

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y REFORZAMIENTO DEL GALPÓN N°7
“CASA MATA” CORRESPONDIENTE AL DEPARTAMENTO DE
CIENCIAS NUCLEARES DE LA ESCUELA POLITÉCNICA
NACIONAL**

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

IVETTE ALEJANDRA BARRAGÁN IBARRA
ivi_ale@outlook.es

LUIS VINICIO REINOSO CALUGUILLIN
vinicio7reinoso@hotmail.com

DIRECTOR: ING. MSc. DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA
diego.sosac@epn.edu.ec

Quito, Julio 2017

DECLARACIÓN

Nosotros, Ivette Alejandra Barragán Ibarra y Luis Vinicio Reinoso Caluguillin, 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.

Ivette Alejandra Barragán Ibarra

Luis Vinicio reinoso Caluguillin

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Ivette Alejandra Barragán Ibarra y Luis Vinicio Reinoso Caluguillin, bajo mi supervisión.

MSC. ING. DIEGO SOSA CAIZA
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Le doy gracias a Dios por haberme guiado en todo el camino de mi vida universitaria y darme la fuerza necesaria para afrontar todas las adversidades que se me presentaron.

A mis padres por depositar su confianza en mí y por todo el apoyo que me brindaron para alcanzar esta meta.

A mi hermana Jomaira, por siempre creer en mí y celebrar mis triunfos como si fueran los de ella.

A Vinicio por ser ese compañero y amigo incondicional en todos estos años, por estar en los momentos más difíciles que he vivido, gracias por compartir conmigo este momento especial de nuestras vidas.

Agradezco de manera especial al Ing. Diego Sosa por toda su colaboración y guía en este proyecto, por ser un gran maestro, siempre dispuesto a ayudar y a compartir su conocimiento.

De igual manera agradezco al Ing. Patricio Placencia, no solo por la ayuda brindada en este proyecto, también por todas las enseñanzas y consejos impartidos en las aulas, por ser a más de un gran profesional una excelente persona.

A todos mis amigos Gaby, Diego Rubiro, Fernanda, Mabel, Johana, Diana, Tania por todas las experiencias que hemos vivido juntos, y por estar siempre a mi lado en los buenos y malos momentos.

Ivette Alejandra Barragán Ibarra

DEDICATORIA

A mis padres Kléber Barragán y Ligia Ibarra, quienes siempre cuidaron de mí, todo lo bueno que soy se los debo a ustedes, por los valores que me inculcaron, por siempre motivarme a buscar un mañana mejor, por todos los sacrificios y esfuerzos que hicieron, este logro es para ustedes, les quiero mucho.

Ivette Alejandra Barragán Ibarra

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mi madre Carmen por su esfuerzo, dedicación y valor de cumplir con el papel de padre también durante todos estos años, me ha demostrado que el amor de una madre no conoce lo imposible.

A la Sra. Antonia por ser la persona más importante y la que más admiro, gracias a sus enseñanzas y consejos durante todos estos años, por eso agradezco a Dios por darme la posibilidad de compartir día a día a su lado.

A mi Padrino por haberme brindado todo su apoyo, cariño; sobretodo el enseñarme lo importante de que es la ética y la moral que debe prevalecer en esta bella profesión.

A Ivette por su amistad durante todos estos años que gracias a su empeño y dedicación este trabajo no se hubiese culminado. Gracias por haber compartido tantos buenos momentos y apoyarme en los momentos más difíciles y

Al Ing. Diego Sosa por ser un gran apoyo en la realización del presente trabajo

A Jonathan por ser mi mejor amigo de muchos años, gracias por ser ese hermano que no imagine conocer.

A mis amigos Naty, Daniel, Diego, Paola, Liss, Jany, Fernanda por tantos momentos vividos y lecciones aprendidas.

Vinicio Reinoso

DEDICATORIA

A mi Madre y la Sra. Antonia por su amor y comprensión incondicional durante toda mi vida.

A mis padrinos e hijos que siempre me han brindado todo su apoyo.

Vinicio Reinoso

CONTENIDO

DECLARACIÓN	ii
CERTIFICACIÓN	iii
CONTENIDO	viii
LISTADO DE FIGURAS	xiii
LISTADO DE TABLAS	xvii
RESUMEN	xviii
ABSTRACT	xix
PRESENTACIÓN	xx
CAPÍTULO 1	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 ALCANCE Y OBJETIVOS.....	4
1.2.1 Alcance.....	4
1.2.2 Objetivos.....	4
1.2.2.1 <i>Objetivo general</i>	4
1.2.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	4
CAPÍTULO 2	6
2.1 PRINCIPIOS DE SISMO RESISTENCIA	6
2.1.1 Forma Regular.....	6
2.1.2 Bajo peso.....	7
2.1.3 Rigidez.....	7
2.1.4 Estabilidad	8
2.1.5 Cimentación.....	8
2.1.6 Estructura apropiada	9
2.1.7 Materiales	9
2.1.8 Calidad en la construcción.....	10
2.2 TIPOS DE REFORZAMIENTO	11
2.2.1 Objetivos del reforzamiento	11
2.2.2 Incremento de secciones y cuantía de acero	11

2.2.3	Enchapado de paredes.....	12
2.2.4	Refuerzo de la cimentación	12
2.2.5	Construcción de muros estructurales	13
2.2.6	Revestimiento con fibras compuestas	13
2.2.7	DIAGONALES RIGIDIZADORAS	14
2.3	VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EL ECUADOR	14
2.3.1	Zonificación sísmica NEC-2015.....	15
2.3.2	Tipologías de Hormigón Armado en Ecuador	16
2.3.2.1	<i>Sistema de pórtico – vigas banda</i>	16
2.3.2.2	<i>Sistema de pórticos – vigas descolgadas</i>	17
2.3.2.3	Sistema de pórticos – muros estructurales	18
2.3.3	Patologías estructurales	19
2.3.3.1	Columna corta.....	19
2.3.3.2	Piso blando	20
2.3.3.3	Torsión en planta	21
CAPÍTULO 3	23
3.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	23
3.1.1	PLANOS ARQUITECTÓNICOS	27
3.1.2	DESCRIPCIÓN DE MATERIALES	27
3.1.2.1	Hormigón.....	27
3.1.2.2	Mampostería y Alivianamientos	28
3.1.2.3	Acero Estructural.....	29
3.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN	29
3.2.1	Configuración estructural.....	30
3.2.2	Análisis de carga	33
3.2.2.1	Carga Muerta	34
3.2.2.2	Carga Vertical Viva	43
3.2.2.3	Carga de Granizo.....	43
3.2.2.4	Carga Sísmica.....	44
3.2.3	Modelación	54
3.2.3.1	Modelo 1	54
3.2.3.2	Materiales para la modelación	54

3.2.3.3	Secciones.....	55
3.2.3.4	Combinaciones de cargas.....	62
3.2.3.5	Condiciones de apoyo para el modelo 1	62
3.2.3.6	Modelo 2	63
3.2.3.7	Modelo 3	64
3.2.3.7.1	Esfuerzo admisible del suelo considerado en el modelo 3.....	65
3.2.3.7.2	Secciones de las zapatas en SAP2000	65
3.2.3.8	Comprobación de pesos del modelo 1	69
3.2.3.9	Modos de vibración del modelo 1.....	70
3.2.3.10	Derivas obtenidas del modelo 1	71
3.2.3.11	Comprobación del método dinámico vs método estático para cortante basal.....	75
3.2.3.12	Derivas obtenidas del modelo 3.....	76
3.2.3.13	Chequeo del esfuerzo admisible del suelo Modelo 3.....	77
3.2.4	Revisión estructural	79
3.2.4.1	Vigas del pórtico frontal.....	80
3.2.4.2	<i>Columns</i>	87
3.2.4.3	Viga de amarre entre pórticos	91
3.2.4.4	Chequeo de la unión viga columna	92
3.2.4.4.1	Control de adherencia.....	92
3.2.4.4.2	Resistencia al cortante horizontal	92
3.2.4.4.3	Cortante que resiste el nudo	93
3.2.4.4.4	Resistencia al cortante vertical	94
3.2.4.4.5	Chequeos de anclaje a tracción ACI 18.8.5	94
3.2.4.5	Columna fuerte – viga débil.....	94
3.3	DETERMINACIÓN DE SÍNTOMAS.....	96
3.3.1	De las patologías	96
3.4	DIAGNÓSTICO FINAL DE LA ESTRUCTURA	97
3.5	ENSAYO CON ESCLERÓMETRO	98
3.6	ENSAYO DE VIBRACIONES AMBIENTALES	98
3.6.1	Ubicación del equipo	99
3.6.2	Equipo utilizado	100

3.6.3	Metodología para el procesamiento de señales	101
3.6.4	Comparación del periodo obtenido del modelo 2 con el periodo obtenido del ensayo de vibraciones ambientales	105
CAPÍTULO 4	107
4.1	ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS PARA EL REFORZAMIENTO.....	107
4.1.1	Enchapado de mampostería.....	107
4.1.1.1	Proceso constructivo del enchapado	110
4.1.1.2	Descripción de materiales a utilizarse en el enchapado	112
4.1.1.3	Análisis de carga.....	113
4.1.1.4	Modelación del enchapado en SAP2000	116
4.1.1.5	Diseño a corte de los enchapados.....	120
4.1.1.6	Comprobación del cortante basal.....	122
4.1.2	Encamisado de columnas.....	123
4.1.2.1	Características Principales	124
4.1.2.2	Consideraciones para el diseño	125
4.1.2.3	Recomendaciones constructivas	125
4.1.2.4	Análisis de carga.....	126
4.1.2.5	Carga sísmica	127
4.1.2.6	Modelación del encamisado.....	127
4.1.2.7	Comprobación del cortante basal.....	128
CAPÍTULO 5	130
5.1	RESULTADOS DEL ESTUDIO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DE LAS OPCIONES DE DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL GALPÓN N°7 “CASA MATA”	130
5.1.1	DE LA EVALUACIÓN ESTRUTURAL DE “CASA MATA”	130
5.1.2	DEL REFORZAMIENTO.....	131
5.1.2.1	Alternativa 1: Enchapado	131
5.1.2.1.1	Verificación a flexocompresión para la mampostería enchapada	132
5.1.2.1.2	Chequeo del esfuerzo admisible del suelo.....	133
5.1.2.1.3	Modos de vibración de la estructura reforzada	135
5.1.2.2	Alternativa 2: Encamisado.....	136
5.1.2.1	Radios de interacción biaxial de columnas	136

5.2	PLANO DEL REFORZAMIENTO PROPUESTO.....	138
5.2.1	Alternativa 1: Enchapado.....	138
5.2.2	Alternativa 2: Encamisado de columnas.....	138
	CAPÍTULO 6	139
6.1	CONCLUSIONES.....	139
6.2	RECOMENDACIONES	141
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	143
	ANEXOS	145
	ANEXO 1	146
	ANEXO 2	147
	ANEXO 3	150
	ANEXO 4	151

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1.1: Mapa de isosistas.....	2
Figura 1.2: Localización principal del sismo de Quito y sus réplicas (Agosto de 2014).....	3
Figura 2.1: Configuración en Planta.....	7
Figura 2.2: Flexibilidad Edificio.....	8
Figura 2.3: Edificio Celanese.....	8
Figura 2.4: Cimentación zapatas aisladas.....	9
Figura 2.5: Materiales de Construcción.....	10
Figura 2.6: Principales principios de sismo resistencia.....	10
Figura 2.7: Encamisado Columnas.....	11
Figura 2.8: Malla en mampostería.....	12
Figura 2.9: Refuerzo de zapata.....	12
Figura 2.10: Muros estructurales.....	13
Figura 2.11: Colocación de FRP.....	13
Figura 2.12: Arriostramientos.....	14
Figura 2.13: Mapa de Zonificación Sísmica de la NEC-2015.....	15
Figura 2.14: Falla viga banda.....	17
Figura 2.15: Sistema viga banda.....	17
Figura 2.16: Sistema pórtico-vigas descolgadas.....	18
Figura 2.17: Sistema pórtico – muro estructural.....	18
Figura 2.18: Columna corta.....	19
Figura 2.19: Columna corta – Hospital Militar Quito.....	20
Figura 2.20: Piso blando – centro comercial QUICENTRO Quito.....	21
Figura 2.21: Piso blando – evento sísmico.....	21
Figura 2.22: Torsión en planta.....	22
Figura 3.1: Ubicación de la edificación de estudio.....	24
Figura 3.2: Vista frontal del Galpón.....	25
Figura 3.3: Vista lateral izquierda del Galpón.....	25
Figura 3.4: Puerta de acceso al Galpón.....	26
Figura 3.5: Vista lateral derecha del Galpón.....	26
Figura 3.6: Relación largo/ancho en edificaciones.....	30
Figura 3.7: Posible efecto de columna corta por presencia de estructura aledaña y por la ubicación de las ventanas.....	31
Figura 3.8: Plano de falla horizontal tridimensional (Vista interior).....	32
Figura 3.9: Plano de falla horizontal (Vista exterior).....	33
Figura 3.10: Fisura producida por orientación de las ventanas.....	33
Figura 3.11: 1m ² de losa en planta.....	34
Figura 3.12: Sección de losa.....	34
Figura 3.13: Área en planta del Galpón “Casa Mata” y Estructura aledaña.....	36
Figura 3.14: Vista superior del galpón.....	37
Figura 3.15: Elevación viga pórtico.....	38

Figura 3.16: Vista frontal Galpón.....	39
Figura 3.17: Detalle Columna – Ménsula	39
Figura 3.18: Composición de la Mampostería	40
Figura 3.19: Representación de la Mampostería.....	41
Figura 3.20: Vista en planta del Galpón “Casa Mata”.....	49
Figura 3.21: Curva de periodo vs aceleración para Espectro de Respuesta	53
Figura 3.22: Propiedades del Hormigón $f'c$ 210 Kg/cm ² en SAP2000	55
Figura 3.23: Definición de la sección de la columna en la base	56
Figura 3.24: Definición de la sección de la columna en la cabeza	56
Figura 3.25: Definición de la sección acartelada de columna en SAP2000	57
Figura 3.26: Definición de las secciones de la viga del pórtico principal en los extremos en SAP2000	57
Figura 3.27: Definición de la sección acartelada de la viga del pórtico principal en SAP2000	57
Figura 3.28: Definición de la membrana losa en SAP2000	58
Figura 3.29: Definición de la sección nervios en SAP2000	58
Figura 3.30: Definición de la secciones que componen la viga central en SAP2000	59
Figura 3.31: Definición de la sección acartelada de viga central en SAP2000	59
Figura 3.32: Definición de la secciones que componen la viga de los extremos que conectan los pórticos en SAP2000	60
Figura 3.33: Definición de la sección acartelada de la viga central de los extremos que conectan los pórticos en SAP2000	60
Figura 3.34: Vista 3D de la estructura Galpón “Casa Mata”	61
Figura 3.35: Vista en planta de la estructura Galpón “Casa Mata”	61
Figura 3.36: Definición de la membrana mampostería en SAP2000	63
Figura 3.37: Vista 3D de la estructura “Casa Mata” con mampostería en SAP2000	63
Figura 3.38: Planta de cimentación de la estructura	64
Figura 3.39: Secciones de las zapatas de la estructura	64
Figura 3.40: Vista 3D de la estructura “Casa Mata” con cimentación modelada.....	65
Figura 3.41: Vista en planta de la estructura “Casa Mata” con cimentación modelada.....	66
Figura 3.42: Definición de zapatas en SAP2000	66
Figura 3.43: Convención de ejes utilizada en SAP2000	67
Figura 3.44: Asignación de resortes en las zapatas.....	67
Figura 3.45: Asignación de coeficiente de Balasto a los cabezales	68
Figura 3.46: Asignación de coeficiente de Balasto a cadenas de amarre	69
Figura 3.47: Peso y Cortante basal obtenido en SAP2000	69

Figura 3.48: Puntos para chequeo de deriva en el pórtico Frontal del Galpón N°7 “Casa Mata”	72
Figura 3.49: Puntos para chequeo de deriva en el pórtico de la junta del Galpón N°7 “Casa Mata”	73
Figura 3.50: Puntos para chequeo de deriva en el pórtico lateral derecho de la estructura aledaña a “Casa Mata”	74
Figura 3.51: Puntos para chequeo de deriva en el pórtico Frontal del Galpón N°7 “Casa Mata” modelado con cimentación.....	76
Figura 3.52: Fuerza axial en las columnas y cabezales de la estructura modelada con la cimentación	77
Figura 3.53: Requisitos básicos para el diseño por resistencia.....	80
Figura 3.54: Sección de la viga del pórtico frontal.....	81
Figura 3.55: Acero en la viga 140 cm x 40 cm	84
Figura 3.56: Luz libre de la viga del pórtico frontal	85
Figura 3.57: Sección de la columna	87
Figura 3.58: Diagrama de Interacción de la columna en sentido X	90
Figura 3.59: Diagrama de Interacción de la columna en sentido Y	91
Figura 3.60: Sección Transversal de Viga Central	91
Figura 3.61: Conexión viga-columna en columna esquinera.....	93
Figura 3.62: Ensayo de esclerómetro en columnas	98
Figura 3.63: Ubicación del equipo en la parte alta de la estructura Galpón N°7 “Casa Mata”	99
Figura 3.64: Ubicación del equipo en la parte alta de la estructura aledaña a Galpón N°7 “Casa Mata”	100
Figura 3.65: Equipo REF-TEK 160-03.....	100
Figura 3.66: Señal de “Casa Mata” obtenida con REF-TEK 160-03.....	102
Figura 3.67: Señal Norte de “Casa Mata” en el dominio del tiempo obtenida con REF-TEK 160-03	102
Figura 3.68: Selección de ventanas con los parámetros STA/LTA	103
Figura 3.69: Picado de la frecuencia fundamental en el espectro de Fourier (sentido Norte), obtenido con Geopsy.....	104
Figura 3.70: Picado de la frecuencia fundamental en el espectro de Fourier (sentido Este), obtenido con Geopsy	104
Figura 3.71: Movimiento de la estructura en dirección Este (vista en planta).....	105
Figura 3.72: Movimiento de la estructura en dirección Norte (vista en planta).....	106
Figura 4.1: Clasificación de Muros	108
Figura 4.2: Modo de falla – muro alto.....	109
Figura 4.3: Modo de falla - muro bajo.....	109
Figura 4.4: Hormigón utilizado para la modelación del enchapado	117
Figura 4.5: Definición de la membrana de enchapado en sap2000	117

Figura 4.6: Vista en 3D de la estructura “Casa Mata” con enchapado	118
Figura 4.7: Vista en 3D de la estructura “Casa Mata” con enchapado y cimentación	118
Figura 4.8: Fuerza máxima de corte V_u en el pórtico frontal del Galpón modelado como empotrado	119
Figura 4.9: Fuerza máxima de corte V_u en el pórtico frontal del Galpón modelado con cimentación	119
Figura 4.10: Eje K –Fachada Frontal.....	121
Figura 4.11: Eje K –Fachada Frontal Reforzada	121
Figura 4.12: Eje 1 –Fachada lateral izquierda reforzada	122
Figura 4.13: Descripción del encamisado de una columna existente	124
Figura 4.14: Definición de la sección del encamisado	128
Figura 4.15: Secciones transversales de la columna del pórtico frontal del galpón modelada en Section Designer	128
Figura 5.1: Esquema en planta de la edificación con el reforzamiento propuesto	131
Figura 5.2: Curva de flexocompresión para el muro “MAMP X2”	133
Figura 5.3: Radios de Interacción Biaxial	137

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.1: Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada.....	16
Tabla 3.1: Cargas Muertas - Peso de la Loseta de 5cm	35
Tabla 3.2: Cantidades y peso de vigas considerando la mitad de la estructura	38
Tabla 3.3: Cantidades y peso de columnas considerando la mitad de la estructura	40
Tabla 3.4: Área de mampostería	41
Tabla 3.5: Carga distribuida de la mampostería por m ² considerando la mitad de la estructura	42
Tabla 3.6: Carga muerta total del galpón y estructura aledaña:.....	43
Tabla 3.7: Carga vertical viva según ocupación en cubiertas	43
Tabla 3.8: Valores de Fa	44
Tabla 3.9: Valores de Ct.....	45
Tabla 3.10: Valores de los factores de sitio de la Microzonificación Sísmica de Quito.....	46
Tabla 3.11: Valores de coeficiente de importancia.....	47
Tabla 3.12: Tipos de perfiles de suelo.....	47
Tabla 3.13: Valores de coeficiente de reducción según NEC-SE-DS	48
Tabla 3.14: Resumen de valores utilizados para el cálculo de Cortante Basal por el método estático y método dinámico	51
Tabla 3.15: Valores de Periodo Vs Aceleración utilizados para el Cortante Basal por el Método Dinámico.....	52
Tabla 3.16: Resultados de porcentaje de participación modal de la estructura obtenido en SAP2000 para la estructura original	70
Tabla 3.17: Relación Modal de Participación de Masas para la estructura original.....	70
Tabla 3.18: Valores máximos de deriva según NEC 15	71
Tabla 3.19: Cálculo de la deriva máxima inelástica ΔM de cada piso	71
Tabla 3.20: Alturas del Galpón N°7 “Casa Mata”	71
Tabla 3.21: Valores de derivas por sismo en X (método estático) obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal.....	72
Tabla 3.22: Valores de derivas por sismo en X (método dinámico) obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal:.....	72
Tabla 3.23: Valores de derivas por sismo en Y obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal.....	73

Tabla 3.24: Valores de derivas por sismo en X (método estático) obtenidos de SAP2000 para el pórtico de la junta	73
Tabla 3.25: Valores de derivas por sismo en X (método dinámico) obtenidos de SAP2000 para el pórtico de la junta	74
Tabla 3.26: Altura de la estructura aledaña a “Casa Mata”	74
Tabla 3.27: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico lateral derecho de la estructura aledaña a “Casa Mata”	74
Tabla 3.28: Valores de derivas por sismo en Y obtenidos de SAP2000 para el pórtico lateral derecho de la estructura aledaña a “Casa Mata”	75
Tabla 3.29: Corte dinámico vs Corte estático	75
Tabla 3.30: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con cimentación	76
Tabla 3.31: Valores de derivas por sismo en Y obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con cimentación	77
Tabla 3.32: Deformaciones en las zapatas por carga de servicio	78
Tabla 3.33: Deformaciones en las zapatas por carga de servicio más sismo X	79
Tabla 3.34: Valores Máximos de Cortante (V2).....	82
Tabla 3.35: Valores Máximos de Corte en Columnas	88
Tabla 3.36: Valores Máximos de Momento Flector en Columnas	89
Tabla 3.37: Valores Máximos de Fuerza Axial en Columnas	89
Tabla 4.1: Cálculo del nuevo peso de columnas acarteladas y considerando toda la estructura	114
Tabla 4.2: Cálculo del nuevo peso de vigas considerando toda la estructura	114
Tabla 4.3: Cálculo del nuevo peso de la loseta considerando toda la estructura	115
Tabla 4.4: Cálculo del peso del enchapado en la estructura.....	115
Tabla 4.5: Carga muerta total del galpón y estructura aledaña con el enchapado.....	116
Tabla 4.6: Diseño de Enchapado	122
Tabla 4.7: Peso de la estructura y cortante basal	123
Tabla 4.8: Carga muerta de los elementos	123
Tabla 4.9: Detalle de las columnas a encamisar	126
Tabla 4.10: Cálculo del nuevo peso de columnas acarteladas y considerando toda la estructura	126
Tabla 4.11: Carga muerta total del galpón y estructura aledaña.....	127
Tabla 4.12: Peso de la estructura y cortante basal	129
Tabla 4.13: Carga muerta de los elementos	129
Tabla 5.1: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con cimentación	130

Tabla 5.2: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con Enchapado	132
Tabla 5.3: Mampostería enchapada para verificar la flexocompresión	132
Tabla 5.4: Deformaciones en las zapatas por carga de servicio en la estructura reforzada con enchapado.....	134
Tabla 5.5: Deformaciones en las zapatas por carga de servicio más sismo X en la estructura reforzada con enchapado	134
Tabla 5.6: Resultados de porcentaje de participación modal de la estructura obtenido en SAP2000 para la estructura reforzada con enchapado.....	135
Tabla 5.7: Relación Modal de Participación de Masas para la estructura reforzada con enchapado.....	135
Tabla 5.8: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con aumento de secciones (Encamisado)	136
Tabla 5.9: Comparación de derivas en el pórtico frontal	137

RESUMEN

El presente proyecto de investigación busca inicialmente realizar una evaluación estructural del estado actual del Galpón N°7 “Casa Mata”, ante la presencia de fisuras en vigas y mampostería. Lo que ha causado la preocupación de las autoridades por ser una edificación de importancia, ya que dentro de ella alberga a otra estructura conocida como irradiador de cobalto 60 utilizada para esterilización de productos médicos, quirúrgicos, alimenticios, entre otros; con el uso de energía radiactiva. Por dichas razones es inadmisibles pasar por alto los problemas estructurales que allí se presentan, los mismos que deberán ser analizados y resueltos de tal forma que se disminuya el riesgo sísmico.

La evaluación estructural de “Casa Mata” se realizó en función de los requisitos sismo resistentes descritos en la norma vigente de construcción NEC 2015, y mediante el uso de programas computacionales. El uso de estos en conjunto, permitieron identificar que la configuración actual de la estructura no cumple con los límites permisibles de las derivas de piso superando el 2% considerado como valor máximo como indica la NEC 2015. Esto ratifica que se está incumpliendo la filosofía tradicional de diseño sismo resistente, siendo necesario plantear un reforzamiento.

El reforzamiento que se plantea tiene dos alternativas para la estructura, la primera consiste en enchapado de paredes y la segunda en el aumento de las secciones de las columnas (encamisado). La primera alternativa resolvió el problema de las derivas de piso, garantizando un mejor comportamiento de la estructura durante un evento sísmico; en tanto que la segunda alternativa superó el valor límite de derivas indicado en la NEC 2015, por tanto fue descartada como solución para resolver los problemas estructurales existentes en “Casa Mata”.

ABSTRACT

This investigation Project wants mainly to perform an structural evaluation of the actual state of Casa Mata's Shed No. 7, due to the presence of cracks in beams and masonry. This problem has caused concern to the authorities in charge, because inside this structure exists a cobalt irradiator 60 that uses radioactive energy for the sterilization of medical, surgical and food products. For this reason it's imposible to disregard the structural problems present there; therefore we aim to analize and solve this issue to decrease the seismic risk.

The structural evaluation of "Casa Mata" was done according to the earthquake resistant requirements described in the construction current norm (NEC 2015) and also with the use of computer programs. The use of these together, identified that the current configuration of the structure fails to meet the permissible limits of the floor drifts surpassing the maximun value of 2% according to NEC 2015. This finding ratifies that the earthquake resistant design is not being fulfilled and is imperative to propose a reinforcement.

The reinforcement proposed has two alternatives; the first one is plating walls and the second one column strengthening by encasement (Jacketing). The first option solved the floor drifts ensuring a better behavior of the structure during an earthquake; and the second option surpassed the limit value of the drift floor shown in NEC 2015, therefore this alternative was discarded.

PRESENTACIÓN

Muchas de las estructuras que existen en nuestro país son deficientes, debido a que no fueron diseñadas en base a las normativas existentes, y en otros casos pese a tener un buen diseño la falta de supervisión en la ejecución de las obras ha sido causa de errores, que conllevan a que la estructura no sea capaz de resistir ante un evento sísmico.

Este trabajo tiene por objeto realizar un análisis estructural del Galpón “Casa Mata” ubicado en la Escuela Politécnica Nacional, ya que dicha estructura fue construida hace alrededor de cuarenta años, con códigos antiguos; los cuales no tomaban en consideración muchos parámetros que en la actualidad permiten predecir de mejor manera el comportamiento de una estructura.

En los capítulos de este trabajo a más del análisis estructural se habla acerca de alternativas de reforzamiento, que son muy efectivas para reducir la vulnerabilidad sísmica de las estructuras que presentan problemas tales como derivas excesivas; dichas alternativas no son tan costosas como otras que poseen tecnologías avanzadas.

Mediante el uso de programas computacionales y en función de los requisitos sismo resistentes de la normativa vigente NEC 2015, se determinó si los elementos estructurales que constituyen la edificación “Casa Mata” son suficientes para resistir fuerzas por carga lateral, y al obtenerse resultados desfavorables se planteó un reforzamiento adecuado que mejore las capacidades de la estructura.

Con los resultados finales obtenidos de las alternativas de reforzamiento se realizaron comparaciones y se formularon conclusiones sobre como mejoran estas alternativas el estado actual de “Casa Mata”.

CAPÍTULO 1

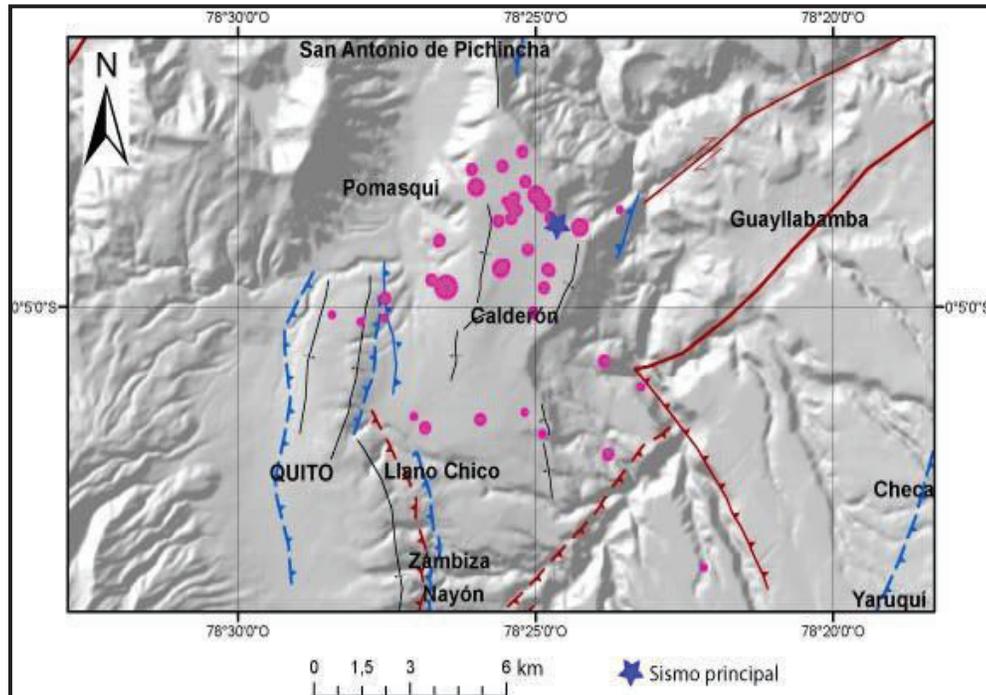
INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El Ecuador se halla ubicado en una de las zonas de mayor peligrosidad sísmica del mundo, de tal forma que los proyectistas estructurales tienen que diseñar sus edificios considerando que lo más importante es la acción sísmica (Aguiar, 2008). El desplazamiento entre las placas tectónicas Nazca y Sudamericana conocido como proceso de subducción ha dado origen a movimientos telúricos de importancia como el de Esmeraldas el 31 de enero de 1906 de magnitud 8.8 (Mw magnitud momento), que es el más grande registrado en Ecuador y el sexto más grande a escala mundial. Y el más reciente el de Pedernales (Manabí) el 16 de abril de 2016 (Mw 7.8) (Instituto Geofísico , 2016), el cual afectó a gran parte de la zona costera, produciéndose el colapso de muchas estructuras debido a que durante varios años ha existido falta de control en los procesos constructivos e incumplimiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) y de técnicas constructivas. Se puede conocer la fuerza del evento, medido en personas, objetos y edificaciones utilizando un indicador conocido como intensidad. Para determinar los niveles de intensidad se utiliza la Escala Macrosísmica Europea (EMS98), que es una actualización de la Escala de Mercalli. El levantamiento de la información de intensidades lo realizó el Instituto Geofísico de la EPN.

