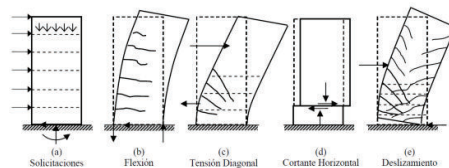


FUENTE: Blondet, Villa García, & Brzev, 2003.

**Muros altos:** el comportamiento predominante para este tipo de muros es de flexión en la base, es muy difícil que fallen por corte, su comportamiento se asemeja al de una viga en voladizo, aunque también están sometidos a cargas axiales por la gravedad<sup>[32]</sup>.

Las fallas que se producen en este tipo de muros se muestran en el siguiente gráfico:

[32] Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Civil: "Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural de un inmueble patrimonial del Distrito Metropolitano de Quito". Guido Manitio, Santiago Vásquez, EPN, 2013.

**FIGURA 3.71 FALLAS EN LOS TIPOS DE MUROS.**

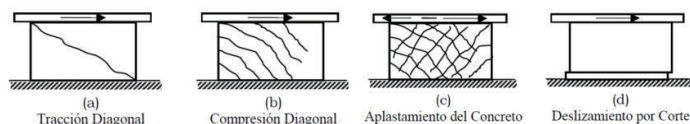
FUENTE: Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales, Ing. Jazmín Monsalve, 2005.

**Muros intermedios:** más rígidos que los muros altos y más resistentes a flexión.

**Muros bajos:** En este tipo de muros, la acción predominante viene a ser por cortante, puesto que para esta acción la resistencia y rigidez para carga laterales es muy elevada, pero una vez que falla, ésta suela ser frágil, estos muros no tienen comportamiento dúctil en flexión, debido a que tienen una resistencia a flexión tan alta que es difícil desarrollarla sin que antes falle a corte.

Los modos de falla están asociados al agrietamiento inclinado, al deslizamiento en la base u juntas de unión de los muros, por ello debido a la tracción o tensión diagonal el refuerzo horizontal se ve forzado una vez que el muro se agriete, la compresión diagonal y el aplastamiento del hormigón ocurren después de varios ciclos de carga de reversibilidad del sismo y la falla por deslizamiento ocurre cuando se degrada la capacidad a corte en el plano horizontal <sup>[33]</sup>.

Las fallas que se producen en este tipo de muros se muestran en el siguiente gráfico:

**FIGURA 3.72 FALLAS EN LOS DE MUROS BAJOS**

FUENTE: Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales, Ing. Jazmín Monsalve, 2005.

[33] Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Civil: "Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural de un inmueble patrimonial del Distrito Metropolitano de Quito". Guido Manitio, Santiago Vásquez, EPN, 2013.

Para resistir los momentos flexionantes, es suficiente colocar refuerzo vertical mínimo distribuido uniformemente, este refuerzo también ayuda a resistir el deslizamiento por cortante mediante el mecanismo de corte – fricción<sup>[34]</sup>.

Para el refuerzo a cortante es necesario colocar refuerzo horizontal para resistir parte del cortante, pero también es necesario colocar refuerzo vertical para tomar el cortante. La falla por tracción o tensión diagonal se presenta cuando el refuerzo horizontal es insuficiente para controlar la grieta, se recomienda usar la misma cuantía en ambas direcciones, puesto que si se agrieta el muro, el cortante sería resistido por los refuerzos colocados<sup>[35]</sup>.

A continuación se presenta la verificación de la relación de aspecto de la mampostería estudiada:

**CUADRO 3.64 RELACIÓN DE ASPECTO DE LA MAMPOSTERÍA ANALIZADA.**

Mamp	$h_w$ (m)	$l_w$ (m)	$h_w/l_w$	Tipo
Mamp Y2	10.55	2.95	3.58	Muro intermedio
Mamp Y3	7.95	14.7	0.54	Muro Bajo
Mamp X3	10.55	3.8	2.78	Muro intermedio
Mamp X4	7.95	2.5	3.18	Muro intermedio
Mamp X5	7.95	2.5	3.18	Muro intermedio
Mamp X5a	10.55	2.95	3.58	Muro intermedio
Mamp X6	10.55	5.75	1.83	Muro Bajo

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

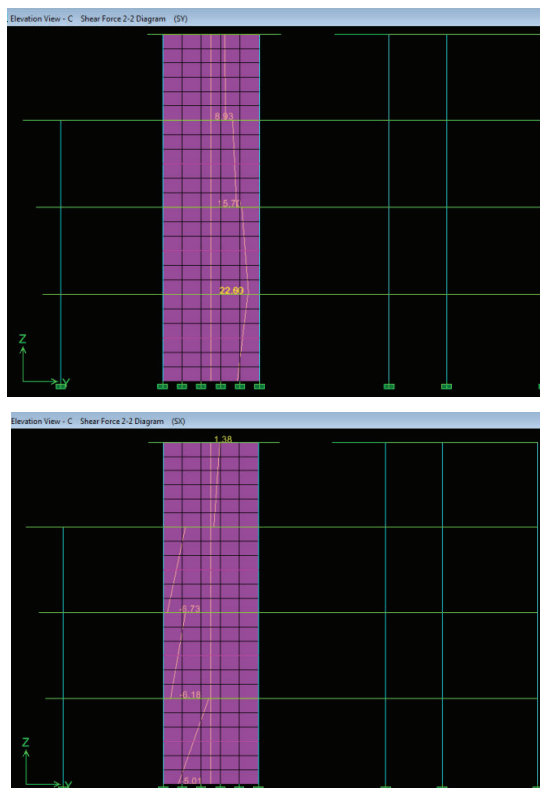
La relación de aspecto de la mampostería ( $h/L$ ) existente en la estructura estudiada, indica que existen muros bajos e intermedios, ésto significa que el agotamiento se dará principalmente por corte y no tanto por flexión, pues como se indicó anteriormente este tipo de muros son más resistentes a flexión que los muros altos, es decir, que se espera que exista un agotamiento súbito, la estructura no tendrá la capacidad de disipar energía en el rango inelástico, ya que esta no es dúctil. (Msc. Ing. Patricio Placencia en la materia “Hormigón III”, EPN). Es por ello que es indispensable realizar el chequeo de la capacidad a corte de la mampostería, para compararla con las solicitaciones del sismo.

[34] Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Civil: “Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural de un inmueble patrimonial del Distrito Metropolitano de Quito”, Guido Maníto, Santiago Vásconez, EPN, 2013. [35] Alcocer S. 1995



A continuación se presentan las solicitaciones que ocurren en los muros.

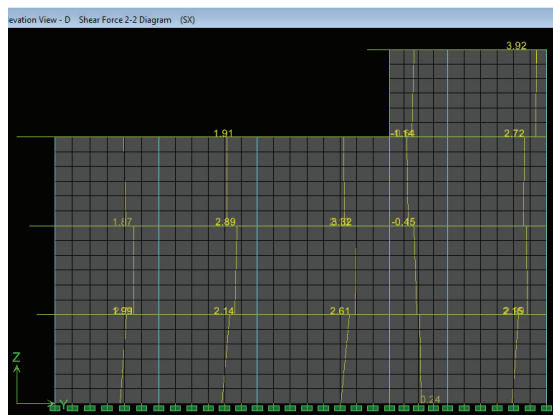
**FIGURA 3.73** SOLICITACIONES DE CORTE EN LA MAMPOSTERÍA MAMP Y2 (EJE C).



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

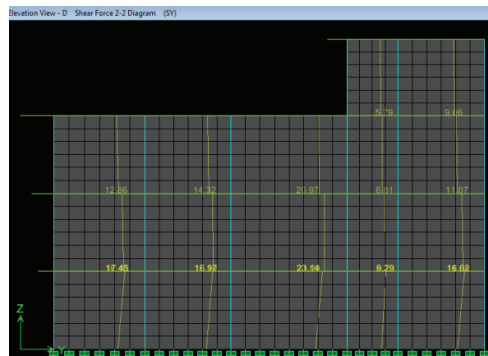
**FIGURA 3.74** Solicitaciones de corte en la mampostería Mamp Y3 (eje D).



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

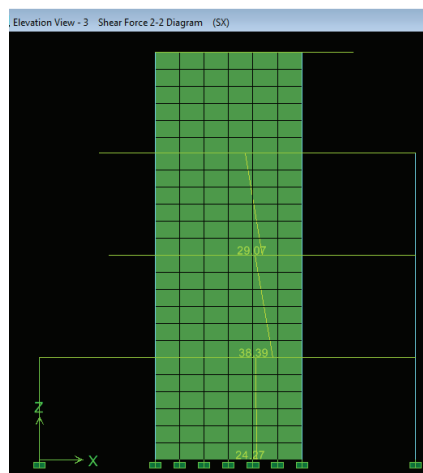
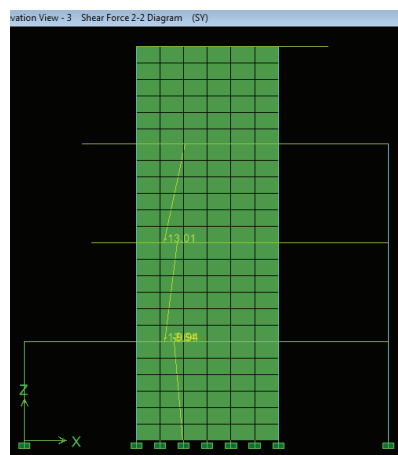
**FIGURA 3.74** CONTINUACIÓN



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

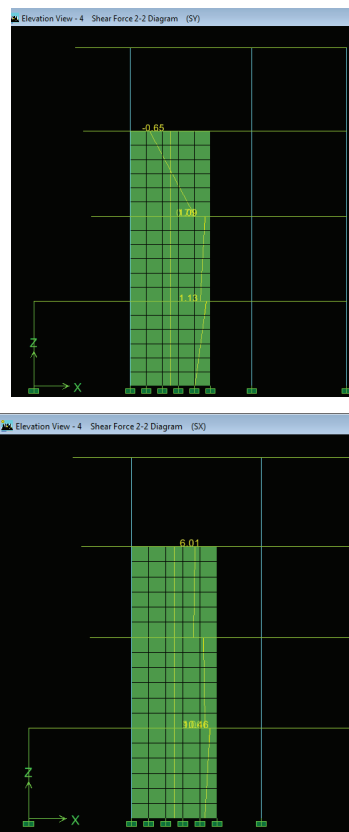
**FIGURA 3.75** SOLICITACIONES DE CORTE EN LA MAMPOSTERÍA MAMP X3 (EJE 3).



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

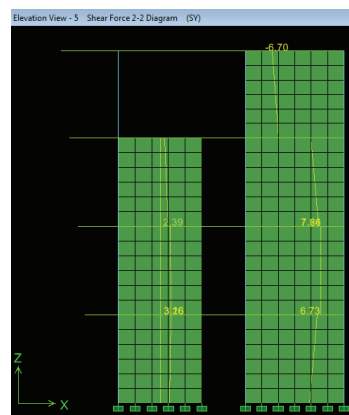
**FIGURA 3.76** SOLICITACIONES DE CORTE EN LA MAMPOSTERÍA MAMP X4 (EJE 4).



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

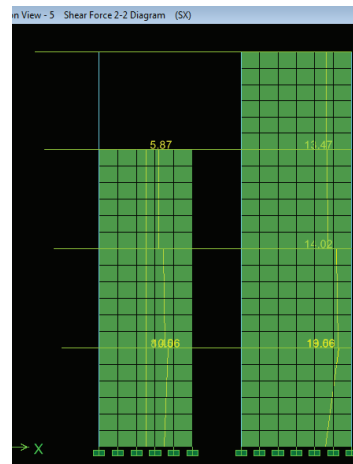
**FIGURA 3.77** SOLICITACIONES DE CORTE EN LA MAMPOSTERÍA MAMP X5, X5A (EJE 5).



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

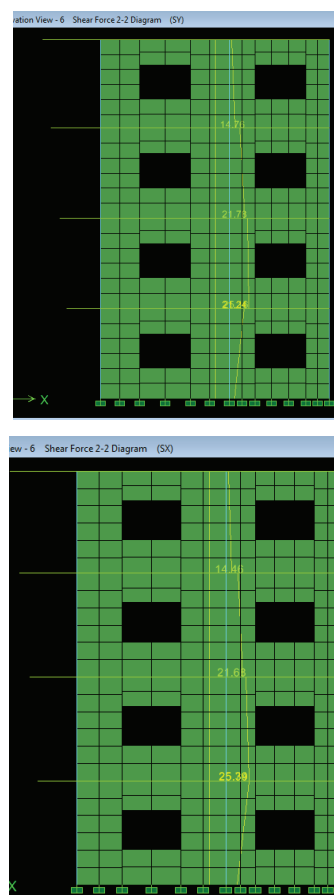
**FIGURA 3.77 CONTINUACIÓN**



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 3.78:** Solicitaciones de corte en la mampostería Mamp X6 (eje 6).



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Para la comprobación del corte, se ha tomado como guía lo estipulado en la sección 5.8.3, NEC\_SE\_MP, NEC 2015, en donde se indica lo siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.68)$$

Dónde:

$V_u$  = Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro.

$\phi$  = 0.60, coeficiente de reducción de resistencia (Sección 5.2.3, NEC\_SE\_MP, NEC 2015).

$V_n$  = Fuerza cortante resistente nominal del muro.

La fuerza cortante resistente nominal del muro está determinada por:

$$V_n = V_m + V_s \quad (3.69)$$

Dónde:

$V_m$  = Resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería.

$V_s$  = Resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por el refuerzo cortante.

En el caso de la mampostería estudiada no existe acero de refuerzo cortante, por tanto el corte nominal de la mampostería está dado solo por ésta. :

$$V_n = V_m \quad (3.70)$$

Para determinar  $V_m$ , se debe escoger entre los siguientes valores y es necesario contar el momento  $M$  que es el que ocurre simultáneamente con el corte  $V$  en la sección bajo consideración. Las fórmulas están dadas en unidades S.I.

**CUADRO 3.65 FÓRMULAS PARA DETERMINAR EL  $V_M$ .**

$\frac{M}{Vd}$	$V_m$
$\frac{M}{Vd} \leq 0.25$	$V_m = 0.20 * A_{mv} * \sqrt{f'm}$
$0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.00$	$V_m = \left[ 0.23 - 0.13 * \left( \frac{M}{Vd} \right) \right] * A_{mv} * \sqrt{f'm}$
$\frac{M}{Vd} \geq 0.25$	$V_m = 0.10 * A_{mv} * \sqrt{f'm}$

FUENTE: NEC\_SE\_MP, NEC 2015.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

$$A_{mv} = b * l_w \quad (3.71)$$

$$d = 0.80 * l_w$$

$$f'm = 15 \frac{kg}{cm^2} \text{ (sección 3.1.4.2)}$$

Dónde:

$A_{mv}$  = área neta del alma de la sección (sección 5.4.5, NEC\_SE\_MP, NEC 2015).

$b$  = ancho efectivo alma.

$l_w$  = longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde.

$d = 0.80 * l_w$ , en ausencia de análisis de compatibilidad de deformaciones.

A continuación se presentan los cálculos realizados para el chequeo del corte en la mampostería:

**CUADRO 3.66 CHEQUEO DEL CORTE EN LA MAMPOSTERÍA.**

Mamp	$h_w$ (m)	$l_w$ (m)	$b$ (m)	$A_{mv}$ (cm <sup>2</sup> )	$Vu_{sx}$ (T)	$Vu_{sy}$ (T)	$Vu$ (T)	$M_{sx}$ (T)	$M_{sy}$ (T)	$M$ (Tm)	$d$ (m)	$M/(V*d)$	$V_m$ (T)	$\Phi V_n$ (T)
Mamp Y2	10.55	2.95	0.1335	3938.25	6.73	22.60	22.60	2.49	10.57	10.57	2.36	0.20	9.75	5.85
Mamp Y3	7.95	14.70	0.1335	19624.50	9.13	82.87	82.87	4.62	28.81	28.81	11.76	0.03	48.57	29.14
Mamp X3	10.55	3.80	0.1335	5073.00	38.39	13.01	38.39	10.15	2.18	10.15	3.04	0.09	12.55	7.53
Mamp X4	7.95	2.50	0.1335	3337.50	10.46	1.13	10.46	8.73	0.96	8.73	2.00	0.42	7.26	4.36
Mamp X5	7.95	2.50	0.1335	3337.50	10.06	3.26	10.06	7.92	3.09	7.92	2.00	0.39	7.39	4.43
Mamp X5a	10.55	2.95	0.1335	3938.25	10	7.86	10.00	8.27	2.21	8.27	2.36	0.35	8.99	5.39
Mamp X6	10.55	5.75	0.1335	7676.25	25.39	21.24	25.39	5.37	6.59	5.37	4.60	0.05	19.00	11.40

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 3.67** CAPACIDAD VS SOLICITACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA.

Capacidad / Solicitación		
$\Phi V_n$	$V_u$	$V_u/\Phi V_n$
kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
1.48	5.74	3.86
1.48	4.22	2.84
1.48	7.57	5.10
1.30	3.13	2.40
1.33	3.01	2.27
1.37	2.54	1.85
1.48	3.90	2.63

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en la tabla anterior, la capacidad a corte de la mampostería existente es mucho menor a las solicitaciones que se presenta, por lo cual es necesario reforzar dicha mampostería, ya que en el estado en el que se encuentra, solo con la finalidad de relleno, ésta no será capaz de absorber los esfuerzos que se presenten en la ocurrencia de un sismo.

### 3.2.3.2.5 Modos de vibración

De la misma manera que se procedió en el primer análisis sección 3.2.3.1.5, se realiza el chequeo de los comportamientos dinámicos predominantes de la estructura con paredes.

**CUADRO 3.68** MODOS DE VIBRACIÓN MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA.

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	0.59	12.92	32.17	35.46
2	0.42	65.55	14.95	1.89
3	0.33	1.04	17.06	36.43
4	0.26	1.97	20.24	10.62
5	0.24	2.73	3.00	1.16
6	0.16	0.08	2.23	6.20
7	0.15	4.69	2.80	0.65
8	0.14	5.02	0.27	0.001
9	0.11	1.52	1.88	3.11
10	0.10	0.03	1.16	0.90
11	0.10	0.01	1.56	0.05
12	0.09	2.22	0.62	0.98

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como en el primer análisis y por los resultados obtenidos, se define que el comportamiento dinámico predominante en el primer modo vibratorio es la torsión, el segundo modo vibratorio es traslación y el tercer modo es rotación, cabe mencionar que a pesar de tener en el primer modo vibratorio una notable torsión, la inclusión de las paredes (no estructurales) ayudo a que la estructura tenga un mejor comportamiento dinámico como se observa en los resultados.