La intensidad máxima evaluada de este último terremoto fue 9 EMS en zonas específicas de la provincia de Manabí en donde se evidenciaron daños en la mayoría de edificaciones y en provincias de la Sierra como Pichincha, la intensidad máxima fue de 4 EMS lo que indica que el sismo fue ampliamente sentido por la población (Secretaría de Gestión de Riesgos , 2016), como se puede observar en la Figura1.1.

Figura 1.2: Localización principal del sismo de Quito y sus réplicas (Agosto de 2014)



Fuente: Instituto Geofísico – EPN

Todos estos antecedentes demuestran que la probabilidad de ocurrencia de un sismo en esta ciudad permanece latente y por tanto la vulnerabilidad de las edificaciones que presentan deficiencias estructurales, ante este tipo de eventos es mayor; siendo necesario realizar un análisis estructural de dichas edificaciones e intervenirlas con un reforzamiento adecuado de ser necesario, de tal forma que se disminuya el riesgo sísmico. La rehabilitación sísmica de estructuras existentes es uno de los métodos más eficaces para reducir este riesgo (Soto, 2008). Sin embargo, el desempeño sísmico de la estructura mejorará solamente si el ingeniero selecciona una técnica de rehabilitación apropiada basada en una evaluación sísmica de la estructura.

1.2 ALCANCE Y OBJETIVOS

1.2.1 Alcance

La presente investigación busca inicialmente realizar una evaluación estructural del estado actual del Galpón N°7 “Casa Mata” y en base a los resultados obtenidos determinar si cumple con los criterios sismo resistentes de la normativa vigente, caso contrario generar una propuesta de reforzamiento estructural, tomando en consideración el factor de importancia que señala la NEC-SE 2015 para estructuras esenciales, con la finalidad de disminuir su vulnerabilidad actual ante la ocurrencia de un evento sísmico.

1.2.2 Objetivos

1.2.2.1 Objetivo general

Realizar un estudio estructural del estado actual del Galpón N°7 “Casa Mata” de la Escuela Politécnica Nacional” donde funciona el Departamento de Ciencias Nucleares, en función de los requisitos sismo resistentes propuestos en la norma vigente de construcción NEC 2015.

1.2.2.2 Objetivos específicos

- Analizar el estado estructural actual del Galpón N°7 “Casa Mata”.
- Presentar un reforzamiento del sistema de cargas laterales mediante enchapado de paredes.
- Presentar un reforzamiento del sistema de cargas laterales mediante encamisado de columnas.

- Seleccionar de las dos propuestas de reforzamiento la alternativa constructivamente más viable.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 PRINCIPIOS DE SISMO RESISTENCIA

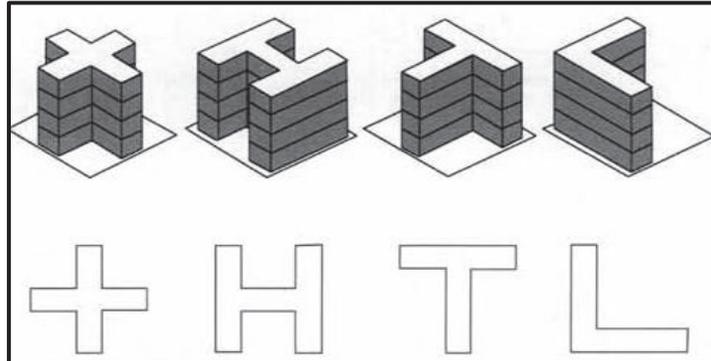
Los criterios actuales de diseño sismo resistente requieren que la estructura soporte un sismo severo sin que llegue al colapso, aunque pueda producirse daños locales importantes. Para ello, la estructura se diseña y construye proporcionándole detalles que permitan las deformaciones inelásticas esperadas durante un sismo severo, sin pérdida significativa de resistencia (Como se cita en Bozzo & Barbat, 2004).

Para lograr que una estructura sea capaz de disipar energía en el rango plástico, evitando el colapso ante terremotos moderados o severos que pueden ocurrir durante su vida útil; es necesario que exista el cumplimiento de los siguientes principios de sismo resistencia:

2.1.1 Forma Regular

La configuración arquitectónica de una edificación debe tener un diseño simétrico y uniforme tanto en planta como en elevación, debido a que las estructuras con formas asimétricas por lo general no tienen un comportamiento adecuado en un evento sísmico, ya que durante el mismo se acumulan concentraciones de fuerzas en las esquinas debido a la falta de uniformidad, adicionalmente podrían presentarse torsiones o un giro desordenado lo que ocasiona frecuentemente daños severos en elementos estructurales y no estructurales de la edificación.

Figura 2.1: Configuración en Planta



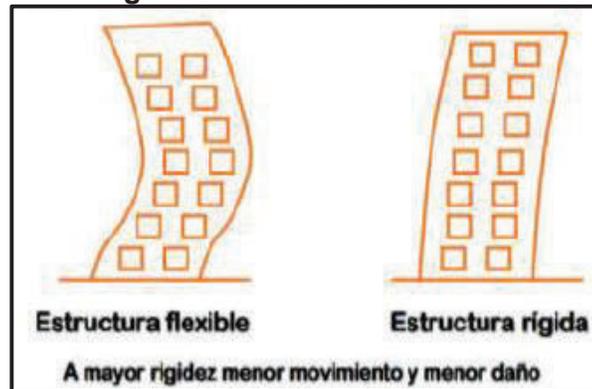
Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud (PAHO-OPS, 1999)

2.1.2 Bajo peso

El peso es un factor muy importante durante un sismo, construcciones muy pesadas están sometidas a mayores fuerzas laterales durante un sismo, a diferencia de una edificación liviana que genera un nivel de fuerza menor al producirse este evento.

2.1.3 Rigidez

El nivel de rigidez en una edificación es importante puesto que las estructuras muy flexibles tienden a deformarse durante un evento sísmico, lo que puede ocasionar daños en los elementos no estructurales como mamposterías o instalaciones que pueden comprometer la seguridad de los habitantes de la edificación.

Figura 2.2: Flexibilidad Edificio

Fuente: Evaluación de daños y de la seguridad de edificaciones después de un sismo

2.1.4 Estabilidad

La estabilidad es la capacidad de una estructura de mantener su posición de equilibrio durante un movimiento sísmico y cargas aplicadas, para que no se produzca volcamiento o desplazamientos que comprometa a la edificación.

Figura 2.3: Edificio Celanese

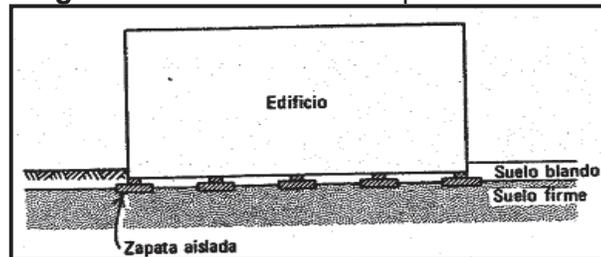
Fuente: Plataforma Arquitectura, Luis Legorreta

2.1.5 Cimentación

La función de la cimentación en un evento sísmico es ofrecer a la edificación una base rígida y capaz de transmitir al suelo los esfuerzos que se producen entre la interacción de la estructura y los movimientos del mismo. Es importante que durante este fenómeno natural no existan grandes asentamientos, para esto los suelos deben ser rígidos porque los suelos blandos tienden a transmitir mayor movimiento,

debido a que se amplifican sus ondas sísmicas lo cual se conoce como efecto en sitio.

Figura 2.4: Cimentación zapatas aisladas



Fuente: Apuntes Ingeniería Civil Proyecto de un Sistema de Cimentación

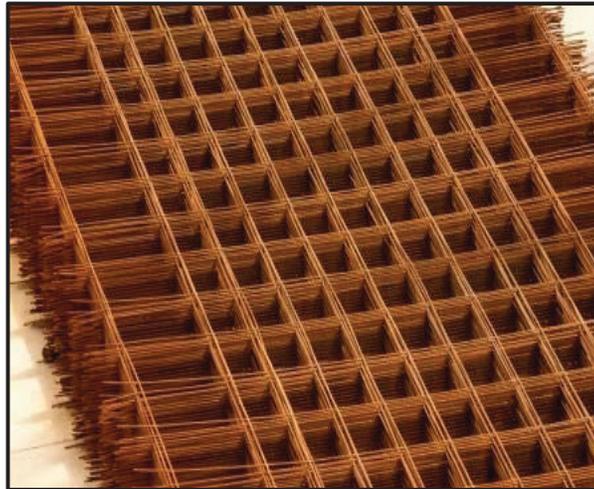
2.1.6 Estructura apropiada

Una edificación se considera apropiada cuando su configuración estructural posee continuidad, rigidez, simetría, uniformidad entre otros, ya que la falta de estos criterios pueden dar lugar a esfuerzos y deformaciones excesivas que no se consideraron dentro del diseño causando daños severos en la edificación incluso su colapso.

2.1.7 Materiales

La presencia de materiales no adecuados se evidencia después de un terremoto quedando expuestos en las edificaciones colapsadas. El uso de arena de mar, o agua marina para la elaboración del hormigón son perjudiciales por las sales presentes, las cuales aceleran el proceso de oxidación del acero utilizado en los elementos estructurales, disminuyendo su resistencia.

Figura 2.5: Materiales de Construcción

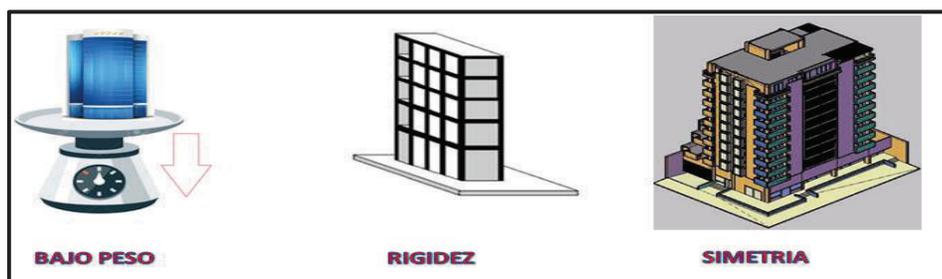


Fuente: Ferros Poch, Malla Electrosoldada

2.1.8 Calidad en la construcción

El respetar y ajustarse a los principios descritos anteriormente garantizará que las estructuras soporten un evento sísmico, a diferencia de aquellas que no se diseñan con dichos principios y sin ninguna supervisión técnica durante su construcción. La normativa vigente hace referencia al uso adecuado de materiales y sus características, así como las especificaciones de diseño y procesos de construcción que se deberían aplicar en cada proyecto del país.

Figura 2.6: Principales principios de sismo resistencia



Fuente: Imágenes Google
 Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

2.2 TIPOS DE REFORZAMIENTO

Las edificaciones que se encuentran en zonas altamente sísmicas y que fueron diseñadas con códigos antiguos o construidas sin ninguna supervisión técnica como es el caso de la construcción informal, en donde no se consideraban varios criterios de sismo resistencia requieren un análisis estructural el mismo que permitirá conocer si requiere ser intervenida mediante un reforzamiento, que sea capaz de mejorar su capacidad de carga para garantizar su serviciabilidad y funcionalidad.

2.2.1 Objetivos del reforzamiento¹

- Incrementar su capacidad de carga, resistencia
- Disminuir la vulnerabilidad ante un evento sísmico
- Preservar la mayor cantidad de vidas humanas

Dentro de las técnicas de reforzamiento estructural existen varias opciones dentro de las cuales se puede mencionar las siguientes:

2.2.2 Incremento de secciones y cuantía de acero

Figura 2.7: Encamisado Columnas



Fuente: Ingeniería Cáceres S.A.S, Rehabilitación-Estructural.

¹ Ing. Eduardo Márquez, "Ingeniería Sísmica", EPN

2.2.3 Enchapado de paredes

Figura 2.8: Malla en mampostería



Fuente: Cavdiseno, Reforzado Paredes.

2.2.4 Refuerzo de la cimentación

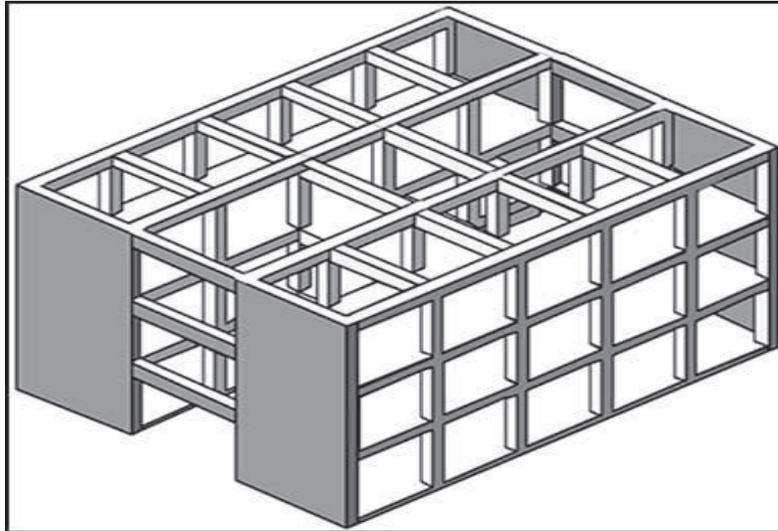
Figura 2.9: Refuerzo de zapata



Fuente: Jme, Proyectos.

2.2.5 Construcción de muros estructurales

Figura 2.10: Muros estructurales



Fuente: Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud (OPS; 2004)

2.2.6 Revestimiento con fibras compuestas

Figura 2.11: Colocación de FRP



Fuente: RB-CONSPRO Reforzamiento Estructural-FRP

2.2.7 DIAGONALES RIGIDIZADORAS

Figura 2.12: Arriostramientos



Fuente: INGESTRUCTURAS Reforzamiento-Estructural

2.3 VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EL ECUADOR

La vulnerabilidad sísmica es la falta de resistencia de un edificio, sector, o incluso una ciudad, frente a las solicitaciones de origen natural, como lo son las solicitaciones sísmicas (Chávez, 2016).

Bonnet (2003) afirma “La vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como la predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño”.

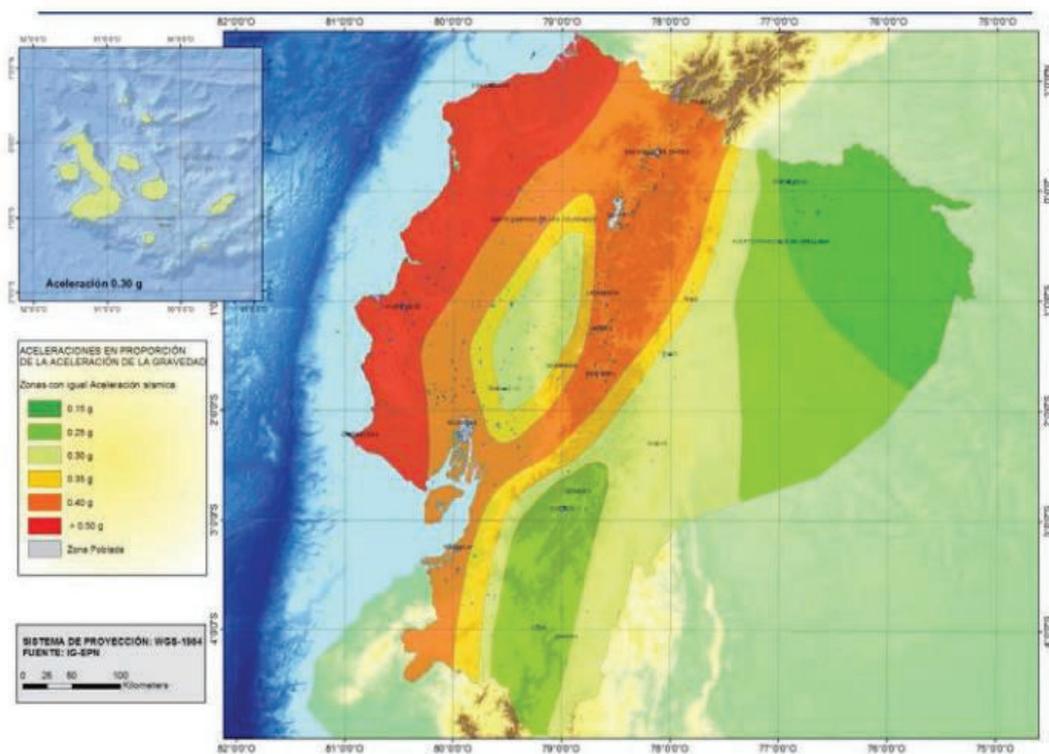
La mayoría de estructuras en nuestro país son altamente vulnerables ante una amenaza sísmica, debido a que no fueron diseñadas con el uso de normativas, y aquellas que si lo fueron, probablemente no tuvieron una supervisión durante su ejecución que garantice que la edificación pueda resistir las solicitaciones para las cuales fue diseñada; por tanto es necesario realizar en estas estructuras una evaluación de vulnerabilidad sísmica mediante un estudio detallado que permita

conocer la susceptibilidad de la edificación de sufrir un determinado nivel de daño para un movimiento especificado (Safina, 2002).

2.3.1 Zonificación sísmica NEC-2015

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 nos muestra un mapa de aceleraciones máximas para el sismo de diseño, que se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad.

Figura 2.13: Mapa de Zonificación Sísmica de la NEC-2015



Fuente: NEC 2015

Al realizar un análisis del mapa anterior se puede observar que la zona litoral del Ecuador presenta una amenaza sísmica muy alta, el mapa es el resultado de un estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, este valor representa un periodo de retorno de 475 años, que incluye una saturación a 0.50 g

de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano ya mencionada que caracteriza la zona VI.

Tabla 2.1: 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 2015

Al realizar un breve análisis del cuadro 1.1 se puede concluir que tanto la región costa y sierra presenta un alto peligro sísmico alto, en particular para la ciudad de Quito se encuentra en la zona sísmica V por lo cual el factor $Z=0,4$.

2.3.2 Tipologías de Hormigón Armado en Ecuador

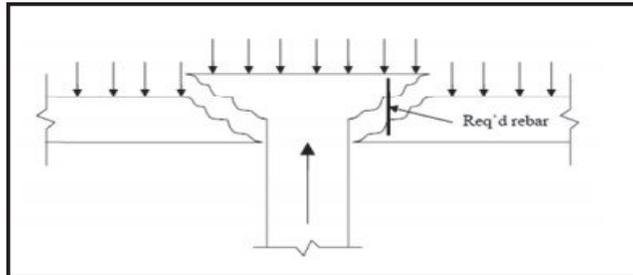
En el Ecuador existe una gran variedad de sistemas constructivos, muchos de ellos han dependido de su ubicación geográfica debido a las condiciones climáticas, el factor económico de la población ha sido preponderante, muchas de las construcciones se las ha realizado sin ningún tipo de asesoría técnica, lo que genera grandes incertidumbres sobre su funcionamiento ante un evento sísmico; a continuación se menciona algunas tipologías de construcción en nuestro país.

2.3.2.1 Sistema de pórtico – vigas banda

Este tipo de sistema constructivo se caracteriza por tener una losa apoyada sobre columnas, con entramados de trabes cruzados que forman una retícula dejando huecos, los cuales pueden ser rellenados por otros materiales más livianos, es importante resaltar que en este sistema las vigas tienen la misma altura que la losa; estructuralmente las columnas son las que reciben toda la carga vertical y sísmica, al ser consideradas las vigas como nervios anchos. Pese a su facilidad constructiva

por el armado de encofrados y la fundición del hormigón, el uso de este sistema no es recomendable en zonas altamente sísmicas.

Figura 2.14: Falla viga banda



Fuente: Structural Collapse Technician Training

Figura 2.15: Sistema viga banda



Fuente: ULMA Construcción

2.3.2.2 Sistema de pórticos – vigas descolgadas

En este sistema constructivo las vigas tienen un peralte mayor al de la losa, pese a no ser totalmente sismo resistente funciona muy bien ante un evento sísmico, ya que las vigas son las que absorben gran parte de los momentos, su diseño se fundamenta en el ACI, se lo puede mejorar añadiendo ciertos elementos estructurales los cuales brindan un excelente comportamiento.

Figura 2.16: Sistema pórtico-vigas descolgadas



Fuente: Clínica H-Venezuela

2.3.2.3 Sistema de pórticos – muros estructurales

Se puede definir como un sistema estructural hiperestático que posee gran ductilidad para enfrentar un evento sísmico, es idóneo para zonas de alta peligrosidad sísmica, apegados a los códigos de construcción establecidos.

Conforme a la NEC para que una estructura sea considerada de tipo dual, los muros estructurales deben absorber el 75% del cortante basal aplicado en cada una de las direcciones.

Figura 2.17: Sistema pórtico – muro estructural



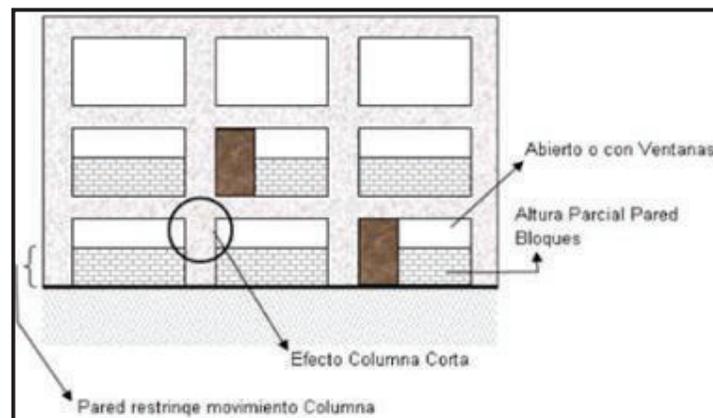
Fuente: Eduarddma- Sistemas de Construcción Aporticado.

2.3.3 Patologías estructurales

2.3.3.1 Columna corta

Uno de los aspectos importantes en un proyecto de construcción es el tipo de arquitectura, sobretodo en estructuras de importancia como escuelas, hospitales, centros educativos, etc. Estas infraestructuras requieren iluminación, ventilación y grandes áreas útiles por lo cual se acostumbra a dejar grandes ventanas pero esto implica tener planos de fallas en los cuales se genera el efecto de columna corta.

Figura 2.18: Columna corta



Fuente: PUCP

Este tipo de patología es muy común, el problema radica cuando el elemento estructural en la interacción tabique-columna no fue considerado en su diseño, como resultado se tiene que la columna recibe una mayor carga horizontal durante un evento sísmico, absorbiendo toda esta fuerza produciéndose una falla frágil por cortante. Este efecto se produce porque al disminuir la longitud de la columna se reduce su ductilidad.

Figura 2.19: Columna corta – Hospital Militar Quito



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

2.3.3.2 Piso blando

Al pasar de los años las edificaciones que tienen proyección de albergar negocios de ventas, optan por mostrar al público sus productos con grandes paneles de vidrio, el problema radica en la configuración de los mismos porque dejan libre de paredes el primer y segundo piso, mientras los pisos restantes los llenan de mampostería, aumentando de esta forma la vulnerabilidad de una edificación ante un evento sísmico, porque las fuerzas sísmicas atacan a los pisos débiles por la diferencia de rigidez con los pisos superiores.

Figura 2.20: Piso blando – centro comercial QUICENTRO Quito



Fuente: Stock Photo, Alamy Quicentro Shopping

Figura 2.21: Piso blando – evento sísmico



Fuente: ONU- Terremoto Pedernales

2.3.3.3 Torsión en planta

Este tipo de patología es muy común porque dentro del diseño no se toma la debida atención a los modos de vibración que tendrá la estructura, en el caso que el primer modo sea por torsión la estructura está condenada a sufrir fuertes daños, es de

suma importancia que no exista una gran distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez porque en un evento sísmico la fuerza lateral ejerce un efecto de brazo de palanca lo cual es perjudicial.

Figura 2.22: Torsión en planta



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

CAPÍTULO 3

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CASA MATA

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Acorde a un estudio realizado en el 2002² se obtuvieron como resultados que más del 70% de las edificaciones del Distrito Metropolitano de Quito no poseen las condiciones de diseño adecuado para las zonas sísmicas; y luego de 15 años esto quedó evidenciado en el terremoto del 16 de abril de 2016, cuyo epicentro fue entre la zona de Pedernales y Cojimíes (Prov.Manabí)³ a 170 kilómetros al noroeste de la capital Quito, sin embargo pese a esta distancia causó afectaciones en esta ciudad produciéndose incluso el colapso de una vivienda.

La empresa Miyamoto Internacional una de las más importantes instituciones a nivel mundial en ingeniería estructural sismo resistente, en coordinación con el Municipio de Quito elaboró un programa de iniciativas de apoyo para la respuesta de la ciudad ante un terremoto, este programa fue auspiciado por USAID e inició luego del terremoto de abril de 2016.

Kit Miyamoto, entregó el 10 de octubre de 2016 los resultados del diagnóstico realizado por esta empresa internacional denominado Programa de Identificación y Mitigación de Riesgos para los principales edificios, escuelas y construcciones en Quito: entre las principales conclusiones están que el riesgo de un terremoto es inminente en esta ciudad ya que se encuentra en una franja de fallas geológicas; por tanto no está lo suficientemente preparada para un terremoto, por lo que es necesario realizar evaluaciones sísmicas y constructivas a edificios municipales y

² Últimos avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación (Yépez Fabricio, 2002).

³ Informe Sísmico Especial N.8 – 2016 (Instituto Geofísico-EPN)

a edificaciones de toda la ciudad; contando con un programa de seguros para construcciones formales e informales y programas de evaluación de desastres.⁴

Por lo mencionado anteriormente es de gran interés para las personas que trabajan en el Departamento de Ciencias Nucleares de la Escuela Politécnica Nacional conocer el estado actual de la estructura conocida como Galpón N°7 “Casa Mata”, donde desarrollan sus actividades e investigaciones con el uso de energía radiactiva, lo que convierte a esta estructura en una edificación con factor de importancia especial; y que además ante los últimos eventos sísmicos ocurridos en agosto del 2014 y abril del 2016, se hicieron más notorias fisuras existentes en vigas y mampostería de la estructura.

La ubicación exacta de la estructura es dentro de la Escuela Politécnica Nacional, cercana a la entrada que da paso a la avenida Diego Ladrón de Guevara, en la ciudad de Quito.

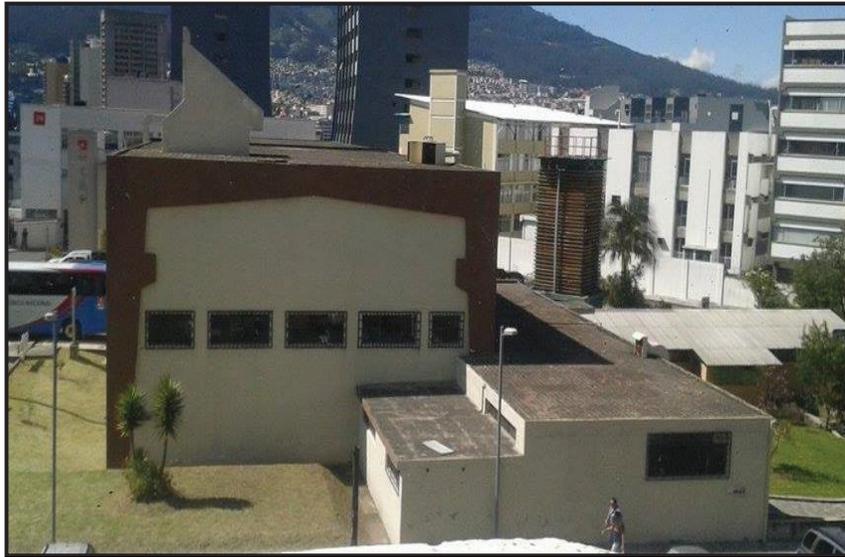
Figura 3.1: Ubicación de la edificación de estudio



Fuente: Google Maps

⁴ Tomado de Agencia Pública de Noticias de Quito – “Quito se capacita para mejorar respuesta ante sismos”- <http://prensa.quito.gob.ec>

Figura 3.2: Vista frontal del Galpón



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.3: Vista lateral izquierda del Galpón



Figura 3.4: Puerta de acceso al Galpón



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.5: Vista lateral derecha del Galpón



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

3.1.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

La definición estructural es la siguiente: El área en planta del galpón medida desde uno de sus extremos hasta la junta constructiva es de 385,56 m². Los pórticos están contruidos con secciones transversales variables de hormigón armado, las columnas del pórtico tienen sección cuyos valores oscilan desde 0,4 x 0,7 m hasta 0,4 x 1,4 m, mientras que las vigas tienen sección en sus extremos 1,4 x 0,4 m y en su centro 0,8 x 0,4 m. Los muros de cierre son de mampostería con 0,15 m de espesor, con vigas de amarre de 0,2 x 0,2 m. La cubierta prefabricada bidireccional es de configuración plana de 0,05 m, con nervios de (0,10 x 0,25) m, ubicada a 9,90 m de altura sobre el nivel de piso terminado, mientras que la cimentación aislada que sirve de soporte al pórtico tiene un área en planta de 2,50 x 1,60 m, para los muros de cierre la zapata de cimentación tiene sección transversal de 0,3 x 0,3 m.

A 6,90 m desde el nivel de piso del pórtico se encuentra ubicada una ménsula que sirve de soporte a unos rieles por el cual se desplaza un puente grúa, el cual en sus especificaciones admite una carga máxima de 10 toneladas.

En el Anexo #1 se encuentran los planos estructurales.

3.1.2 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES

3.1.2.1 Hormigón

Según planos estructurales referencian la calidad del hormigón utilizado en esta estructura $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Además se tendrán en cuenta las siguientes propiedades mecánicas en función de su resistencia y del tipo de compactación.