Lo anteriormente mencionado no quiere decir que la estructura este bien, pues ésto se debe corregir con el posterior reforzamiento de la misma, ya que con estos resultados también se puede decir que, el edificio es más flexible a torsión, lo cual es perjudicial para la estructura.

### 3.2.3.2.6 Control de derivas

Las derivas se chequean mediante lo estipulado en las secciones 4.2.2 y 6.3.9, NEC\_SE\_DS, NEC 2015 de la misma manera que en el primer análisis, con la diferencia que, la “Deriva de piso máxima horizontal inelástico, expresada como fracción de la altura del piso ( $\Delta_M$ )” no debe ser mayor a 0.01 para estructuras de mampostería.

Los desplazamientos de la estructura obtenidos por la aplicación de las fuerzas laterales de sismo ( $\Delta_E$ ), se presentan en la siguiente tabla:

**CUADRO 3.69** DERIVAS POR SISMO EN X, MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA.

R =		3.5								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	$\Delta_m$	
STORY4	Max Drift X	SX	1014	3.2	4.25	10.55	0.004667		0.012	
STORY4	Max Drift Y	SX	469	1.8	11.15	10.55		0.002646	0.007	
STORY3	Max Drift X	SX	898-1	9.75	1.15	5.742	0.005172		0.0136	
STORY3	Max Drift Y	SX	472	1.8	1.15	7.95		0.001216	0.003	
STORY2	Max Drift X	SX	649	3	0.95	5.3	0.005297		0.0139	
STORY2	Max Drift Y	SX	467	2	1.15	5.3		0.001327	0.003	
STORY1	Max Drift X	SX	898	9.75	1.15	2.65	0.003686		0.010	
STORY1	Max Drift Y	SX	364	0	4.25	2.65		0.000581	0.002	

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.



### CUADRO 3.70 DERIVAS POR SISMO EN Y, MARCO LOSA – COLUMNA – MAMPOSTERÍA.

R =		3.5								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Δm	
STORY4	Max Drift X	SY	749	6.8	9.5	10.55	0.003277		0.009	
STORY4	Max Drift Y	SY	469	1.8	11.15	10.55		0.007484	0.020	
STORY3	Max Drift X	SY	898-1	9.75	1.15	5.742	0.003798		0.0100	
STORY3	Max Drift Y	SY	355-1	3	7.2	5.742		0.004745	0.012	
STORY2	Max Drift X	SY	649	3	0.95	5.3	0.003908		0.0103	
STORY2	Max Drift Y	SY	467	2	1.15	5.3		0.005306	0.014	
STORY1	Max Drift X	SY	898	9.75	1.15	2.65	0.002583		0.007	
STORY1	Max Drift Y	SY	349	3	15.85	2.65		0.00365	0.010	

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Cómo se puede observar en los cuadros 3.69 y 3.70, las derivas máximas inelásticas de piso de la estructura actual con mampostería, para el sismo en X presentan una mejoría al compararlas con el sistema Marco - Losa – Columna, pero para el sismo en Y, la máxima deriva se ha incrementado al compararla con el anterior sistema. Cabe mencionar que para los dos sentidos (X, Y), las derivas tienen valores superiores al permitido.

#### 3.2.4 OBSERVACIÓN DE SINTOMAS

Es importante realizar una inspección visual de toda la estructura en estudio y de esta manera poder identificar y encontrar posibles síntomas, que puedan dar señales de que podría existir algún tipo de problema estructural en la vivienda.

Claramente se puede observar en las siguientes fotografías, que en su mayoría presentan fisuras tanto en mampostería como en losas.

#### FOTOGRAFÍA 3.9 FISURAS EN MAMPOSTERÍA.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

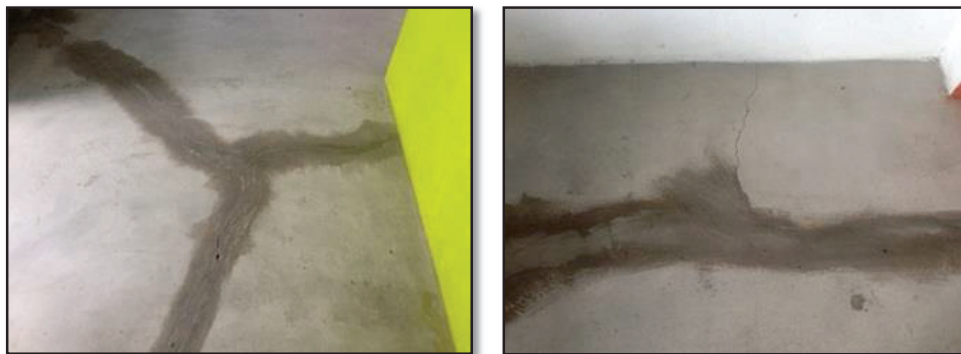
**FOTOGRAFÍA 3.9 CONTINUACIÓN**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Visiblemente se puede observar en las fotografías que una parte de mampostería tiene fisuras principalmente por concentración de esfuerzos <sup>[36]</sup>.

**FOTOGRAFÍA 3.10 FISURAS EN MAMPOSTERÍA.**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

**FOTOGRAFÍA 3.11 FISURAS EN LOSA.**

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

---

[36] Msc. Ing. Felix Vaca, "Diseño en Madera y Mampostería", EPN.

### FOTOGRAFÍA 3.11 CONTINUACIÓN



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Las fisuras quizás más considerables son las que presenta la losa del nivel N+5.30 como se observa en las fotografías, esto puede ser a causa de falta de acero de retracción lo que provoca grietas debido a cambios de temperatura y retracción del hormigón, o a su vez puede ser causa de asentamientos diferenciales que puede tener una estructura, cabe mencionar que este no es el caso, porque no se ha evidenciado la existencia de fisuras diagonales en la mampostería, además de que la mayoría de paredes no presenta ningún tipo de fisuras.

### 3.2.5 DIAGNOSTICO FINAL

Se presenta un resumen del diagnóstico estructural del edificio, mismo que ha sido desarrollado anteriormente.

#### 3.2.5.1 Patologías.

A continuación se describen las patologías existentes en la estructura, basándose en las descritas en la sección 1.1.3.2.

**Piso blando:** esta patología no está presente en la estructura estudiada, pues no existen cambios abruptos de rigidez debido a las disposición de paredes, ya que

se trata de un edificio de departamentos muy similares en su distribución arquitectónica.

**Columna corta:** esta patología no está presente en la estructura, porque la mampostería por lo general cubre toda la altura de la columna, esto representa una ventaja para la estructura.

**Geometría:** la distribución geométrica en planta es regular y no registra ningún tipo de patología. En elevación si se presenta una patología, es la tipo 3: irregularidad geométrica, razón por la cual la estructura recibe un castigo para el cálculo del período de la estructura. (Sección 5.2, NEC\_SE\_DS, NEC 2015).

**Continuidad:** las columnas y vigas son continuas a lo largo de todo el edificio, el problema está en la continuidad de la mampostería sobre el eje B, pues el área de las losas se incrementa en cada piso y la mampostería presenta cambios en su ubicación conforme la losa se incrementa.

### 3.2.5.2 Sistema Marco – Losa – Columna

A continuación se describen los problemas estructurales identificados en el edificio, basándose en lo desarrollado en la sección 3.2.3.1.

**Serviciabilidad de la losa:** según los cálculos realizados el mínimo peralte que la losa necesita, según sus dimensiones es de 8.85 cm, el edificio tiene losas alivianadas de 20 cm de peralte con alivianamientos de 40 – 10- 40, la altura maciza equivalente de esta losa alivianada es de 14.50 cm, entonces por motivo de serviciabilidad la losa no presenta inconvenientes.

**Vigas banda:** estas vigas tienen una sección transversal de 30 x 20 cm (peralte igual al de la losa), con un acero de refuerzo longitudinal de 6 varillas de 12 mm y acero de refuerzo transversal de 1 est de 8 mm @ 10/20 cm.

En la NEC\_SE\_HM, NEC 2015, sección 5.7, dice que las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 25 cm, eso quiere decir, que la losa también tendría que ser de 25cm de peralte, lo cual no se cumple.

En cuanto al acero de refuerzo longitudinal de las vigas banda, con los cálculos realizados para las vigas del eje C en el Nv. +2.65, se determinó que este se encuentra dentro de los límites (máximo y mínimo) permitidos según el código ACI 318, para una viga banda de las características que se presentan en esta edificación.

Al realizar la verificación del acero de refuerzo existente en las vigas banda, para determinar si es suficiente o no para absorber los esfuerzos producidos por las solicitaciones que se presentan en la estructura, se encontró que la cuantía de acero de refuerzo en las vigas banda es insuficiente, pues la cuantía máxima permitida es de aproximadamente 1% de la sección transversal de la viga y en la mayoría de vanos la cuantía de acero requerida es casi el doble de lo permitido.

Entonces las solicitaciones que se presentan en la estructura no pueden ser cubiertas con acero de refuerzo longitudinal, pues necesitan una mayor sección, específicamente un mayor peralte de viga, con esto se puede ratificar que un diseño con vigas banda no tiene un funcionamiento sismorresistente, por lo que sería conveniente realizar los diseños estructurales utilizando vigas descolgadas.

Se realizó también una verificación del acero de refuerzo transversal (estribos), a pesar de que el acero de refuerzo longitudinal es insuficiente, por lo que el cálculo no representa la realidad del caso. Como resultado de este análisis se tiene que dentro de la longitud  $2h$  (40cm) no se cumple con el acero necesario y tampoco en el resto de la longitud, pues se tiene un espaciamiento de 10 y 20 cm, que es mayor al máximo permitido  $d/4$  y  $d/2$ , respectivamente.

**Columnas:** estos elementos tienen una sección transversal de 30 x 30 cm, un acero de refuerzo longitudinal de 6 varillas de 14 mm y un acero de refuerzo transversal de 1 est de 8 mm @ 10/20cm.

Al analizar el acero de refuerzo longitudinal de las columnas, se observa que la cuantía de dicho acero está dentro de los límites (máximo y mínimo) permitidos por la ACI 318 y que dependen de la sección de la columna, aunque hay que notar que está muy cerca del límite inferior.

Aparte de la revisión anterior, es necesario realizar la verificación de la capacidad a flexión de las columnas (dada por el acero longitudinal), con la curva de interacción biaxial de estas, mediante un programa desarrollado por los ingenieros Aguilar Gerardo y Lumbi Edgar, durante la realización de su proyecto de titulación. Se realizó este análisis para una columna interna y otra externa, las cuales están sobre el eje C, como resultado de este se obtuvo que, para carga vertical las columnas tienen la capacidad a flexión necesaria, pero en ningún caso en el cual se involucra el sismo, la capacidad a flexión de las columnas (interna y externa) es suficiente, pues el radio de interacción (demanda/capacidad) determinado en el ETABS y manualmente, está en un rango de 200% y 300% la capacidad a flexión existente en la columna.

Inclusive para el caso de la columna interna en el cual se cumple la solicitud de carga vertical, ésta está en un rango en donde no se garantiza la ductilidad de la columna, pues la misma tendrá un agotamiento por compresión de un bloque no dúctil, ya que el punto de las solicitudes está por encima del punto balanceado,  $P_b$  (Msc. Ing. Patricio Placencia, asignatura “Hormigón III”, EPN).

Para el caso de la columna externa en el cual se cumple la solicitud de carga vertical, ésta está en un rango en donde se garantiza la ductilidad de la columna, pues la misma tendrá un agotamiento por flexión, en donde primero fluirá el acero, ya que su punto de solicitudes está por debajo del punto balanceado,  $P_b$  (Msc. Ing. Patricio Placencia, asignatura “Hormigón III”, EPN).

En conclusión aunque el acero de refuerzo longitudinal de las columnas esté dentro de los límites de cuantía permitidos por el ACI 318, el mismo es insuficiente para absorber los esfuerzos que se producen en presencia del sismo.

Se realizó además la revisión del acero de refuerzo transversal para las mismas columnas y se obtuvo que para el pie y la cabeza no se cumple con la cuantía de acero requerida, lo mismo para la longitud media de la columna.

**Chequeo de conexión losa – columna, punzonamiento:** este chequeo es muy necesario realizarlo en este tipo de estructuras de losas con vigas banda, pues el punzonamiento es el principal problema que se presenta en este tipo de estructuras, este se realizó en una conexión interna y en una externa, considerando las mismas columnas que fueron analizadas anteriormente.

Para la transferencia del momento por flexión, la conexión interna tiene la capacidad de absorber solo un 38% del total de esfuerzos producidos y la conexión externa un 74%.

En cuanto al punzonamiento, los esfuerzos de corte producidos por las solicitaciones de carga vertical, son absorbidos por el hormigón del área crítica sin problema y sin la ayuda del acero de refuerzo, esto para las dos conexiones (interna y externa).

En el análisis de las solicitaciones por sismo (por cálculo), es decir para los esfuerzos que se presentan durante la ocurrencia de un sismo, se determinó que, ninguna de las dos conexiones estudiadas tiene la capacidad de absorber los esfuerzos de corte producidos, solo con el hormigón del área crítica, por lo que es necesario calcular la contribución del acero de refuerzo transversal (estribos), luego de realizar el cálculo de la contribución de dicho acero y al compararlo con el existente, se determinó que para la conexión interna es suficiente con la cuantía existente, pero para la conexión externa no es suficiente.

En las solicitaciones por sismo (por capacidad), es decir, para los esfuerzos que se presentan por la presencia del acero de refuerzo longitudinal que existe en las vigas, se obtuvo que el hormigón de la sección crítica, si es capaz de soportar los esfuerzos de corte producidos para el caso de la conexión interna, pero este cálculo no es real, pues la viga no cumple con la cuantía de acero longitudinal

necesario, para cubrir los momentos que se producen, como se demostró en la sección 3.2.3.1.3.

Para el caso de la conexión externa, se tiene que el hormigón de la sección crítica no soporta por si solo los esfuerzos, por lo cual se necesita la contribución del acero transversal, pero como se demostró en el cálculo de las sollicitaciones por sismo (por cálculo), el acero transversal existente no es suficiente.

La ubicación de la rótula plástica se espera que se produzca en los extremos de las vigas, para no comprometer la serviciabilidad de la estructura y para esto es necesario que la capacidad a flexión de las columnas sea 1.2 veces mayor a la capacidad a flexión de las vigas (Msc. Ing. Patricio Placencia, "DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA", 1999), tanto para la conexión interna como externa, según los cálculos realizados se obtuvo que, lo dicho anteriormente si se cumple, eso significa que las rótulas plásticas si se van a formar en los extremos de las vigas junto a las columnas, que sería lo ideal, pero esto se da porque, las vigas tienen menor acero longitudinal al necesario y por ende una menor capacidad a flexión de la requerida, entonces si la viga tuviese la cuantía de acero necesaria, subiría su capacidad a flexión y probablemente ésta sea mayor que la capacidad a flexión de las columnas y no se formaría la rótula plástica.

**Chequeo del esfuerzo admisible, cimentación:** este análisis se lo realizó introduciendo en el modelo (ETABS), resortes (con rigidez representativa del esfuerzo admisible del suelo) a la cimentación, además de incluir las cadenas de amarre y el hormigón ciclópeo, con la finalidad de que las acciones de corte y momento disminuyan en la cimentación, como se señaló anteriormente en la sección 3.2.3.1.3.

Como resultado de este chequeo se obtuvo que, para cargas verticales de servicio (CV + CM) y de la misma manera al incluir el sismo tanto en X como en Y (CV+CM+Sx, CV+CM+Sy), las deformaciones producidas en el suelo están dentro



de la máxima permitida (0.008 m para cargas de servicio y 0.010 m para cargas de servicio incluido el sismo).

**Modos de vibración:** mediante el análisis lineal de la estructura, se determinó que el comportamiento dinámico predominante en el primer modo vibratorio es la torsión y en el segundo y tercer modo es traslación.

Esto es perjudicial para una estructura, porque quiere decir que, el edificio es más flexible a torsión, lo cual provocaría muchos daños en la estructura, (Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración estructurales”, EPN).

**Control de derivas:** según lo expresado en el capítulo NEC\_SE\_DS, NEC 2015, la “Deriva de piso máxima horizontal inelástico, expresada como fracción de la altura del piso ( $\Delta_M$ )” no debe ser mayor a 0.02 para estructuras de hormigón armado, este es el caso del análisis Marco Losa – Columna, con un  $R = 5$ , el cual está calculado en la sección 3.2.2.3.

Pero en esta estructura estudiada no se cumple con lo antes dicho, pues se presentan valores de  $\Delta_M$ , mucho mayores a 0.02, tanto para el sismo en sentido X, como para el sentido Y, presentándose los mayores valores en la losa Nv. + 5.30, con valores 0.061 (sismo X) y 0.040 (sismo en Y).

### **3.2.5.3 Sistema Marco losa – Columna – Mampostería.**

A continuación se describen los problemas estructurales identificados en el edificio con el análisis de sistema Marco Losa – Columna – Mampostería, basándose en lo desarrollado en la sección 3.2.3.1.

Con la contribución de la mampostería en la estructura, las solicitaciones bajan, y probablemente el acero de refuerzo longitudinal y transversal existente en elementos como columnas, vigas, conexión losa – columna, sea suficiente para cubrir dichas solicitaciones, pero no se puede asegurar que las solicitaciones en

realidad bajen, pues al modelar la mampostería como Wall, el programa ETABS, toma a estas como que estuviesen conectadas de manera adecuada a la estructura y en realidad no es así, actualmente se tiene mampostería solo de relleno, es por ello que se ha decidido no considerar la aportación de la mampostería hasta que ésta no tenga un diseño adecuado de reforzamiento y que la modelación sea cercana a la realidad, lo cual se busca realizar en este proyecto de titulación.

**Modos de vibración:** tal como se señala en la sección 3.2.3.2.5, el comportamiento dinámico predominante en el primer modo vibratorio es la torsión, en el segundo es traslación y en el tercer modo es torsión.

Como ya se señaló anteriormente este comportamiento es perjudicial para una estructura, porque quiere decir que, el edificio es más flexible a torsión lo cual provocaría muchos daños en la estructura, pero en comparación con el sistema Marco – Columna, la masa modal en el primer modo (torsión) ha disminuido en aproximadamente 30%, ésto se puede deber a la distribución geométrica de mampostería, otro cambio notable en los comportamientos se produce en el tercer modo, pues en el sistema Marco – Losa, se produjo traslación en sentido X y en el sistema Marco Losa – Mampostería se produce torsión, condición esperada al momento de realizar un diseño sismorresistente de una estructura.