- 1- Peso Específico del hormigón $\gamma = 2,4 \text{ ton/m}^3$

2- Módulo de deformación; $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ [5]

3- Módulo de Corte; $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

4- Coeficiente de Poisson = 0,2

3.1.2.2 Mampostería y Alivianamientos

Las paredes están conformada por muros de ladrillo. Se asume dimensiones de ladrillo de 0,345 x 0,147 x 0,097 m

Como la mampostería está constituida con materiales que no son elaborados con especificaciones, se establecen algunas propiedades mecánicas determinados mediante ensayos de laboratorio:

- Peso específico de la mampostería ladrillo: $\gamma_m = 1,6 \text{ ton/m}^3$
- Resistencia a la compresión aplicada sobre el área bruta:
 $f'_m = 19.16 \text{ kg/cm}^2$ [6]
- Módulo de elasticidad basándose en resultados empíricos: $E_m = 1000 * f'_m$ [7]

Los planos estructurales indican que los alivianamientos utilizados para la losa del galpón son bloques de 0,20 x 0,40 x 0,25 m, con características:

- Peso específico del bloque usado como alivianamiento: $\gamma_{\text{bloque}} = 1,2 \text{ ton/m}^3$

[5] Tomado de ACI 318-14 Sección 19.2.2.1

[6] Tomado de Ángulo, L., & López, C. (2008). *REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO ARTESANAL (Tesis de Pregrado)*. Quito, Escuela Politécnica Nacional, Ecuador.

[7] Tomado de Rochel, R. (1993). Influencia de los muros de mampostería en el comportamiento de las estructuras aporticadas: una explicación a los daños por los sismos de octubre de 1992 en Medellín

3.1.2.3 Acero Estructural

El acero estructural utilizado según proyecto refleja un rango de valores que oscila entre:

- valor mínimo del límite de fluencia: $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
- valor máximo del límite de fluencia: $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

3.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

En una estructura especial, es importante tener en consideración para el análisis todos los componentes que forman parte del sistema, para obtener un escenario aproximado al real; en este caso se realizará un análisis del escenario más crítico donde no se tome en cuenta la influencia de los paneles de relleno de mampostería ya que al no ser diseñados para soportar fuerzas de interacción con el pórtico en el momento de un sismo se resquebrajan de forma muy severa, siendo los pórticos de hormigón armado los elementos que enfrentan el sismo; se debe tener en consideración que la distribución de la mampostería en la edificación es simétrica, por tanto su existencia no causa problemas de torsión ya que una distribución asimétrica de estos elementos no estructurales pero rígidos, pueden introducir efectos de torsión donde no estaban previstos y causar el colapso total de la estructura (Rochel, 1993).

Pese a todo lo planteado, existe una diferencia entre el modelo de análisis y la realidad, esto está condicionado por la incertidumbre de la calidad de los materiales empleados, cumplimiento del armado estructural de los elementos y uniones propuestos en los planos estructurales.

3.2.1 Configuración estructural

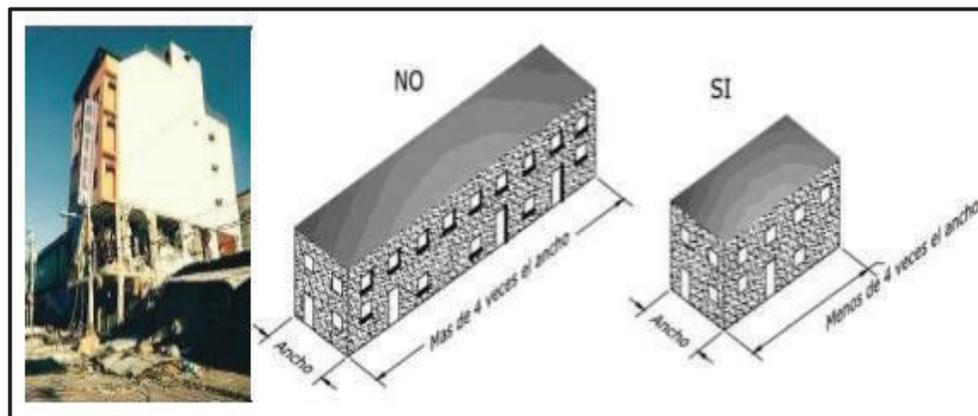
La configuración se refiere a la disposición de los elementos y del sistema estructural de la edificación ya sea en planta o elevación.

- Longitud de la edificación:

La regularidad de una edificación es un factor importante a tener en cuenta, ya que mientras mayor sea esta longitud, mayores serán los daños sísmicos ya que no todos los puntos de la edificación tendrán la misma acción sísmica, el mismo comportamiento dinámico y diferentes demandas de resistencia y ductilidad.⁸

Para evitar el problema de longitud excesiva en planta, se deben ejecutar juntas de construcción, separando a la estructura en dos o más bloques de longitud menor, que tendrán un mejor comportamiento estructural.

Figura 3.6: Relación largo/ancho en edificaciones



Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (Figura 3).

La NEC-SE-VIVIENDA especifica que una estructura debe tener juntas de construcción en el caso de que la longitud en planta de una edificación exceda de

⁸ Tomado de Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

4 la relación largo/ancho, y recomienda que ninguna de las dimensiones exceda de 30 metros.

Por tanto para el Galpón “Casa Mata” la relación largo / ancho ≥ 4 ----- 62 m / 14.6 m = 4,24, y 62 m > 30 m por tanto si requería de junta de construcción.

- **Problemas en Columnas:**

Las columnas son elementos de excepcional importancia ya que son las encargadas de mantener en pie la edificación y a la vez transmiten las cargas a la cimentación. Cualquier daño en las columnas puede producir el colapso de la estructura. Siendo uno de sus principales daños el efecto de columna corta, es importante evitar este tipo de daño ya que su falla es frágil.

Figura 3.7: Posible efecto de columna corta por presencia de estructura aledaña y por la ubicación de las ventanas



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

- **Irregularidad geométrica:**

La estructura aledaña al Galpón “Casa Mata” le proporciona escalonamientos, los cuales son una de las geometrías en elevación causantes de cambios bruscos de

rigidez y masa, creando concentraciones de esfuerzos que pueden provocar daños severos a la edificación.⁹

- **Plano de falla horizontal**

La orientación de las ventanas en las fachadas laterales y frontal, ocasionan un plano de falla horizontal tridimensional (Figura 3.8, Figura 3.9); formando dos cajones rígidos uno por encima y otro por debajo de la estructura.

Figura 3.8: Plano de falla horizontal tridimensional (Vista interior)



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

⁹ Tomado de Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

Figura 3.9: Plano de falla horizontal (Vista exterior)



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Figura 3.10: Fisura producida por orientación de las ventanas



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

3.2.2 Análisis de carga

La correcta realización de un análisis de carga es importante ya que nos permite determinar las intensidades de carga que le corresponden a cada elemento estructural. Como se conoce el principio de una estructura es recibir, resistir y transmitir las cargas a los apoyos sin sufrir deformaciones incompatibles con el tipo de material empleado, ni con el uso de la edificación.

3.2.2.1 Carga Muerta

- **Losa de Cubierta**

La losa del galpón es una losa con vigas peraltadas bidireccional la cual comprende una loseta de 5 cm de espesor, con nervios de (0,25 x 0,10) m.

La losa de la estructura aladaña es una losa con vigas banda bidireccional que comprende una loseta de 5 cm de espesor, con nervios de (0,15 x 0,10) m.

EL peso de la loseta por m² es calculado en función del peso específico del material compuesto.

$$P_{\text{Loseta}} = 2,4 \text{ ton/m}^3 * 0,05 \text{ m} = 0,12 \text{ ton/m}^2$$

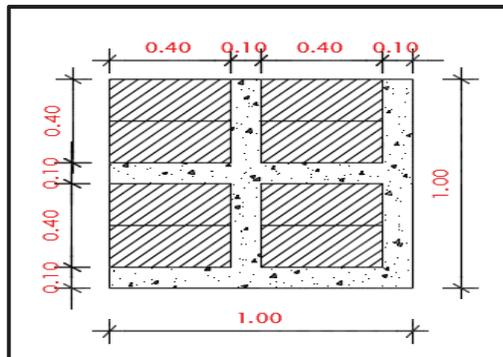
Por metro cuadrado de losa existen 4 nervios

$$P_{\text{Nervio-Galpón}} = 2,4 \text{ ton/m}^3 * 0,25 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 3,6 \text{ m} = 0,216 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{Nervio-Estructura Aladaña}} = 2,4 \text{ ton/m}^3 * 0,15 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 3,6 \text{ m} = 0,129 \text{ ton/m}^2$$

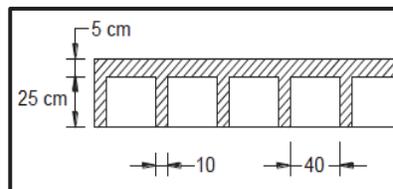
$$P_{\text{Bloques (alivianamientos)}} = 1,2 \text{ ton/m}^3 * 0,20 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 0,25 \text{ m} = 0,192 \text{ ton/m}^2$$

Figura 3.11: 1m² de losa en planta



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.12: Sección de losa



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Tabla 3.1: Cargas Muertas - Peso de la Loseta de 5cm

Peso específico del Hormigón:		2,4		T/m3		
CARGAS MUERTAS						
Loseta	Sección		Dimensiones (m)		Volumen (m3)	W (ton)
	Techo Galpón	Base	l:	24,8	18,104	43,45
Espesor		e:	0,05			
Techo Estructura Aledaña	Base 1	a:	9,45	18,45	44,28	
		l:	33,6			
	Base 2	a:	1,6			
		l:	8,8			
		a:	4,25			
	Espesor	l:	8,8			
Espesor	e:	0,05				
Total:					87,73	

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

El material de revestimiento de la losa de cubierta tanto del Galpón como de la estructura aledaña es tejuelo cuyo peso específico es similar al del ladrillo:

$$\gamma_{\text{tejuelo}} = 1,8 \text{ ton/m}^3$$

$$P_{\text{tejuelo}} = 1,8 \text{ ton/m}^3 * 0,03 \text{ m} = 0,054 \text{ ton/m}^2$$

Adicionalmente se debe considerar el peso del masillado, enlucido e instalaciones:

$$\gamma_{\text{masillado}} = 2,2 \text{ ton/m}^3$$

$$P_{\text{masillado+enlucido}} = 2,2 \text{ ton/m}^3 * 0,02 \text{ m} * 2 = 0,088 \text{ ton/m}^2$$

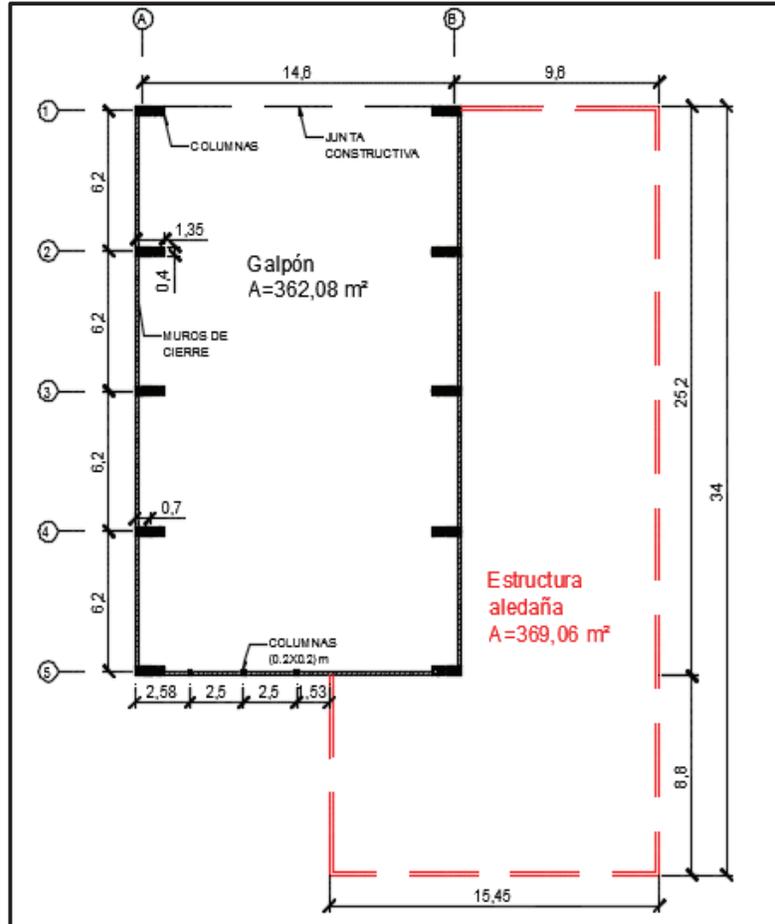
$$P_{\text{instalaciones}} = 0,01 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{total de revestimiento}} = P_{\text{masillado+enlucido}} + P_{\text{tejuelo}}$$

$$P_{\text{total de revestimiento}} = 0,152 \text{ ton/m}^2$$

Para obtener el peso total de los nervios, alivianamientos y revestimiento que tiene la losa de la estructura, a más de los cálculos por m² realizados previamente, es necesario conocer el área en planta:

Figura 3.13: Área en planta del Galpón “Casa Mata” y Estructura aledaña



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

El valor de área obtenido para el Galpón es 362,08 m², pero para la obtención del peso de los nervios se debe restar a esta superficie total en planta la superficie que ocupa el tragaluz de dimensiones: 3,50 m x 3,50 m, obteniéndose un valor de 349,83 m².

$$P_{\text{nervios galpón}} = 0,216 \text{ ton/m}^2 * 349,82 \text{ m}^2 = 75,56 \text{ ton}$$

$$P_{\text{nervios estructura aledaña}} = 0,129 \text{ ton/m}^2 * 369,00 \text{ m}^2 = 47,82 \text{ ton}$$

$$P_{\text{revestimiento+bloque (galpón - estructura aledaña)}} = 0,34 \text{ ton/m}^2 * 731,08 \text{ m}^2 = 251,49 \text{ ton}$$

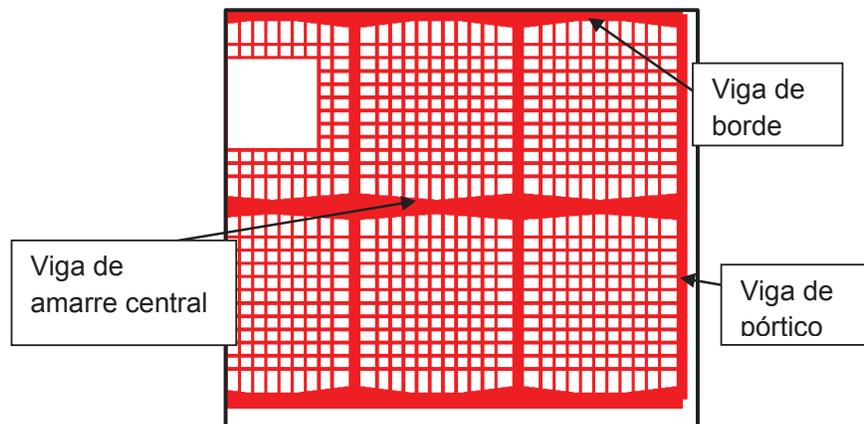
- **Vigas:**

El galpón está estructurado con vigas principales de tres tipos:

- **Viga de pórtico**, esta viga es de sección variable, en sus extremos la sección tiene valores de (0,40 x 1,40) m, mientras que en su centro (0,40 x 0,80) m.
- **Viga Central**, viga de apoyo para la cubierta y a la vez de amarre entre pórticos, con sección variable, (1,00 x 0,60) extremos y (0,50 x 0,60) en su centro.
- **Viga Borde**, viga de apoyo para la cubierta y a la vez de amarre entre pórticos, con sección variable, (0,85 x 0,60) extremos y (0,60 x 0,60) en su centro.

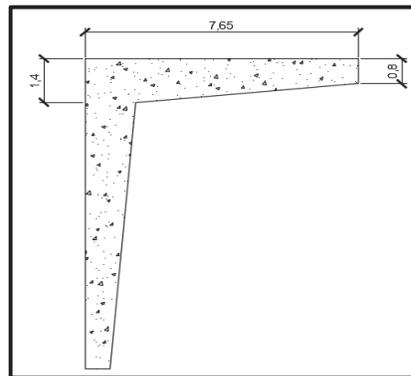
Las vigas de confinamiento de la mampostería tienen sección transversal de (0.20 x 0.20).

Figura 3.14: Vista superior del galpón



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.15: Elevación viga pórtico



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Tabla 3.2: Cantidades y peso de vigas considerando la mitad de la estructura

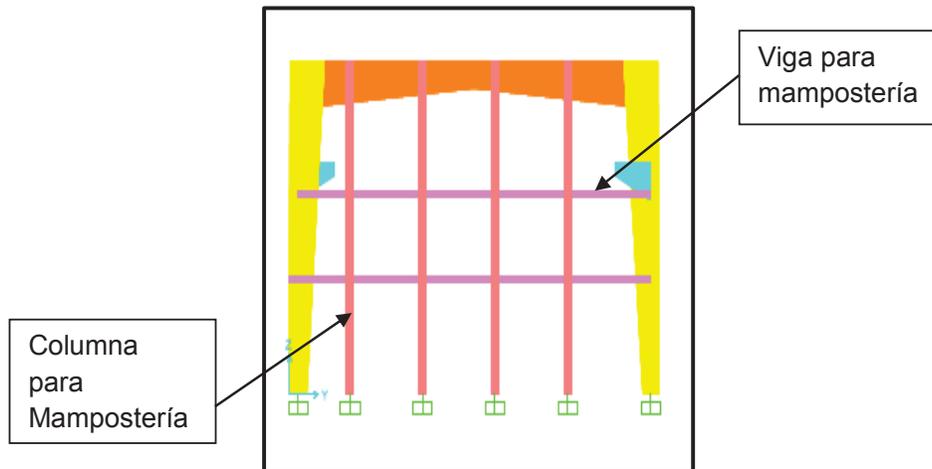
Peso específico del Hormigón:		2,4		T/m3			
CARGAS MUERTAS							
Sección		Dimensiones (m)		cantidad	Volumen (m3)	W (ton)	
VIGAS	Acartelada Central	base 1	a:	1	4	10,38	24,92
			b:	0,6			
		base 2	a:	0,5			
			b:	0,6			
		Tramo recto	a:	0,5			
	b:	0,6					
	Longitud cartela	L1:	2,6				
	Longitud recta	L2:	1				
	Acartelada Extremos	base 1	a:	0,85	8	20,89	50,13
			b:	0,6			
		base 2	a:	0,6			
			b:	0,6			
		Tramo recto	a:	0,6			
	b:	0,6					
	Longitud cartela	L1:	2,6				
	Longitud recta	L2:	1				
	Acartelada Pórticos	base 1	a:	1,4	10	31,71	76,11
			b:	0,4			
base 2		a:	0,8				
	b:	0,4					
Longitud cartela	L1:	7,3					
Rectangular	Base	a:	0,3	1	32,454	77,8896	
		b:	0,45				
	Longitud	L:	240,4				
Rectangular Mampostería	Base	a:	0,2	1	6,142	14,7408	
		b:	0,2				
	Longitud	L:	153,55				
Total:						243,79	

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

- **Columnas pórtico:**

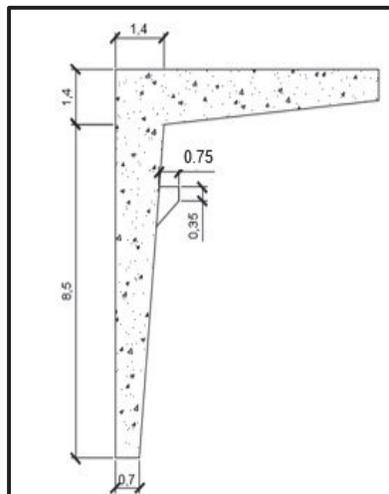
Las columnas del pórtico son de sección variable, (0,7 x 0,4) en su base y (1,40 x 0,4) en la unión con la viga de pórtico, con ménsula que sirve de apoyo a un puente grúa, mientras que las columnas de confinamiento tienen sección de (0,30 x 0,20) m.

Figura 3.16: Vista frontal Galpón



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.17: Detalle Columna – Ménsula



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

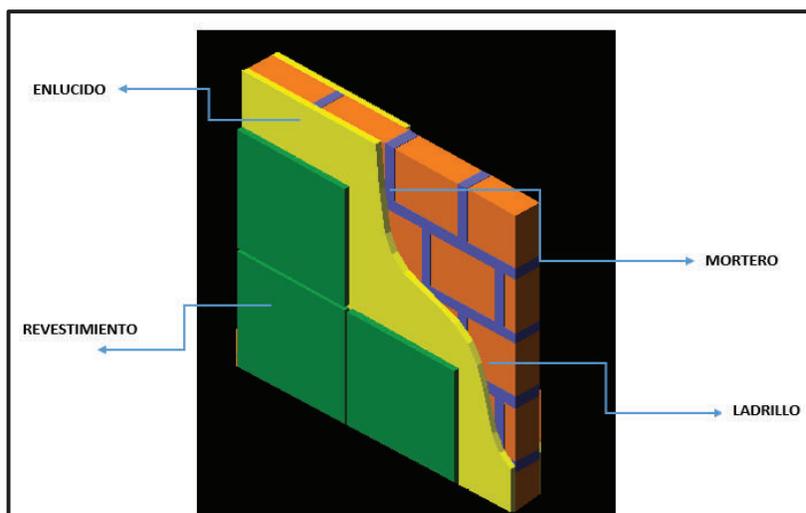
Tabla 3.3: Cantidades y peso de columnas considerando la mitad de la estructura

Peso específico del Hormigón:		2,4		T/m3					
CARGAS MUERTAS									
Sección		Dimensiones (m)		cantidad	Volumen (m3)	W (ton)			
COLUMNAS	Acartelada	Base1	a:	0,7	10	40,79			
			b:	0,4					
		Base2	a:	1,4					
			b:	0,4					
	Altura	H:	9,9	31	6,60	15,85			
		Rectangular Estructura Aledaña	Base				a:	0,2	
	b:						0,3		
	Rectangular Mampostería	Base	a:				0,2	4	2,38
			b:				0,3		
	Altura	H:	9,9				Total:	119,44	
Ménsula	Acartelada	base 1	a:	1,1	10	2,07			
			b:	0,4					
		base 2	a:	0,35					
			b:	0,4					
		Longitud cartela	L1:	0,75			Total:	4,97	

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

- **Peso de los muros de mampostería:**

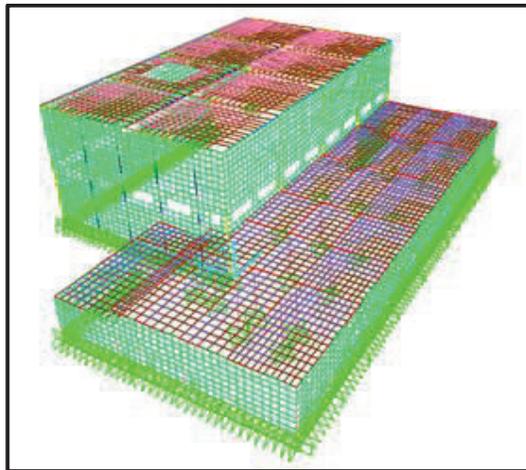
La mampostería empleada es de ladrillos con espesor de 0.15 m, es necesario desglosar los distintos materiales que intervienen en ella, para tener el cálculo adecuado de carga muerta por metro cuadrado, como se muestra a continuación:

Figura 3.18: Composición de la Mampostería

Fuente: Página web: marcelopardoingenieria.blogspot.com – Carga muerta en edificios
 Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Para el cálculo de la mampostería por m^2 es necesario conocer el área de la mampostería que forma parte del Galpón N°7 “Casa Mata”, teniendo en cuenta que por la junta existente solo la mitad de la estructura ha sido analizada, por tanto se ha calculado el área de la mampostería de las fachadas frontal, lateral izquierda y lateral derecha.

Figura 3.19: Representación de la Mampostería



Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Cabe señalar que en la figura 3.14 la mampostería es solo esquemática, ya que como se mencionó anteriormente en el modelo estructural más crítico no se considerará el aporte de la misma.

En las vigas que soportan a la mampostería se colocará una carga por metro lineal, calculada en base a todos los materiales que intervienen en la mampostería y el área de la misma.

Tabla 3.4: Área de mampostería

ÁREA DE LA MAMPOSTERÍA	
Fachadas	Área (m^2)
Frontal	134,57
Izquierda	185,5
Derecha	212,125
Total:	532,20

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

De los cálculos se obtiene:

Tabla 3.5: Carga distribuida de la mampostería por m² considerando la mitad de la estructura

CARGAS MUERTAS			
MAMPOSTERÍA: Carga distribuida por m2			
Material:	Ladrillo		
Peso específico Mampostería:	1,60	T/m3	
Dimensiones:	largo (cm)	alto (cm)	ancho (cm)
	34,50	9,70	14,70
Volumen ladrillo (m3)	0,005		
Nº ladrillos / m2	19,00		
Volumen ladrillo por m2 (m3)	0,093		
Peso total ladrillo (ton)	0,150		
Volumen mampostería (m3)	0,147		
Material:	Mortero		
Peso específico Mortero en Mampostería:	2,00	T/m3	
Volumen del mortero (m3)	0,05		
Peso total mortero (ton)	0,107		
Material:	Enlucido		
Peso específico Enlucido en Mampostería:	2,00	T/m3	
Volumen del mortero (m3)	0,05		
Peso total mortero (ton)	0,10		
Peso total de la Mampostería (T/m2)	0,36		
W (ton)	189,79		

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Para colocar en las vigas que soportan la mampostería la carga por metro lineal, se deberá multiplicar 0,357 T/m² (Carga de la mampostería por m²) por la altura de los paneles que la conforman, teniendo en cuenta que el suelo resiste la mitad de carga de la mampostería que está apoyada en él.

- **Peso estimado del tragaluz:**

$$V_{\text{muros y cubierta}} = 4,86 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{total tragaluz}} = 2,4 \text{ ton/m}^3 * 4.86 \text{ m}^3 = 11,66 \text{ ton}$$

La carga muerta total del galpón:

Tabla 3.6: Carga muerta total del galpón y estructura aladaña:

Elementos	Unidad de medida	Cantidad
Losa Bidireccional	Ton	87,73
Vigas	Ton	243,79
Columnas	Ton	119,44
Ménsula	Ton	4,97
Revestimiento + Bloque	Ton	251,49
Tragaluz	Ton	11,66
Mampostería	Ton	189,79
Nervios	Ton	123,39
TOTAL	Ton	1032,25

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

3.2.2.2 Carga Vertical Viva

Tabla 3.7: Carga vertical viva según ocupación en cubiertas

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Cubiertas	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70

Fuente: Tabla 9 NEC-SE-CG

Pero considerando que la losa de la cubierta del Galpón y de la estructura aladaña son accesibles para revisiones, se tomará un valor de carga viva de:

$$L = 0,01 \text{ ton/m}^2$$

3.2.2.3 Carga de Granizo

Según la NEC-SE-CG, en Capítulo 3.2.5, establece que para cubiertas con pendientes menores al 15% se debe considerar una carga de granizo mínima de

0,50 KN/m²; para el caso de “Casa Mata” tomaremos un valor de:
S=0,06 Ton/m²

3.2.2.4 Carga Sísmica

Para realizar el análisis sísmico de una estructura se adoptó el procedimiento del análisis de fuerzas estáticas establecidos por la NEC-SE-DS.

El cortante basal de diseño (V) se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I \cdot S_a(F_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

S_a: Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_p y ϕ_E: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

W: carga sísmica reactiva.

T_a: Periodo de vibración.

Y sus términos se obtendrán:

F_a: depende del tipo de suelo y el factor de zona (z)

Tabla 3.8: Valores de F_a

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS Tabla 3: Tipo de suelo y factores de sitio F_a

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

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

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0,1$ s)

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ para tipo de suelo A, B o C

$r = 1,5$ para tipo de suelo D o E

T = Periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_c = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.

$$T_a = C t^{h_n^a}$$

Donde:

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

C_t : coeficiente que depende del tipo de edificio.

Tabla 3.9: Valores de C_t

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

Fuente: NEC-SE-DS sección 6.3.3.

Es importante señalar que para los coeficientes de amplificación del suelo no se tomarán los valores señalados en la NEC-SE-DS, debido a que son muy generales, si se considera que el suelo influye significativamente en el comportamiento de la estructura, por tanto para un mejor análisis se debe tomar valores de estudios de

microzonificación sísmica realizados en la ciudad de Quito, Aguiar (2013) refiere que muy pocos diseñadores han utilizado estos estudios por desconocimiento de su existencia así como existe poco conocimiento de que la ciudad de Quito se encuentra sobre un sistema de fallas ciegas que están activas y debido a que no ha habido un sismo fuerte, en los últimos 500 años asociado a estas fallas, se construyen estructuras bastante esbeltas, con sus excepciones en que también se tienen estructuras sísmo resistentes.

Los factores de sitio propuestos por el grupo consultor ERN (Evaluación de Riesgos Naturales en América Latina) en el 2012, fueron hallados en base a las propiedades dinámicas de los suelos de Quito, en tanto que los de la NEC-11 incluso NEC-15 tienen un carácter macro. De tal manera que se define mejor la acción sísmica al considerar factores de sitio de estudios de microzonificación. (Aguiar, MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO, 2013).

El Galpón N°7 “Casa Mata”, se encuentra ubicado en la zona conocida como “12 de octubre” por tanto los valores obtenidos del estudio de microzonificación sísmica para la ciudad de Quito son:

Tabla 3.10: Valores de los factores de sitio de la Microzonificación Sísmica de Quito

12 de Octubre	Sector 7	centro	1,255	0,975	1,225
El Dorado	Sector 7	centro	1,355	0,900	1,225
Julio Moreno	Sector 7	centro	1,355	0,900	1,225
La Vicentina	Sector 7	centro	1,355	0,900	1,225
San Pablo	Sector 7	centro	1,255	0,975	1,225
San Vicente	Sector 7	centro	1,255	0,975	1,225
Santa Lucía	Sector 7	centro	1,255	0,900	1,225
Vicentina Baja	Sector 7	centro	1,255	0,975	1,225

Fuente: Tabla 4.4 Factores de sitio para el Sector Centro –Microzonificación Sísmica de Quito (Aguiar R. *et al.* 2013)

- **Factor de zona:**

De acuerdo con el mapa de zonificación sísmica para la ciudad de Quito, este factor tiene un valor igual a 0,4.

- **Factor de Importancia:**

El tipo de uso, destino e importancia de la estructura se encuentra clasificado por categorías en el capítulo 4., tabla 7. La edificación clasifica dentro de las edificaciones esenciales.

Tabla 3.11: Valores de coeficiente de importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente 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

Fuente: NEC-SE-DS Tabla 6: tipo de uso, destino e importancia de la estructura

- **Factor del Suelo:**

La clasificación por perfil del suelo está establecida en el capítulo 3.2, tabla 2. No se realizaron ensayos para este análisis, pero se tomó un suelo tipo D:

Tabla 3.12: Tipos de perfiles de suelo

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 Tabla2: Clasificación de los perfiles de suelo

- **Periodo**

Para determinar el periodo de vibración de la estructura:

$$h_n = 9,90 \text{ m}$$

$$C_t = 0.055$$

$$T_a = 0,055 \cdot 9,9^{0,9} = 0,43 \text{ s}$$

- **Aceleración espectral máxima esperada**

$$S_a = \eta Z F_a = 2,48 \cdot 0,4 \cdot 1,255 = 1,244$$

- **Factor de Reducción de Respuesta Estructural**

Este factor depende de algunas variables que involucran, el tipo de estructura, el tipo de suelo, el periodo de vibración considerado, factores de ductilidad, resistencia, redundancia y amortiguamiento en condiciones límites.