**Control de derivas:** según lo expresado en el capítulo NEC\_SE\_DS, NEC 2015, la “Deriva de piso máxima horizontal inelástica, expresada como fracción de la altura del piso ( $\Delta_M$ )” no debe ser mayor a 0.01 para estructuras de hormigón armado con mampostería, este es el caso del análisis Marco – Losa – Columna, con un  $R = 3.5$ , el cual está calculado en la sección 3.2.3.2.1.

Pero en esta estructura estudiada no se cumple con lo antes dicho, como se señala en la sección 3.2.3.2.6, pues se presentan valores de  $\Delta_M$ , mucho mayores a 0.01, tanto para el sismo en sentido X, como para el sentido Y, presentándose los mayores valores en la losa Nv. + 5.30, con valores 0.0139 (sismo X) y en la losa Nv.+10.55 con un valor de 0.020 (sismo en Y).

La mampostería ayuda a controlar las derivas, pues cuando se aplica el sismo en X, estas han mejorado notablemente en este sentido, en comparación al sistema Marco Losa – Columna, ya que en este último sistema la deriva máxima en sentido X, supera en 305% al límite establecido y en el sistema Marco Losa – Columna – Mampostería, la deriva máxima supera en 39% a la máxima permitida. En cuanto a la aplicación del sismo en Y, al verificar las derivas en este sentido, la deriva se mantiene con la misma relación de superación a la máxima permitida, es decir, que tanto para el caso del sistema Marco Losa – Columna y para el el sistema Marco Losa – Columna – Mampostería, la deriva máxima supera al límite establecido en 200%.

**Mampostería:** la mampostería seleccionada para estudiar en este análisis es la confinada por las columnas, y es solo de relleno (arquitectónica), es decir que no es reforzada y se ha realizado la revisión de la capacidad a corte de dicha mampostería, ya que se espera que ésta tenga una falla por corte, porque presenta una relación de aspecto de muro bajo e intermedio. Con los cálculos realizados se determinó que, la capacidad a corte de la mampostería es máximo de 1.48 kg/cm<sup>2</sup> y la máxima solicitud de corte que se presenta es de 7.57 kg/cm<sup>2</sup>, esto significa que esta mampostería no tiene la capacidad de absorber los esfuerzo por corte, por ello debe ser reforzada.

Con todo lo expuesto anteriormente se puede concluir que, la estructura tiene capacidad para cubrir solicitaciones por carga vertical, mas no solicitaciones de sismo, lo cual significa que la vivienda es vulnerable ante eventos sísmicos y debe ser reforzada, para que se convierta en una estructura sismorresistente, salvaguardando así la vida sus habitantes.

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
DE DEPARTAMENTOS DE 4 PLANTAS UBICADO EN EL SECTOR  
QUITUMBE, CIUDAD DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

**TOMO II**

**LUIS FELIPE BORJA ESCOBAR**

**feli\_be1006kche@hotmail.com**

**MARÍA JOSÉ TORRES TAMAYO**

**majotorrest@hotmail.com**

**DIRECTOR: ING.MSC. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE**

**patohpla@hotmail.com**

**Quito, Octubre 2015**

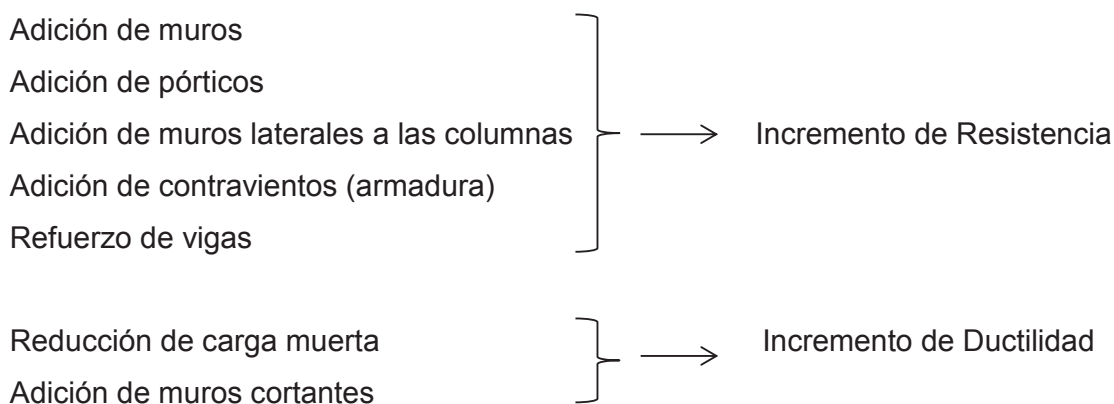
## CAPÍTULO 4

### REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE CUATRO PLANTAS

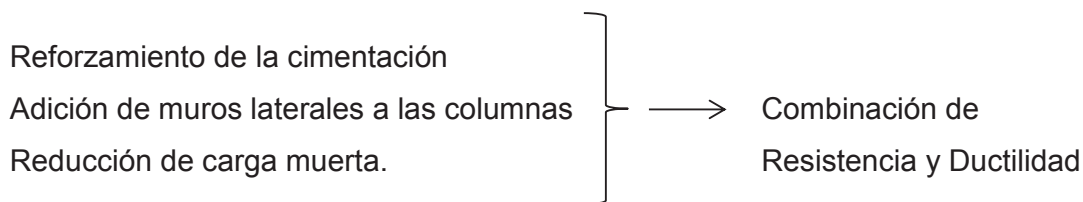
#### 4.1 ESTUDIO DE DOS ALTERNATIVAS FACTIBLES PARA EL REFORZAMIENTO.

En este capítulo se procede a dar solución a los problemas detallados en el diagnóstico de la estructura actual, mediante el diseño de dos reforzamientos estructurales, los cuales deben ayudar a que la edificación tenga un comportamiento sismorresistente, pues en las condiciones actuales, la estructura no lo posee.

Es por eso que se ha investigado diferentes tipos de reforzamiento que puedan garantizar la seguridad de sus ocupantes durante un sismo, teniendo como resultado la siguiente clasificación <sup>[37]</sup>:



[37] "1 Semana de la Ingeniería y la Construcción", Ing. Fernando Rey Valdivia Toledo, Colegio de Ingenieros del Perú.



Otros tipos de reforzamiento son: enchapado de mampostería no estructural, encamisado de columnas y revestimiento de elementos estructurales con fibras de carbono.

Todos los reforzamientos mencionados dan sismorresistencia a la estructura, en este estudio se desarrollará el reforzamiento estructural mediante: el enchapado de mampostería no estructural, sistema planteado y desarrollado por el Msc. Ing. Patricio Placencia, para rigidizar la edificación (proporcionarle a la estructura la propiedad de oponerse a las deformaciones o capacidad de soportar cargas o tensiones, sin deformarse o desplazarse excesivamente)<sup>[38]</sup> y el encamisado de columnas, por ser considerado por la mayoría de profesionales, como la primera opción de reforzamiento en una estructura, sin conocer bien su funcionamiento.

#### **4.1.1 ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO 1, ENCHAPADO DE MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL**

Un enchapado de mampostería consiste en forrar la mampostería existente con malla electrosoldada, conectarla con la estructura, anclarla y recubrirla con mortero, su principal función es rigidizar la estructura y disminuir cargas en los pórticos que tienen poca resistencia, para actuar como un muro estructural o de corte y poder resistir fuerzas laterales y verticales.

Es importante que las mamposterías a reforzar tengan una ubicación estratégica (lo más alejadas posible y que sus líneas de acción no coincidan) y simétrica en planta y en elevación, para tener una estructura lo más rígida posible.

---

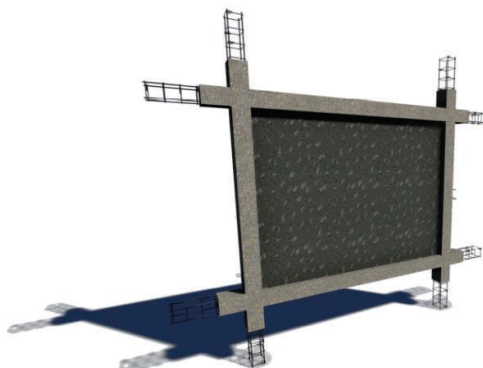
[38] "Resistencia Vs. Rigidez", Civilgeek.com, Ingeniería y Construcción

#### 4.1.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ENCHAPADO

Una vez seleccionadas las mamposterías a reforzar, se procede a enchapar mediante el siguiente procedimiento constructivo, el mismo que ha sido tomado según lo especificado en los proyectos de titulación: “Investigación teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo”, Lenin Fernández y Patricio Paredes, EPN, 2010 y criterios impartidos por el Ing. Msc. Patricio Placencia:

- ❖ Se debe tener en lo posible una superficie libre de pintura, estuco y de cualquier otro material que pueda interferir, en el correcto pegado del mortero con la malla electrosoldada y la mampostería, una vez realizado lo anteriormente mencionado, con la ayuda de cualquier herramienta menor, ya sea un cincel, punta de acero, espátula y un martillo, se procede a picar el enlucido vertical, hasta obtener una superficie rugosa, con la finalidad de que el mortero del enchapado se adhiera al enlucido existente de la mampostería.

**FIGURA 4.1** PICADO DEL ENLUCIDO.



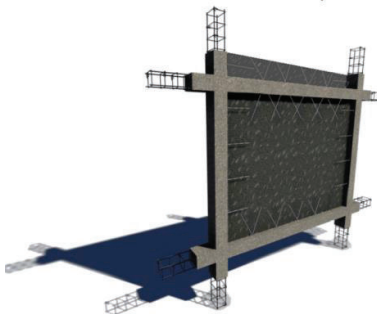
FUENTE: Proyecto de Titulación “Diagnóstico y Propuesta de Reforzamiento Estructurales de una Edificación Representativa en el Barrio Atucucho, de Quito”, Gerardo Aguilar y Edgar Lumbi, EPN, 2014.

- ❖ Se procede a colocar conectores a lo largo, ancho y en todos los lados que rodean la mampostería. Para los que van en dirección vertical, es decir, los que van en las columnas, se procede a realizar orificios con la ayuda de un taladro y una broca de 1/2” de diámetro y a una profundidad de 20 cm,

estas perforaciones deben estar paralelas al plano de la mampostería y a una separación de 30 cm entre ellos. Para los conectores que van en la losa, se procede de la misma manera que se mencionó anteriormente, con la particularidad que los orificios deben tener una inclinación de  $45^\circ$  y la profundidad de los mismos debe ser tal que se traspase toda la losa, para colocar una sola varilla que conecte dos mamposterías de diferentes niveles, es importante mencionar que la inclinación de los orificios, es con la finalidad de que los conectores estén en la misma dirección del cortante, que se produce entre la mampostería y la losa, de esta manera se trata de contrarrestar los efectos del mismo, además de contar con mayor área en cada conector para contrarrestar la fuerza transversal de corte. Los conectores a utilizar son varillas corrugadas de 10 mm de diámetro y de longitud tal que, se sobrepase 50 cm de cada cara tanto de columnas como de losas, de tal manera que se pueda sujetar la malla electrosoldada que posteriormente deberá ser colocada.

- ❖ Para anclar las varillas en los orificios hechos con el taladro, se procede a utilizar un aditivo epóxico para anclajes, el mismo que se deberá introducir en los orificios, con la ayuda de una pistola inyectora y llenando los mismos con una cantidad suficiente, según las especificaciones del fabricante, se deberá limpiar el excedente de epóxico.

#### **FIGURA 4.2 COLOCACIÓN DE CONECTORES.**



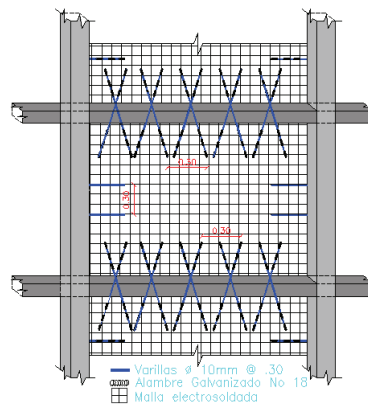
FUENTE: Proyecto de Titulación “Diagnóstico y Propuesta de Reforzamiento Estructurales de una Edificación Representativa en el Barrio Atucucho, de Quito”, Gerardo Aguilar y Edgar Lumbi, EPN, 2014. Criterio impartido por el Ing. Msc. Patricio Placencia.

EDITADO POR: Borja Felipe y Torres María José.



- ❖ Una vez terminado el procedimiento anterior, se procede a poner la malla electrosoldada, la misma que deberá ser colocada y centrada debajo de los conectores, de tal manera que la malla quede a una distancia céntrica, entre la cara de la mampostería y la cara exterior del enchapado, esto a su vez depende del espesor del enchape que se vaya a colocar, con la finalidad de que la malla quede embebida en el mortero que posteriormente deberá ser colocado, además se debe colocar la malla electrosoldada alrededor de las columnas (para ayudar a éstas a absorber los esfuerzos axiales que se presentan y formar una conexión monolítica), la malla se debe amarrar con los conectores, utilizando alambre galvanizado No 18.
- ❖ Es importante mencionar que las mallas electrosoldadas tienen medidas estandarizadas, que cubren una área de 15 m<sup>2</sup>, para lo cual, si se llega a tener una mampostería a enchapar que sobrepase esa área, se deberá tomar en cuenta los traslapes mínimos necesarios, según lo estipulado en el ACI-318-08 capítulo 12, sección 12.7, 12.8, 12.18 y 12.19, por tal razón el traslape que se ha optado en este proyecto específicamente, es de 20 cm, cabe mencionar que a este traslape también se lo debe amarrar con el mismo alambre galvanizado No. 18.

**FIGURA 4.3** COLOCADO DE LA MALLA ELECTROSOLDADA.



FUENTE: Ing. Msc. Patricio Placencia

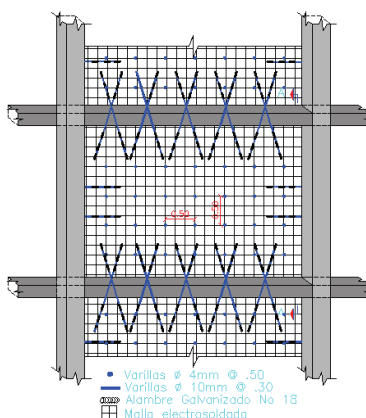
ELABORADO POR: Borja Felipe y Torres María José.

- ❖ A continuación se procede a colocar grapas para confinar la malla con la mampostería, mediante una varilla corrugada de 4 mm de diámetro, para

ello se procede a realizar con un taladro un orificio que traspase la mampostería, utilizando una broca de 3/16", con lo cual se tendrá un orificio un tanto mayor que el diámetro de la varilla, a su vez esta tendrá una longitud tal que sobresalga 5 cm a cada lado de la mampostería.

- ❖ La ubicación ideal de las varillas descritas anteriormente, debe ser en el lugar donde se producen las mayores compresiones, esto quiere decir que se deben ubicar en las diagonales de la mampostería, a una separación de 50 cm unas de otras, en forma intercalada en el sentido de la diagonal, de tal manera que la distribución de las varillas debe seguir una secuencia en zigzag, pero también es válido por facilidad constructiva colocar las grapas a una separación horizontal y vertical de 50 cm, tal como se muestra la figura 4.4
- ❖ A la vez que son colocadas las varillas una por una, se procede a rellenar los orificios y aberturas, con una mezcla entre cascajo y mortero, que tendrá una proporción de 1:3 (1 saco de cemento y tres carretillas de arena). Posteriormente a esperar un tiempo prudencial hasta que esta mezcla de relleno se endurezca, se procede a doblar el excedente de varilla de 5 cm, que queda a cada lado de las mamposterías a ser reforzadas, con la finalidad de que las varillas formen un gancho y a la vez el mismo sujete a la malla electrosoldada, en conjunto con el enchape de hormigón.

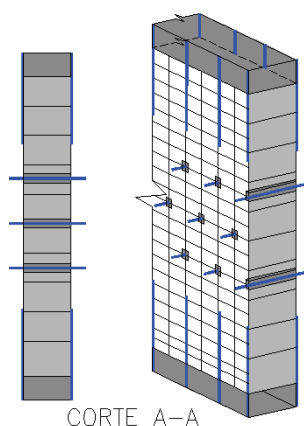
**FIGURA 4.4** ESQUEMA DE MAMPOSTERÍA CON CONECTORES Y GRAPAS.



FUENTE: Ing. Msc. Patricio Placencia

ELABORADO POR: Borja Felipe y Torres María José.

**FIGURA 4.5** VISTA PERFIL DE LA MAMPOSTERÍA CON CONECTORES Y GRAPAS.



FUENTE: Ing. Msc. Patricio Placencia  
ELABORADO POR: Borja Felipe y Torres María José.

**FOTOGRAFÍA 4.1** ESQUEMA DEL DOBLEZ DE LA VARILLA DE 4MM PARA FORMAR UN GANCHO.

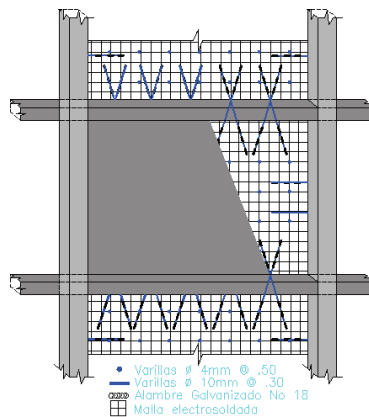


FUENTE: Proyecto de Titulación “Investigación teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo”, Lenin Fernández y Patricio Paredes, EPN, 2010. Criterio impartido por el Ing. Msc. Patricio Placencia.

- ❖ Se debe cubrir el enlucido existente con un aditivo epóxico que facilite la rápida adhesión de este con el mortero nuevo.
- ❖ Finalmente como último procedimiento, se realiza un mortero en una proporción de 1:3 (1 saco de cemento y tres carretillas de arena), para posteriormente ser lanzado con la ayuda de una pala cuadrada, hacia la mampostería con la malla que previamente fueron cubiertas con el aditivo epóxico, de tal manera de obtener una primera capa de 1 a 2 cm. Inmediatamente se procede a colocar la segunda capa hasta el espesor

deseado del enchapado. Es importante mencionar que se deberá utilizar una herramienta menor conformada por: un codal, vailejo y una paleta de madera, para igualar la superficie y lograr un espesor uniforme, de acuerdo a las plomadas establecidas.

**FIGURA 4.6** PROCESO DE LANZADO DEL MORTERO PARA CULMINAR EL ENCHAPE.



FUENTE: Ing. Msc. Patricio Placencia

ELABORADO POR: Borja Felipe y Torres María José.