Tabla 3.13: Valores de coeficiente de reducción según NEC-SE-DS

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8

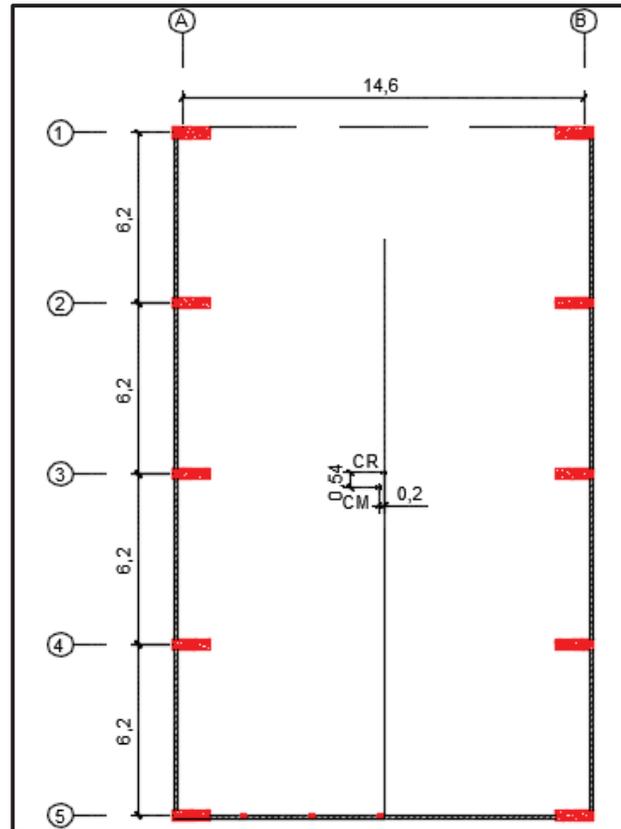
Fuente: NEC-SE-DS Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

R = 8

- **Factores de configuración estructural**

Desde el punto de vista con el galpón aislado, se aprecia una buena simetría de rigideces, esto lo garantiza la ubicación simétrica de los pórticos. Pero aun así existe una ligera excentricidad entre su centro de rigidez (CR) y su centro de masas (CM) los cuales pudieran ocasionar problemas torsionales. Vale indicar que la estructura está unida a una pequeña instalación y esto modifica por ende los valores de ubicación de dichos centros.

Figura 3.20: Vista en planta del Galpón “Casa Mata”



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

$$\phi_p = 1$$

$$\phi_e = 1$$

- **Porcentaje del cortante basal de la estructura**

$$V = \frac{I \cdot S_a(F_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W = \frac{1,5 \cdot 1,24}{8 \cdot 1 \cdot 1} \cdot W = 0,2334 \cdot W$$

Se considera como acción sísmica fuerzas laterales con magnitud de un 23% del peso de la estructura.

$$V = 0,2334 \cdot 1032,25 \text{ ton} = 240,96 \text{ ton}$$

- **Espectro de respuesta- Método Dinámico**

$$F_a = 1,255$$

$$F_d = 0,975$$

$$F_s = 1,225$$

$$T_o = 0,10 \text{ seg}$$

$$T_c = 0,52 \text{ seg}$$

$$T_L = 2,34 \text{ seg}$$

El factor de reducción de respuesta (f) se le obtiene de la siguiente manera:

$(f) = \frac{1}{R * \phi_E * \phi_P} = 0,19$, este valor indica que en el análisis lineal se tomará el 19% del sismo total y el restante 81% disipará energía en el rango no lineal.

A continuación en las tablas 3.14 y 3.15 se muestra un resumen de todos los parámetros utilizados para el cálculo del cortante basal, por los métodos descritos anteriormente; basados en las secciones de la NEC 2015, como se indica en la columna de referencia.

Tabla 3.14: Resumen de valores utilizados para el cálculo de Cortante Basal por el método estático y método dinámico

Carga de Sismo			
Parámetro	Valor	Observ.	Referencia
Coficiente Ct =	0,055		Sec. 6.3.3.a
Altura Total del Edificio(Hn)=	9,9	m	Planos Estructurales
Coficiente para Calculo de Periodo(α)	0,9		Sec. 6.3.3.a
Periodo Natural de Vibracion(Ta1)=	0,43	seg	Sec. 6.3.3.a
Ta2 (no mayor al 30% de Ta1)	0,56		Sec. 6.3.3.a
Factor de Importancia (I)=	1,5		Tabla 6, Sec.4.1
Factor de Reduccion de Respuesta(R)=	8		Tabla 16 /18,Sec.6.3.4
Relación de amplificación espectral (η)=	2,48		Sec.3.3.1
Zona Sísmica =	V	(alta)	Fig. 1, Sec.3.1.1
Factor de Zona(Z)=	0,4		Tabla 1, Sec.3.1.1
Tipo de Suelo =	D		Tabla 2, Sec.3.2.1
Factor de Sitio (Fa)=	1,255		Tabla 4.4 Microzonificación Sísmica de Quito Roberto Aguiar 2013

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Tabla 3.14: Continuación

Factor de Sitio (Fd)=	0,975		Tabla 4.4 Microzonificación Sísmica de Quito Roberto Aguiar 2013
Factor de Comportamiento Inelastico del Suelo(Fs)=	1,225		Tabla 4.4 Microzonificación Sísmica de Quito Roberto Aguiar 2013
Periodo Tc =	0,52		Sec.3.3.1
Factor en el Espectro para Diseño Elástico (r)=	1,00		Sec.3.3.1
Aceleracion Espectral (Sa)=	1,24		Sec.3.3.1
Factor de Irregularidad en Planta(ϕ_p)=	1		Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de Irregularidad en Elevacion(ϕ_e)=	1		Tabla 14, Sec.5.2.3
% de Carga Muerta para Sismo=	0,2334	%	Sec. 6.3.2
Periodo To=	0,10		Sec.3.3.1
Periodo TL=	2,34		Sec.3.3.1
% de Reduccion de Respuesta (f) =	0,19		Sec. 6.3.2
SISMO ESTÁTICO			
Coficiente de cortante basal C:	0,2334		
coeficiente k:	1		Sec. 6.3.5

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Tabla 3.15: Valores de Periodo Vs Aceleración utilizados para el Cortante Basal por el Método Dinámico

	Espectro Elástico como fracción de la gravedad		Espectro elástico de aceleraciones	Espectro inelástico de aceleraciones	Espectro Reducido	
	Periodo T (seg)	Acel. Sa (g)	Acel. a (m/s ²)	Acel. a (m/s ²)	Periodo T (seg)	Acel. a (m/s ²)
To	0,00	1,245	12,213	2,290	0,00	2,290
	0,10	1,245	12,213	2,290	0,10	2,290
	0,20	1,245	12,213	2,290	0,20	2,290
	0,30	1,245	12,213	2,290	0,30	2,290
	0,40	1,245	12,213	2,290	0,40	2,290
	0,50	1,245	12,213	2,290	0,50	2,290
Tc	0,52	1,245	12,213	2,290	0,52	2,290

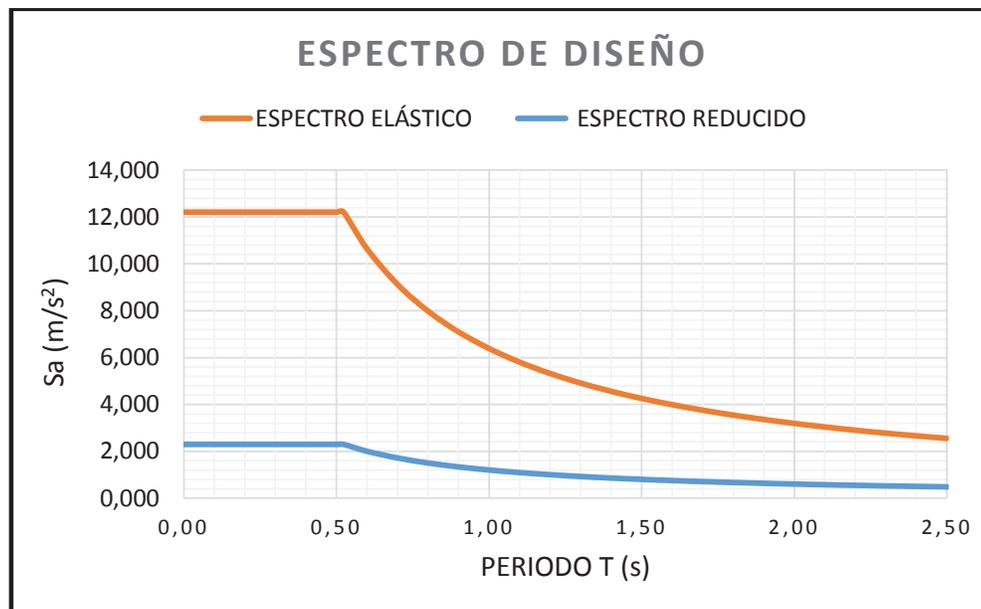
Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Tabla 3.15: Continuación

0,60	1,086	10,654	1,998	0,60	1,998
0,70	0,931	9,132	1,712	0,70	1,712
0,80	0,815	7,991	1,498	0,80	1,498
0,90	0,724	7,103	1,332	0,90	1,332
1,00	0,652	6,393	1,199	1,00	1,199
1,10	0,592	5,812	1,090	1,10	1,090
1,20	0,543	5,327	0,999	1,20	0,999
1,30	0,501	4,917	0,922	1,30	0,922
1,40	0,465	4,566	0,856	1,40	0,856
1,50	0,434	4,262	0,799	1,50	0,799
1,60	0,407	3,995	0,749	1,60	0,749
1,70	0,383	3,760	0,705	1,70	0,705
1,80	0,362	3,551	0,666	1,80	0,666
1,90	0,343	3,365	0,631	1,90	0,631
2,00	0,326	3,196	0,599	2,00	0,599
2,10	0,310	3,044	0,571	2,10	0,571
2,20	0,296	2,906	0,545	2,20	0,545
2,30	0,283	2,779	0,521	2,30	0,521
T _L 2,34	0,278	2,732	0,512	2,34	0,512
2,40	0,272	2,664	0,499	2,40	0,499
2,50	0,261	2,557	0,479	2,50	0,479

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.21: Curva de periodo vs aceleración para Espectro de Respuesta



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

3.2.3 Modelación

La modelación es uno de los procesos más importantes en la parte del cálculo estructural, pues se transforma la estructura en un modelo matemático con el fin de obtener las fuerzas internas, esfuerzos y por ende deformaciones. Que posteriormente serán utilizadas en el diseño de cada elemento estructural que compone la edificación. SAP 2000 fue el software escogido, ya que es un programa que utiliza elementos finitos para su modelado, análisis y dimensionamiento de cualquier tipo de estructura.

3.2.3.1 Modelo 1

Para este modelo no se considerará la influencia de la mampostería como se mencionó en la sección 3.2.

3.2.3.2 Materiales para la modelación

Para la modelación de los elementos estructurales tales como vigas, losas y columnas, definiremos el material hormigón con las especificaciones señaladas en la sección 3.1.2.1.

Figura 3.22: Propiedades del Hormigón $f'c$ 210 Kg/cm² en SAP2000

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: f'c 210 kg/m2 (with a red color swatch)
 - Material Type: Concrete (dropdown menu)
 - Material Notes: Modify/Show Notes... (button)
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 2.4
 - Mass per Unit Volume: 0.2447
 - Units: Tonf, m, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2188197.9
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 - Shear Modulus, G: 911749.1
- Other Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty text box)

At the bottom of the dialog, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked), and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

3.2.3.3 Secciones

Para el caso de estructuras de hormigón armado la NEC-SE-DS señala que en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deben utilizar los valores de inercia agrietada de los elementos estructurales de la siguiente manera:

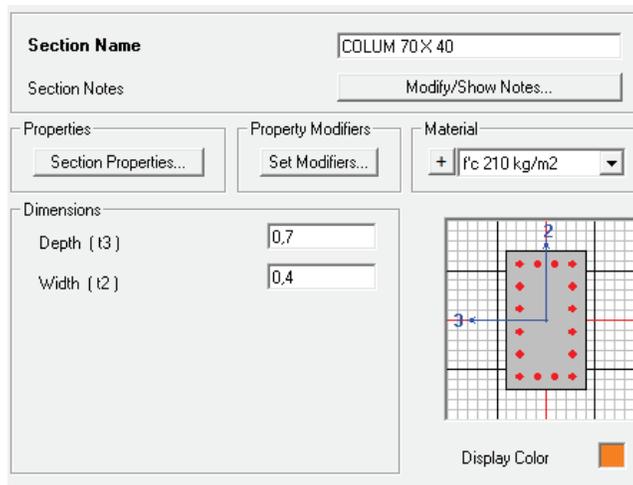
- 0,5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable).
- 0,8 I_g para columnas.
- 0,6 I_g para muros estructurales, pero en ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro.

Siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento.

A continuación se muestran las secciones utilizadas en el modelo para elementos de cubierta, vigas, columnas y muros.

Columna pórtico, compuestos por elementos tipos barra (frame), como su sección es variable, se debe definir como una sección no-prismática.

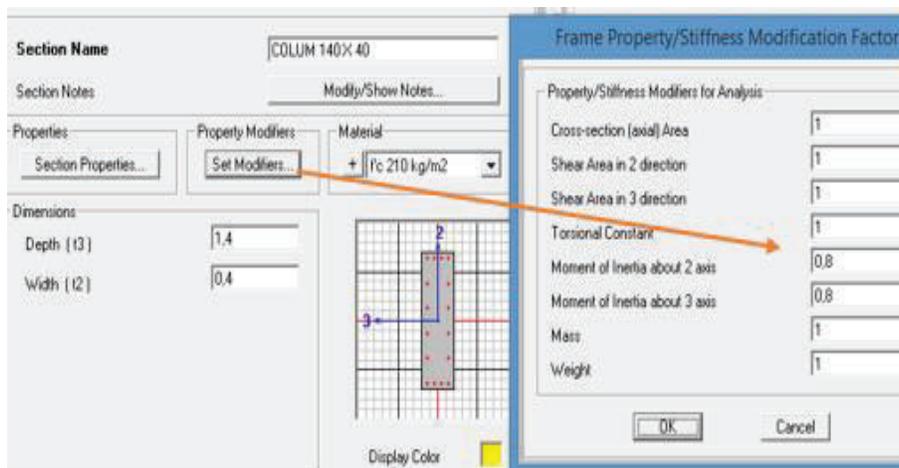
Figura 3.23: Definición de la sección de la columna en la base



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Figura 3.24: Definición de la sección de la columna en la cabeza



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Figura 3.25: Definición de la sección acartelada de columna en SAP2000

Start Section	End Section	Length	Length Type	E133 Variation	E122 Variation
COLUM 70 X 40	COLUM 140 X 40	1.	Variable	Cubic	Linear

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

Viga Pórtico, compuesto por elemento tipo barra (frame), como su sección es variable, se debe definir como una sección no-prismática.

Figura 3.26: Definición de las secciones de la viga del pórtico principal en los extremos en SAP2000

Section Name	Depth (t3)	Width (t2)
VIGA 80 X 40	0.8	0.4
VIGA 140 X 40	1.4	0.4

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

Figura 3.27: Definición de la sección acartelada de la viga del pórtico principal en SAP2000

Start Section	End Section	Length	Length Type	E133 Variation	E122 Variation
VIGA 140 X 40	VIGA 80 X 40	1.	Variable	Cubic	Linear

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

Losa de cubierta, compuesta por elementos tipo superficie y barra (Shell y frames)
 La losa a compresión se definió como un elemento superficial de 5 cm de espesor.

Figura 3.28: Definición de la membrana losa en SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
 Fuente: SAP2000

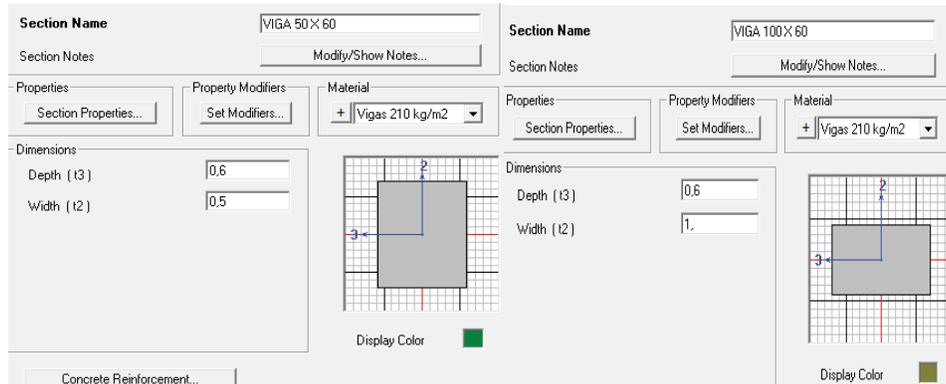
Y Los nervios como elementos barras.

Figura 3.29: Definición de la sección nervios en SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
 Fuente: SAP2000

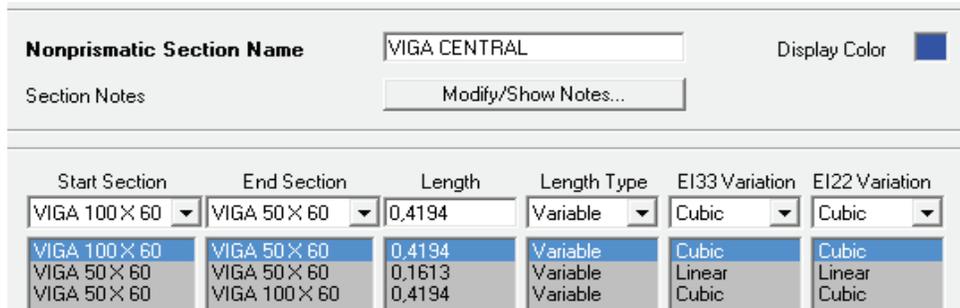
Vigas de amarre central, se definen como elementos lineales tipo frame, como su sección es variable, se debe definir como una sección no-prismática.

Figura 3.30: Definición de la secciones que componen la viga central en SAP2000



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

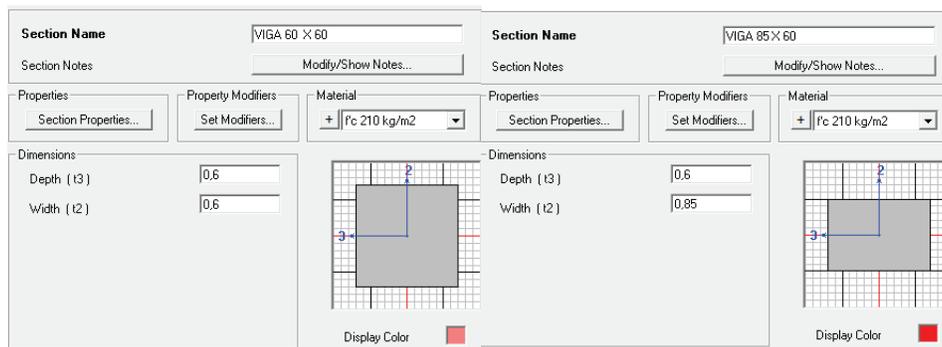
Figura 3.31: Definición de la sección acartelada de viga central en SAP2000



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

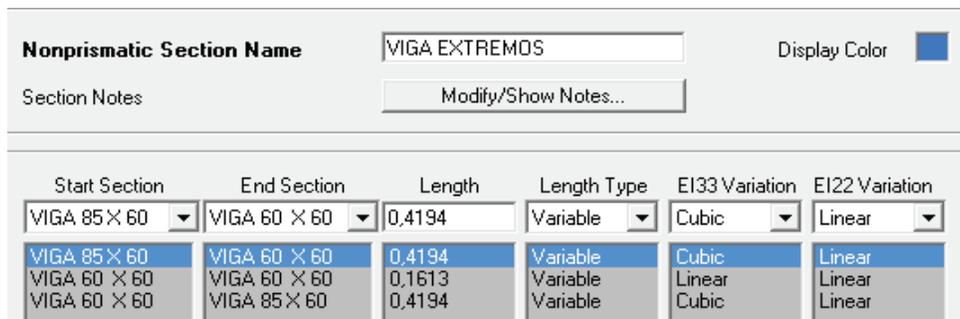
Vigas de amarre de borde, se definen como elementos lineales tipo frame, como su sección es variable, se debe definir como una sección no-prismática.

Figura 3.32: Definición de las secciones que componen la viga de los extremos que conectan los pórticos en SAP2000



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

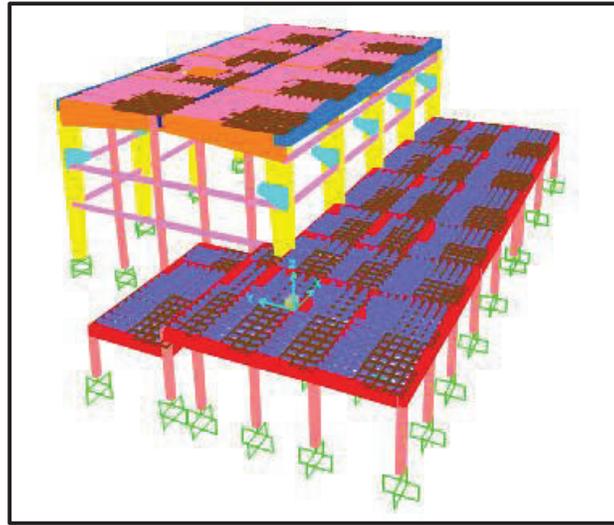
Figura 3.33: Definición de la sección acartelada de la viga central de los extremos que conectan los pórticos en SAP2000



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

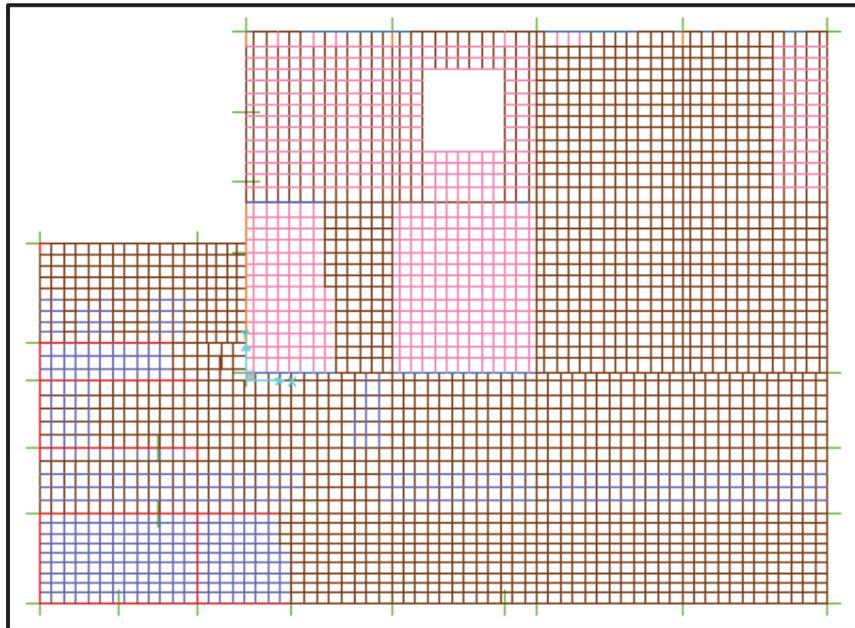
El resultado del modelo revela la disposición de los elementos estructurales lo más cercano a la realidad, apreciando en la figura 3.29 la combinación de elementos tipo barra y áreas.

Figura 3.34: Vista 3D de la estructura Galpón “Casa Mata”



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

Figura 3.35: Vista en planta de la estructura Galpón “Casa Mata”



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio
Fuente: SAP2000

3.2.3.4 Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga para el diseño por última resistencia se basan en las propuestas en la sección 3.4.3 de la NEC-SE-CG:

Combinación 1:	$1,4D$	(3.1)
Combinación 2:	$1,2D + 1,6 Lr$	(3.2)
Combinación 3:	$1,2D + 1,6 Lr + 0,5 S$	(3.3)
Combinación 4:	$1,2D + 1,0 Ex + 1,0 Lr + 0,2 S$	(3.4)
Combinación 5:	$1,2D - 1,0 Ex + 1,0 Lr + 0,2 S$	(3.5)
Combinación 6:	$1,2D + 1,0 Ey + 1,0 Lr + 0,2 S$	(3.6)
Combinación 7:	$1,2D - 1,0 Ey + 1,0 Lr + 0,2 S$	(3.7)
Combinación 8:	$0,9D + 1,0 Ex$	(3.8)
Combinación 9:	$0,9D - 1,0 Ex$	(3.9)
Combinación 10:	$0,9D + 1,0 Ey$	(3.10)
Combinación 11:	$0,9D - 1,0 Ey$	(3.11)

Simbología:

D: carga permanente

Ex: carga de sismo en dirección x

Ey: carga de sismo en dirección y

Lr: sobrecarga cubierta (carga viva)

S: carga de granizo

3.2.3.5 Condiciones de apoyo para el modelo 1

Según los planos estructurales, la cimentación se encuentra a 2 metros de profundidad, basado en estas condiciones se asume el criterio de que la cimentación se encuentra empotrada.

3.2.3.6 Modelo 2

En este modelo si se considera la influencia que tiene la mampostería en la estructura; ya que también permitirá verificar que el periodo del modelo sea aproximado al periodo real de la estructura obtenido por ensayo de vibraciones ambientales.

Las secciones utilizadas para vigas y columnas son las mismas que para el modelo 1, al igual que las cargas, la diferencia está en la inclusión de la mampostería, por tratarse de elementos superficiales su elemento representativo en la modelación es el tipo área.

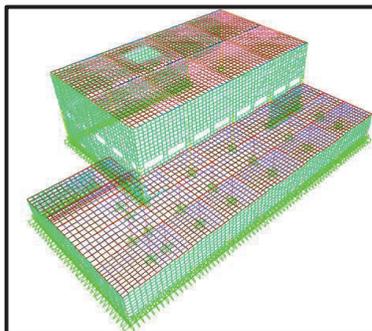
Figura 3.36: Definición de la membrana mampostería en SAP2000

Section Name	MAMPOSTERIA 15CM
Section Notes	Modify/Show...
	Display Color <input checked="" type="checkbox"/>
Type	
<input checked="" type="radio"/>	Shell - Thin
<input type="radio"/>	Shell - Thick
<input type="radio"/>	Plate - Thin
<input type="radio"/>	Plate Thick
<input type="radio"/>	Membrane
<input type="radio"/>	Shell - Layered/Nonlinear
	Modify/Show Layer Definition...
Material	
Material Name	+ MAMPOSTERIA
Material Angle	0.
Thickness	
Membrane	0,167
Bending	0,167

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Figura 3.37: Vista 3D de la estructura “Casa Mata” con mampostería en SAP2000



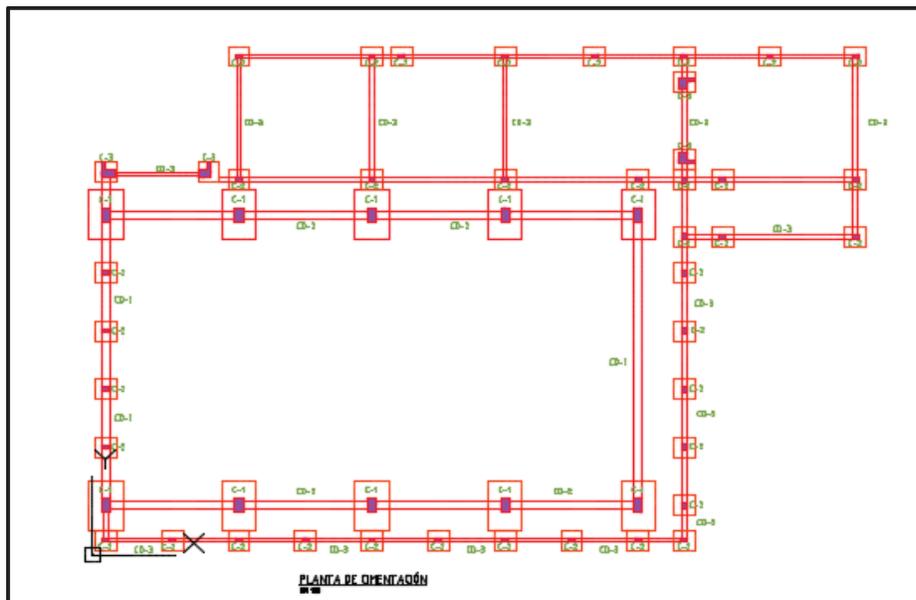
Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

3.2.3.7 Modelo 3

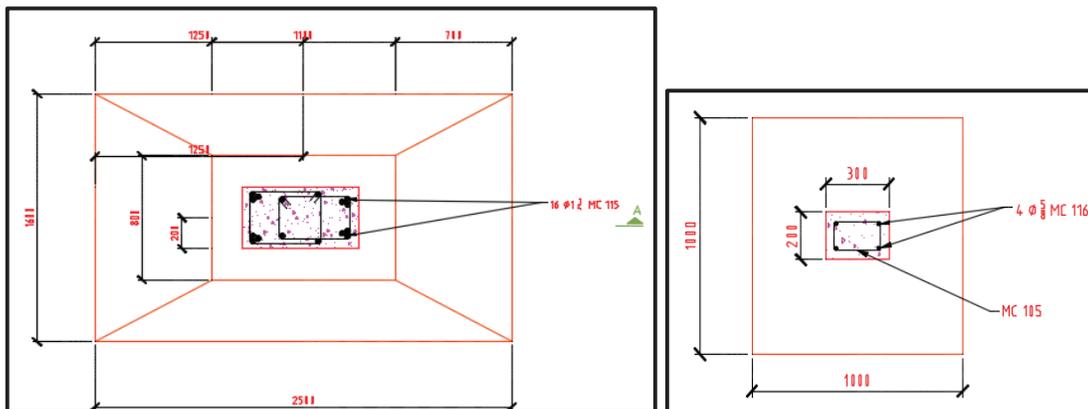
En los modelos 1 y 2 se asumió los vínculos a tierra como empotramiento, ya que como los cimientos están ubicados a 2 m de profundidad hacen que este criterio resulte el más favorable, pero la realidad es que el suelo tiene mucha influencia en los daños causados por un movimiento sísmico, por ello en este modelo se incluirá la cimentación de la estructura en base a los planos estructurales existentes.