### 4.1.3 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES A UTILIZARSE EN EL ENCHAPADO DE LA MAMPOSTERÍA.

Los materiales que se van a utilizar en el enchapado de la mampostería son: mortero, malla electrosoldada, conectores y grapas, a continuación se presenta la descripción de las características de cada uno de los materiales:

#### 4.1.3.1 Mampostería

La existente está conformada de bloque artesanal y es solo de relleno. Las características de la mampostería de relleno existente están definidas en la sección 3.1.4.2 y son las siguientes:

**CUADRO 4.1** CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA.

NOMBRE	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Peso específico	$\gamma_m =$	1.3	T/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión	$f'_m =$	15	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad	$E_m =$	$400 \cdot f'_m$	Kg/cm <sup>2</sup>
		6000	Kg/cm <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Según la norma INEN los bloques huecos de hormigón se pueden clasificar de acuerdo a su uso<sup>[39]</sup>:

**CUADRO 4.2** CLASIFICACIÓN DE LOS BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN.

TIPO	USO
A	Paredes exteriores de carga sin revestimiento
B	Paredes exteriores de carga con revestimiento Paredes interiores de carga con o sin revestimiento
C	Paredes divisorias exteriores sin revestimiento
D	Paredes divisorias exteriores con revestimiento Paredes divisorias interiores con o sin revestimiento
E	Losas alivianadas de hormigón armado

FUENTE: Norma NTE INEN 0638:93, numeral 4.1, 1993.

La mampostería de relleno existente solo tiene la función de dividir espacios, entonces la misma corresponde a la clasificación D, lo ideal sería estar en la clasificación B, en donde se cuenta con paredes de carga.

De acuerdo a la clasificación anterior, la norma INEN también establece la resistencia mínima a compresión que cada tipo de mampostería (bloques huecos de hormigón) debe tener, en la siguiente tabla se establecen esos valores:

**CUADRO 4.3** RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN DE LOS BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN.

TIPO	RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN EN MPA (a los 28 días)
A	6
B	4
C	3
D	2.5
E	2

FUENTE: Norma NTE INEN 0643:93, 1993.

[39] Proyecto de titulación: "Investigación teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo", Lenin Fernández y Patricio Paredes, EPN, 2010

Para la mampostería de tipo D, se necesita por lo menos 25 Kg/cm<sup>2</sup>, pero como el bloque existente en la estructura, es artesanal de Latacunga y como se estableció anteriormente la resistencia a compresión aproximada de estos bloques es de  $f'm = 15 \text{ kg/cm}^2$ , es por eso que para realizar los cálculos pertinentes se ha decidido ser conservadores y no tomar en cuenta la resistencia a corte de la mampostería de relleno existente, sino solo contar con la resistencia a corte generada por el enchapado de la mampostería.

#### 4.1.3.2 Mortero.

Utilizado para recubrimiento de la mampostería.

Espesor (e) = variable.

$$f'c = 180 \text{ kg/cm}^2 \text{ [40]}$$

$$Yha = 2.4 \text{ T/m}^3 \text{ [40]}$$

#### CUADRO 4.4 CARACTERÍSTICAS DEL MORTERO DE ENCHAPE.

NOMBRE	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDADES
Peso específico	Yha =	2.4	T/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión	f'c =	180	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad <sup>[40]</sup>	Eh =	$12500 \cdot (f'c)^{0.5}$	Kg/cm <sup>2</sup>
		167705.10	Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de poisson	μ =	0.2	
Módulo de corte	Gh =	$\frac{E}{2(1 + \mu)}$	Kg/cm <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

#### 4.1.3.3 Malla electrosoldada.

Utilizada como acero de refuerzo para forrar a la mampostería.

$$f_y = 5000 \text{ [41]} \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 807692.31 \text{ [41]} \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Área} = 15 \text{ m}^2 \text{ [42]} (6.25 \times 2.40).$$

[40] Msc. Ing. Patricio Placencia. [41] Diagnóstico y Propuesta de Reforzamiento Estructurales de una Edificación Representativa en el Barrio Atucucho, de Quito", Gerardo Aguilar y Edgar Lumbi, EPN, 2014. [42] "Catálogo de productos – Reforzamiento de hormigón, Mallas electrosoldadas Armex tradicionales", Idealalambrec

#### 4.1.3.4 Conectores.

Utilizados para conectar la mampostería y estructura (vigas banda y columnas).

$\Phi$  10 mm @ 30 cm <sup>[43]</sup>

$Y_{ac} = 7.8 \text{ T/m}^3$  <sup>[44]</sup>

$L = 50 \text{ cm}$  <sup>[45]</sup>

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (sección 3.1.4.3)

#### 4.2.3.5 Grapas.

Utilizadas para confinar la malla electrosoldada, sujetando la misma con la mampostería y evitar que ésta se abra, debido a la compresión.

$\Phi$  4 mm <sup>[45]</sup> @ 50 cm <sup>[43]</sup>

$Y_{ac} = 7.8 \text{ T/m}^3$  <sup>[44]</sup>

$L = 40 \text{ cm}$  (5 cm sobrepasado del enlucido existente)

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (sección 3.1.4.3)

#### 4.1.4 MAMPOSTERÍA A SER REFORZADA (A ENCHAPARSE)

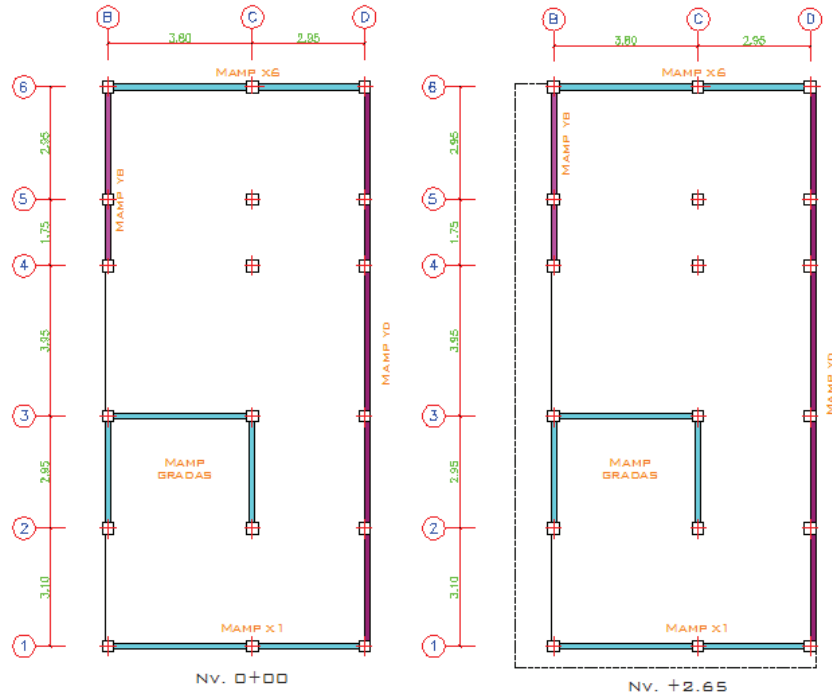
La mampostería seleccionada para enchapar consta de 4 muros en el eje Y y 3 muros en el eje X. Con la distribución de la mampostería enchapada que se propone, se busca alivianar la carga que reciben los elementos estructurales como vigas banda y columnas, pues la mampostería enchapada absorbe parte de ésta, además se busca corregir el comportamiento dinámico del edificio, pues se ha propuesto principalmente enchapar mampostería en las fachadas, consiguiendo así que se tenga un gran brazo entre éstas y sus líneas de acción no coincidan, para que presenten rigidez a torsión, Msc. Ing. Patricio Placencia,

---

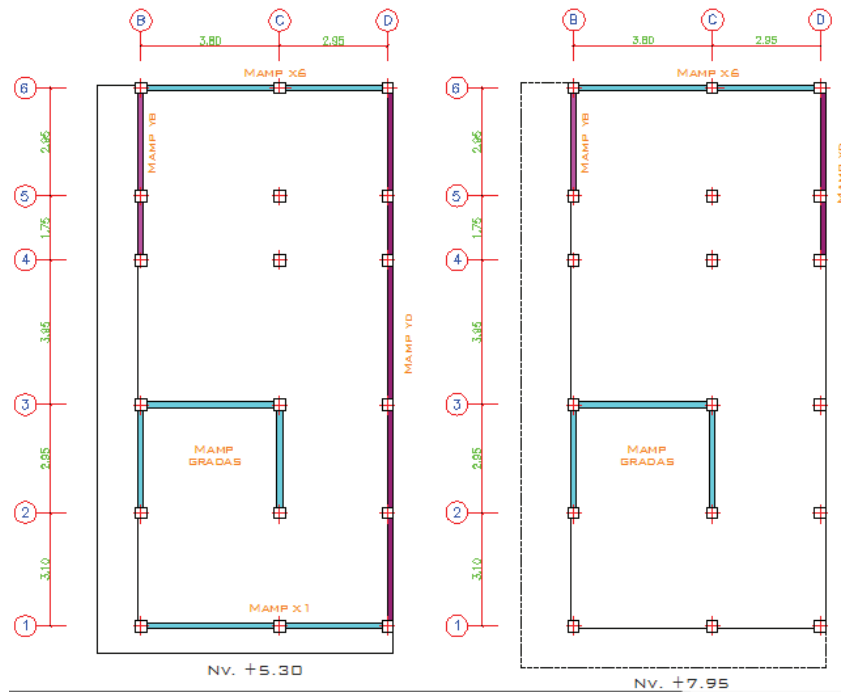
[43] Diagnóstico y Propuesta de Reforzamiento Estructurales de una Edificación Representativa en el Barrio Atucucho, de Quito", Gerardo Aguilar y Edgar Lumbi, EPN, 2014. [44] "Apuntes Estructuras de acero I", Ing. Jorge Vintimilla, EPN. [45] Proyecto de titulación: "Investigación teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo", Lenin Fernández y Patricio Paredes, EPN, 2010.

“Hormigón III”, EPN.

**FIGURA 4.7 PLANTA NV. + 0.00 Y NV. + 2.65.**



**FIGURA 4.8 PLANTA NV. + 5.30 Y NV. + 7.95.**

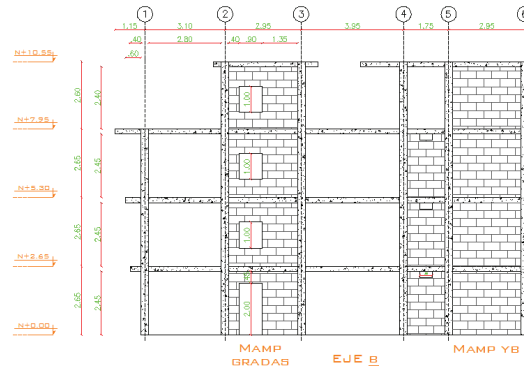


ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

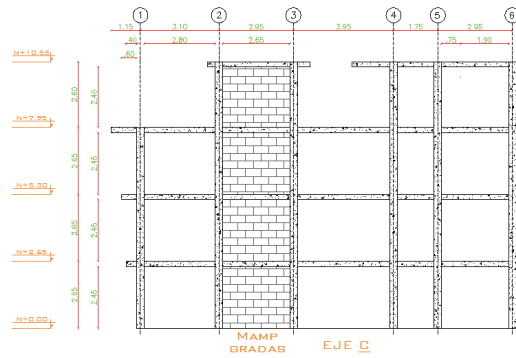


A continuación se presenta en las siguientes figuras la mampostería a enchaparse en elevación.

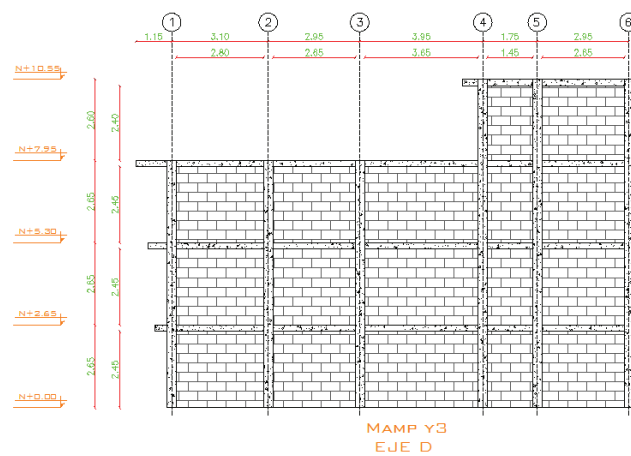
**FIGURA 4.9 MAMPOSTERÍA ENCHAPADA EJE B.**



**FIGURA 4.10 MAMPOSTERÍA ENCHAPADA EJE C.**



**FIGURA 4.11 MAMPOSTERÍA ENCHAPADA EJE D.**



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

FIGURA 4.12 MAMPOSTERÍA ENCHAPADA EJE 1.

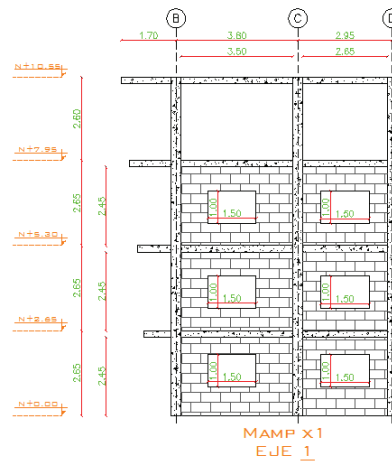


FIGURA 4.13 MAMPOSTERÍA ENCHAPADA EJE 3.

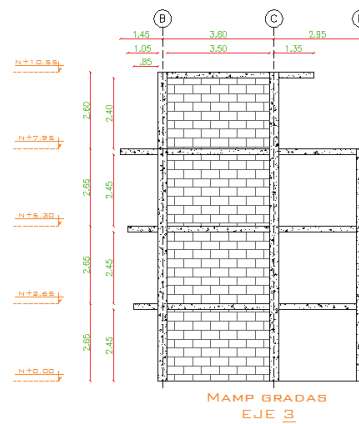
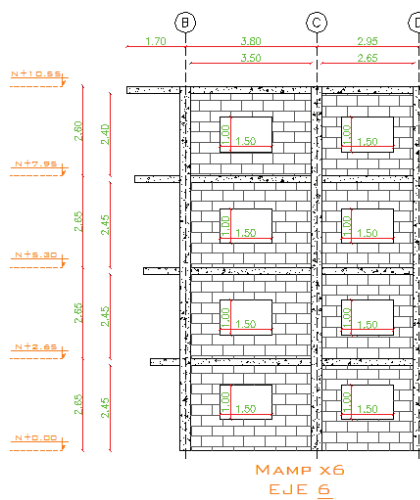


FIGURA 4.14 MAMPOSTERÍA ENCHAPADA EJE 6.



ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Las características (basadas en su relación de aspecto,  $h/L$ ) de la mampostería enchapada son las siguientes:

**CUADRO 4.5** RELACIÓN DE ASPECTO DE MAMPOSTERÍA (H/L).

Mamp	$h_w$	$l_w$	$h_w/l_w$	Tipo
	(m)	(m)		
Mamp YB	10.55	4.7	2.24	Muro intermedio
Mamp YD	10.55	14.7	0.72	Muro Bajo
Mamp X1	7.95	6.75	1.18	Muro Bajo
Mamp Grad	10.55	3.8	2.78	Muro intermedio
Mamp X6	10.55	6.75	1.56	Muro Bajo

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar se tienen 3 muros bajos, para estos se tienen que realizar principalmente el análisis de la resistencia a corte, pues como se mencionó anteriormente en la sección 3.2.3.2.3, se espera que en este tipo de muro se dé la falla por corte, antes de desarrollar su capacidad a flexión, ya que son muy rígidos, además se tiene 2 muros intermedios, para este tipo de muro aparte de realizar el análisis de la resistencia a corte, se debe realizar el análisis de la resistencia a flexión, pues aunque son más rígidos que los muros altos, se pueden evidenciar fallas por flexión.

#### 4.1.4.1. Análisis de carga.

##### 4.1.4.1.1 Carga vertical.

Para el cálculo de la nueva carga vertical de la estructura, se debe modificar solo la carga muerta, la carga viva se mantiene constante como en la sección 3.2.2.2. La carga muerta del sistema Marco Losa – Columna, ya se modificó en los porcentajes de carga muerta estructural y no estructural, para el análisis del sistema Marco Losa – Columna – Mampostería, tal como se señala en la sección 3.2.3.2.1, pero el valor total de la carga muerta no se afectó, esa se mantuvo, es decir, que para el cálculo del corte basal la carga reactiva se mantuvo.

Para el análisis de la estructura con la mampostería Enchapada, la mampostería que antes se tomó como peso estructural en el análisis Marco Losa – Columna – Mampostería, volverá a ser parte del peso no estructural, pues como se señaló en la sección 4.1.3.1, la mampostería existente, por ser de bloque artesanal y no cumplir con la resistencia a compresión mínima establecida por la norma INEN, no va a ser considerada su contribución a la resistencia de corte del muro enchapado, entonces ahora lo que se debe hacer es calcular la carga del enchape (espesor variable), la cual incluye mortero, malla electrosoldada, conectores y grapas, además se debe incrementar la carga de la mampostería que se propone construir, así como también disminuir la carga de la mampostería que se propone derrocar junto con su enlucido y esta carga sumarle al carga muerta de la estructura original.

**CUADRO 4.6 CARGA DE MAMPOSTERÍA (CAMBIOS ARQUITECTÓNICOS).**

Original			Alternativa 1		
Ym =	1.3	T/m <sup>3</sup>	Ym =	1.3	T/m <sup>3</sup>
Nv. +2.65	24.46	m <sup>3</sup>	Nv. +2.65	1.44	m <sup>3</sup>
Nv. +5.30	26.20	m <sup>3</sup>	Nv. +5.30	1.29	m <sup>3</sup>
Nv. +7.95	16.28	m <sup>3</sup>	Nv. +7.95	-0.44	m <sup>3</sup>
Nv. +10.55 (A)	3.65	m <sup>3</sup>	Vol total=	2.3	m <sup>3</sup>
Vol total=	70.6	m <sup>3</sup>	W mamp =	3.0	T
W mamp/m2 =	91.8	T	W mamp/m2 =	0.01	T/m <sup>2</sup>
W total/m2 =	0.20	T/m <sup>2</sup>	W total/m2 =	0.21	T/m <sup>2</sup>
			W total =	94.8	T

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como resultado total (incrementa – disminuye) de los cambios arquitectónicos de mampostería propuestos en esta alternativa, se tiene que se incrementa 3 T, equivalentes a 0.01 T/m<sup>2</sup>, pues se propone derrocar mampostería que no está entre columnas y construir mampostería entre columnas.