Figura 3.38: Planta de cimentación de la estructura



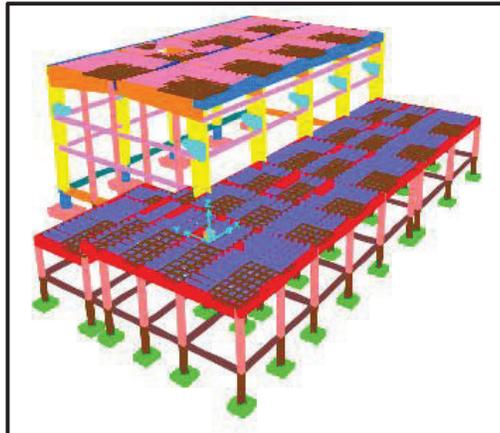
Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.39: Secciones de las zapatas de la estructura



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.40: Vista 3D de la estructura “Casa Mata” con cimentación modelada



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

3.2.3.7.1 Esfuerzo admisible del suelo considerado en el modelo 3

El Galpón N°7 “Casa Mata” no cuenta con estudios de suelos que permitan conocer el esfuerzo admisible que posee el suelo de la zona, pero en un estudio realizado para el edificio de Talleres de la EPN ubicado atrás de “Casa Mata”, se determinó que el esfuerzo admisible (σ_{adm}) del suelo para esta zona es de 15T/m^2 [10].

Para el coeficiente de balasto se tomará un valor de 150 veces el σ_{adm} del suelo:

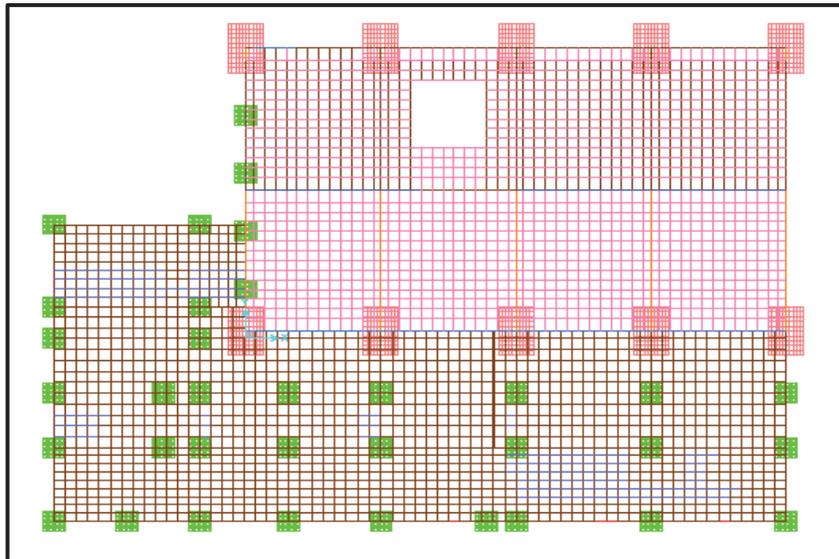
$$\sigma_{adm} = 150 * 15 \text{ T/m}^2 = 2250 \text{ T/m}^3$$

3.2.3.7.2 Secciones de las zapatas en SAP2000

Al igual que la mampostería el elemento representativo en la modelación es tipo área.

[10] Tomado de Vásquez, R. (2009). ESTUDIO DE SUELOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UNA ESTRUCTURA DE TRES PLANTAS Y UN SUBSUELO, UBICADA EN EL CAMPUS POLITÉCNICO AL NORTE DE LA CIUDAD DE QUITO. Quito, Ecuador.

Figura 3.41: Vista en planta de la estructura “Casa Mata” con cimentación modelada



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Figura 3.42: Definición de zapatas en SAP2000

Section Name ZAPATA 1 Section Notes Modify/Show... Display Color ■	Section Name ZAPATA 2 Section Notes Modify/Show... Display Color ■
Type <input checked="" type="radio"/> Shell - Thin <input type="radio"/> Shell - Thick <input type="radio"/> Plate - Thin <input type="radio"/> Plate Thick <input type="radio"/> Membrane <input type="radio"/> Shell - Layered/Nonlinear Modify/Show Layer Definition...	Type <input checked="" type="radio"/> Shell - Thin <input type="radio"/> Shell - Thick <input type="radio"/> Plate - Thin <input type="radio"/> Plate Thick <input type="radio"/> Membrane <input type="radio"/> Shell - Layered/Nonlinear Modify/Show Layer Definition...
Material Material Name + f'c 210 kg/m2 Material Angle 0.	Material Material Name + f'c 210 kg/m2 Material Angle 0.
Thickness Membrane 0.3 Bending 0.3	Thickness Membrane 0.6 Bending 0.6

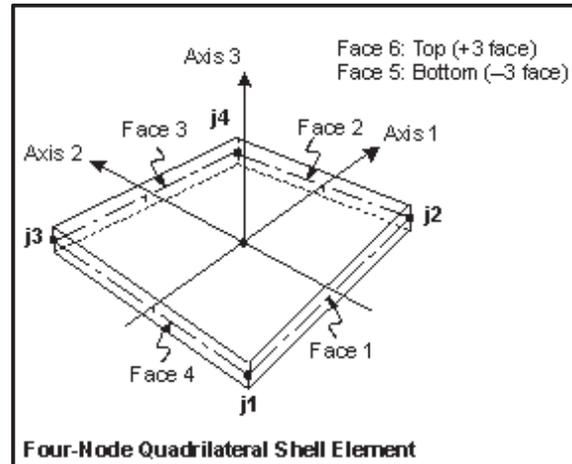
Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Para considerar el efecto del suelo en la modelación de las zapatas, a estas áreas se les debe restringir los desplazamientos asignándoles el coeficiente de balasto; el cual permite simular los efectos de “resortes” que se encuentran en el suelo,

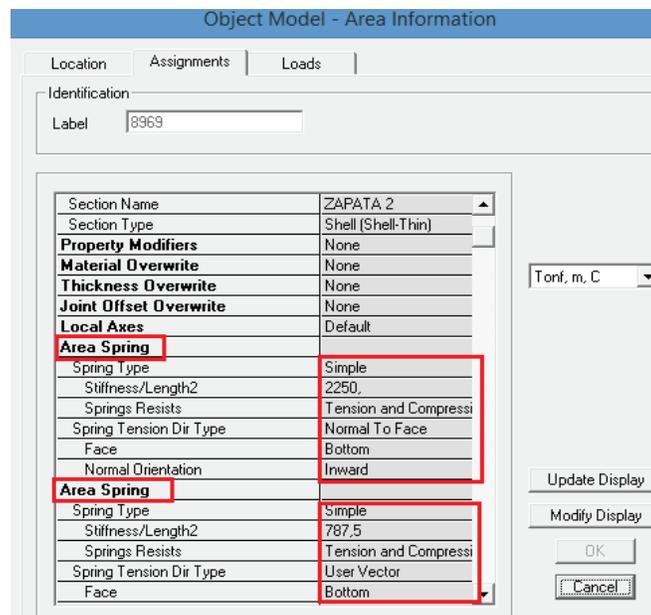
utilizado en SAP2000 la opción “Area springs”, en la cara que está en contacto con el suelo y también en las caras en dirección 1 y 2.

Figura 3.43: Convención de ejes utilizada en SAP2000



Fuente: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Shell>

Figura 3.44: Asignación de resortes en las zapatas



Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Es necesario colocar la interacción del suelo-estructura con los cabezales que tienen contacto con el suelo y cadenas de amarre, por lo cual también se asignará el coeficiente de balasto de forma lineal con la opción “Line springs”.

Según la sección del cabezal y de las cadenas de amarre el coeficiente de balasto respectivo será:

Cabezal 0,30 x 0,20: $0,30 \text{ m} * 2250 \text{ ton/m}^3 = 675 \text{ ton/m}^2$

Cadena 0,20 x 0,20: $0,20 \text{ m} * 2250 \text{ ton/m}^3 = 450 \text{ ton/m}^2$

Cadena 0,30 x 0,30: $0,30 \text{ m} * 2250 \text{ ton/m}^3 = 675 \text{ ton/m}^2$

Cadena 0,40 x 0,40: $0,40 \text{ m} * 2250 \text{ ton/m}^3 = 900 \text{ ton/m}^2$

Figura 3.45: Asignación de coeficiente de Balasto a los cabezales

The screenshot shows the 'Object Model - Line Information' dialog box in SAP2000. The 'Line Spring' section is highlighted with a red box, indicating the settings for two springs. The first spring has a stiffness of 675, and the second has a stiffness of 675. The 'Spring Direction' is set to 1 for the first and 2 for the second. The 'Nonlinear Hinges' are set to None, and the 'Line Mass' is also set to None. The 'Design Procedure' is set to 'Concrete Frame'.

Property	Value
Nonlinear Hinges	None
Line Spring	
Spring Type	Simple
Stiffness/Length	675,
Springs Resists	Tension and Compressi
Spring Tension Dir Type	Parallel to Axes
Spring Direction	1
Line Spring	
Spring Type	Simple
Stiffness/Length	675,
Springs Resists	Tension and Compressi
Spring Tension Dir Type	Parallel to Axes
Spring Direction	2
Line Mass	None
Automatic Mesh	
Mesh Option	At Intermediate Joints
Material Temp	Default
Transfer Area Loads	Yes
Group	ALL
Plot Functions	None

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Figura 3.46: Asignación de coeficiente de Balasto a cadenas de amarre

The screenshot shows the 'Design' tab in SAP2000. The 'Identification' section has 'Label' set to '1308' and 'Design Procedure' set to 'Concrete Frame'. The 'Section Property' is 'CADENA 20 X 20'. The 'Line Spring' section is highlighted with a red box and contains the following settings:

Property	Value
Section Property	CADENA 20 X 20
Property Modifiers	None
Material Overwrite	None
Releases	None
Partial Fixity Springs	None
Local Axes	Default
Insertion Point	Default
End Length Offsets	None
Max. Station Spacing	0,5
Station at Elm Intersect	Yes
Station at Conc Loads	Yes
P-Delta Force	None
T/C Limits	None
Nonlinear Hinges	None
Line Spring	
Spring Type	Simple
Stiffness/Length	450,
Springs Resists	Compression Only
Spring Tension Dir Type	Parallel to Axes
Spring Direction	2

Buttons on the right include 'Tonf, m, C', 'Reset All', 'Update Display', 'Modify Display', 'OK', and 'Cancel'. A note at the bottom says 'Double click white background cell to edit item.'

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

3.2.3.8 Comprobación de pesos del modelo 1

En el análisis de carga vertical se obtuvo un peso total igual a $W=1032,25$ ton.

En la tabla obtenida por el SAP2000 muestra un peso igual a 1040,89 ton, el porcentaje de error es de 0,84%, por lo tanto los valores de la modelación son aceptables.

Figura 3.47: Peso y Cortante basal obtenido en SAP2000

Auto Seismic - User Coefficient									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted									
	LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride Yes/No	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed Tonf	BaseShear Tonf
▶	SIS X	X	0,05	No	No	0,2334	1	1040,8986	242,9457
	SIS Y	Y	0,05	No	No	0,2334	1	1040,8986	242,9457

Fuente: SAP2000

El periodo de vibración obtenido en SAP2000 es de:

Found mode 1 of 12: EV= 3.2490681E+01, f= 0.907193, T= 1.102302

3.2.3.9 Modos de vibración del modelo 1

La NEC-SE-DS en la sección 6.2.2 indica para el procedimiento de análisis espectral que se deben considerar en el análisis todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Tabla 3.16: Resultados de porcentaje de participación modal de la estructura obtenido en SAP2000 para la estructura original

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1,102302	0,73449	0,000004004	0,73449	0,000004004	0,069794	0,069794
Mode	2	0,577577	0,010772	0,588879	0,745262	0,588883	0,233549	0,303342
Mode	3	0,560974	0,001805	0,000001755	0,747068	0,588885	0,000321	0,303663
Mode	4	0,538697	0,035645	0,227521	0,782713	0,816406	0,488852	0,792516
Mode	5	0,414652	0,000037	0,000222	0,78275	0,816628	0,000773	0,793288
Mode	6	0,317162	0,185999	0,000623	0,968749	0,81725	0,026402	0,819691
Mode	7	0,291981	0,002642	0,000002875	0,971391	0,817253	0,00227	0,821961
Mode	8	0,226009	9,209E-07	0,041335	0,971392	0,858588	0,111585	0,933545
Mode	9	0,220082	0,000302	0,011048	0,971694	0,869636	0,000022	0,933567
Mode	10	0,213555	0,001531	0,001715	0,973225	0,871351	0,002437	0,936004
Mode	11	0,20448	0,000241	0,001026	0,973466	0,872377	0,000672	0,936677
Mode	12	0,192494	0,000131	0,000065	0,973597	0,872443	0,000092	0,936769
Mode	13	0,186102	0,000827	0,00479	0,974424	0,877233	0,002694	0,939463
Mode	14	0,173404	0,000423	0,000006846	0,974846	0,87724	0,000365	0,939828
Mode	15	0,172202	0,019315	0,000034	0,994162	0,877274	0,020021	0,959849
Mode	16	0,1641	0,001069	0,040606	0,995231	0,91788	0,001325	0,961174

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Tabla 3.17: Relación Modal de Participación de Masas para la estructura original

%UX	%UY	%RZ
93,84	0,0005	8,81
1,38	72,13	29,47
4,55	27,87	61,68

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

3.2.3.10 Derivas obtenidas del modelo 1

El capítulo 4 de la NEC-SE-DS 2015 señala que la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura total de la altura del edificio, y en estructuras de hormigón armado es del 2%.

Tabla 3.18: Valores máximos de deriva según NEC 15

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

Fuente: Tabla 7 NEC-SE-DS 2015

Tabla 3.19: Cálculo de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso

$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$	
Dónde:	
Δ_M	Deriva máxima inelástica
Δ_E	Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
R	Factor de reducción de resistencia (véase la sección 6.3.4)

Fuente: NEC-SE-DS 2015 sección 6.3.9.

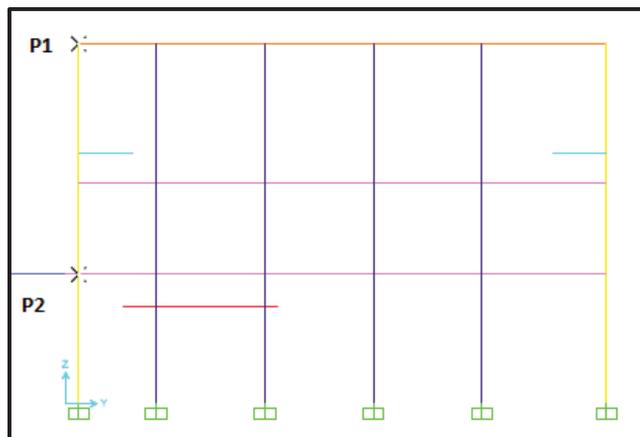
Los valores de derivas obtenidos del modelo 1 para los puntos P1 y P2 indicados en la tabla 3.20 en función de los parámetros de altura son:

Tabla 3.20: Alturas del Galpón N°7 “Casa Mata”

Parámetros	Valores	Unidades
Altura P1-P2	6.35	m
Altura P2-BASE	3.55	m
R	8	s.u
Δ_M max	0.02	s.u

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.48: Puntos para chequeo de deriva en el pórtico Frontal del Galpón N°7 “Casa Mata”



Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Tabla 3.21: Valores de derivas por sismo en X (método estático) obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SIS X	LinStatic	0,102605	0,007976	0,000196	0,0121	0,073	Rigidizar
P2	SIS X	LinStatic	0,025629	0,002182	0,000235	0,0072	0,043	Rigidizar
Base	SIS X	LinStatic	0	0	0	0,0000	0,000	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Tabla 3.22: Valores de derivas por sismo en X (método dinámico) obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal:

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SISMO XX	LinRespSpec	0,081082	0,017064	0,000194	0,0095	0,057	Rigidizar
P2	SISMO XX	LinRespSpec	0,020839	0,005157	0,000274	0,0059	0,035	Rigidizar
Base	SISMO XX	LinRespSpec	0	0	0	0,0000	0,000	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

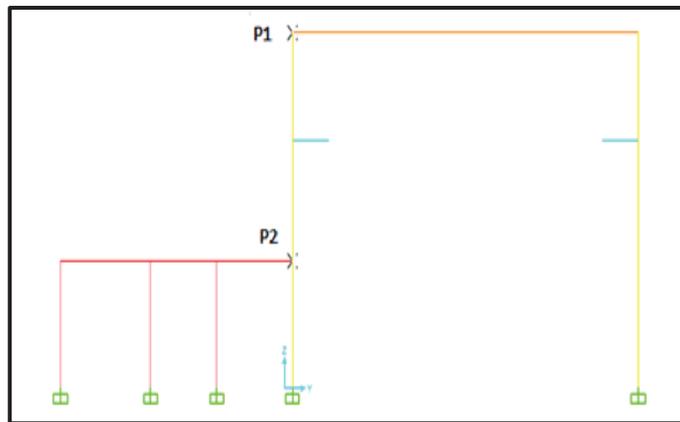
Tabla 3.23: Valores de derivas por sismo en Y obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SIS Y	LinStatic	0,00063	0,02693	-0,000257	0,003	0,017	Ok
P2	SIS Y	LinStatic	0,00002	0,00888	0,0003	0,0025	0,015	Ok
Base	SIS Y	LinStatic	0	0	0	0,0000	0,00	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Figura 3.49: Puntos para chequeo de deriva en el pórtico de la junta del Galpón N°7 “Casa Mata”



Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Tabla 3.24: Valores de derivas por sismo en X (método estático) obtenidos de SAP2000 para el pórtico de la junta

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SIS X	LinStatic	0,102552	-0,009766	-0,000138	0,012	0,0721	Rigidizar
P2	SIS X	LinStatic	0,026277	-0,003224	-0,000232	0,007	0,0444	Rigidizar
Base	SIS X	LinStatic	0	0	0	0,000	0,0000	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Tabla 3.25: Valores de derivas por sismo en X (método dinámico) obtenidos de SAP2000 para el pórtico de la junta

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SISMO XX	LinRespSpec	0,081032	0,016013	0,000165	0,009	0,056	Rigidizar
P2	SISMO XX	LinRespSpec	0,021243	0,005146	0,00021	0,006	0,036	Rigidizar
Base	SISMO XX	LinRespSpec	0	0	0	0,000	0,000	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

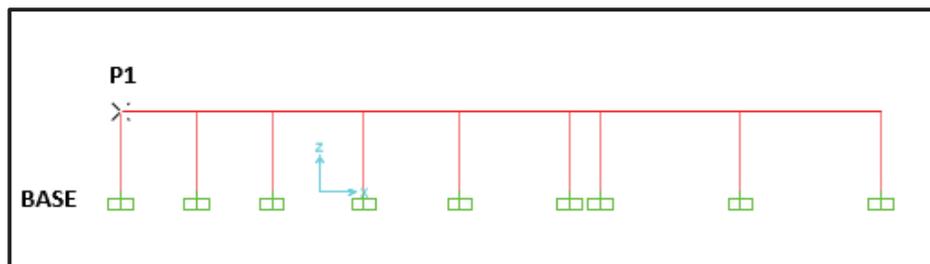
Para las derivas de la estructura aledaña se toma la altura medida desde el suelo, como se indica en la tabla 3.24:

Tabla 3.26: Altura de la estructura aledaña a “Casa Mata”

Parámetros	Valores	Unidades
Altura P1-BASE	3,55	m
R	8	s.u
$\Delta M \text{ max}$	0,02	s.u

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.50: Puntos para chequeo de deriva en el pórtico lateral derecho de la estructura aledaña a “Casa Mata”



Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Tabla 3.27: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico lateral derecho de la estructura aledaña a “Casa Mata”

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SIS X	LinStatic	0,022475	0,003344	0,000058	0,006	0,038	Rigidizar
Base	SIS X	LinStatic	0	0	0	0,000	0,000	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Tabla 3.28: Valores de derivas por sismo en Y obtenidos de SAP2000 para el pórtico lateral derecho de la estructura aledaña a “Casa Mata”

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SIS Y	LinStatic	0,000824	0,007664	0,000033	0,002	0,013	Ok
Base	SIS X	LinStatic	0	0	0	0,000	0,000	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Podemos observar en las tablas 3.21, 3.22, 3.24 y 3.25 que las derivas son mayores aplicando el método estático, esto significa que este método es más conservador que el método dinámico, y por ello será utilizado para el análisis por tener mayores desplazamientos.

3.2.3.11 Comprobación del método dinámico vs método estático para cortante basal

La NEC-SE-DS señala en su sección 6.2.2 que el cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico no debe ser:

- < 80% del cortante basal obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal obtenido por el método estático (estructuras irregulares)

Analizando para una de las columnas tenemos:

Tabla 3.29: Corte dinámico vs Corte estático

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf
▶	SISMO XX	LinRespSpec	Max	206,7544
	SIS X	LinStatic		-242,9457

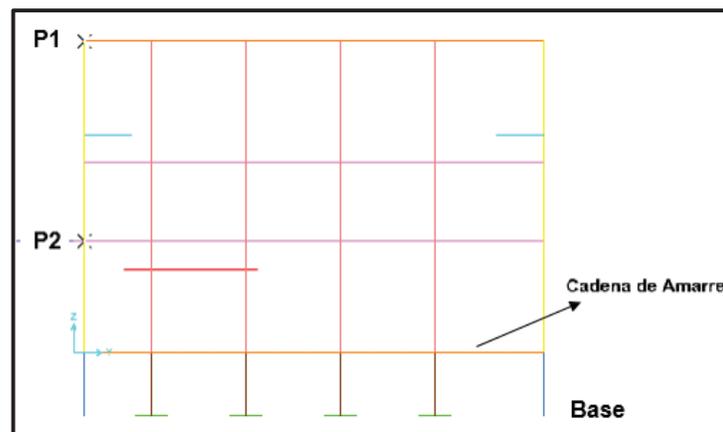
Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

La relación entre el cortante dinámico y estático es $206,75/242,94 = 0,85$, por tanto cumple con los requerimientos de la NEC 2015.

3.2.3.12 Derivas obtenidas del modelo 3

Figura 3.51: Puntos para chequeo de deriva en el pórtico Frontal del Galpón N°7 “Casa Mata” modelado con cimentación



Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Tabla 3.30: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con cimentación

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SIS X	LinStatic	0,178608	0,027526	0,002697	0,0152	0,091	Rigidizar
P2	SIS X	LinStatic	0,082282	0,013876	0,002991	0,0232	0,139	Rigidizar
Base	SIS X	LinStatic	0	0	0	0,0000	0,000	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

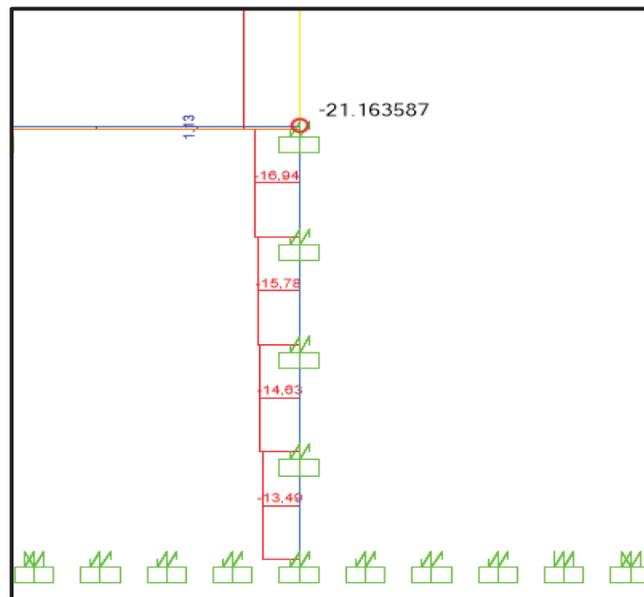
Tabla 3.31: Valores de derivas por sismo en Y obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con cimentación

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M_{max}$
P1	SIS Y	LinStatic	0,00034	0,071703	0,000913	0,005	0,029	Rigidizar
P2	SIS Y	LinStatic	-0,000232	0,040578	0,002121	0,0114	0,069	Rigidizar
Base	SIS Y	LinStatic	0	0	0	0,0000	0,00	Ok

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Fuente: SAP2000

Figura 3.52: Fuerza axial en las columnas y cabezales de la estructura modelada con la cimentación



Fuente: SAP2000

3.2.3.13 Chequeo del esfuerzo admisible del suelo Modelo 3

Los esfuerzos producidos en el suelo, no deben pasar el esfuerzo admisible que para este caso es de 15 ton/m² como se señala en la sección 3.2.3.7.1, bajo condiciones de carga de servicio.

$$\sigma_{adm} \geq \Delta_{max} * K_{balasto} \quad (3.12)$$

Para comprobar esto, se deben obtener los valores de deformación máxima en el pie de las columnas, debido a cargas de servicio (carga muerta más carga viva)¹¹, y se procede a multiplicar por el coeficiente de balasto (K_b), obteniéndose el esfuerzo máximo producido por el suelo.

Al analizar el esfuerzo máximo producido en el suelo, incluyendo en las cargas de servicio el efecto del sismo en las direcciones X e Y (D+L +Sx, D+L+Sy), el esfuerzo admisible puede incrementarse en un 33,3% (Ing. Msc. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración Estructural”, EPN).

$$1,33 \sigma_{adm} \geq \Delta_{\max D+L+S} * K_{balasto} \quad (3.13)$$

Tabla 3.32: Deformaciones en las zapatas por carga de servicio

OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
D + L	Combination	3569	3342	-0,007484
D + L	Combination	0026	3319	-0,00749
D + L	Combination	0026	3316	-0,007499
D + L	Combination	0026	3313	-0,007507
D + L	Combination	0026	3031	-0,007515
D + L	Combination	0027	3307	-0,007522
D + L	Combination	0027	3304	-0,007529
D + L	Combination	0027	3301	-0,007535
D + L	Combination	0027	3298	-0,007542
D + L	Combination	5828	3033	-0,007735
D + L	Combination	5812	3331	-0,007743
D + L	Combination	5775	3333	-0,00775
D + L	Combination	5714	3334	-0,007757
D + L	Combination	5639	3335	-0,007764
D + L	Combination	5559	3336	-0,007771
D + L	Combination	5479	3338	-0,007776
D + L	Combination	5412	3339	-0,007782
D + L	Combination	5364	3034	-0,007787
D + L	Combination	5341	3341	-0,007791
D + L	Combination	5338	3342	-0,007796

Fuente: SAP2000

Para las cargas de servicio se obtiene una deformación máxima de 0,0078 que multiplicada por el coeficiente de balasto 2250 T/m³ se tiene:

$$\sigma_{suelo} = 0,0078 * 2250 = 17,54 \text{ ton/m}^2$$

Por tanto este valor sobrepasa el esfuerzo admisible del suelo que es de 15 ton/m².

¹¹ Ing. Msc. Patricio Placencia. Apuntes de clase “Proyectos Estructurales y Configuración Estructural” EPN

Tabla 3.33: Deformaciones en las zapatas por carga de servicio más sismo X

OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
D+L+SX	Combination	10148	1294	-0,017849
D+L+SX	Combination	11448	1222	-0,017964
D+L+SX	Combination	10844	1043	-0,01802
D+L+SX	Combination	11496	1296	-0,018098
D+L+SX	Combination	11472	1232	-0,018099
D+L+SX	Combination	10009	1994	-0,01817
D+L+SX	Combination	11511	1298	-0,018339
D+L+SX	Combination	10497	1003	-0,018389
D+L+SX	Combination	11455	1224	-0,018463
D+L+SX	Combination	11526	1299	-0,018578
D+L+SX	Combination	10878	1994	-0,018724
D+L+SX	Combination	10728	1044	-0,018762
D+L+SX	Combination	11541	1299	-0,018816
D+L+SX	Combination	10146	1227	-0,018952
D+L+SX	Combination	10856	1994	-0,019278
D+L+SX	Combination	11464	1228	-0,019433
D+L+SX	Combination	10612	1044	-0,019499
D+L+SX	Combination	11468	1229	-0,019911
D+L+SX	Combination	10497	1044	-0,020236
D+L+SX	Combination	11472	1229	-0,020389

Fuente: SAP2000

Para las cargas de servicio más sismo en la dirección X se obtiene una deformación máxima de 0,02 que multiplicada por el coeficiente de balasto 2250 T/m³ se tiene:

$$\sigma_{suelo} = 0,02 * 2250 = 45 \text{ ton/m}^2$$

Por tanto este valor sobrepasa el esfuerzo admisible del suelo incrementado en un 33,3% que es de 19,95 ton/m².

3.2.4 Revisión estructural

Para los chequeos realizados a los elementos estructurales, se utilizará el criterio de la sección 2.2.2 de la NEC-SE-HM, la cual indica que la resistencia requerida o última U debe ser al menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones de carga de la NEC-SE-CG.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores ϕ de reducción. (NEC15)

Figura 3.53: Requisitos básicos para el diseño por resistencia

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida	
$\phi P_n \geq P_u$	
$\phi M_n \geq M_u$	
$\phi V_n \geq V_u$	
Donde:	
P_u	Resistencia a carga axial requerida
M_u	Resistencia a momento requerida
V_u	Resistencia a cortante requerida

Fuente: Sección 2.2.2 de la NEC-SE-HM

3.2.4.1 Vigas del pórtico frontal

- **Comprobación de requerimientos del acero**

Es necesario tomar en cuenta las cargas de gravedad y las cargas de sismo, para saber si la sección tiene el acero necesario para resistir dichas cargas.

El valor del acero longitudinal mínimo requerido para flexión se encuentra en la sección 4.2.5 de la NEC-SE-HM:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \quad \text{ACI 9.6.1.2} \quad (3.14)$$

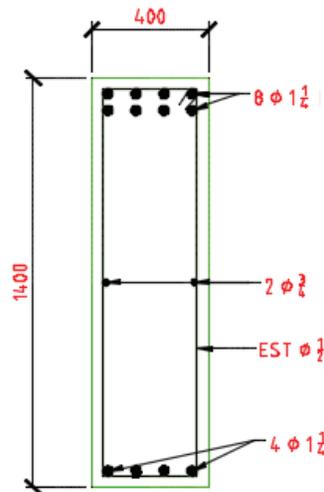
$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \text{ACI 9.6.1.2} \quad (3.15)$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$\text{Siendo } \rho_{max} = 0,5 \rho_b = 0,50 * \frac{0,85 f'_c}{f_y} * \beta_1 \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{ACI 22.2.2.4.3}$$

Figura 3.54: Sección de la viga del pórtico frontal



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \cdot 0,40 \cdot 1,37 = 0,00183 \text{ m}^2$$

$$A_s = 18,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{\sqrt{21}}{4 \cdot 420} \cdot 0,40 \cdot 1,15 = 0,00149 \text{ m}^2$$

Se escoge el mayor entre los dos, por tanto $A_{s_{min}} = 14,90 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{real}} = 8\Phi 1 \frac{1}{4}$$

$$A_{s_{real}} = 63,52 \text{ cm}^2$$

$A_{s_{real}} > A_{s_{min}}$ lo cual indica que el acero longitudinal está dentro de los límites.

- **Cortante por cargas actuantes:**

Las vigas de hormigón armado resisten el corte de dos maneras, la primera es la resistencia que presenta solo el hormigón y la segunda es la resistencia que presenta el acero transversal.

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{ACI 9.5.1.1} \quad (3.16)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{ACI 22.5.1.1} \quad (3.17)$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal al cortante

Φ : Factor de reducción de resistencia a cortante, cuyo valor para la NEC-SE-HM, 3.3.4 y ACI 21.2.1 es de 0.75.

V_c : Resistencia nominal al cortante, proporcionada por el hormigón, determinada por esta expresión:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c}b_wd \quad \text{ACI 22.5.5.1} \quad (3.18)$$

V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, siendo esta:

$$V_s = \frac{V_u - \Phi V_c}{\phi} \quad \text{ACI R22.5.10.5} \quad (3.19)$$

$$V_s \leq 0,8\sqrt{f'_c}b_wd \quad \text{ACI 22.5.10.6.2} \quad (3.20)$$

$V_{max}=29$ ton (Tabla 3.32)

Tabla 3.34: Valores Máximos de Cortante (V_2)

Frame Text	tation	OutputCase Text	CaseType Text	i1	P Tonf	V2 Tonf
20	2,15	1.2 D + 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination		45,801	29,0015
20	2,15	0.9 D + 1 EY	Combination		44,7147	28,7252
20	1,65	1.2 D + 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination		45,7716	28,2842
20	1,65	0.9 D + 1 EY	Combination		44,6926	28,1872
20	2,15	SIS Y	LinStatic		41,7695	28,0317
20	1,65	SIS Y	LinStatic		41,7695	28,0317
20	0,65	SIS Y	LinStatic		47,5964	27,819
20	0	SIS Y	LinStatic		47,5964	27,819
20	0,325	SIS Y	LinStatic		47,5964	27,819
20	1,65	SIS Y	LinStatic		45,6391	27,8119
20	1,15	SIS Y	LinStatic		45,6391	27,8119
20	0,65	SIS Y	LinStatic		47,9698	27,702
20	1,15	SIS Y	LinStatic		47,9698	27,702
20	1,65	0.9 D + 1 EY	Combination		48,2396	27,3467
20	1,65	1.2 D + 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination		49,2123	27,215
20	1,15	0.9 D + 1 EY	Combination		48,2168	26,791
20	1,15	1.2 D + 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination		49,1819	26,4741
20	1,15	0.9 D + 1 EY	Combination		49,9282	26,2102
20	1,15	1.2 D + 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination		50,6806	25,7198
20	0,65	0.9 D + 1 EY	Combination		49,9046	25,6367

Fuente: SAP2000

Límites de resistencia de materiales

$$\sqrt{f'_c} \leq 27 \frac{kg}{cm^2} = \sqrt{210} = 14,50 < 27 \text{ OK} \quad \text{ACI 22.6.3.1} \quad (3.21)$$

Cortante resistente

$$V_c = 0,53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd = (0,53 \cdot 1 \cdot \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 137)/1000 = 42,09 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{29 - 0,75 \cdot 42,09}{0,75} = 0 \text{ ton}$$

$$V_s \leq 0,8\sqrt{f'_c}b_wd = \frac{0,8\sqrt{210} \cdot 40 \cdot 137}{1000} = 63,54 \text{ ton}$$

0 < 63,54 ok

Chequeo de las dimensiones de la sección transversal

$$V_s = 2,2\sqrt{f'_c}b_wd \quad \text{ACI 22.5.1.2} \quad (3.22)$$

$$V_u \leq \phi(V_c + 2,2\sqrt{f'_c}b_wd) = \frac{0,75(42,09 + 2,2 \cdot \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 137)}{1000} = 131,063 \text{ ton}$$

28 ton < 131,063 ton OK

Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

$$V_s : 1,1\sqrt{f'_c}b_wd = \frac{1,1\sqrt{210} \cdot 40 \cdot 137}{1000} = 87,35 \text{ ton} \quad \text{ACI 9.7.6.2.2} \quad (3.23)$$

0 < 87,35 entonces el espaciamento máximo va a ser el menor de:

1- $S_{max} = d/2 = 137/2 = 68,5 \text{ cm}$ **ACI 9.7.6.2.2**

2- $S_{max} = 60 \text{ cm}$ **ACI 9.7.6.2.2**

Acero mínimo a cortante requerido, se tomará el mayor de las siguientes expresiones:

$$Av_{min} = 0,2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad \text{ACI 9.6.3.3} \quad (3.24)$$

$$Av_{min} = 3,5 \frac{b_w S}{f_y} \quad \text{ACI 9.6.3.3} \quad (3.25)$$

$$Av_{min} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_y} = 0,2 \sqrt{210} \frac{40 \cdot 20}{350} = 6,62 \text{ cm}^2$$

$$Av_{min} = 3,5 \frac{b_w S}{f_y} = 3,5 \frac{40 \cdot 20}{350} = 8 \text{ cm}^2$$

Se toma como $Av_{min} = 8 \text{ cm}^2$, el Av utilizada es de $1,27 \text{ cm}^2$ menor que la mínima, por lo tanto no cumple por área mínima.

- **Cortante por capacidad**

Para determinar el cortante por capacidad, se analizará los aceros longitudinales de las vigas, y se determinará el cortante probable (momentos en los extremos de la viga) mediante la ecuación (ACI R18.6.5):

$$Mp = As * \alpha * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.26)$$

Siendo $\alpha = 1,25$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0,85 * f'_c * b} \quad (3.27)$$

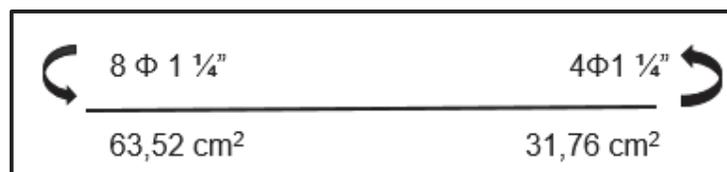
Se utilizará el cortante por fuerzas gravitacionales obtenido de SAP2000 de los diagramas de corte, siendo $V_D = 23,04 \text{ ton}$, $V_{sobrecarga} = 12,03 \text{ ton}$, se tiene un $V_D \text{ total} = 35,07 \text{ ton}$ y el cortante para la carga viva actuante es $V_L = 0,35 \text{ ton}$; determinamos el V_u vertical:

$$V_u \text{ vertical} = 1,2 V_{D \text{ total}} + 1,6 V_L$$

$$V_u \text{ vertical} = 1,2(35,07) + 1,6(0,35) = 42,64 \text{ ton}$$

Cálculo del momento probable

Figura 3.55: Acero en la viga 140 cm x 40 cm



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

$$Mp1 = 63,52 * 1,25 * 3500 * \left(137 - \frac{63,52 * 1,25 * 3500}{0,85 * 210 * 40} \right) = 272,56 \text{ ton m}$$

$$Mp2 = 31,76 * 1,25 * 3500 * \left(137 - \frac{31,76 * 1,25 * 3500}{0,85 * 210 * 40} \right) = 163,52 \text{ ton m}$$

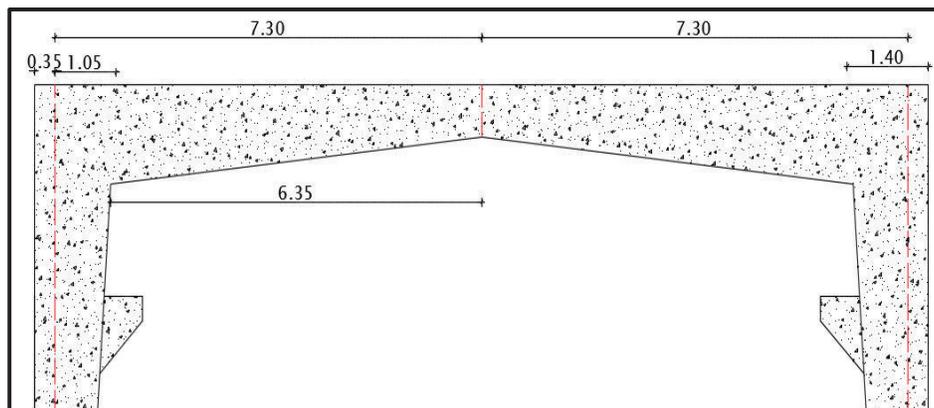
A continuación se calculará el cortante de sismo con la siguiente expresión:

$$Vsismo = \frac{Mp1 + Mp2}{L}$$

Donde L es la luz libre de la viga, como se muestra en la figura 3.51:

$$Vsismo = \frac{272,56 + 163,52}{6,35} = 68,67 \text{ ton}$$

Figura 3.56: Luz libre de la viga del pórtico frontal



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Si $V_{sismo} > V_u$ vertical entonces $V_c = 0$ ACI 18.6.5.2

V_u vertical = 42,64 ton < 68,67 ton, por tanto $V_c = 0$

V_u total = 42,64 ton + 68,67 ton = 111,31 ton

Determinamos V_s :

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{111,31 - 0,75 \cdot 0}{0,75} = 148,41 \text{ ton}$$

El espaciamiento “s” de los estribos requeridos por la norma ACI 18.6.4.4, indica:

- El primer estribo no debe estar a más de 50mm de la cara del miembro de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

$$s = d/4 = 137/4 = 34,25 \text{ cm}$$

$$s = 6\Phi_{\text{varilla}} = 6(3,17) = 25,36 \text{ cm}$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

Los espaciamientos utilizados son de 20 cm en los extremos de la viga, y en el centro 35 cm, por tanto en los extremos se excede el límite de 15cm.

El A_v utilizado es de $\Phi 1/2'' = 1,27 \text{ cm}^2$; y no cumple con el $A_{v\text{min}}$ como se mostró anteriormente en el cortante por cargas actuantes.

Según ACI 18.6.4.1 deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en:

- (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos de la viga.

Por lo tanto en el caso de la viga del pórtico frontal al tener una altura de 1,40 m se debió colocar estribos en una longitud de 2,80 m y con un espaciamiento de 15cm, pero en los planos se puede observar que los estribos en los extremos están colocados en una longitud de 2,00 m y separados cada 20 cm.

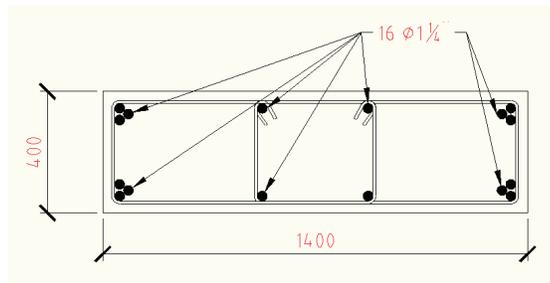
3.2.4.2 Columnas

- Acero máximo y mínimo

$$A_{s_{min}} = 0,01 A_g \quad \text{ACI 18.7.4.1} \quad (3.28)$$

$$A_{s_{max}} = 0,06 A_g \quad \text{ACI 18.7.4.1} \quad (3.29)$$

Figura 3.57: Sección de la columna



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

$$A_{s_{min}} = 0,01 * (140 * 40) = 56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{máx}} = 0,06 * (140 * 40) = 336 \text{ cm}^2$$

Asreal = 127,04 cm² El acero longitudinal está dentro de los límites

- Refuerzo transversal para columnas

Para confinamiento, el mínimo entre:

$$A_{sh_1} = 0,3 \frac{s h'' f_{rc}}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad \text{ACI 18.7.5.4} \quad (3.30)$$

$$A_{sh_1} = 0,09 \frac{s h'' f_{rc}}{f_y} \quad \text{ACI 18.7.5.4} \quad (3.31)$$

Para corte:

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \quad \text{ACI 22.5.10.5.3} \quad (3.32)$$

$$V_s = \frac{v_u - \phi V_c}{\phi} \leq 4V_c \quad \text{ACI R22.5.10.5} \quad (3.33)$$

Y para el espaciamiento entre estribos debe escogerse el mínimo entre:

$$s = \min \left(\frac{h, b}{4}, 6\phi_l, S_o, 10 \text{ cm} \right) \quad \text{ACI 18.7.5.3} \quad (3.34)$$

Calculando

$$S = 40 / 4 = 10 \text{ cm}$$

Los estribos están colocados a 10 cm y 30 cm por lo tanto cumple

- **Ramas en la dirección más larga de la columna:**

$$Ash_1 = 0,3 \frac{10 \cdot 34 \cdot 210}{4200} \left(\frac{5600}{4556} - 1 \right) = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$Ash_2 = 0,09 \frac{10 \cdot 34 \cdot 210}{4200} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Para el corte, con el valor del momento balanceado en dirección Y (figura 3.54) obtenido en la curva de interacción de la columna, se tiene:

$$Vu \text{ dis} = \frac{2Mb}{Hc}$$

$$Vu \text{ dis} = \frac{2(353,47 \cdot 10^5)}{990} = 71408,08 \text{ kg}$$

$$Vc = 0,53 \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 134 = 42088,75 \text{ kg}$$

$$Vs = \frac{71408,08 - 0,85(42088,75)}{0,85} = 41920,76 \text{ kg}$$

$$41920,76 \text{ kg} \leq 4 * (42088,75) = 168355 \text{ kg OK}$$

$$Av = \frac{41920,76 * 10}{4200 * 134} = 0,74 \text{ cm}^2$$

El diámetro utilizado para estribos fue $\phi 3/8$ "

#ramas = $6,03 / 1,53 = 3,94$ ---- 4 ramas--- No cumple

Tabla 3.35: Valores Máximos de Corte en Columnas

OutputCase Text	CaseType Text	P Tonf	V2 Tonf
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-93,6515	-33,2926
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-95,033	-33,2368
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-96,6466	-33,1715
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-96,1571	-32,2904
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-97,5387	-32,2346
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-99,1542	-32,1694
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-85,23	-31,94
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-86,3651	-31,8942
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-94,0475	-31,6813
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-95,4291	-31,6255
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-97,0446	-31,5603
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-81,5513	-31,4624
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-59,5351	-31,4365
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-83,9229	-31,3665
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-62,9154	-31,2999
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-87,7393	-30,9556
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-88,8743	-30,9097
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-84,0605	-30,4779
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-86,4321	-30,3821
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-85,6298	-30,3436

Fuente: SAP2000

Tabla 3.36: Valores Máximos de Momento Flector en Columnas

OutputCase Text	CaseType Text	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-0,12853	190,37493
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-3,23054	187,56298
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	1,88629	176,64175
0.9 D - 1 EY	Combination	-0,2829	166,13834
0.9 D - 1 EY	Combination	-2,73813	164,82326
1.2 D + 1 EYY + 1 L + 0.2 S	Combination	4,19937	162,2757
1.2 D - 1 EYY + 1 L + 0.2 S	Combination	4,19937	162,2757
0.9 D - 1 EY	Combination	1,28999	155,37082
1.2 D + 1 EYY + 1 L + 0.2 S	Combination	5,70139	151,60455
1.2 D - 1 EYY + 1 L + 0.2 S	Combination	5,70139	151,60455
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-0,20042	149,81556
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-0,23917	148,35195
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-0,02556	148,30851
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	0,22276	146,83743
0.9 D - 1 EYY	Combination	4,69177	139,53598
0.9 D + 1 EYY	Combination	4,69177	139,53598
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-0,67205	138,21604
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	9,00171	136,7406
1.2 D - 1 EY + 1 L + 0.2 S	Combination	-0,91561	136,73836
1.2 D + 1 EYY + 1 L + 0.2 S	Combination	7,8475	134,13039
1.2 D - 1 EYY + 1 L + 0.2 S	Combination	7,8475	134,13039
1.2 D + 1 EYY + 1 L + 0.2 S	Combination	11,27682	131,86072

Fuente: SAP2000

Tabla 3.37: Valores Máximos de Fuerza Axial en Columnas

OutputCase Text	CaseType Text	P Tonf	V2 Tonf
SIS X	LinStatic	35,0971	0,411
SIS X	LinStatic	35,0971	0,411
SIS Y	LinStatic	31,9691	20,4309
SIS Y	LinStatic	31,9691	20,4309
SIS Y	LinStatic	31,9691	20,4309
SIS Y	LinStatic	30,8575	15,8554
SIS Y	LinStatic	30,8575	15,8554
SIS Y	LinStatic	30,8322	15,2301
SIS Y	LinStatic	30,8322	15,2301
SIS Y	LinStatic	30,7849	14,1088
SIS Y	LinStatic	30,7849	14,1088
SIS Y	LinStatic	29,6238	12,1538
SIS Y	LinStatic	29,6238	12,1538
SIS X	LinStatic	28,1644	6,5028
SIS X	LinStatic	28,1644	6,5028
SIS X	LinStatic	28,1644	6,5028
SIS X	LinStatic	27,1392	5,6922
SIS X	LinStatic	27,1392	5,6922
SIS X	LinStatic	27,1392	5,6922
SIS X	LinStatic	27,1392	5,6922

Fuente: SAP2000

Puntos relevantes de la curva de interacción de las columnas sentido X

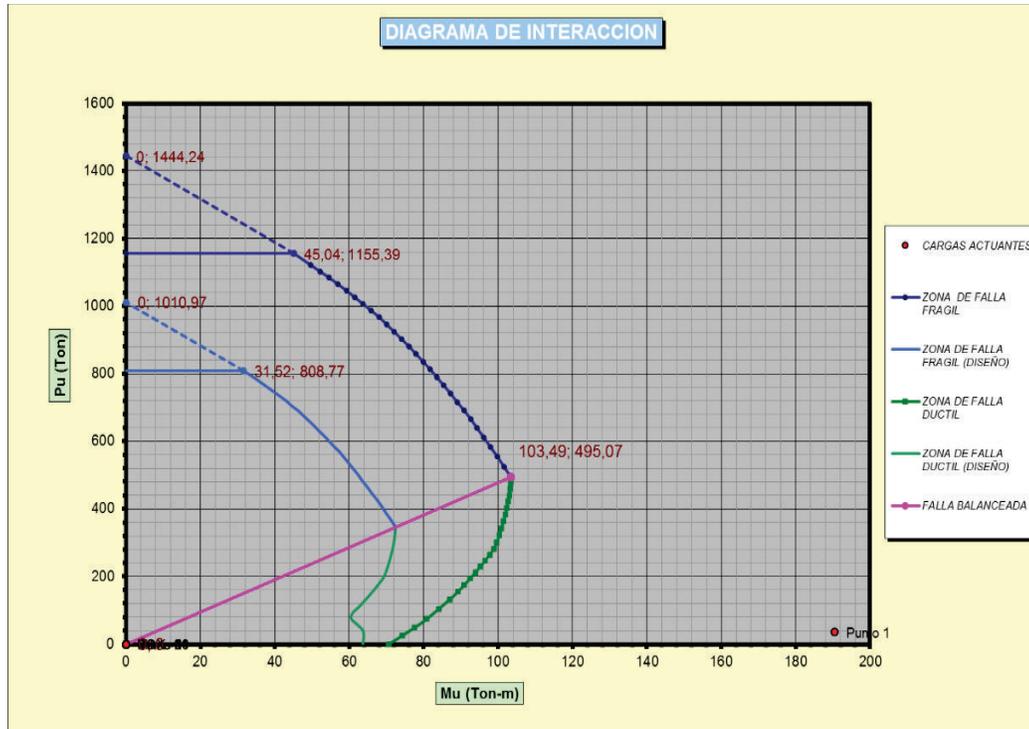
Po (Ton) = 1444,24

Cb (cm) = 22,36

Pb (Ton) = 495,07

M_b (Ton m) = 103,49

Figura 3.58: Diagrama de Interacción de la columna en sentido X



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Cabe denotar que el punto 1 corresponde a los valores máximos de axial $P_u = 35,10$ ton y momento $M_u = 190,37$ obtenidos, el mismo queda fuera de la superficie, lo que significa que el diseño de la columna no cumple con los esfuerzos a flexo-compresión.

Puntos relevantes de la curva de interacción de las columnas sentido Y

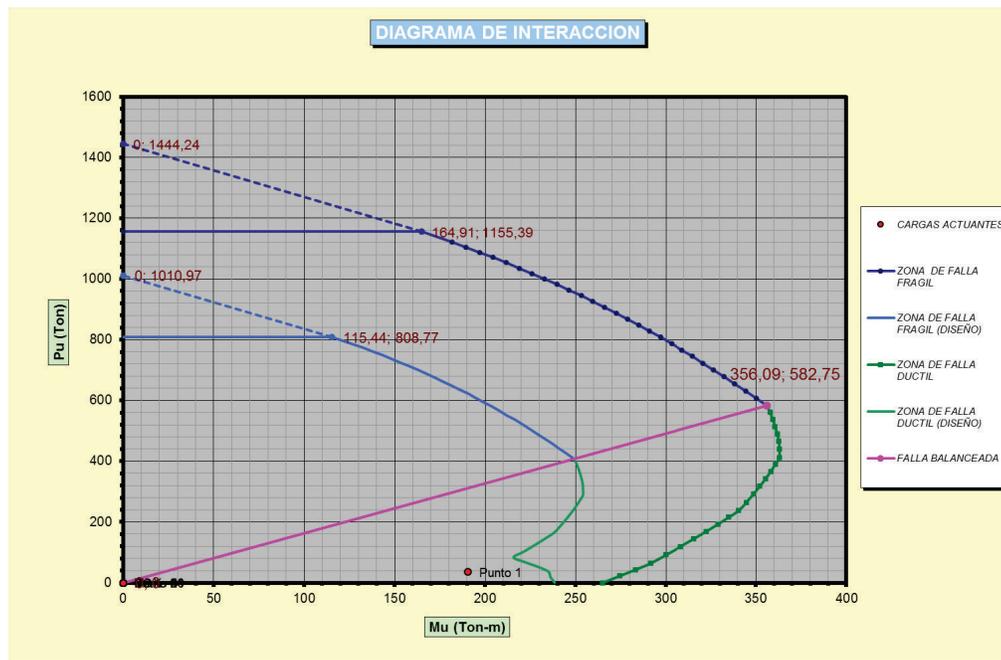
P_o (Ton) = 1444,24

C_b (cm) = 85,52

P_b (Ton) = 582,75

M_b (Ton m) = 356,09

Figura 3.59: Diagrama de Interacción de la columna en sentido Y



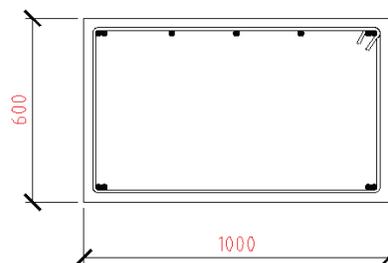
Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

La carga axial más desfavorable para la combinación en diseño es de $P_u = 35,10$ ton, mientras que la carga balanceada $P_b = 582,75$ ton, asegurándose de esta forma la fluencia del acero de las columnas.

3.2.4.3 Viga de amarre entre pórticos

Se utilizarán las mismas ecuaciones que se definieron en la sección 3.2.4.1.

Figura 3.60: Sección Transversal de Viga Central



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

$$As_{min} = \frac{1,4}{fy} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \cdot 1,00 \cdot 0,37 = 0,00123 \text{ m}^2$$

$$As = 12,30 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{21}}{4 \cdot 420} \cdot 1,00 \cdot 0,37 = 0,00101 \text{ m}^2$$

$$As = 10,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero real} = 16,47 \text{ cm}^2$$

3.2.4.4 Chequeo de la unión viga columna

3.2.4.4.1 Control de adherencia

$$hc \geq 20\phi_v$$

ACI SR-05

(3.35)

$$1400\text{mm} < 20(32.3)$$

$$1400\text{mm} < 646\text{mm}$$

3.2.4.4.2 Resistencia al cortante horizontal

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_{col}}$$

$$M_1 = As_1 \cdot \alpha \cdot fy \cdot \left(d - \frac{As_1 \cdot \alpha fy}{0,85 f'c \cdot b} \right)$$

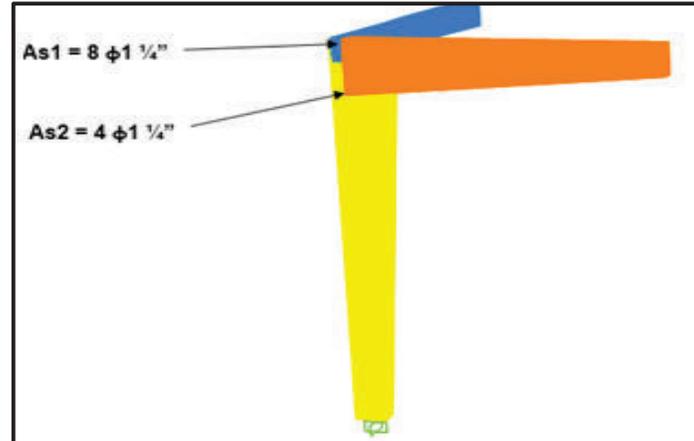
$$M_2 = As_2 \cdot \alpha \cdot fy \cdot \left(d - \frac{As_2 \cdot \alpha fy}{0,85 f'c \cdot b} \right)$$

$$T_1 = As_1 \alpha fy \quad (3.36)$$

$$T_2 = As_2 \alpha fy \quad (3.37)$$

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col} \quad (3.38)$$

Figura 3.61: Conexión viga-columna en columna esquinera



Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

$$T1 = 63,52 * 1,25 * 3500 = 277,90 \text{ ton}$$

$$T2 = 31,76 * 1,25 * 3500 = 138,95 \text{ ton}$$

$$M1 = 63,52 * 1,25 * 3500 * \left(137 - \frac{63,52 * 1,25 * 3500}{0,85 * 210 * 40} \right) = 272,56 \text{ ton}$$

$$M2 = 31,76 * 1,25 * 3500 * \left(137 - \frac{31,76 * 1,25 * 3500}{0,85 * 210 * 40} \right) = 163,52 \text{ ton}$$

$$V_{col} = \frac{272,56 + 163,52}{9,90} = 44,05 \text{ ton}$$

$$V_j = 277,90 + 138,95 - 44,05 = 372,80 \text{ ton}$$

3.2.4.4.3 Cortante que resiste el nudo

$$V_n = 3,2 \sqrt{f'_c} A_j \quad \text{ACI 18.8.4} \quad (3.39)$$

$$A_j = b_j * h_c \quad \text{ACI 18.8.4.3} \quad (3.40)$$

$$A_j = 140 * 40 = 5600 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 3,20 * \sqrt{210} * 5600 = 259,69 \text{ ton}$$

Se verifica:

$$\phi V_n > V_j$$

$$0,85 * 259,69 < 372,80 \text{ No cumple}$$

3.2.4.4.4 Resistencia al cortante vertical

$$V_{jv} = V_j \frac{h_v}{h_c} = 453,86 \cdot \frac{1,40}{1,40} = 453,85 \text{ ton} \quad \text{ACI SR-05} \quad (3.41)$$

$h_v < h_c$

140 = 140 No cumple, por lo que se generan problemas en el cortante vertical.

3.2.4.4.5 Chequeos de anclaje a tracción ACI 18.8.5

$l_{dh_{req}} = \frac{f_y \cdot \phi_v}{17,2 \cdot f'_c} = 54,25 \text{ cm}$ por lo que se aprecia en los planos, el anclaje establecido supera este valor.

3.2.4.5 Columna fuerte – viga débil

En este chequeo debe revisarse que la capacidad de las columnas que llegan al nudo supere 1.2 veces la de la viga, como se señala en el ACI 318 18.7.3.2., así se comprobará que las rótulas plásticas se formen primero en los extremos de las vigas y no en las columnas.

Debe primeramente calcularse el momento probable, del tipo hiperestático para las vigas que concurren al nudo.

Viga

$$\alpha = 1,25$$

$$a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.42)$$

$$M_p = \frac{1,25 \cdot A_s(\pm) \cdot f_y \cdot \left(\frac{d-a}{2}\right)}{1,02} \cdot 10^6 \text{ (N m)} \quad (3.43)$$

Refuerzo superior

$$A_s = 63,52 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{63,52 \cdot 1,25 \cdot 350}{0,85 \cdot 21 \cdot 40} = 38,92 \text{ cm}$$

$$M_p = \frac{1,25 \cdot 63,52 \cdot 10^{-4} \cdot 343 \cdot 10^6 \cdot \left(1,37 - \frac{0,3892}{2}\right)}{1,02} \cdot 10^6 = 352,76 \text{ ton m}$$

Refuerzo inferior

$$A_s = 31,76 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{31,76 \cdot 1,25 \cdot 350}{0,85 \cdot 21 \cdot 40} = 19,46 \text{ cm}$$

$$M_p = \frac{1,25 \cdot 31,76 \cdot 10^{-4} \cdot 343 \cdot 10^6 \cdot \left(1,37 - \frac{0,1946}{2}\right)}{1,02} \cdot 10^6 = 196,51 \text{ ton m}$$

$$\sum M_v = 352,76 + 196,51 = 549,27 \text{ ton m}$$

Columnas

Verificación de comportamiento columna fuerte-viga débil

$$\sum M_{ncol} \geq \frac{6}{5} \sum M_v \quad \text{ACI 18.7.3.2} \quad (3.44)$$

$$M_{n_0} = \frac{A_{scolumna}}{2} * f_y * (d - d') \quad \text{ACI 18.7.3.2} \quad (3.45)$$

$$M_{n_0} = \frac{127,04}{2} * 3500 * (137 - 6) = 291,23 \text{ ton m}$$

$291,23 / 659,12 = 0,44 < 1,2$ por lo tanto este valor indica que las rótulas plásticas se van a formar en la columna; para solucionar estas deficiencias se recomienda realizar un reforzamiento, teniendo especial atención con la longitud de desarrollo y los ganchos de los aceros de refuerzo¹².

Otro chequeo que puede realizarse para comprobar si se cumple la condición columna fuerte – viga débil, es mediante el cálculo de las rigideces de los elementos que componen en nudo.

$$\sum \frac{EI_v}{L_v} / \sum \frac{EI_c}{L_c} \leq 0,5 \quad (3.46)$$

$$\sum \frac{E \cdot 0,0915}{14,6} / \sum \frac{E \cdot 0,0915}{9,9} = 0,67 > 0,5$$

$$I_v = I_c = 0,4 * 1,4^3 / 12 = 0,0915 \text{ m}^4$$

¹² Msc. Ing. Patricio Placencia, “Proyectos Estructurales y Configuración Estructural”

No cumple, por lo que se debe cambiar las dimensiones de la columna.

3.3 DETERMINACIÓN DE SÍNTOMAS

Con la finalidad de encontrar síntomas que anuncien la existencia de problemas estructurales, se realizó una inspección dentro del galpón y se observó elementos fisurados, aunque no se pudo apreciar la magnitud del ancho de las fisuras, ya que se encontraban en lugares elevados donde se hacía imposible llegar.

En el anexo #2 se muestran las fotografías de la inspección.

3.3.1 De las patologías

- **Plano de falla horizontal:** Este plano se genera por la ubicación y orientación de las ventanas en la estructura, cuya longitud mayor es la horizontal, haciendo débil a la misma en la dirección del sismo, convirtiéndose en la patología más problemática que deberá ser resuelta.