**CUADRO 4.7 ENLUCIDO, ALTERNATIVA 1.**

Ymt =	2.2	T/m3
Nv. +2.65	29.09	m2
Nv. +5.30	31.05	m2
Nv. +7.95	10.22	m2
Área total =	70.35	m2
Espesor =	0.02	m
Vol =	1.41	m3
W enlucido=	3.10	T
W enlucido/m2=	0.01	T/m2

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Se tiene que el enlucido disminuye en 3.10 T equivalentes a 0.01 T/m<sup>2</sup>, esto se debe a la propuesta de derrocar mampostería y la mampostería nueva que se propone construir, no va a tener enlucido, sino solo enchapado, por ello el enlucido no se incrementa y solo disminuye.

Para el cálculo de la carga del enchapado se consideró como peso específico valor del peso específico del hormigón armado, es decir, 2.4 T/m<sup>2</sup>, por recomendación del Msc. Ing. Patricio Placencia, pues la suma de los elementos que conforman el enchape, le da la características de hormigón armado al mismo.

#### CUADRO 4.8 Cálculo de la carga del enchapado.

Ym =	2.4	T/m <sup>3</sup>
Nv. +2.65	6.55	m <sup>3</sup>
Nv. +5.30	6.55	m <sup>3</sup>
Nv. +7.95	4.21	m <sup>3</sup>
Vol total=	17.3	m <sup>3</sup>
W enchape =	41.55	T
W enchap/m2 =	0.09	T/m <sup>2</sup>

Elaborado por: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Se ha determinado que la carga del enchape es de 41.55 T, equivalente a 0.09 T/m<sup>2</sup>, esto representa el 20% de la carga muerta original de los elementos estructurales.

A continuación se presenta el cálculo de la carga muerta final de la estructura, incluyendo la carga del enchapado, de la nueva mampostería y disminuyendo la carga del enlucido anteriormente señalado.

#### CUADRO 4.9 CARGA MUERTA.

				Alternativa 1			
Carga original (Marco Losa - Columna)	W losas+vigas/m2 =	0.35	T/m2	Mampostería (No est)	W mamp/m2 =	0.01	T/m2
	W col/m2=	0.09	T/m2		W mamp =	3.0	T
	Wesc/m2 =	0.01	T/m2	Enlucido (No est)	W enlucido/m2 =	-0.01	T
	Wd elementos est=	0.4528	T/m2		W enlucido =	-3.10	T
	Wd elementos no est=	0.59	T/m2	Enchape (Est)	Wd enchapado =	0.09	T/m2
	Área total=	459.06	m2		W enchapado =	41.55	T
	W elementos est=	207.88	T		Wd elementos est/m2 =	0.54	T/m2
	W elementos no est=	270.88	T		Wd elementos no est/m2 =	0.59	T/m2
	WD =	478.76	T		W elementos est =	249.43	T
					W elementos no est =	270.78	T
				WD Final (Alt 1)=	520.20	T	

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en la cuadro 4.9, la carga del enchape es de 41.55 T, por lo tanto la carga muerta del sistema Marco Losa – Columna – Mampostería Enchapada es de 520.20 T.

#### 4.1.4.1.2 Carga sísmica

Se requiere determinar el valor del corte basal para este sistema, tomando en cuenta las condiciones estructurales que este presenta.

Los factores necesarios para calcular el corte basal, se mantienen constantes los valores determinados para el sistema Marco Losa – Columna – Mampostería (descritos en la sección 3.2.3.2.1.), entonces el porcentaje del corte basal se mantiene constante y la única variación necesaria se realiza en el valor de la carga reactiva, pues como se explicó en la determinación de la carga vertical, se debe incluir la carga del reforzamiento (enchapado) y considerar los cambios arquitectónicos propuestos.

#### CUADRO 4.10 CARGA SÍSMICA ENCHAPADO.

CORTE BASAL			
	CALCULADO	CORREGIDO	
Ta =	0.32	0.42	seg
I =	1.00	1.00	
Sa =	1.19	1.19	g
R =	3.50	3.50	
$\phi_p$ =	1.00	1.00	
$\phi_e$ =	0.90	0.90	
% =	37.79%	<b>37.79%</b>	
W =	520.20	520.20	T
V =	196.59	<b>196.59</b>	T

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

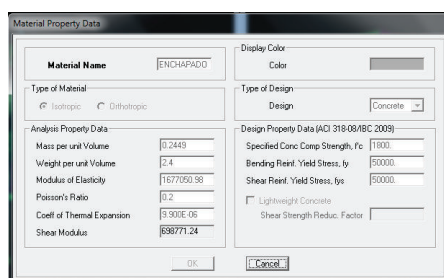
#### 4.1.4.2. Modelación de la estructura reforzada.

La descripción de los materiales a utilizarse en el enchapado de paredes está en la sección 4.1.3.

#### 4.1.4.2.1 Definición de materiales.

En la modelación del reforzamiento solo se va a considerar el enchapado, mas no la mampostería, este enchapado incluye el refuerzo de acero (malla electrosoldada), conectores y grapas, para ello se ha considerado el peso específico del hormigón armado.

**FIGURA 4.15** DEFINICIÓN DEL MATERIAL DE ENCHAPADO.



FUENTE: ETABS.

#### 4.1.4.2.2 Definición de secciones.

La sección del enchapado puede tener un espesor variable, a continuación se presenta un ejemplo de la sección del enchapado y se la puede definir de la siguiente manera para el modelado en el programa ETABS<sup>[46]</sup>:

Tipo = Shell

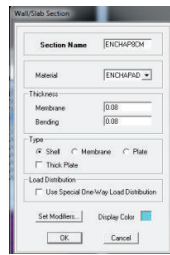
Membrana = 0.10 m (5cm en cada cara de la mampostería).

Bending = 0.10 m (5cm en cada cara de la mampostería).

Al modelar con tipo Shell al enchapado, se le da la característica de muro estructural, es por esta razón que no se va a modelar la malla electrosoldada en la sección del enchapado.

[46] Proyecto de titulación: "Investigación teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo", Lenin Fernández y Patricio Paredes, EPN, 2010.

**FIGURA 4.16** DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN DE ENCHAPADO DE LA MAMPOSTERÍA.



FUENTE: ETABS.

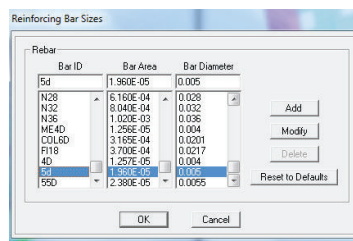
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

#### 4.1.4.2.3 Definición de secciones pier.

Se debe discretizar en secciones pequeñas (para evitar distorsiones en los esfuerzos absorbidos) y definir y asignar como “Piers” a cada mampostería enchapada como se hizo anteriormente en el análisis Marco Losa – Columna – Mampostería, tal como se señala en el Proyecto de titulación: “Investigación teórico Experimental de un Sistema Estructural Alternativo”, Lenin Fernández y Patricio Paredes, EPN, 2010, Para realizar la verificación de la flexocompresión en las mamposterías enchapadas.

Para definir una sección pier, es necesario antes definir los aceros de refuerzo (de la malla electrosoldadas) con el que fue diseñado en: *options > preferences > reinforcement bar sizes > bar ID > bar Área > bar Diameter > ok.*

**FIGURA 4.17** DEFINICIÓN DE ACERO DE REFUERZO



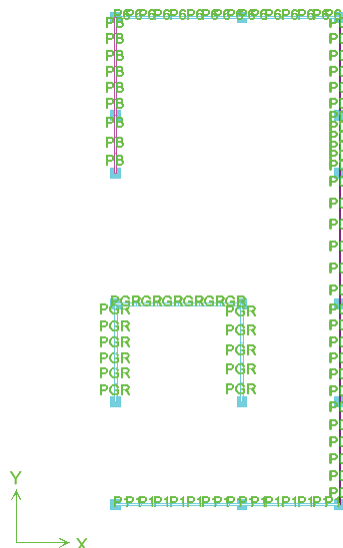
FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.



Una vez definidos los aceros de refuerzos con los cuales se diseñaron las mamposterías enchapadas, se debe asignar como piers a las mamposterías, incluyendo sus cabezales (columnas).

**FIGURA 4.18** ASIGNACIÓN DE CARACTERÍSTICA “PIERS”.

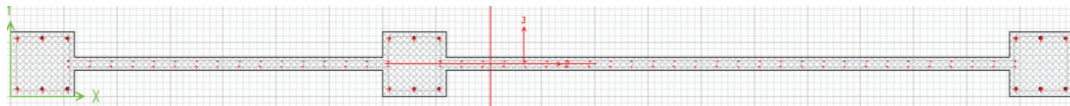


FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Se debe definir las secciones piers con su armado de acero de refuerzo en: *design > shear wall design > define pier sections for checking > características > dibujo > ok*.

**FIGURA 4.19:** Definición de “Piers”.

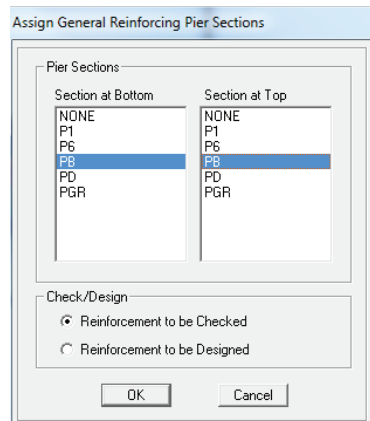


FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Una vez definidas las secciones piers con su armado de acero de refuerzo, se debe asignar estas secciones en: *design > shear wall design > assign pier sections for checking > general reinforcing pier sections > escoger el pier (sección superior e inferior) > reinforcement to be checking > ok*.

**FIGURA 4.20:** Asignación de secciones “Piers”, para ser chequeados.

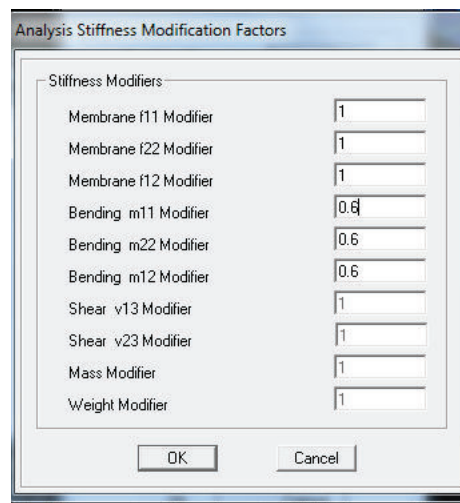


FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Es necesario agrietar las mamposterías enchapadas como se expresa en la sección 6.1.6 “Modelación estructural”, NEC – SE – DS, NEC 2015, en donde dice que para los muros estructurales la inercia de agrietada es de 0.6.

**FIGURA 4.21:** Agrietamiento de mampostería enchapada.



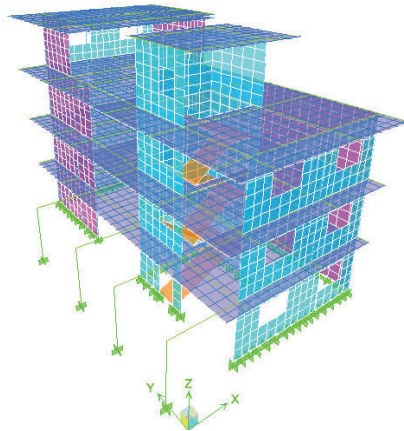
FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

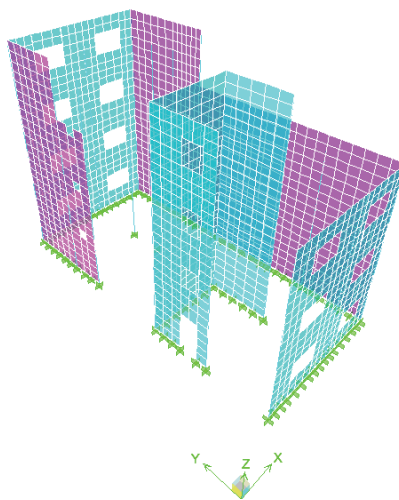
Una vez concluido con el procedimiento descrito se puede analizar el modelo y luego las secciones piers.

A continuación se presentan figuras con la modelación de la alternativa 1.

**FIGURA 4.22:** Modelo Alternativa 1, (ETABS).



**FIGURA 4.23:** Modelo Alternativa 1 (B), (ETABS).



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

#### 4.1.4.3. Análisis estático lineal.

##### 4.1.4.3.1 Comprobación de carga vertical muerta.

A continuación se presentan los valores obtenidos por carga muerta en el programa ETABS, para los elementos estructurales.

**CUADRO 4.11:** Carga muerta de elementos estructurales, alternativa 1 (ETABS).

Material List By Story								
	Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea	UnitWeight	NumPieces	NumStuds
▶	STORY4	Column	FC210	7.301	73.648	0.0991	13	
	STORY4	Beam	FC210	18.778	73.648	0.2550	167	0
	STORY4	Wall	ENCHAPADO	9.741	73.648	0.1323		
	STORY4	Floor	FC210	8.838	73.648	0.1200		
	STORY3	Column	FC210	10.303	125.125	0.0823	18	
	STORY3	Beam	FC210	31.028	125.125	0.2480	236	0
	STORY3	Wall	ENCHAPADO	15.981	125.125	0.1277		
	STORY3	Floor	FC210	15.627	125.125	0.1249		
	STORY3	Ramp	FC210	2.126	125.125	0.0170		
	STORY2	Column	FC210	10.303	117.983	0.0873	18	
	STORY2	Beam	FC210	29.815	117.983	0.2527	233	0
	STORY2	Wall	ENCHAPADO	15.981	117.983	0.1355		
	STORY2	Floor	FC210	14.770	117.983	0.1252		
	STORY2	Ramp	FC210	2.126	117.983	0.0180		
	STORY1	Column	FC210	11.830	113.343	0.1044	22	
	STORY1	Beam	FC210	29.766	113.343	0.2626	231	0
	STORY1	Wall	ENCHAPADO	15.808	113.343	0.1395		
	STORY1	Floor	FC210	14.213	113.343	0.1254		
	STORY1	Ramp	FC210	2.464	113.343	0.0217		
	SUM	Column	FC210	39.737	430.098	0.0924	71	
	SUM	Beam	FC210	109.386	430.098	0.2543	867	0
	SUM	Wall	ENCHAPADO	57.510	430.098	0.1337		
	SUM	Floor	FC210	53.448	430.098	0.1243		
	SUM	Ramp	FC210	6.717	430.098	0.0156		
	TOTAL	All	All	266.798	430.098	0.6203	938	0

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se señaló en la sección 4.1.4.1.1, en el cálculo manual de la carga muerta de los elementos no estructurales, se tiene un valor de  $D_{est} = 0.59 \text{ T/m}^2$ , en cuanto a los elementos estructurales como: losas, vigas, escaleras, columnas y mampostería, se obtuvo un valor de  $D_{est} = 0.54 \text{ T/m}^2$ , el área es de  $459.06 \text{ m}^2$ , entonces se tiene una carga estructura de 249.43 T y según el cálculo del programa ETABS se tiene un valor de 250.99 T ( $266.80 - 15.81$ , sin tomar en cuenta la carga de la mampostería enchapada de la planta baja Nv.+0.00, pues esta se distribuye en la cimentación, mas no en las losas), es decir, que se tiene un error de 0.1 %, lo cual es aceptable.

#### 4.1.4.3.2 Comprobación del corte basal.

A continuación se presentan los valores obtenidos para el corte basal en el programa ETABS.

**CUADRO 4.12:** Corte basal, estructura reforzada alternativa 1, ETABS.

Story Shear								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY4	SY	Top	0.00	0.00	-51.74	-288.830	0.000	0.000
STORY4	SY	Bottom	0.00	0.00	-51.74	-288.830	134.532	0.000
STORY4	SX	Top	0.00	-51.74	0.00	559.008	0.000	0.000
STORY4	SX	Bottom	0.00	-51.74	0.00	559.008	0.000	-134.532
STORY3	SY	Top	0.00	0.00	-120.97	-688.186	134.532	0.000
STORY3	SY	Bottom	0.00	0.00	-122.60	-695.671	457.259	0.000
STORY3	SX	Top	0.00	-120.97	0.00	1130.697	0.000	-134.532
STORY3	SX	Bottom	0.00	-122.60	0.00	1140.387	0.000	-457.259
STORY2	SY	Top	0.00	0.00	-169.74	-968.470	457.259	0.000
STORY2	SY	Bottom	0.00	0.00	-169.74	-974.235	905.744	0.000
STORY2	SX	Top	0.00	-169.74	0.00	1521.959	0.000	-457.259
STORY2	SX	Bottom	0.00	-169.74	0.00	1527.851	0.000	-905.744
STORY1	SY	Top	0.00	0.00	-192.39	-1108.667	905.744	0.000
STORY1	SY	Bottom	0.00	0.00	-192.95	-1111.870	1416.319	0.000
STORY1	SX	Top	0.00	-192.39	0.00	1716.144	0.000	-905.744
STORY1	SX	Bottom	0.00	-192.95	0.00	1719.379	0.000	-1416.319

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se señaló en la sección 4.1.4.1.2, el corte basal determinado manualmente para la estructura reforzada es de 196.59 T, equivalentes al 37.79% y mediante el programa ETABS el corte basal al cual es sometido la estructura es de 192.95T, es decir, que se tiene un error de 1.9%, el cual es aceptable, entonces se puede proseguir con el diseño y análisis de la estructura.

#### 4.1.4.4. Criterios de diseño a corte para el enchape de hormigón de mampostería.

El enchapado de la mampostería se diseñará conforme a los estipulado en la sección 21.9 “Muros estructurales especiales y vigas de acople” del ACI 318 – 08. Los muros estructurales o enchapes de hormigón deben cumplir con la condición de:

$$V_u \leq \Phi V_n \quad (4.1)$$

Dónde:

$V_u$  = Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro.

$\Phi = 0.60$ , coeficiente de reducción de resistencia (Sección 5.2.3, NEC - SE – MP).

$V_n$  = Fuerza cortante resistente nominal del muro.

Fuerza cortante resistente nominal del muro está dada por la contribución del hormigón y el acero de refuerzo.

$$V_n = V_c + V_s = A_{cv} * (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho_t * f_y) \quad (4.2)$$

Dónde:

$V_c$  = Fuerza a corte contribuida por el hormigón.

$V_s$  = Fuerza a corte contribuida por el acero de refuerzo.

$A_{cv}$  = Sección transversal de muro a considerar, se refiere al área bruta de la sección transversal y no al producto ancho y la altura útil.

$\lambda$  = Coeficiente del hormigón, es igual a 1 cuando el hormigón se considera normal (sin finalidades especiales).