- **Geometría:** La estructura en estudio, cuenta con una geometría regular, aunque la abertura en la losa de cubierta genera un cierto desplazamiento en su centro geométrico, que ocasiona una ligera excentricidad con su centro de rigidez, adicionalmente el Galpón está vinculado a una estructura aledaña que modifica el centro de gravedad y rigidez del conjunto, lo que puede generar problemas torsionales ante un evento sísmico.

La viga que conecta los pórticos aparece fisurada a lo largo de su sección transversal lo que pudiera ser el resultado de torsiones que se han generado en el edificio ante eventos sísmicos.

La viga principal del pórtico presenta grietas inclinadas que indican la posibilidad de ser ocasionadas por corte.

3.4 DIAGNÓSTICO FINAL DE LA ESTRUCTURA

Las estructuras analizadas en los modelos 1 y 3 donde no se considera el aporte de la mampostería, presentan:

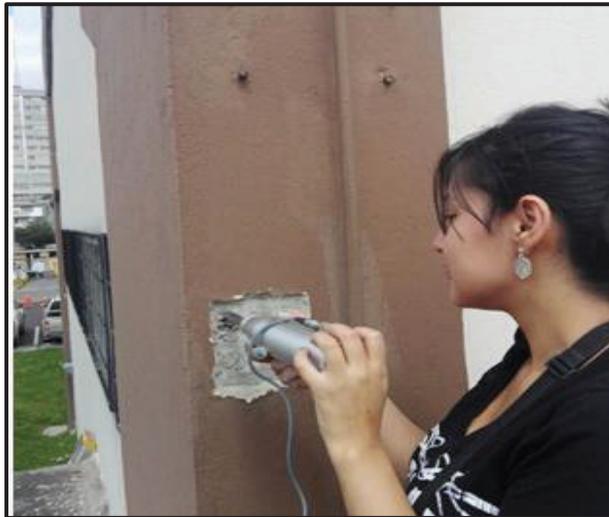
- Las deriva máxima inelástica por sismo en X para el modelo 1 y considerando $R=8$ es $\Delta M= 0,073$ superando en más de 3 veces a la deriva permisible $\Delta M \text{ max}=0,02$ establecida en la NEC 2015, para este tipo de sistemas. Para la estructura analizada en el modelo 3 con cimentación, la deriva es $\Delta M= 0,091$ un valor muy por encima de $\Delta M \text{ max}=0,02$, lo máximo permitido por la norma.
- La participación modal efectiva para estos modelos evidencia que el primer y segundo modo de vibración son de traslación, y el tercer modo es de torsión, lo que significa que no existe problemas de distribución de masas y rigideces en la edificación; garantizando que primero se produzca traslación en los pórticos antes que la rotación.
- Las vigas principales requieren por corte, un área de acero para los estribos superior a la que poseen actualmente.
- Las columnas requieren por cálculo, mayor número de ramas de estribos por corte, de las que tienen actualmente.
- La unión viga columna, se encuentra hipo reforzada a cortante, no cumple con el chequeo columna fuerte-viga débil, ocasionando que las rotulas plásticas se formen en la columna.
- La ausencia de fisuras en algunos elementos no garantiza que estos tengan la resistencia para resistir eventos sísmicos.
- La presencia de la estructura aledaña pudiera generar sobre las columnas del galpón el efecto de columna corta.
- La cimentación consiste en plintos de 1m x 1 m para la estructura aledaña y para el Galpón los plintos son de 2,50 m x 1,60 m, los cuales han trabajado satisfactoriamente para la carga vertical que ha actuado en la estructura.

Con lo expuesto anteriormente, queda en evidencia que la configuración actual del Galpón N°7 “Casa Mata” no cumple con la filosofía de diseño sismo resistente indicada en el capítulo 4 de la NEC 2015, por tanto es una estructura altamente vulnerable a un evento sísmico; siendo necesario reforzarla estructuralmente.

3.5 ENSAYO CON ESCLERÓMETRO

Los planos estructurales de la edificación, indican la resistencia del hormigón que se utilizó en la construcción; pero conscientes de que una de las características del hormigón es el aumento de su resistencia con el paso del tiempo, realizamos el ensayo de esclerómetro que consiste en un ensayo no destructivo que relaciona el rebote de la barra metálica contra los elementos de la estructura, y la dureza superficial del hormigón estableciendo de manera aproximada la resistencia del material. Sin embargo el informe de los resultados obtenidos, proporcionados por LEMSUR reflejan resultados muy dispersos como se indica en el anexo #3; razón por la cual utilizamos en la modelación el $f'c$ indicado en los planos estructurales.

Figura 3.62: Ensayo de esclerómetro en columnas



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

3.6 ENSAYO DE VIBRACIONES AMBIENTALES

Las pruebas de vibraciones ambientales sobre una estructura no utilizan ninguna excitación artificial, ya que la respuesta de la estructura es medida por la excitación producida por el ambiente; como el viento, el tráfico o los microsismos (Gómez, Maldonado, & Chio, 2010).

Una de las ventajas del uso de vibraciones ambientales, es que se pueden obtener los datos sin interrumpir el normal uso de las estructuras; además su ejecución es

sencilla y rápida. (Como se cita en Gómez, Maldonado, & Chio, 2010); sin embargo este ensayo no proporciona información de la variación del periodo de la estructura en el rango inelástico.

3.6.1 Ubicación del equipo

En el edificio en estudio, los sensores se ubicaron en el nivel más alto; colocando el norte en la dirección más larga de la estructura (figura 3.58).

Figura 3.63: Ubicación del equipo en la parte alta de la estructura Galpón N°7 “Casa Mata”



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Figura 3.64: Ubicación del equipo en la parte alta de la estructura aledaña a Galpón N°7 “Casa Mata”



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

3.6.2 Equipo utilizado

El equipo que se utilizó es un REF-TEK 160-03 marca Trimble, el cual fue provisto por el IG-EPN. Este equipo no necesita conexiones pues lleva integrado el digitalizador y los sensores en las tres direcciones (triaxial); también posee un velocímetro y un acelerómetro.

Figura 3.65: Equipo REF-TEK 160-03



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

3.6.3 Metodología para el procesamiento de señales

El objetivo principal de realizar este ensayo, es determinar el periodo fundamental de la estructura “Casa Mata”, existen diversas metodologías para conseguir este objetivo; adicionalmente el procesamiento de esta señal depende de la calidad de los registros obtenidos, ya que la señal podría verse alterada por presencia de ruido, o por condiciones de la estructura como su regularidad, o si se encuentra adosada a otras estructuras.

La señal obtenida del ensayo no presenta distorsiones, teniendo en cuenta esto y el objetivo principal del ensayo, utilizaremos la metodología de picado de picos (peak piking) la cual se basa en determinar las frecuencias fundamentales, mediante las cuales podemos conocer los periodos, partiendo de los picos más altos de la respuesta de la señal en dominio de la frecuencias; obteniéndose resultados coherentes mediante un procesamiento sencillo.

La técnica utilizada para el procesamiento de señales en nuestro proyecto es similar a la utilizada por Guiller B. y otros (2014); pero con el uso del programa GEOPSY el cual proporciona herramientas para el procesamiento de vibraciones ambientales con la caracterización del sitio.

Los pasos realizados son:

1. Abrimos en el programa GEOPSY el archivo de la señal con las diferentes componentes de velocidad y aceleración obtenida con el equipo REF-TEK 160-03.

Figura 3.66: Señal de “Casa Mata” obtenida con REF-TEK 160-03

The screenshot shows the Geopsy software window with a table titled 'Table - File 143607200000_000D693A400.msd'. The table lists six signal components with their respective parameters.

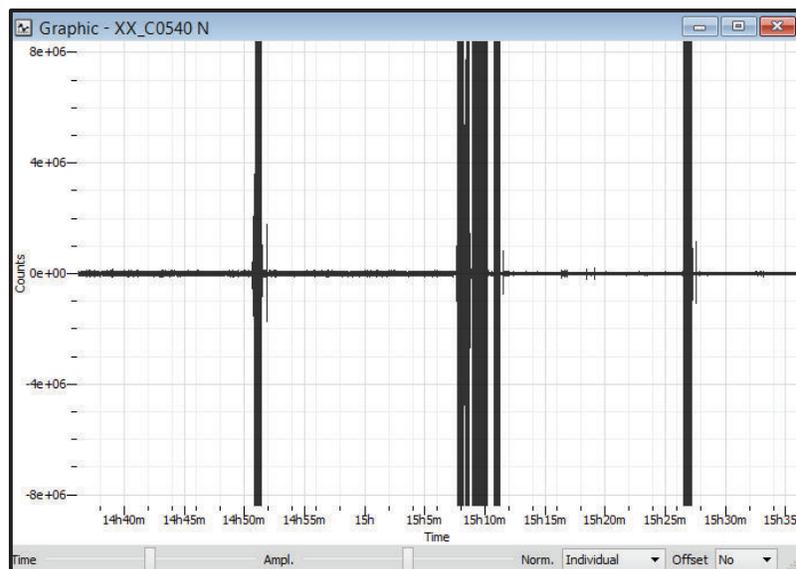
ID	Name	Component	Time reference	Start time	End time	Sampling frequency	dt	N samples	Duration	Rec x	Rec y	Rec z	Type
1	XX_C0540	Vertical	14/06/2017 00:00:00	14h36m7.200000s	15h36m7.200000s	200	0,005	720000	1h	0	0	0	Waveform
2	XX_C0540	North	14/06/2017 00:00:00	14h36m7.200000s	15h36m7.200000s	200	0,005	720000	1h	0	0	0	Waveform
3	XX_C0540	East	14/06/2017 00:00:00	14h36m7.200000s	15h36m7.200000s	200	0,005	720000	1h	0	0	0	Waveform
4	XX_C0540	Vertical	14/06/2017 00:00:00	14h36m7.200000s	15h36m7.200000s	200	0,005	720000	1h	0	0	0	Waveform
5	XX_C0540	North	14/06/2017 00:00:00	14h36m7.200000s	15h36m7.200000s	200	0,005	720000	1h	0	0	0	Waveform
6	XX_C0540	East	14/06/2017 00:00:00	14h36m7.200000s	15h36m7.200000s	200	0,005	720000	1h	0	0	0	Waveform

Fuente: GEOPSY

Editado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

- Las señales que son de interés para obtener las frecuencias fundamentales son las que corresponden a las componentes Norte y Este; utilizando la opción Graphic del GEOPSY podemos observar la señal en dichas componentes:

Figura 3.67: Señal Norte de “Casa Mata” en el dominio del tiempo obtenida con REF-TEK 160-03



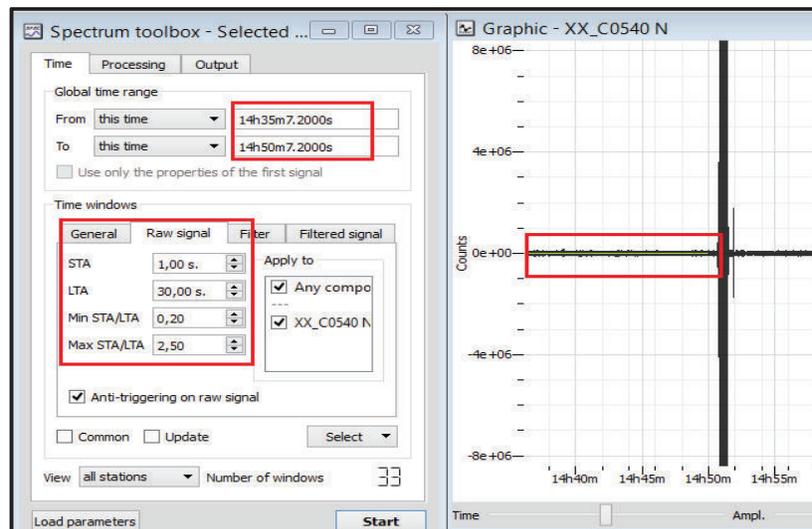
Fuente: GEOPSY

Editado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

La distorsión de la señal observada en la figura 3.62 se debe a los momentos en que se movió al equipo de un sitio de la estructura a otro, ya que se tomó la señal antes y después de la junta que tiene la estructura.

- Utilizando la opción Spectrum se selecciona según el tiempo, ventanas con la señal que no se encuentre contaminada; para esto se cambia los parámetros de la opción Spectrum, el algoritmo STA/LTA (Short Term Average / Long Term Average) para un STA= 1s y LTA=30s. El umbral de valores STA/LTA para aceptar la ventana debe estar de preferencia entre 0,2 y 2,5 o máximo entre 0 y 3.

Figura 3.68: Selección de ventanas con los parámetros STA/LTA

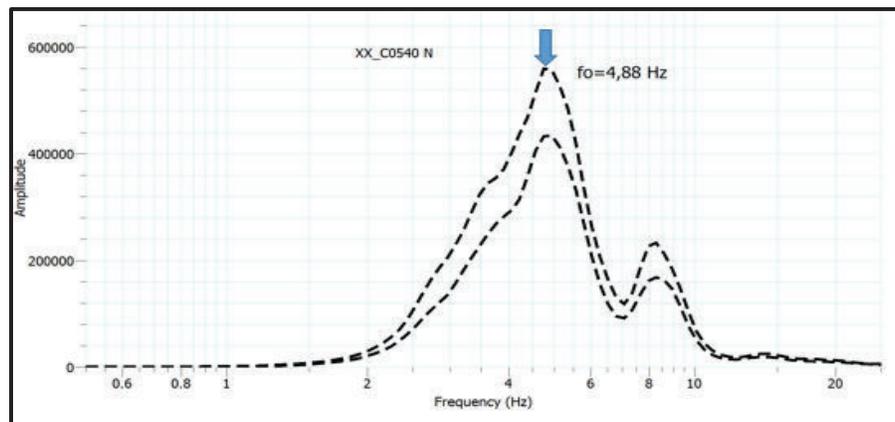


Fuente: GEOPSY

Editado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

- Presionamos Start luego de configurar los parámetros en Spectrum, el programa realiza una transformada de Fourier, y finalmente se obtiene los valores de las frecuencias fundamentales.

Figura 3.69: Picado de la frecuencia fundamental en el espectro de Fourier (sentido Norte), obtenido con Geopsy



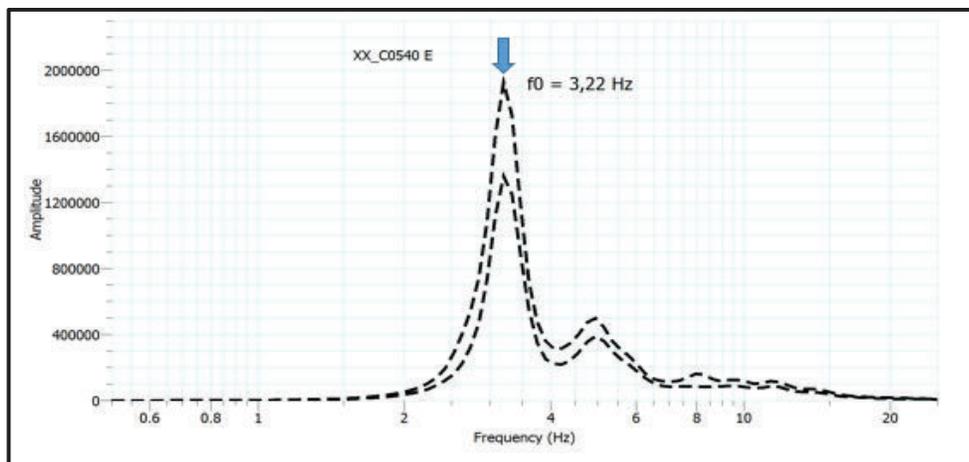
Fuente: GEOPSY

Editado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Con el valor de la frecuencia obtenida en sentido Norte, podemos decir que el periodo en el sentido más largo de la estructura es $T=1/4,88 = 0,20$ s.

Figura: Picado de la frecuencia fundamental en el espectro de Fourier (sentido Este), obtenido con Geopsy.

Figura 3.70: Picado de la frecuencia fundamental en el espectro de Fourier (sentido Este), obtenido con Geopsy



Fuente: GEOPSY

Editado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

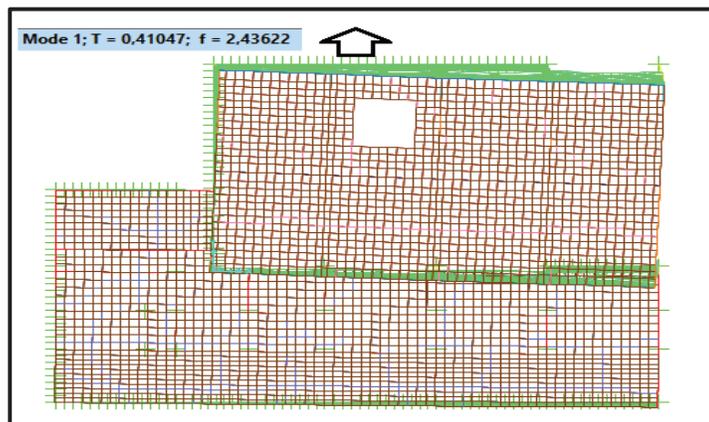
Con el valor de la frecuencia obtenida en sentido Este, podemos decir que el periodo en el sentido corto de la estructura es $T=1/3,22 = 0,31$ s.

3.6.4 Comparación del periodo obtenido del modelo 2 con el periodo obtenido del ensayo de vibraciones ambientales

En el modelo 2 se consideró la presencia de la mampostería en la estructura como se mencionó en la sección 3.2.3.6, y los resultados de los periodos obtenidos en sentido Este y Norte de esta modelación mediante el programa SAP2000, son:

En el sentido Este (corto) se obtuvo un valor de 0,41 s.

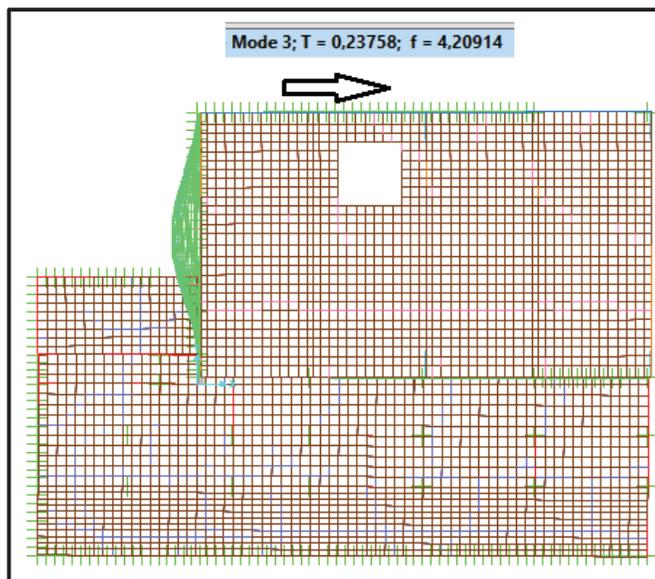
Figura 3.71: Movimiento de la estructura en dirección Este (vista en planta)



Fuente: SAP2000

Editado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Figura 3.72: Movimiento de la estructura en dirección Norte (vista en planta)



Fuente: SAP2000

Editado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Se puede ver que los periodos de la modelación que considera la influencia de la mampostería son bastante cercanos a los obtenidos en el ensayo de vibraciones ambientales.

Una mayor exactitud entre estos valores puede obtenerse al modificar las características del material de la mampostería en este caso el ladrillo; ya que para la resistencia a la compresión al no existir ensayos propios de la estructura, se hizo uso de ecuaciones indicadas en la sección 3.1.2.2.

CAPÍTULO 4

REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO CASA MATA

4.1 ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS PARA EL REFORZAMIENTO

Conforme al diagnóstico de la estructura evaluado previamente se ha concluido que el Galpón N° 7 “Casa Mata” no cumple filosofía sísmo resistente, lo que la convierte en una estructura vulnerable ante un evento sísmico al no prestar seguridad a las personas que hacen uso de la misma. Se opta por dos alternativas de reforzamiento cuyo objetivo es rigidizar la estructura.

La primera alternativa que se plantea consiste en intervenir los paneles formados por mampostería no estructural mediante la técnica conocida como enchapado, la cual fue planteada y desarrollada por Msc. Ing, Patricio Placencia con la finalidad de rigidizar a la estructura, evitando que pueda desplazarse o deformarse excesivamente ante la presencia de cargas sísmicas.

La segunda alternativa consistirá en el aumento de secciones de las columnas.

Las dos propuestas que se plantean mejorarán las condiciones actuales de la estructura; si bien es cierto existen más opciones de reforzamiento incluso con tecnologías avanzadas, pero sus costos son elevados y su proceso constructivo puede llegar a ser más complicado.

4.1.1 Enchapado de mampostería

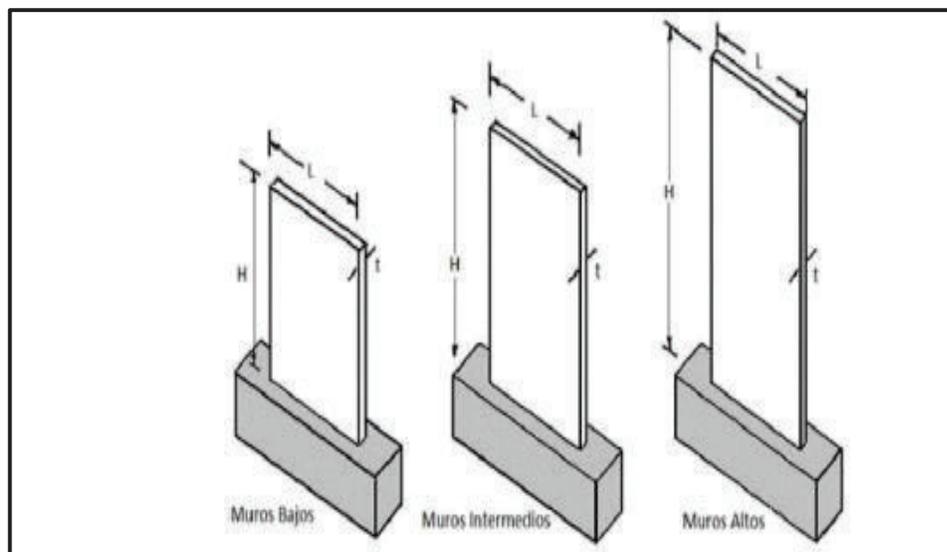
El enchapado consiste en la colocación de malla electrosoldada conectada a la estructura mediante anclajes y recubrimiento de hormigón sobre la mampostería existente, el objetivo de este procedimiento constructivo es obtener una especie de muro de corte que sea capaz de resistir fuerzas horizontales.

La relación de aspecto de un muro es la división entre su altura (h_w) y su longitud (l_w) y dependerá del tipo de falla que se puede presentar en este.

De acuerdo a la relación de aspecto se puede clasificar a los muros de la siguiente manera:

- Muros altos: $\frac{h_w}{l_w} \geq 5$
- Muros intermedios: $2 < \frac{h_w}{l_w} < 5$
- Muros bajos: $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$

Figura 4.1: Clasificación de Muros

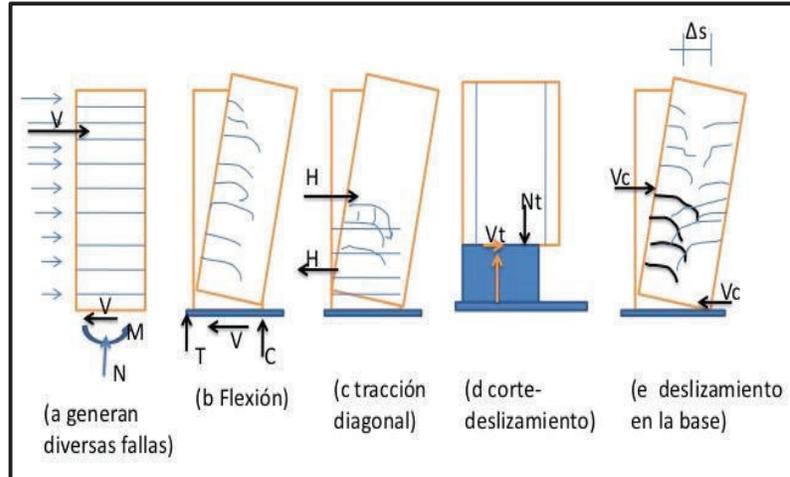


Fuente: Blondet, Villa García, y Brzev, 2003

- **Muros Altos**

En este tipo de elemento estructural la carga axial es generalmente pequeña y dominan los efectos de flexión, no falla por corte. (Bazán & Meli, 1985)

Figura 4.2: Modo de falla – muro alto



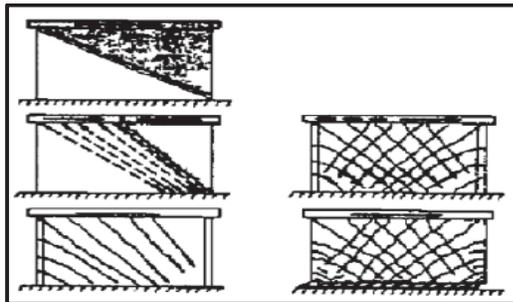
Fuente: Página Web SlideShare Enlace:

<https://es.slideshare.net/KevinArnoldVasquezBarreto/muros-de-corte-o-placas>

- **Muros Bajos**

En este tipo de muro la resistencia y rigidez a carga lateral es muy elevada, pero su comportamiento tiende a ser frágil porque predominan los efectos de cortante (Bazán & Meli, 1985).

Figura 4.3: Modo de falla - muro bajo



Fuente: Página Web SlideShare Enlace:

<https://es.slideshare.net/KevinArnoldVasquezBarreto/muros-de-corte-o-placas>

4.1.1.1 Proceso constructivo del enchapado

El procedimiento constructivo para enchapar las mamposterías, se lo hará como se cita en el proyecto de titulación “Diseño del Reforzamiento Estructural de un Edificio de Departamentos de 4 plantas ubicado en el sector Quitumbe, ciudad de Quito, Provincia de Pichincha”, Felipe Borja y María José Torres, EPN, 2015:

- La superficie de la mampostería debe estar libre de pintura, estuco y de cualquier otro material que interfiera en la correcta adhesión del mortero con la malla electrosoldada y la mampostería; también con la ayuda de herramienta menor (cincel, espátula y martillo) se debe picar el enlucido vertical, hasta obtener una superficie rugosa, para que el mortero del enchapado se adhiera al enlucido existente de la mampostería.
- Se debe colocar conectores a lo largo, ancho y en todos los lados que rodean a la mampostería. Para los que van en sentido vertical es decir los que van en las columnas, se debe realizar orificios con un taladro y una broca de $\frac{1}{2}$ " de diámetro y a una profundidad de 20cm, estas separaciones deben ser paralelas al plano de la mampostería y separados 30cm entre ellos. Para los conectores que van en la losa, se procede de la misma manera mencionada anteriormente, con la diferencia que los orificios deben tener una inclinación de 45° y la profundidad de los mismos debe ser tal que se traspase toda la losa; 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 contrarresta los efectos del mismo. Los conectores a utilizar son varillas de 10 mm de diámetro y de una longitud tal que se sobrepase 50 cm de cada cara tanto de columnas como de losas, para que así se pueda sujetar la malla electrosoldada que posteriormente será colocada.
- Para anclar las varillas en los orificios hechos con taladro, se debe utilizar un aditivo epóxico para anclajes, el cual 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.

- Realizado el procedimiento anterior, se procede a colocar la malla electrosoldada, la misma que deberá estar centrada debajo de los conectores, quedando a una distancia céntrica entre la cara de la mampostería y la cara exterior del enchapado, esto a su vez depende del espesor que el enchape vaya a tener, con la finalidad de que la malla quede embebida en el mortero que posteriormente será colocado, además se debe colocar la malla electrosoldada alrededor de las columnas (para formar una conexión monolítica y como colaboración en la absorción de esfuerzos axiales), la malla se amarrará con los conectores usando alambre galvanizado N°18.
- Es importante mencionar que las mallas electrosoldadas tienen medidas estandarizadas, que cubren un área de 15m², por tanto si se llega a tener una mampostería a enchapar que sobrepase esta superficie se deberá tomar en cuenta los traslapes mínimos necesarios, según lo estipulado en ACI 318-14 capítulo 12, sección 12.7, 12.8, 12.18 y 12.19.
- A continuación se procede a colocar grapas para confinar la malla con la mampostería, mediante una varilla corrugada de 4mm de diámetro, para ello se utiliza un taladro con una broca de 3/16", con lo cual se tendrá un orificio mayor al diámetro de la varilla, a su vez se tendrá una longitud tal que sobresalga 5cm a cada lado de la mampostería.
- La ubicación de las varillas mencionadas en el punto anterior, deben ser colocadas 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 y de forma intercalada en el sentido de la diagonal, de tal manera que la distribución de las varillas deben tener una secuencia en zigzag, pero por facilidad constructiva se las puede colocar a una separación horizontal y vertical de 50 cm.
- 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. Posteriormente esperar un tiempo prudencial para que la mezcla 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 formen un gancho y a la vez el mismo sujete a la malla electrosoldada, en conjunto con el enchape de hormigón.

- Se debe cubrir el enlucido existente con un aditivo epóxico que facilite la rápida adhesión de este con el mortero nuevo.
- Finalmente se debe realizar un mortero en una proporción de 1:3, 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 capa de 1 a 2 cm. De forma seguida se procede a colocar la segunda capa hasta lograr el espesor deseado de enchapado.

4.1.1.2 Descripción de materiales a utilizarse en el enchapado

Los materiales que se van a utilizar en el enchapado son: mortero, malla electrosoldada, grapas y conectores, a continuación se detallará las características de estos materiales:

- **Mortero**

Usado para el recubrimiento de la mampostería.

$f_c' = 180 \text{ kg/cm}^2$ [13]

- **Malla electrosoldada**

Utilizada como acero de refuerzo.

$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ [14]

Área = 15 m^2 (6,25 x 2,40) [15]

[13] Msc. Ing. Patricio Placencia. [14] Aguilar, G; Lumbi, E. (2014). Diagnóstico y Propuesta de reforzamiento Estructurales de una Edificación Representativa en el Barrio Atucucho, de Quito (Tesis de Pregrado). EPN. [15] "Catálogo de productos – Reforzamiento de hormigón, Mallas electrosoldadas Armex tradicionales", Idealalambrec.

- **Conectores**

Utilizados para conectar la mampostería y la estructura (vigas descolgadas y columnas).

$\Phi 10 \text{ mm @ } 30 \text{ cm}$ ^[16]

$L = 50 \text{ cm}$ ^[17]

- **Grapas**

Utilizadas para confinar la malla electrosoldada, sujetándola con la mampostería y para evitar que se abra, debido a la compresión.

$\Phi 4 \text{ mm}$ ^[15] @ 50 cm ^[14]

4.1.1.3 Análisis de carga

- **Carga vertical:**

La carga de viva se mantiene constante, mientras que la carga muerta se incrementará por el enchapado en la mampostería, y porque en la modelación se tomará en cuenta toda la estructura, uniendo la junta con un encamisado de los pórticos de las dos estructuras.

^[16] Aguilar, G; Lumbi, E. (2014). Diagnóstico y Propuesta de reforzamiento Estructurales de una Edificación Representativa en el Barrio Atucucho, de Quito (Tesis de Pregrado). EPN.