$\alpha_c$  = Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia del muro (0.80 si  $h_w/l_w \leq 1.5$  y 0.53 si  $h_w/l_w \geq 2.0$ , si  $1.5 < h_w/l_w < 2$ , se debe interpolar).<sup>[47]</sup>

$f'_c$  = Resistencia a compresión del hormigón, 140 kg/cm<sup>2</sup>.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia de acero,  $f_y = 5000$  kg/cm<sup>2</sup>.

$\rho_t$  = Cuantía de acero horizontal<sup>[47]</sup>.

$A_s$  = Área de acero en la longitud de corte (mallas electrosoldadas).

$$\rho_t = \frac{A_s}{A_{cv}} \geq 0.0025 \quad (4.3)$$

$$s \leq 450mm \quad (4.4)$$

La contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia del muro, es inversamente proporcional a la relación de aspecto, esto quiere decir que, mientras más bajo sea el muro más va a ser la contribución del hormigón, para el caso de los muros de mampostería existentes se tiene que:

#### **CUADRO 4.13** CONTRIBUCIÓN RELATIVA DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A CORTE DEL MURO, ALTERNATIVA 1.

Mamp	$h_w$	$l_w$	$h_w/l_w$	Tipo	$\alpha_c$
	(m)	(m)			
Mamp YB	10.55	4.7	2.24	Muro intermedio	0.53
Mamp YD	10.55	14.7	0.72	Muro Bajo	0.8
Mamp X1	7.95	6.75	1.18	Muro Bajo	0.8
Mamp Grad	10.55	3.8	2.78	Muro intermedio	0.53
Mamp X6	10.55	6.75	1.56	Muro Bajo	0.77

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

[47] Proyecto de titulación: "Estudio de Vulnerabilidad y Reforzamiento Estructural de un Inmueble Patrimonial del Distrito Metropolitano de Quito", Guido Manitio y Santiago Vásconez, EPN, 2013

#### 4.1.4.4.1 Diseño a corte para el enchape de hormigón de mampostería.

A continuación se presentan los cálculos realizados para obtener la capacidad a corte de la mampostería enchapada y compararlas con las solicitaciones, verificando así que el diseño de enchapado esté bien.

Este cálculo se realiza por metro de enchape, para luego multiplicar este diseño por toda la longitud de corte de los muros.

**CUADRO 4.14 DISEÑO A CORTE DE LA MAMPOSTERÍA ENCHAPADA.**

Mamp	$h_w$ (m)	$l_w$ (m)	$h_w/l_w$	Espesor (cm)	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	malla #	$\Phi$ mm	@ cm	Varillas #	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{t\ min}$	$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_s \geq A_{s\ min}$
Mamp YB	10.55	4.7	2.24	6	2820	2	5	10	48	18.85	0.0025	7.05	Ok
Mamp YD	10.55	14.7	0.72	4	5880	1	6	10	148	41.85	0.0025	14.70	Ok
Mamp X1	7.95	6.75	1.18	8	5400	2	5	15	46	18.06	0.0025	13.5	Ok
Mamp Grad	10.55	3.8	2.78	8	3040	2	8	15	26	26.47	0.0025	7.6	Ok
Mamp X6	10.55	6.75	1.56	8	5400	2	5	10	68.5	26.90	0.0025	13.5	Ok

Mamp	$h_w$ (m)	$l_w$ (m)	$h_w/l_w$	$\rho_t$	$\alpha_c$	$V_n$ (T)	$\Phi V_n$ (T)	$V_u$ (T)	$V_u \leq \Phi V_n$
Mamp YB	10.55	4.7	2.24	0.0067	0.53	114.30	68.58	68.28	Ok
Mamp YD	10.55	14.7	0.72	0.0071	0.8	272.34	163.40	155	Ok
Mamp X1	7.95	6.75	1.18	0.0033	0.8	148.28	88.97	88.05	Ok
Mamp Grad	10.55	3.8	2.78	0.0087	0.53	153.98	92.39	84.71	Ok
Mamp X6	10.55	6.75	1.56	0.0050	0.77	190.00	114.00	99.48	Ok

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

FUENTE: ETABS (solicitaciones).

Como se puede observar en el cuadro 4.14, con las características de reforzamiento (malla electrosoldada) que se ha propuesto para cada muro, estos cuentan con la capacidad a corte para cubrir sin problema las solicitaciones que se presentan, teniendo como máximo refuerzo, una malla de 8 mm diámetro con un espaciamiento de 15 cm.

#### 4.1.5 ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO 2.

Para la segunda alternativa de reforzamiento, se ha querido proponer un reforzamiento diferente al del enchapado de mampostería y el cual es usualmente utilizado en nuestro medio, sin conocer muy bien acerca de su funcionamiento, este reforzamiento es el encamisado de columnas.

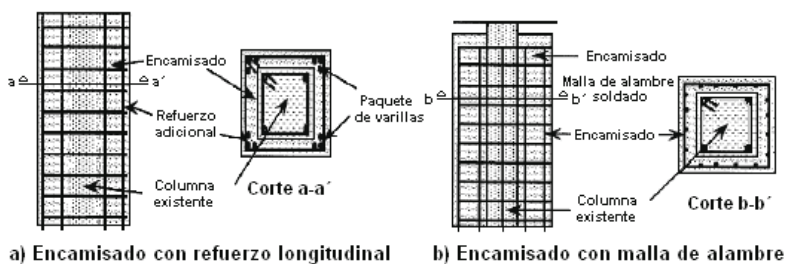
La teoría expresada a continuación sobre el encamisado de columnas, está basada en criterios del Msc. Ing. Patricio Placencia y en la tesis de maestría: “REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO”, Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma De México, México 2008.

Este reforzamiento es considerado a nivel de elemento, mas no a nivel de estructura como lo es el refuerzo de enchapado de mampostería, pues en la aplicación de este último lo que se hace es añadir un sistema rígido que resista las fuerzas sísmicas y con el encamisado de columnas el sistema estructural resistente sigue siendo un pórtico de losas con vigas banda, el cual necesita obligatoriamente ser dúctil, por ello es indispensable un diseño de conexión losa – columna.

Esta técnica consiste en envolver las columnas con refuerzo longitudinal y transversal o con malla electrosoldada alrededor de la sección original y añadir un nuevo recubrimiento de hormigón lanzado o premezclado con la finalidad de incrementar la resistencia axial, flexión y cortante de elementos existentes, intentando así, lograr un mecanismo columna fuerte - viga débil. Estudios experimentales demuestran que este tipo de encamisado presenta excelentes resultados en el intervalo inelástico (Ohkubo, 1991).

Un incremento en las dimensiones de las columnas aumenta la capacidad a cortante del elemento más que la resistencia a flexión, con lo cual puede incrementarse significativamente la ductilidad de cortante de la columna.

**FIGURA 4.24 ENCAMISADO DE COLUMNAS.**



FUENTE: Tesis de maestría, “REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO”, Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma De México, México 2008.



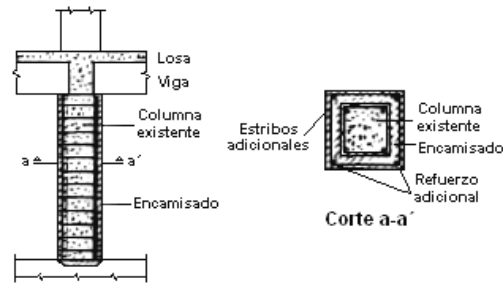
Características principales. (Aguilar et al., 1996):

- Cambia el mecanismo resistente de cada marco, de una falla frágil por cortante a un mecanismo de momento resistente dúctil.
- Para un mejor desempeño se recomienda un encamisado completo, es decir, en todas las caras de la columna, pero ello dependerá del acceso que se tenga a la zona dañada.
- Para incrementar la resistencia a flexión a parte de la resistencia axial y cortante, el refuerzo longitudinal debe continuar a través de la losa de entrepiso, reforzando así la conexión con ésta.
- El uso de concreto lanzado disminuye considerablemente el tiempo del proceso constructivo.
- El encamisado con malla electrosoldada se utiliza principalmente para incrementar la resistencia axial y a cortante en las columnas, y por lo tanto, su ductilidad.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO

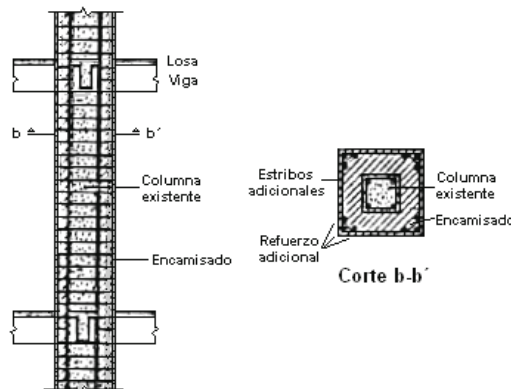
- Para el diseño, se supone un comportamiento monolítico de las columnas compuestas
- El espesor mínimo del encamisado debe ser de 10 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto lanzado
- La cuantía de refuerzo del encamisado debe estar limitado entre 0.015 y 0.04, con respecto al área encamisada, por lo menos, se deben utilizar barras del #5 (aproximadamente  $d = 16\text{mm}$ ) en cada esquina de los cuatro lados del encamisado
- Si sólo se encamisa la columna en el entrepiso se obtiene un incremento en resistencia ante carga axial y fuerza cortante, y un comportamiento dúctil, pero no se altera la resistencia original a flexión, por ello para incrementar la resistencia a flexión es necesario extender el encamisado a través de la losa, prolongando el acero longitudinal y añadiendo algunos estribos que atraviesen el alma de las vigas.

**FIGURA 4.25** ENCAMISADO DE UNA COLUMNA HASTA EL ENTREPISO.



FUENTE: Tesis de maestría, "REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma De México, México 2008.

**FIGURA 4.26** ENCAMISADO DE UNA COLUMNA QUE ATRAVIESA LA LOSA.



FUENTE: Tesis de maestría, "REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma De México, México 2008.

Consideraciones constructivas. (Ohkubo, 1991):

- La resistencia a compresión del hormigón del encamisado debe ser mayor que 210 kg/cm<sup>2</sup> y que el  $f'c$  del hormigón utilizado en la columna original.
- El espesor del recubrimiento de hormigón para las mallas electrosoldadas o estribos debe ser mayor que 6 cm.
- La longitud de las juntas y empalmes de la malla de alambre soldado debe ser mayor que 20 cm.
- La superficie del elemento debe estar limpia y rugosa para garantizar una buena adherencia entre el hormigón nuevo y el existente, promoviendo con ello, un comportamiento monolítico.

- En columnas, el refuerzo longitudinal debe extenderse a través de la losa de entrepiso, para proporcionar continuidad e incrementar la resistencia a flexión en los extremos del elemento.
- Cuando el encamisado no sea completo, deberá verificarse la necesidad de colocar elementos de conexión que garanticen la transmisión de los esfuerzos cortantes entre el encamisado y el elemento por reforzar.
- Para garantizar un comportamiento monolítico del elemento encamisado, es necesario tener un adecuado mecanismo de transferencia de cortante en la zona de contacto entre el encamisado y el elemento existente, tal que evite el movimiento relativo entre ambos concretos, por ello es necesario el uso de aditivo de adherencia entre hormigón nuevo y viejo.

#### 4.1.5.1 Análisis de carga.

##### 4.1.5.1.1 Carga vertical.

La carga viva se mantiene constante como se expresa en la sección 3.2.2.2, la carga muerta de los elementos estructurales se incrementará debido a la carga del encamisado, a continuación se presenta el cálculo del incremento de la carga muerta de los elementos estructurales.

#### CUADRO 4.15 DETALLE DE LAS COLUMNAS A ENCAMISAR.

ENCAMISADO DE COLUMNAS			
	Original	Enc 1	Enc 2
b (cm) =	30	40	50
h (cm) =	30	40	50
Ag (cm2)=	900	1600	2500
A enc (cm2) =		700	1600
% As =		3%	3%
As (cm2)=		21	48
	6 $\Phi$ 14mm	8 $\Phi$ 18mm	8 $\Phi$ 25mm
	9.24	20.36	39.27
As tot (cm2) =		29.59	48.51
		1.85%	1.94%
Ag enc (cm2)=		700	1600
L (m) =		63.2	113.7
Vol (m3) =		4.42	18.19

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 4.16 CÁLCULO DE LA NUEVA CARGA DE COLUMNAS.**

COLUMNAS ORIGINALES		
Ym =	2.4	T/m <sup>3</sup>
Área (30x30) =	0.09	m <sup>2</sup>
Área (20x30) =	0.06	m <sup>2</sup>
L (30x30) =	181.50	m
L (20x30) =	10.4	m
Vol =	16.96	m <sup>3</sup>
W col=	40.70	T
W col/m2=	0.089	T/m <sup>2</sup>
ENCAMISADO		
Ym =	2.4	T/m <sup>3</sup>
Vol =	22.6	m <sup>3</sup>
W col=	54.3	T
W col/m2=	0.12	T/m <sup>2</sup>
w total =	95.0	T
W col total/m2=	0.21	T/m <sup>2</sup>

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 4.17 CÁLCULO DE LA NUEVA CARGA MUERTA DE LA ESTRUCTURA.**

W losas+vigas/m2 =	0.35	T/m2
W col/m2=	0.09	T/m2
W col enc/m2=	0.12	T/m2
W esc/m2 =	0.01	T/m2
Wd elementos est=	0.57	T/m2
Wd elementos no est=	0.59	T/m2
Área total=	459.06	m2
WD elementos est=	262.16	T
WD elementos no est=	270.88	T
WD total =	533.04	T

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en el cuadro 4.15, el porcentaje de acero de refuerzo referido al área de encamisado está en 3%, el cual está dentro de los límites 1.5 y 4%.

En el cuadro 4.16, está descrita la carga del encamisado, la cual es de 54.3 T, equivalente a 0.12 T/m<sup>2</sup>, representando el 26 % de incremento respecto a la carga muerta estructural del sistema Marco Losa – Columna y siendo mayor al porcentaje que representa el reforzamiento con el enchapado de mampostería, el cual es del 20%.

*4.1.5.1.2 Carga sísmica.*

Los elementos a considerarse para el cálculo de la carga sísmica se mantienen constantes a los del sistema Marco Losa – Columna, pues sigue siendo un

sistema aporticado de losas con viga banda, variando solo la carga reactiva, detalle que se presenta a continuación.

#### CUADRO 4.18 CÁLCULO DE LA CARGA SÍSMICA, COLUMNAS ENCAMISADAS.

CORTE BASAL			
	CALCULADO	CORREGIDO	
Ta =	0.46	0.60	seg
I =	1.00	1.00	
Sa =	1.19	1.19	g
R =	5.00	5.00	
$\phi_p$ =	1.00	1.00	
$\phi_e$ =	0.90	0.90	
% =	26.45%	26.45%	
W =	533.04	533.04	T
V =	141.01	141.01	T

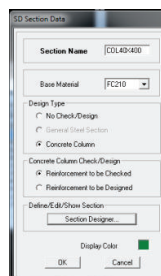
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

#### 4.1.5.2 Modelación.

La particularidad en la modelación de este sistema con las columnas encamisadas, radica principalmente en la modelación de las columnas, las cuales como ya se expresó anteriormente, deben ser consideradas con un funcionamiento monolítico y como secciones compuestas.

Para modelar las columnas encamisadas, se sigue el siguiente procedimiento: *define > frame sections > add SD sections > características > concrete column > reinforcement to be checking > sections designer (Dibujo y detalle de sección son su acero de refuerzo) > ok.*

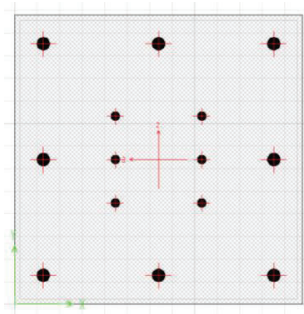
#### FIGURA 4.27 DEFINICIÓN DE LA COLUMNA ENCAMISADA.



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 4.28:** Definición de la columna encamisada con su acero de refuerzo.



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 4.29 COLUMNAS ENCAMISADAS**



FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

#### 4.1.5.3. Análisis estático lineal.

##### 4.1.5.3.1 Comprobación de carga vertical muerta.

A continuación se presenta la tabla de valores de la carga muerta calculada por el programa ETABS.

**FIGURA 4.30** Carga muerta, encamisado de columnas (ETABS).

Material List By Story							
Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea	UnitWeight	NumPieces	NumStuds
STORY4	Column	FC210	15.787	73.648	0.2144	13	
STORY4	Beam	FC210	18.252	73.648	0.2478	166	0
STORY4	Floor	FC210	8.838	73.648	0.1200		
STORY3	Column	FC210	21.179	125.125	0.1693	18	
STORY3	Beam	FC210	30.536	125.125	0.2440	236	0
STORY3	Floor	FC210	15.627	125.125	0.1249		
STORY3	Ramp	FC210	2.126	125.125	0.0170		
STORY2	Column	FC210	26.903	117.983	0.2280	18	
STORY2	Beam	FC210	29.218	117.983	0.2476	233	0
STORY2	Floor	FC210	14.770	117.983	0.1252		
STORY2	Ramp	FC210	2.126	117.983	0.0180		
STORY1	Column	FC210	30.146	113.343	0.2660	22	
STORY1	Beam	FC210	29.134	113.343	0.2570	231	0
STORY1	Floor	FC210	14.213	113.343	0.1254		
STORY1	Ramp	FC210	2.464	113.343	0.0217		
SUM	Column	FC210	94.015	430.098	0.2186	71	
SUM	Beam	FC210	107.139	430.098	0.2491	866	0
SUM	Floor	FC210	53.448	430.098	0.1243		
SUM	Ramp	FC210	6.717	430.098	0.0156		
TOTAL	All	All	261.319	430.098	0.6076	937	0

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se describió anteriormente en la sección 4.1.5.1.1, la carga muerta de los elementos estructurales es de 262.16 T, equivalente a  $0.57 \text{ T/m}^2$  y mediante el programa ETABS, se tiene un valor de 261.32 T, es decir, que se tiene un error del 0.3%, lo cual es aceptable.

#### 4.1.5.3.2 Comprobación del corte basal.

A continuación se presenta la tabla de valores de corte basal calculada por el programa ETABS.

**FIGURA 4.31** CORTE BASAL, ENCAMISADO DE COLUMNAS (ETABS).

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY4	SY	Top	0.00	0.00	-35.84	-199.020	0.000	0.000
STORY4	SY	Bottom	0.00	0.00	-35.84	-199.020	93.187	0.000
STORY4	SX	Top	0.00	-35.84	0.00	385.547	0.000	0.000
STORY4	SX	Bottom	0.00	-35.84	0.00	385.547	0.000	-93.187
STORY3	SY	Top	0.00	0.00	-83.23	-472.223	93.187	0.000
STORY3	SY	Bottom	0.00	0.00	-84.38	-478.888	315.280	0.000
STORY3	SX	Top	0.00	-83.23	0.00	775.001	0.000	-93.187
STORY3	SX	Bottom	0.00	-84.38	0.00	781.811	0.000	-315.280
STORY2	SY	Top	0.00	0.00	-116.16	-666.745	315.280	0.000
STORY2	SY	Bottom	0.00	0.00	-116.85	-670.799	624.018	0.000
STORY2	SX	Top	0.00	-116.16	0.00	1046.642	0.000	-315.280
STORY2	SX	Bottom	0.00	-116.85	0.00	1050.782	0.000	-624.018
STORY1	SY	Top	0.00	0.00	-132.88	-768.215	624.018	0.000
STORY1	SY	Bottom	0.00	0.00	-133.27	-768.467	976.657	0.000
STORY1	SX	Top	0.00	-132.88	0.00	1185.357	0.000	-624.018
STORY1	SX	Bottom	0.00	-133.27	0.00	1187.631	0.000	-976.657

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se describió anteriormente en la sección 4.1.5.1.2, el corte basal de los elementos estructurales es de 141.01 T, equivalente a 26.45% de la carga reactiva y mediante el programa ETABS, se tiene un valor de 133.27 T, es decir, que se tiene un error del 5.5%, lo cual es aceptable, entonces se puede seguir con el análisis del comportamiento de la estructura reforzada.



## CAPÍTULO 5

### RESULTADOS

#### 5.1 RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA SEGURIDAD SÍMICA Y DE LAS DOS ALTERNATIVAS DE DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.

Mediante la modelación de los dos reforzamientos estructurales propuestos, se han obtenidos los siguientes resultados (los resultados de la seguridad sísmica están descritos en la sección 3.2.5):

##### 5.1.1 ALTERNATIVA 1

##### 5.1.1.1. Verificación a flexocompresión para la mampostería enchapada.

Existen muros de tipo intermedio, en los cuales se debe realizar la verificación a flexión y a compresión también, pues con el enchapado de la mampostería se busca obtener un comportamiento similar al de un diafragma. Esta verificación es necesaria realizarla en 2 muros, los cuales se señalan a continuación. Sin embargo, la verificación se realizará en todos los muros.

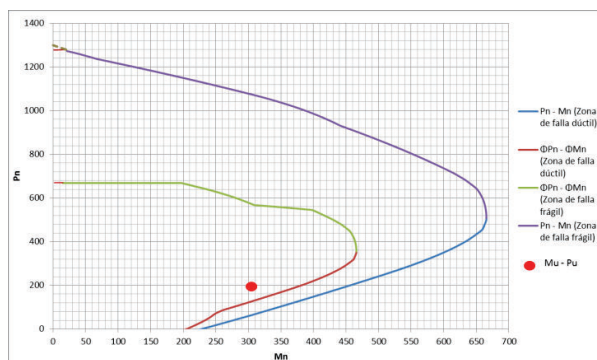
#### CUADRO 5.1 MAMPOSTERÍA ENCHAPADA A VERIFICAR LA FLEXOCOMPRESIÓN.

Mamp	$h_w$ (m)	$l_w$ (m)	$h_w/l_w$	Tipo
Mamp YB	10.55	4.7	2.24	Muro intermedio
Mamp YD	10.55	14.7	0.72	Muro Bajo
Mamp X1	7.95	6.75	1.18	Muro Bajo
Mamp Grad	10.55	3.8	2.78	Muro intermedio
Mamp X6	10.55	6.75	1.56	Muro Bajo

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

A continuación, se presenta una comprobación manual de la flexocompresión del muro YB (aspecto intermedio), verificando que las mayores sollicitaciones se presenten dentro de la curva de flexocompresión de la mampostería enchapada, obtenida mediante un programa realizado en Excel, desarrollado por los autores de éste Proyecto de Titulación, bajo la dirección del Msc. Ing. Patricio Placencia, durante las clases de “Hormigón III”.

**GRÁFICO 5.1 FLEXOCOMPRESIÓN EN MAMPOSTERÍA YB (EJE B).**



FUENTE: ETABS (solicitaciones).

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Las mayores sollicitaciones que se presentan la mampostería enchapada YB, son ( $\mu = 351.53$ ,  $P_u = 187.95$ ) y como se puede observar en el gráfico 4.16, éstas sollicitaciones están dentro de la curva de capacidad, es decir, que la mampostería enchapada, no tiene problema para absorber los esfuerzos que se producen por flexocompresión.

A continuación se presentan los radios de demanda/capacidad de flexocompresión de las mamposterías enchapadas, obtenidos mediante el programa ETABS.

**FIGURA 5.1** Radios D/C, flexocompresión de piers Gradas y YB

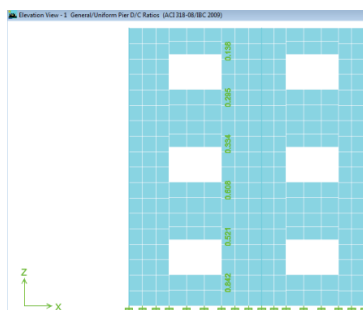


FUENTE: ETABS (solicitaciones).

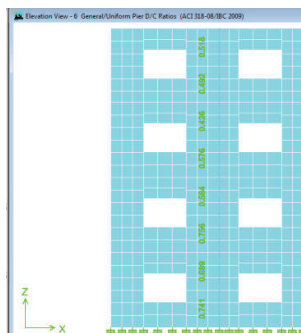
ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en la figura 5.1, el radio D/C de la mampostería YB, es de 0.875, y mediante la comprobación manual realizada anteriormente y expuesta en el gráfico 5.1, el radio es aproximadamente de 0.91, es decir, que los valores de radio D/C obtenidos mediante el programa ETABS y manualmente son muy similares, entonces se comprueba que la verificación a flexocompresión es confiable.

**FIGURA 5.2** Radios D/C, flexocompresión de pier X1.

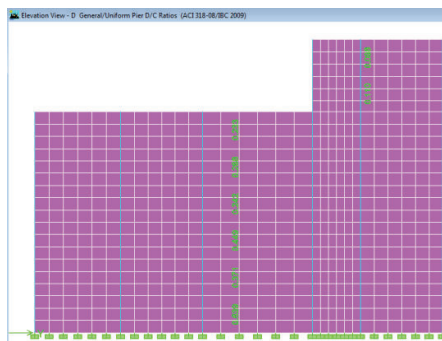


**FIGURA 5.3** Radios D/C, flexocompresión de pier X6.



FUENTE: ETABS (solicitaciones).

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**FIGURA 5.4** RADIOS D/C, FLEXOCOMPRESIÓN DE PIER YD.

FUENTE: ETABS (solicitaciones).

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en las figuras anteriores, todos los muros tienen un radio de demanda/capacidad, por debajo de 0.9, lo cual está bien, es decir, que los muros, no presentan problemas de flexocompresión.

#### 5.1.1.2 Chequeo del esfuerzo admisible (cimentación).

Para realizar este chequeo se debe proceder de la misma manera que en la sección 3.2.3.1.3, obteniendo los valores de deformación máxima debido a cargas de servicio (CV+CM) y a la vez estas combinadas con el sismo (CV+CM+SX, CV+CM+SY), se multiplican por el coeficiente de balasto ( $K_b$ ) de tal manera de obtener el esfuerzo máximo producido en el suelo, el mismo que no debe sobrepasar el esfuerzo admisible.

**CUADRO 5.2** CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L).

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.000757	0.000347	0.000385	0.00118		
B	0.002534	0.000214	0.001022	0.004125	0.004272	0.00407
C	0.003615	0.002648	0.002713	0.004555	0.004469	0.00431
D	0.00429	0.004153	0.00417	0.00431	0.004384	0.004607
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m <sup>2</sup> )						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	1.8925	0.8675	0.9625	2.95		
B	6.335	0.535	2.555	10.3125	10.68	10.175
C	9.0375	6.62	6.7825	11.3875	11.1725	10.775
D	10.725	10.3825	10.425	10.775	10.96	11.5175
COMPROBACIÓN $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

FUENTE: ETABS (deformaciones).

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 5.3 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (CV+CM+SX).**

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM+Sx (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.001333	0.000088	0.000179	0.000218		
B	0.003409	0.000093	0.000085	0.001817	0.001199	0.000341
C	0.003696	0.007214	0.007175	0.004952	0.004577	0.004695
D	0.009154	0.008278	0.00787	0.007805	0.007992	0.008679
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m <sup>2</sup> )						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	3.3325	0.22	0.4475	0.545		
B	8.5225	0.2325	0.2125	4.5425	2.9975	0.8525
C	9.24	18.035	17.9375	12.38	11.4425	11.7375
D	22.885	20.695	19.675	19.5125	19.98	21.6975
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**CUADRO 5.4 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (CV+CM+SY).**

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM+Sy (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.001311	0.000551	0.000699	0.000397		
B	0.003298	0.000087	0.003032	0.000735	0.003017	0.007294
C	0.000862	0.000289	0.003665	0.004465	0.005115	0.008714
D	0.001468	0.000938	0.003115	0.006033	0.00748	0.010326
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m <sup>2</sup> )						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	3.2775	1.3775	1.7475	0.9925		
B	8.245	0.2175	7.58	1.8375	7.5425	18.235
C	2.155	0.7225	9.1625	11.1625	12.7875	21.785
D	3.67	2.345	7.7875	15.0825	18.7	25.815
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

FUENTE: ETABS (deformaciones).

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Se puede evidenciar claramente que en ningún caso se ha sobrepasado el esfuerzo admisible del suelo de 20T/m<sup>2</sup> para carga vertical y de 26.6 T/m<sup>2</sup> para sismo.

### 5.1.1.3 Modos de vibración.

Con la disposición geométrica de mampostería enchapada, se espera cambiar el comportamiento dinámico de la estructura, para que esta se comporte adecuadamente ante la presencia de un sismo.

**CUADRO 5.5 MODOS DE VIBRACIÓN, ALTERNATIVA 1.**

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	0.1865	63.8239	3.1600	0.1279
2	0.1580	3.1921	62.6058	14.0280
3	0.1192	6.6944	3.4884	30.0435
4	0.0922	9.8242	7.7467	24.1439
5	0.0794	4.5526	1.8432	19.8004
6	0.0662	0.3961	2.2005	0.1773
7	0.0658	0.0949	0.4471	0.0266
8	0.0657	0.0003	0.0003	0.0007
9	0.0657	0.0001	0.0001	0.0002
10	0.0652	0.9454	1.3830	0.0155
11	0.0532	0.2022	10.4893	0.7583
12	0.0511	6.7766	1.5674	0.0654

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en el CUADRO 5.4, en el primer modo de vibración, la masa modal efectiva predominante se presenta en el sentido X, en el segundo modo de vibración la masa modal predominante se presenta en el sentido Y y en el tercer modo la masa modal predominante se presenta en el sentido Z, es decir, los comportamientos dinámicos predominantes son: traslación (X), traslación (Y) y rotación, lo cual se espera para evitar daños en la estructura.

Este comportamiento dinámico adecuado de la estructura, se ha obtenido gracias a la disposición geométrica de la mampostería enchapada, ya que ésta se encuentra principalmente en las fachadas, presentando un gran brazo entre ellas y sus líneas de acción no coinciden, con lo que se consigue una rigidez a la torsión, Msc. Ing. Patricio Placencia, “Hormigón III”, EPN.

#### 5.1.1.4 Control de derivas.

**CUADRO 5.6 DERIVAS (SISMO X), ALTERNATIVA 1.**

R =		3.5								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Δm	
STORY4	Max Drift X	SX	748	3	9.5	10.55	0.00143		0.0038	
STORY4	Max Drift Y	SX	469	1.8	11.15	10.55		0.00068		0.0018
STORY3	Max Drift X	SX	1726	9.75	10.492	7.95	0.00059		0.0015	
STORY3	Max Drift Y	SX	468	1.8	15.85	7.95		0.00017		0.0004
STORY2	Max Drift X	SX	895-4	9.75	11.15	4.417	0.00054		0.0014	
STORY2	Max Drift Y	SX	439	2	15.85	5.3		0.00007		0.0002
STORY1	Max Drift X	SX	875	3	12.9	2.65	0.00040		0.0010	
STORY1	Max Drift Y	SX	363	0	1.15	2.65		0.00003		0.0001

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 5.7 DERIVAS (SISMO Y), ALTERNATIVA 1.**

R =		3.5								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	$\Delta m$	
STORY4	Max Drift X	SY	749	6.8	9.5	10.55	0.00045		0.0012	
STORY4	Max Drift Y	SY	469	1.8	11.15	10.55		0.00067		0.0018
STORY3	Max Drift X	SY	1066	9.75	0.45	7.95	0.00021		0.0005	
STORY3	Max Drift Y	SY	472	1.8	1.15	7.95		0.00050		0.0013
STORY2	Max Drift X	SY	938	9.75	0.95	5.3	0.00017		0.0005	
STORY2	Max Drift Y	SY	467	2	1.15	5.3		0.00046		0.0012
STORY1	Max Drift X	SY	898	9.75	1.15	2.65	0.00011		0.0003	
STORY1	Max Drift Y	SY	348	3	1.15	2.65		0.00033		0.0009

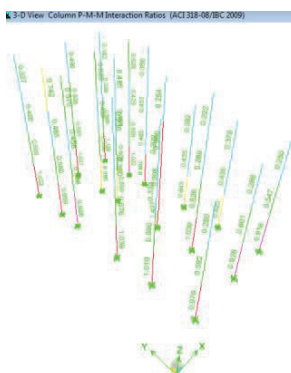
FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en los CUADROS 5.5 y 5.6, las derivas máximas de piso son menores a la máxima permitida (0.01), tanto para el sismo en X como para Y, es decir, que por la rigidez que se ha introducido a la estructura, mediante el enchape de mampostería se ha logrado reducir notablemente las derivas.

**5.1.2 ALTERNATIVA 2.****5.1.2.1 Radios de interacción biaxial de las columnas.**

Se corrió el diseño en hormigón con las nueve combinaciones de carga definidas en la sección 3.2.3.1.2, para verificar los radios de demanda/capacidad (D/C) de las columnas.

**FIGURA 5.5 RADIOS DE INTERACCIÓN (D/C) DE LAS COLUMNAS ENCAMISADAS.**

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Los radios de interacción biaxial que presentan 13 columnas, son mayores a 0.95, siendo el mayor valor 1.427, en la columna de los ejes 3 – C, ubicada en una de las esquinas de las gradas, presentando sus mayores solicitaciones para las combinaciones 8 (0.9D-1.43Sx) y 9 (0.9D-1.43Sy), con esto se demuestra que no se puede aumentar incrementar la capacidad de la columna con el encamisado propuesto, pues se han armado columnas de sección máxima 50x50 (incremento del 36%) con el 2% (respecto al área total) para acero de refuerzo y aun así no se logra una buena capacidad de las columnas para absorber los esfuerzos producidos .

### 5.1.2.2 Chequeo del esfuerzo admisible (cimentación).

**CUADRO 5.8 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L), ENCAMISADO DE COLUMNAS.**

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.00093	0.000239	0.000457	0.001419		
B	0.003322	0.000295	0.00181	0.004946	0.004995	0.004188
C	0.004051	0.003995	0.004559	0.005195	0.004926	0.003851
D	0.00353	0.003686	0.004023	0.00505	0.005508	0.003974
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m2)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	2.325	0.5975	1.1425	3.5475		
B	8.305	0.7375	4.525	12.365	12.4875	10.47
C	10.1275	9.9875	11.3975	12.9875	12.315	9.6275
D	8.825	9.215	10.0575	12.625	13.77	9.935
COMPROBACIÓN $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**CUADRO 5.9 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN, ENCAMISADO DE COLUMNAS (CV+CM+SX).**

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM+Sx (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.000123	0.000534	0.000718	0.000398		
B	0.002628	0.000148	0.000216	0.003339	0.003174	0.001951
C	0.004184	0.005689	0.008376	0.005399	0.004755	0.003425
D	0.005774	0.006119	0.007221	0.009141	0.009815	0.007478
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m2)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.3075	1.335	1.795	0.995		
B	6.57	0.37	0.54	8.3475	7.935	4.8775
C	10.46	14.2225	20.94	13.4975	11.8875	8.5625
D	14.435	15.2975	18.0525	22.8525	24.5375	18.695
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.



**CUADRO 5.9** CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (CV+CM+SY).

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A CV+CM+Sy (m)						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.000334	0.000408	0.000696	0.001479		
B	0.001306	0.000026	0.003006	0.003843	0.005769	0.006968
C	0.001483	0.002394	0.006889	0.004152	0.005581	0.006353
D	0.000689	0.003164	0.004598	0.003933	0.006461	0.007188
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A LA DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m <sup>2</sup> )						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	0.835	1.02	1.74	3.6975		
B	3.265	0.065	7.515	9.6075	14.4225	17.42
C	3.7075	5.985	17.2225	10.38	13.9525	15.8825
D	1.7225	7.91	11.495	9.8325	16.1525	17.97
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	1	2	3	4	5	6
A	OK	OK	OK	OK		
B	OK	OK	OK	OK	OK	OK
C	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D	OK	OK	OK	OK	OK	OK

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José

Se puede evidenciar claramente que para la alternativa de reforzamiento 2, en ningún caso se ha sobrepasado el esfuerzo admisible del suelo.

### 5.1.2.3 Modos de vibración.

Con las columnas encamisadas propuestas, se espera cambiar el comportamiento dinámico de la estructura, para que esta se comporte adecuadamente ante la presencia de un sismo.

### CUADRO 5.10 Modos de vibración, alternativa 2.

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	0.74	35.39	2.07	33.95
2	0.68	4.87	66.38	0.09
3	0.55	31.24	2.86	37.92
4	0.23	3.77	3.58	0.20
5	0.21	4.87	5.63	4.42
6	0.18	4.56	4.42	0.06
7	0.18	2.33	3.12	8.31
8	0.17	1.02	0.00	1.49
9	0.12	0.10	0.40	1.75
10	0.09	3.87	0.00	3.09
11	0.09	0.09	6.92	0.00
12	0.08	3.29	0.07	3.51

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en el CUADRO 5.10, en el primer modo de vibración, la masa modal efectiva predominante se presenta en el sentido X, en el segundo

modo de vibración la masa modal predominante se presenta en el sentido Y y en el tercer modo la masa modal predominante se presenta en el sentido Z, entonces se podría decir que, los comportamientos dinámicos predominantes son: traslación (X), traslación (Y) y rotación, lo cual se espera para evitar daños en la estructura.

Pero en realidad los comportamientos dinámicos predominantes no se pueden considerar como: traslación, traslación, rotación, pues los valores que se para el primer modo de vibración son 35.39 (X) y 33.95 (Z), es decir, que apenas se tiene una diferencia de 1.44, lo cual no es aceptable, pues se debe tener una distancia considerable entre los valores de las masas modales efectivas de traslación y rotación, de lo contrario estos valores pueden revertirse durante la ocurrencia de un sismo (Msc. Ing. Patricio Placencia) y en lugar de presentarse traslación en el sentido X, se puede presentar torsión lo cual es pésimo para la estructura.

#### 5.1.2.4 Control de derivas.

**CUADRO 5.11 DERIVAS (SISMO X), ALTERNATIVA 2.**

R =		5.00								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Δm	
STORY4	Max Drift X	SX	894	9.75	15.85	10.55	0.00849		0.032	
STORY4	Max Drift Y	SX	894	9.75	15.85	10.55		0.00090		0.003
STORY3	Max Drift X	SX	468	1.8	15.85	7.95	0.00862		0.032	
STORY3	Max Drift Y	SX	921	9.75	9.45	7.95		0.00153		0.006
STORY2	Max Drift X	SX	894	9.75	15.85	5.3	0.00699		0.026	
STORY2	Max Drift Y	SX	894	9.75	15.85	5.3		0.00115		0.004
STORY1	Max Drift X	SX	349	3	15.85	2.65	0.00319		0.012	
STORY1	Max Drift Y	SX	898	9.75	1.15	2.65		0.00049		0.002

**CUADRO 5.12: Derivas (sismo Y), alternativa 2.**

R =		5.00								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Δm	
STORY4	Max Drift X	SY	468	1.8	15.85	10.55	0.00052		0.002	
STORY4	Max Drift Y	SY	974	8	4.25	10.55		0.00697		0.026
STORY3	Max Drift X	SY	713	3	0.45	7.95	0.00085		0.003	
STORY3	Max Drift Y	SY	468	1.8	15.85	7.95		0.00696		0.026
STORY2	Max Drift X	SY	649	3	0.95	5.3	0.00084		0.003	
STORY2	Max Drift Y	SY	467	2	1.15	5.3		0.00602		0.023
STORY1	Max Drift X	SY	898	9.75	1.15	2.65	0.00039		0.001	
STORY1	Max Drift Y	SY	875	3	12.9	2.65		0.00276		0.010

FUENTE: ETABS.

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

Como se puede observar en los CUADROS 5.11 y 5.12, se presentan derivas máximas de piso mayores a la máxima permitida (0.02), tanto para el sismo en X como para Y, es decir, que con el encamisado de columnas, no se ha podido controlar derivas.

## **5.2 PLANOS DE REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTOS**

### **5.2.1 ALTERNATIVA 1**

#### **5.2.1.1 Planos arquitectónicos alternativa 1**

En los planos arquitectónicos de la alternativa 1 de reforzamiento, se describen los cambios propuestos en mamposterías, constan en el anexo No. 3.

#### **5.2.1.2 Planos estructurales alternativa 1**

En los planos estructurales de la alternativa 1 de reforzamiento, se detalla el acero de refuerzo a utilizar en las mamposterías a ser enchapadas, constan en el anexo No. 4.

### **5.2.2 ALTERNATIVA 2**

La alternativa de columnas enchapadas, no va a ser desarrollada a profundidad, es decir no se va a realizar el detallamiento estructural en planos, pues como ya se determinó, ésta no cumple con reducir la vulnerabilidad de la estructura.

### 5.3 PRESUPUESTO DE LOS DOS REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTOS.

El presupuesto referencial se va a desarrollar solo para la alternativa 1, la cual es la recomendada para aplicarla. Para el desarrollo de este presupuesto, se ha tomado como referencia los precios de los materiales expresados en la “Revista de la Cámara de la industria de la construcción”, Agosto – Septiembre de 2015, N° 241.

El análisis de precios, fue realizado en el programa “Punis V10”, con la colaboración del Ing. Jonathan Torres; el costo indicado en los presupuestos para cada rubro comprende: materiales de construcción, mano de obra y equipo y maquinaria.

#### 5.3.1 ALTERNATIVA 1.

**CUADRO 5.13** VOLÚMENES DE OBRA, ALTERNATIVA 1.

<i>Cod.</i>	<i>No.</i>	<i>Rubro / Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cantidad</i>
1	Alt 1.1	Derrocamiento de mampostería	m2	35.18
2	Alt 1.2	Mampostería bloque e =15cm	m2	50.51
3	Alt 1.3	Conectores F 10mm @ 30cm, L = 75cm	kg	255.71
4	Alt 1.4	Conectores F 10mm @ 30cm, L = 130cm	Kg	1,661.51
5	Alt 1.5	Conectores F 10mm @ 30cm, L = 70cm	kg	524.80
6	Alt 1.6	Aditivo para anclaje	m3	0.01
7	Alt 1.7	Malla electrosoldada, F 5mm@10cm	m2	140.63
8	Alt 1.8	Malla electrosoldada, F 5mm@15cm	m2	103.30
9	Alt 1.9	Malla electrosoldada, F 6mm@10cm	m2	138.42
10	Alt 1.10	Malla electrosoldada, F 8mm@15cm	m2	166.74
11	Alt 1.11	Grapas F 4mm @ 50cm, L = 30cm	kg	36.81
12	Alt 1.12	Grapas F 4mm @ 50cm, L = 25cm	Kg	9.27
13	Alt 1.13	Aditivo expansor	m3	0.09
14	Alt 1.14	Aditivo epóxico para pegar mortero viejo con nuevo	m2	266.90
15	Alt 1.15	Mortero 1:3, e = var	m3	20.55

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

**CUADRO 5.14 PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LA ALTERNATIVA 1 DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.**

**PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1**

<i>Cod.</i>	<i>No.</i>	<i>Rubro / Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio unitario</i>	<i>Precio global</i>	
1	Alt 1.1	Derrocamiento de mampostería	m2	35.18	4.01	141.07	
2	Alt 1.2	Mampostería bloque e =15cm	m2	50.51	13.80	697.04	
3	Alt 1.3	Conectores F 10mm @ 30cm, L = 75cm	kg	255.71	1.97	503.75	
4	Alt 1.4	Conectores F 10mm @ 30cm, L = 130cm	Kg	1,661.51	1.97	3,273.17	
5	Alt 1.5	Conectores F 10mm @ 30cm, L = 70cm	kg	524.80	1.97	1,033.86	
6	Alt 1.6	Aditivo para anclaje	m3	0.01	68,917.14	689.17	
7	Alt 1.7	Malla electrosoldada, F 5mm@10cm	m2	140.63	5.88	826.90	
8	Alt 1.8	Malla electrosoldada, F 5mm@15cm	m2	103.30	4.24	437.99	
9	Alt 1.9	Malla electrosoldada, F 6mm@10cm	m2	138.42	7.58	1,049.22	
10	Alt 1.10	Malla electrosoldada, F 8mm@15cm	m2	166.74	9.06	1,510.66	
11	Alt 1.11	Grapas F 4mm @ 50cm, L = 30cm	kg	36.81	1.97	72.52	
12	Alt 1.12	Grapas F 4mm @ 50cm, L = 25cm	Kg	9.27	1.97	18.26	
13	Alt 1.13	Aditivo expansor	m3	0.09	34,999.67	3,149.97	
14	Alt 1.14	Aditivo epóxico para pegar mortero viejo con nuevo	m2	266.90	12.54	3,346.93	
15	Alt 1.15	Mortero 1:3, e = var	m3	20.55	452.58	9,300.52	
<b>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>							
						SUB-TOTAL:	26,051.03
						IVA 12 %:	3,126.12
						<b>TOTAL</b>	<b>29,177.15</b>

**SON : VEINTE Y NUEVE MIL CIENTO SETENTA Y SIETE CON 15+C30/100 DÓLARES**

FUENTE: PUNIS V10

ELABORADO POR: Borja Luis Felipe y Torres María José.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 CONSLUSIONES.

- ❖ Mediante el análisis estructural que se ha realizado a la edificación actual, se pudo detectar que existen varios problemas en los diferentes elementos estructurales, tales como: vigas banda, columnas y conexiones losa – columna (punzonamiento), pues estos elementos no cuentan con los requerimientos mínimos, para cubrir la sollicitaciones que pueden presentarse ante la ocurrencia de un sismo. Sin embargo, estos elementos estructurales, no presentan problemas de capacidad para cubrir sollicitaciones por carga vertical, siempre y cuando no se presente un evento sísmico fuerte.
- ❖ El sistema estructural de losas con vigas banda, presenta un comportamiento estructural deficiente, pues se evidencia excesiva flexibilidad lateral, ya que se constató que las derivas producidas en la estructura, superan la máxima permitida por la NEC 2015, provocando así muchos daños a los elementos no estructurales, por lo tanto se podrá ver comprometida la seguridad del edificio, llegando inclusive al colapso de la estructura.
- ❖ En el análisis de este tipo de edificio (relativamente pequeño y de losas con vigas banda), se pudo constatar que las gradas, al considerarlas como parte de toda la estructura, modifican totalmente el comportamiento dinámico de la misma, pues estas funcionan como un centro rígido de rotación, provocando así, que en el primer modo de vibración, se presente una notable rotación, es decir, que la estructura es más flexible a rotar, lo cual es perjudicial para la misma (Msc. Ing. Patricio Placencia).
- ❖ Es preferible que la distribución de las mamposterías de relleno, sea continua y simétrica en planta y en elevación, ya que las mismas funcionan

como elementos rígidos (junto con el enlucido) y pueden afectar al comportamiento dinámico de la estructura, tal como se evidenció en este edificio, el cual no cuenta con una distribución en elevación definida de mampostería, en uno de sus lados.

- ❖ Mediante el análisis de las columnas, se determinó que para carga vertical pura (muerta más viva), estas funcionan sin problema, pero no tienen la capacidad de absorber los esfuerzos producidos durante la ocurrencia de un sismo, es por esta razón, que se puede reiterar que la estructura no tiene comportamiento sismorresistente.
- ❖ En consecuencia de todo lo expuesto anteriormente, se puede decir, que ésta estructura construida informalmente, sin supervisión técnica y con el sistema de losas con vigas banda, es deficiente y vulnerable ante cargas sísmicas.
- ❖ La mejor opción para reducir la vulnerabilidad de la estructura estudiada, es rigidizarla, introduciendo un sistema que se encargue de absorber los esfuerzos producidos por un sismo, ya que los elementos del pórtico existente, no tiene esa capacidad, pues como se dijo anteriormente, presenta una excesiva flexibilidad lateral, el método más rápido y económico que se encontró fue el de enchapar la mampostería (propuesto y desarrollado por el Mcs. Ing. Patricio Placencia), se lo debe hacer estratégicamente (en fachadas y que no coincidan sus líneas de acción), para mejorar el comportamiento dinámico de la estructura y controlar derivas, además de aliviar al marco losa – columna y así conseguir que sus elementos resistan las solicitaciones que se pueden presentar.
- ❖ Al cambiar de un sistema de losas con vigas banda a un sistema de mampostería estructural, el factor de reducción R disminuye, provocando que el corte basal incremente, llegando a ser aproximadamente el 40% y a pesar, de que el límite máximo de deriva permitida por la NEC 2015, disminuye a 0.01, con una adecuada distribución y espesores de mampostería enchapada, se logra obtener un comportamiento adecuado de la estructura y a la vez cumplir con lo establecido en la norma vigente.
- ❖ La relación de aspectos de la mampostería a enchaparse, es muy importante al momento de definir su diseño, pues en las mamposterías de

aspecto bajo, se debe diseñar principalmente a corte y en las de aspecto intermedio a corte y a flexocompresión, en este estudio se ha cumplido con los diseños necesarios, consiguiendo así que la alternativa 1 de reforzamiento estructural propuesta, cumpla con la función de rigidizar a la estructura y aliviar al marco losa – columna, brindando seguridad estructural al edificio.

- ❖ Para la alternativa 2, se planteó el encamisado de columnas por recomendación del Msc. Ing. Patricio Placencia, con la finalidad de aplicar el método, que comúnmente se cree es la mejor alternativa de reforzamiento estructural de un edificio en nuestro medio, posterior al análisis realizado a esta alternativa, se puede decir, que el reforzamiento con encamisado de columnas no es el adecuado y no se recomienda utilizarlo, pues se ha encamisado todas las columnas con secciones de hasta 50x50 (36% de incremento de área) y aun así no se logró incrementar la capacidad de las columnas, además no se logró corregir el comportamiento dinámico (el cual puede estar siendo afectado por la presencia de las gradas, las cuales actúan como un centro rígido de rotación) y tampoco se logró controlar las derivas, con lo expuesto anteriormente es evidente que se necesita la introducción de un sistema estructural que rigidice a la edificación y absorba los esfuerzos producidos durante un sismo, pues por carga vertical pura (combinación 1), las columnas funcionan sin ningún problema, pero ante la aplicación del sismo, la mayoría de las columnas no tienen la capacidad de absorber los esfuerzos producidos, con esto se demuestra que el sistema sigue funcionando como pórtico, en el cual las columnas tienen la mayor responsabilidad estructural, el diseño de las conexiones losa – columna se torna indispensable y además las vigas siguen sobre esforzadas, pues no se alivian ya que no existe una mejor distribución de carga, es decir que el sistema sigue necesitando ductilidad para incursionar en el rango plástico, mediante un reforzamiento es complicado de realizarlo, pues se necesitaría la intervención principalmente en las conexiones losa – columna.



## 6.2 RECOMENDACIONES.

- ❖ Es evidente que la construcción informal siempre ha existido, pero en los últimos años, esta ha proliferado por la falta de conciencia de la sociedad y control por parte de las entidades encargadas del desarrollo de las ciudades, en nuestro país no se practica una cultura de prevención, lo que puede ocasionar graves daños y pérdidas económicas y humanas, cuando se presente un sismo que ponga a prueba a todas las estructuras, por ello sería conveniente controlar eficientemente la construcción.
- ❖ Existe incertidumbre en cuanto al comportamiento sísmico que puede desarrollar una estructura de losas con vigas banda y aunque existen recomendaciones técnicas (Diseño sismorresistente de edificios con vigas banda, Msc. Ing. Patricio Placencia) para mejorar el comportamiento de este sistema, que pueden ser aplicadas en la práctica, es recomendable no usar el sistema de losas con vigas banda, ya que presenta muchas deficiencias estructurales.
- ❖ Para obtener los esfuerzos aproximados producidos en el suelo, se recomienda modelar la estructura con una cimentación elásticas (springs), los mismos que tendrán su rigidez dependiendo del coeficiente de balasto, además se debe introducir a la estructura las cadenas de amarre y su zócalo de piedra, esto con la finalidad de acercarse un poco más a la realidad de la estructura.
- ❖ Se recomienda modelar el enchapado como un elemento tipo shell, con la finalidad de no considerar a la mampostería de relleno de tipo artesanal que existe, ya que no se cuenta con la seguridad de que la misma, tenga las características de resistencia mínimas necesarias, que puedan favorecer al comportamiento de la estructura.
- ❖ Se debe modelar a las mamposterías enchapadas, como elementos pier con su respectivo acero de refuerzo, para posteriormente verificar su capacidad a flexocompresión.
- ❖ Se planteó en el reforzamiento 2, un encamisado de columnas, el mismo que no es recomendable utilizarlo (Msc. Ing. Patricio Placencia), ya que es

un reforzamiento a nivel de elemento, mas no de estructura, de tal manera que el sistema sigue necesitando ductilidad para incursionar en el rango plástico y proporcionarle ductilidad al sistema mediante un reforzamiento para obtener un comportamiento sismorresistente es muy complicado.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Concrete Institute. (2008). Requisitos y reglamentos para concreto estructural y comentarios. Florida: ACI 318.
2. Norma Ecuatoriana de la construcción. (2015). Peligro sísmico, diseño sismorresistente. Quito, Ecuador.
3. Norma Ecuatoriana de la construcción. (2015). Estructuras de hormigón armado. Quito, Ecuador.
4. Norma Ecuatoriana de la construcción. (2015). Mampostería estructural. Quito, Ecuador.
5. Norma Ecuatoriana de la construcción. (2015). Cargas no sísmicas. Quito, Ecuador.
6. Placencia Patricio. (1999). Diseño sismorresistente de edificios con vigas banda. Quito, Ecuador.
7. Aguiar Roberto. (2008). Análisis sísmico por desempeño. Quito: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.
8. Aguiar Roberto. (2013) MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO, Primera edición. Quito, Ecuador.
9. Ochoa Jacqueline, Ulcuango David. (2014). Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
10. Aguilar Gerardo y Lumbi Edgar. Diagnóstico y propuesta de reforzamiento estructurales de una edificación representativa en el barrio Atucucho, de Quito. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
11. Fernández Lenin, Paredes Patricio. (2010). Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
12. Guerra Marcelo. (2010). Manual para el diseño sismorresistente de edificios utilizando el programa etabs. Quito, Ecuador.
13. Monsalve Jazmín. (2005). Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales. Tesis de Maestría. Venezuela: Universidad de los Andes.

14. Manitio Guido, Vásconez Santiago. (2013). Estudio de la vulnerabilidad y reforzamiento de un inmueble patrimonial del distrito Metropolitano de Quito. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
15. Placencia Patricio (2014). Apuntes de la materia Proyectos Estructurales y Configuración Estructural. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
16. Placencia Patricio (2012). Apuntes de la materia Hormigón III. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
17. Díaz Sigifredo (2013). Apuntes de la materia Aplicaciones computacionales. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
18. Vaca Felix. (2012). Apuntes de la materia Diseño en Madera y Mampostería. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
19. Márquez Eduardo. (2014). Apuntes de la materia Ingeniería sísmica. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
20. Yépez Hugo, Chatelain L., Guillier B. Estudio del Riesgo Sísmico en el Ecuador. Quito, Ecuador.
21. Romo Marcelo. Diseño de Losas de Hormigón Armado. Quito: Escuela Politécnica del Ejército.
22. Emma Soto. "Rehabilitación De Estructuras De Concreto". México: Universidad Nacional Autónoma De México, 2008. Tesis de maestría.

## **ANEXOS**

**ANEXO No. 1:**

**PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA ESTRUCTURA  
ACTUAL.**

**ANEXO No. 2:**

**PLANOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA  
ACTUAL.**

**ANEXO No. 3:**

**PLANOS ARQUITECTÓNICOS ALTERNATIVA 1**



**ANEXO No. 4:**

**PLANOS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 1**