^[17] "Investigación teórico Experimental de un sistema Estructural Alternativo", Lenin Fernández y Patricio Paredes, EPN, 2010.

Tabla 4.1: Cálculo del nuevo peso de columnas acarteladas y considerando toda la estructura

Peso específico del Hormigón:		2,4 T/m3		CARGAS MUERTAS			
Sección		Dimensiones (m)		cantidad	Volumen (m3)	W (ton)	
COLUMNAS	Acartelada	Base1	a:	0,7	18	73,42	176,20
			b:	0,4			
		Base2	a:	1,4			
			b:	0,4			
		Altura	H:	9,9			
		Rectangular Estructura Aledaña	Base	a:			
	b:			0,3			
	Altura		H:	3,55			
	Rectangular Mampostería	Base	a:	0,2	8	4,75	11,40
			b:	0,3			
	Altura	H:	9,9				
		Acartelada Junta	Base1	a:	0,9	2	14,65
	b:			0,6			
	Base2		a:	1,6			
b:			0,6				
Altura	H:		9,9				
Total:							
Ménsula	Acartelada	base 1	a:	1,1	20	4,14	9,94
			b:	0,4			
		base 2	a:	0,35			
			b:	0,4			
		Longitud cartela	L1:	0,75			
		Total:					

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Tabla 4.2: Cálculo del nuevo peso de vigas considerando toda la estructura

VIGAS	Acartelada Central	base 1	a:	1	9	23,36	56,06
			b:	0,6			
		base 2	a:	0,5			
			b:	0,6			
		Tramo recto	a:	0,5			
			b:	0,6			
	Longitud cartela	L1:	2,6				
	Longitud recta	L2:	1				
	Acartelada Extremos	base 1	a:	0,85	18	46,99	112,78
			b:	0,6			
		base 2	a:	0,6			
			b:	0,6			
		Tramo recto	a:	0,6			
			b:	0,6			
	Longitud cartela	L1:	2,6				
	Longitud recta	L2:	1				
	Acartelada Pórticos	base 1	a:	1,4	20	63,43	152,23
			b:	0,4			
		base 2	a:	0,8			
			b:	0,4			
	Longitud cartela	L1:	7,3				
Rectangular	Base	a:	0,3	1	43,956	105,494	
		b:	0,45				
	Longitud	L:	325,6				
Rectangular Mampostería	Base	a:	0,2	1	13,992	33,5808	
		b:	0,2				
	Longitud	L:	349,8				
Total:						460,15	

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Tabla 4.3: Cálculo del nuevo peso de la loseta considerando toda la estructura

Peso específico del Hormigón:		2,4 T/m3				
CARGAS MUERTAS						
Loseta	Sección		Dimensiones (m)		Volumen (m3)	W (ton)
	Loseta	Techo Galpón	Base	a:	14,6	40,734
l:				55,8		
Espeor			e:	0,05		
Techo Estructura Aledaña		Base 1	a:	9,45	27,2385	65,37
			l:	52,2		
		Base 2	a:	1,6		
	l:		8,8			
	a:		4,25			
Espeor	l:	8,8				
	Espeor	e:	0,05			
Total:					163,13	

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Al considerar toda la estructura, el peso de los nervios es diferente al del modelo 1 (mitad de la estructura), tomando la carga muerta de todos los revestimientos definidos en la sección 3.2.2.1., y considerando el área total en planta tanto del Galpón como de la estructura aledaña, tenemos:

$$P_{\text{nervios galpón}} = 0,216 \text{ ton/m}^2 * 802,43 \text{ m}^2 = 173,32 \text{ ton}$$

$$P_{\text{nervios estructura aledaña}} = 0,129 \text{ ton/m}^2 * 544,77 \text{ m}^2 = 70,60 \text{ ton}$$

$$P_{\text{revestimiento+bloque (galpón - estructura aledaña)}} = 0,34 \text{ ton/m}^2 * 1359,45 \text{ m}^2 = 467,65 \text{ ton}$$

Tabla 4.4: Cálculo del peso del enchapado en la estructura

PESO DEL ENCHAPADO				
Peso específico del Hormigón:		2,4 T/m3		
Fachadas	Área (m2)	Espeor (m)	Volumen (m3)	W (ton)
Frontal	118,63	0,10	11,86	28,47
Posterior	118,63	0,10	11,86	28,47
Izquierda	352,63	0,10	35,26	84,63
Derecha	302,25	0,10	30,23	72,54
Total:			214,11	

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Tabla 4.5: Carga muerta total del galpón y estructura aledaña con el enchapado

Elementos	Unidad de medida	Cantidad
Losa Bidireccional	Ton	163,13
Vigas	Ton	460,15
Columnas	Ton	243,22
Ménsula	Ton	9,94
Revestimiento + Bloque	Ton	467,65
Tragaluz	Ton	11,66
Mampostería	Ton	409,29
Nervios	Ton	243,92
Enchapado	Ton	214,11
TOTAL	Ton	2223,03

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

4.1.1.4 Modelación del enchapado en SAP2000

En este modelo se ha tomado en cuenta la estructura Galpón “Casa Mata” completa, es decir sin la junta de construcción existente, uniendo de esta forma las dos estructuras separadas por dicha junta, de tal forma que en el programa se simule que trabajarán como una sola.

Para representar el enchapado en SAP2000, utilizaremos la herramienta shell por ser un elemento superficial, y para los materiales se tomarán en cuenta las siguientes características:

- Hormigón: $f'c=180 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero: $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Figura 4.4: Hormigón utilizado para la modelación del enchapado

General Data	
Material Name and Display Color	f'c 180 Kg/cm2 ■
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	2.4
Mass per Unit Volume	0.2447
Units	
Tonf, m, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	1811215.1
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	754672.9
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	1800
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

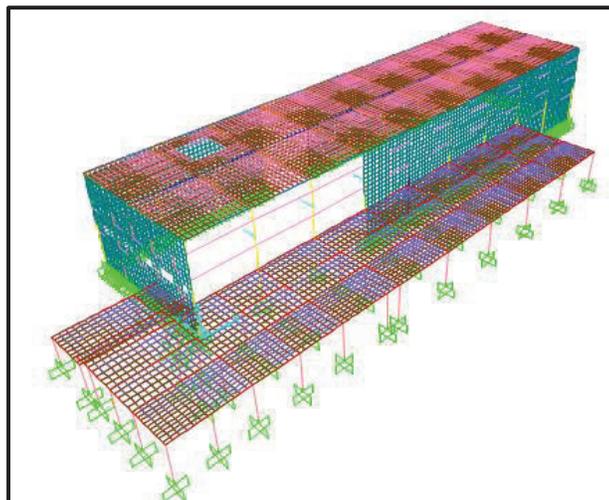
Figura 4.5: Definición de la membrana de enchapado en sap2000

Section Name	
ENCHPADO	
Section Notes	Modify/Show...
Display Color ■	
Type	
<input checked="" type="radio"/> Shell - Thin <input type="radio"/> Shell - Thick <input type="radio"/> Plate - Thin <input type="radio"/> Plate Thick <input type="radio"/> Membrane <input type="radio"/> Shell - Layered/Nonlinear	
Modify/Show Layer Definition...	
Material	
Material Name	+ f'c 180 Kg/cm2
Material Angle	0.
Thickness	
Membrane	0.1
Bending	0.1
Concrete Shell Section Design Parameters	
Modify/Show Shell Design Parameters...	

Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Figura 4.6: Vista en 3D de la estructura “Casa Mata” con enchapado

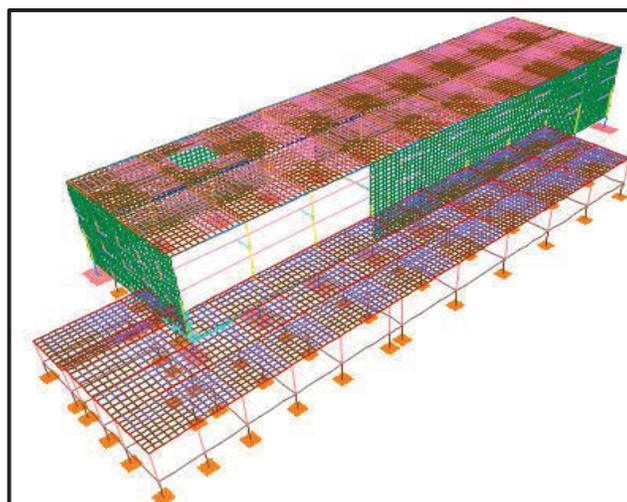


Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Con la finalidad de conocer, el comportamiento del suelo luego de la colocación del enchapado, se ha modelado la estructura con la cimentación original que posee la misma, como se lo hizo antes de que sea reforzada en la sección 3.2.3.7., adicionalmente esto permitirá conocer cuál de estos dos modelos que ya incluyen el reforzamiento, tienen las cargas por solicitación más críticas (V_u) para diseñar el enchapado en la sección 4.1.1.4.

Figura 4.7: Vista en 3D de la estructura “Casa Mata” con enchapado y cimentación



Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Analizando el pórtico frontal en el modelo que se consideró la estructura como empotrada, se tiene un cortante último (V_u) máximo de 199,46 ton como se puede observar en la siguiente figura:

Figura 4.8: Fuerza máxima de corte V_u en el pórtico frontal del Galpón modelado como empotrado

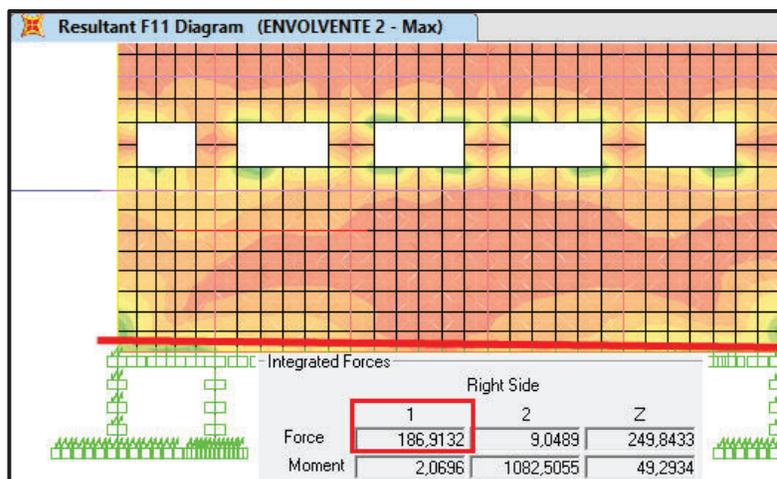


Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Para la estructura modelada con la cimentación se obtuvo un cortante último (V_u) máximo en la base de 186,91 ton como se observa en la figura:

Figura 4.9: Fuerza máxima de corte V_u en el pórtico frontal del Galpón modelado con cimentación



Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Por lo tanto se tomará para el diseño la fuerza V_u del modelo analizado sin la cimentación, por resultar más crítica.

4.1.1.5 Diseño a corte de los enchapados

El diseño a corte se lo realizará conforme a lo estipulado en la sección 18.10 “Muros estructurales especiales y vigas de acople” del ACI 318 – 14, los muros estructurales en este caso de enchape, deben cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4.1)$$

Donde:

V_u = fuerza cortante mayorada de sollicitación para diseño del muro

ϕ = 0,60, coeficiente de reducción de resistencia (Sección 5.2.3, NEC-SE-MP)

V_n : Fuerza cortante resistente nominal del muro

La fuerza cortante resistente nominal del muro está dada por la contribución del hormigón y del acero de refuerzo.

$$V_n = A_{cv} * (\alpha_c * \sqrt{f'_c} + \rho_t * f_y) \quad (4.2)$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{A_{cv}} \geq 0,0025 \quad (4.3)$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (4.4)$$

Donde:

V_n : Resistencia Nominal a cortante del muro

V_s : Resistencia Nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante

A_{cv} : Área bruta del muro en la dirección de la fuerza cortante

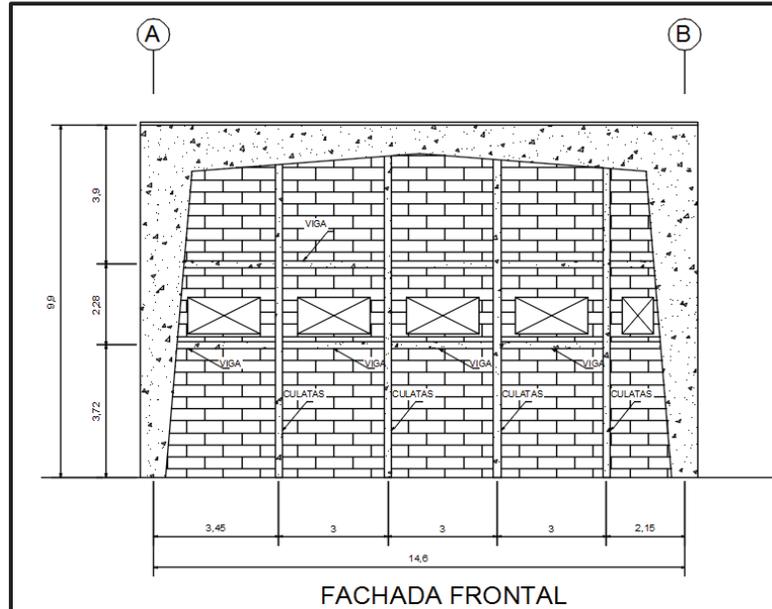
A_s : Área del acero de la malla electrosoldada

ρ_t : Cuantía de área de refuerzo transversal, colocado perpendicular a A_{cv}

α_c : Factor de contribución del hormigón a la resistencia nominal a cortante del muro; 0,80 para cuando se tiene $(h_w/l_w) \leq 1,5$ y para el caso $(h_w/l_w) \geq 2,0$ es 0,53.

Para el reforzamiento de enchapado se partirá con la fachada frontal del eje 1, conforme al esquema siguiente se observa su estado actual de ubicación de la mampostería y ventanería.

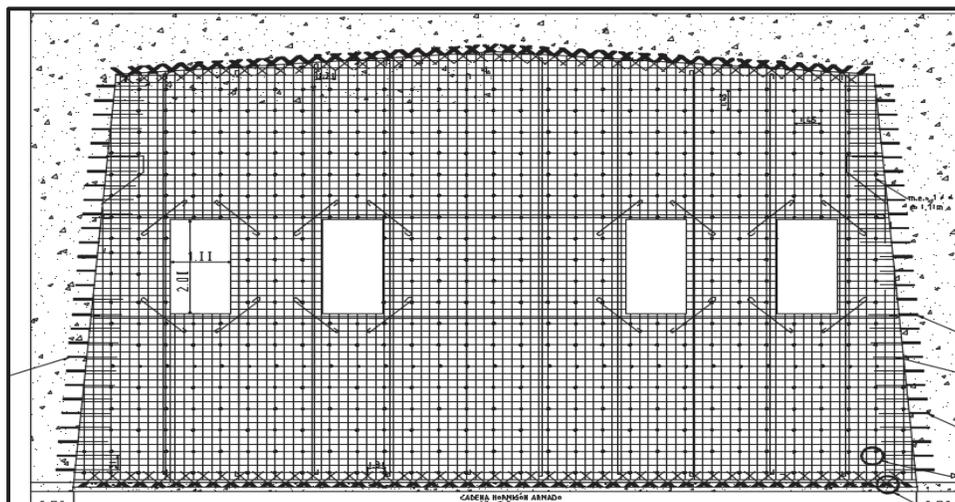
Figura 4.10: Eje K –Fachada Frontal



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

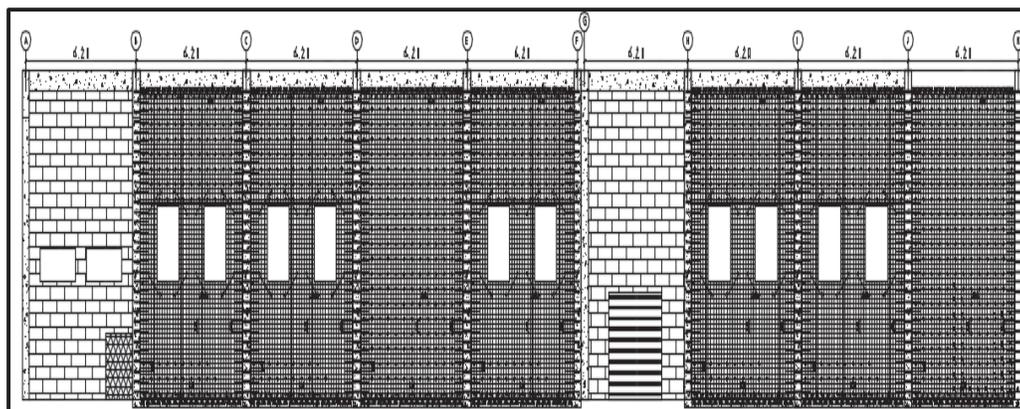
Para la fachada frontal se propone enchapar toda su área, tomando en consideración que la orientación de las ventanas debe ser modificada, haciendo que la longitud más larga de las mismas sea la vertical, para evitar que se produzca el plano de falla horizontal indicado en la sección 3.2.1; la misma consideración se hará para las fachadas laterales como se muestra en la figura 4.12.

Figura 4.11: Eje K –Fachada Frontal Reforzada



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Figura 4.12: Eje 1 –Fachada lateral izquierda reforzada



Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Tabla 4.6: Diseño de Enchapado

CODIGO MURO	hw	lw	hw/lw	TIPO MURO	ESPESOR ENCHAPE	A_{CV}	α_c	Numero de Mallas	S de Malla	ϕ Diametro Malla	A_s	pt (mín)	A_s mín	$A_s \geq A_{s_{min}}$
	(m)	(m)			(cm)	cm^2		u	cm	mm	cm^2		cm^2	
MAMP X2	9,92	14,6	0,68	BAJO	10	14600	0,8	1	10	6	41,318	0,0025	36,5	OK
MAMP X1	9,3	6,2	1,50	BAJO	10	6200	0,53	1	10	6	17,55	0,0025	15,5	OK

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

Tabla 4.6: Continuación

CODIGO MURO	hw	lw	A_{CV}	pt	α_c	Vn	ϕV_n	Vu
	(m)	(m)	cm^2			T	T	T
MAMP X2	9,92	14,6	14600	0,0028	0,8	363,29	217,98	199,46
MAMP X1	9,3	6,2	6200	0,0028	0,53	131,82	79,09	60,29

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

4.1.1.6 Comprobación del cortante basal

El peso total de la estructura obtenida en SAP2000 es 2293,50 y lo calculado en la sección 4.1.1.3, es 2223,03, por tanto se comete un error de 3,17% lo cual es aceptable.

El cortante basal obtenido con el programa es 535,30 y lo calculado es 518,92, se comete un error de 1,25% lo cual es aceptable.

Tabla 4.7: Peso de la estructura y cortante basal

WeightUsed Tonf	BaseShear Tonf
2293,5036	535,3037
2293,5036	535,3037

Fuente: SAP2000

Tabla 4.8: Carga muerta de los elementos

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength m	TotalWeight Tonf
COLUM_VARIA	Frame	18	178,2	179,6256
VIGA_VARIA	Frame	20	146	154,176
VIGA CENTRAL	Frame	9	55,8	57,0241
VIGA EXTREMOS	Frame	18	111,6	116,5104
MENSULA	Frame	10	15	10,368
MENSULA der	Frame	10	15	10,368
NERVIOS 10 X 25	Frame	462	2985,6	179,136
COLUM 30 X 20	Frame	64	219,4	31,5936
VIGA 30 X 45	Frame	78	344,2	111,5208
NERVIOS 10 X 15	Frame	497	2059,00006	74,124
VIGA 20 X 20	Frame	68	350,15	33,6144
COLUM JUNTA	Frame	2	19,8	35,64
LOSETA 5cm	Area			163,4846
ENCHPADO	Area			258,6648

Fuente: SAP2000

4.1.2 Encamisado de columnas

Esta alternativa de reforzamiento, es usualmente empleada en algunos países, esta técnica permite aumentar la capacidad resistente de los elementos, ya que al aumentar las dimensiones de la sección transversal, se pueden adicionar un número estimado de varillas longitudinales y estribos o en ciertos casos añadir malla electrosoldada alrededor del elemento; Soto (2008) señala que el incremento en las dimensiones de las columnas aumenta la capacidad a cortante del elemento más que la resistencia a flexión, con lo cual se aumenta significativamente la ductilidad de cortante de la columna. Es ideal cuando las condiciones de columna fuerte-viga débil no cumplen.

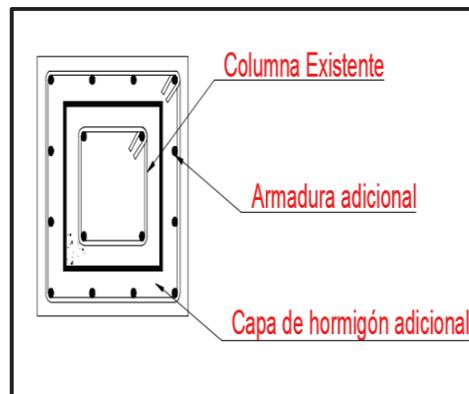
Existen dificultades a la hora de reforzar las columnas mediante este procedimiento, sobretodo en estructuras patrimoniales o de difícil acceso.

Otro de los problemas que nos encontramos al llevar a cabo la ejecución de esta alternativa es la escasa adherencia entre el hormigón fresco y el nuevo, por lo que se recomienda el uso de resinas epóxicas para aumentar la adhesión entre el concreto viejo y el del encamisado.

Cuando se encamisa una columna, el empleo de estribos cerrados no es práctico, por la dificultad al colocarlos, por lo que se recomienda estribos abiertos.

Desde el punto de vista estructural este reforzamiento está realizado a nivel del elemento y no a nivel de la estructura, como es el caso del enchapado de los paneles de relleno (mampostería) que hace de la estructura un sistema rígido capaz de resistir las fuerzas sísmicas, en tanto que en el encamisado el sistema estructural continúa siendo un pórtico de losas con vigas descolgadas, el cual necesariamente debe ser dúctil.

Figura 4.13: Descripción del encamisado de una columna existente



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

4.1.2.1 Características Principales ¹⁸

- Cambia por completo el tipo de falla de cada pórtico, devolviendo el carácter dúctil de momento resistente en un mecanismo de falla frágil por corte.
- Se recomienda encamisar todas las caras de la columna para obtener un mejor resultado.

¹⁸ Tomado de Soto, Emma. (2008). *Rehabilitación de Estructuras de Concreto (Tesis de Maestría)*. Universidad Nacional Autónoma de México, México.

- Si se logra continuar con el armado a través de la losa de entrepiso, se obtendrá una mayor resistencia a la flexión ya que se está reforzando la unión.

4.1.2.2 Consideraciones para el diseño¹⁹

- Como hipótesis se encuentra la consideración de un comportamiento monolítico de las columnas compuestas.
- El espesor de la capa de hormigón depende de la técnica de hormigonado, para concreto premezclado es de 10 cm, mientras que para el hormigón lanzado será de tan solo 4 cm.
- La cuantía se encuentra limitada en un rango desde 0.015 hasta 0.04 con respecto al área encamisada y se recomienda el empleo de varillas #5 (aproximadamente 16mm) en cada esquina.

4.1.2.3 Recomendaciones constructivas¹⁸

- En cuanto a la resistencia del hormigón a utilizar, se recomienda tener una resistencia mayor a 210 kg/cm² que la resistencia a la compresión del hormigón utilizado en la columna original.
- El recubrimiento de hormigón para malla electrosoldada o estribos mayor que 6cm, mientras que la longitud de empalmes de la malla de alambre soldado debe ser mayor a 20 cm.
- La superficie debe estar limpia y rugosa.
- En caso de que el encamisado no sea completo, por seguridad deberá verificarse la colocación de elementos de conexión que garanticen la transmisión de los esfuerzos cortantes entre el encamisado y el elemento por reforzar.

¹⁹ Tomado de Borja F; Torres M. (2015). *Diseño del Reforzamiento Estructural de un Edificio de Departamentos de 4 plantas Ubicado en el sector de Quitumbe, Ciudad de Quito; Provincia de Pichincha (Tesis de Pregrado)*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

4.1.2.4 Análisis de carga

- Carga vertical:

La carga de viva se mantiene constante, mientras que la carga muerta de los elementos estructurales se incrementará debido al aumento de secciones por el encamisado y porque en la modelación se tomará en cuenta toda la estructura; a continuación presentamos el incremento de carga muerta de las columnas.

Tabla 4.9: Detalle de las columnas a encamisar

ENCAMISADO DE COLUMNAS		
	Original	Encamisada
b1(m)	0,7	0,9
h1 (m)	0,4	0,6
b2 (m)	1,4	1,6
h2 (m)	0,4	0,6
Ag1(m2)	0,28	0,54
Ag2(m2)	0,56	0,96
As1(cm2)	16 ϕ 1 1/4"	28 ϕ 16mm
	127,04	56,3
As total(cm2)	127,04	183,34

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Tabla 4.10: Cálculo del nuevo peso de columnas acarteladas y considerando toda la estructura

Peso específico del Hormigón:		2,4 T/m3		CARGAS MUERTAS			
Sección		Dimensiones (m)		cantidad	Volumen (m3)	W (ton)	
COLUMNAS	Acartelada	Base1	a: 0,9 b: 0,6	20	146,52	351,65	
		Base2	a: 1,6 b: 0,6				
		Altura	H: 9,9				
	Rectangular Estructura Aledaña	Base	a: 0,2 b: 0,3	40	8,52	20,45	
		Altura	H: 3,55				
	Rectangular Mampostería	Base	a: 0,2 b: 0,3	8	4,75	11,40	
		Altura	H: 9,9				
						Total:	383,50
Ménsula	Acartelada	base 1	a: 1,1 b: 0,4	20	4,14	9,94	
		base 2	a: 0,35 b: 0,4				
		Longitud cartela	L1: 0,75				
						Total:	9,94

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

El peso de las vigas, loseta y nervios considerando toda la estructura, es igual al que se definió para la sección 4.1.1.3. (Tabla 4.2, tabla 4.3).

Tabla 4.11: Carga muerta total del galpón y estructura aledaña

Elementos	Unidad de medida	Cantidad
Losa Bidireccional	Ton	163,13
Vigas	Ton	460,15
Columnas	Ton	383,50
Ménsula	Ton	9,94
Revestimiento + Bloque	Ton	467,65
Tragaluz	Ton	11,66
Mampostería	Ton	409,29
Nervios	Ton	243,92
TOTAL	Ton	2149,24

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

4.1.2.5 Carga sísmica

Los elementos a considerarse para el cálculo sísmico se mantienen constantes, pues sigue siendo un sistema aporticado, variando la carga reactiva.

4.1.2.6 Modelación del encamisado

Para la modelación se debe considerar las columnas encamisadas como un elemento monolítico y debe ser definido como un elemento compuesto.

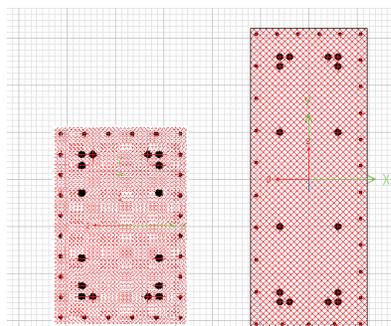
El procedimiento para poder realizar esto en SAP2000 es: Define>> Section Properties>> Add new section >> Other>> Section Designer, este último comando permite crear una sección transversal con cualquier tipo de geometría.

Figura 4.14: Definición de la sección del encamisado

Section Name	ENCAMISADO 1
Section Notes	Modify/Show Notes...
Base Material	+ f'c 210 kg/m2
Design Type	
<input type="radio"/> No Check/Design <input type="radio"/> General Steel Section <input checked="" type="radio"/> Concrete Column	
Concrete Column Check/Design	
<input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input type="radio"/> Reinforcement to be Designed	
Define/Edit/Show Section	
Section Designer...	
Section Properties	Property Modifiers
Properties...	Set Modifiers...

Fuente: SAP2000

Figura 4.15: Secciones transversales de la columna del pórtico frontal del galpón modelada en Section Designer



Fuente: SAP2000

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

4.1.2.7 Comprobación del cortante basal

El peso total de la estructura obtenida en SAP2000 es 2176,10 y lo calculado en la sección 4.1.2.4., es 2149,24, por tanto se comete un error de 1,25% lo cual es aceptable.

El cortante basal obtenido con el programa es 507,90 y lo calculado es 501,69, se comete un error de 1,25% lo cual es aceptable.

Tabla 4.12: Peso de la estructura y cortante basal

WeightUsed Tonf	BaseShear Tonf
2176,102	507,9022
2176,102	507,9022

Fuente: SAP2000

Tabla 4.13: Carga muerta de los elementos

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength m	TotalWeight Tonf
VIGA_VARIA	Frame	20	146	154,176
VIGA CENTRAL	Frame	9	55,8	57,0241
VIGA EXTREMOS	Frame	18	111,6	116,5104
MENSULA	Frame	10	15	10,368
MENSULA der	Frame	10	15	10,368
NERVIOS 10 X 25	Frame	462	2985,6	179,136
COLUM 30 X 20	Frame	64	219,4	31,5936
VIGA 30 X 45	Frame	78	344,2	111,5208
NERVIOS 10 X 15	Frame	497	2059,00006	74,124
VIGA 20 X 20	Frame	68	350,15	33,6144
COLUM JUNTA	Frame	20	198	356,4
LOSETA 5cm	Area			163,4846

Fuente: SAP2000

CAPÍTULO 5

RESULTADOS

5.1 RESULTADOS DEL ESTUDIO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DE LAS OPCIONES DE DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL GALPÓN N°7 “CASA MATA”

En este capítulo se indicaran los resultados más sobresalientes que se han obtenido en los capítulos 3 y 4.

5.1.1 DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE “CASA MATA”

Las deriva máxima inelástica por sismo en X para el modelo que no considera la mampostería y tomando en cuenta un valor de $R=8$ es $\Delta M= 0,073$ triplicando el valor de la deriva permisible $\Delta M \max=0,02$ establecida en la NEC 2015, para este tipo de sistemas. Para la estructura analizada en el modelo que considera zapatas en el programa SAP 200 como cimentación de la estructura, la deriva es $\Delta M= 0,091$ un valor muy superior al $\Delta M \max=0,02$, a partir de estos resultados se puede considerar que la estructura es muy flexible e incapaz de seguir en pie luego de un evento sísmico.

- Conforme a los chequeos realizados, la unión viga columna se encuentra hipo reforzada a cortante, es decir no cumple con la filosofía de sismo resistencia columna fuerte-viga débil, ocasionando que las rotulas plásticas se formen en la columna.

Tabla 5.1: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con cimentación

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \max$
P1	SIS X	LinStatic	0,179089	0,02775	0,002692	0,0152	0,09	Rigidizar
P2	SIS X	LinStatic	0,082799	0,014055	0,002988	0,0233	0,14	Rigidizar
Base	SIS X	LinStatic	0	0	0	0,0000	0,00	Ok

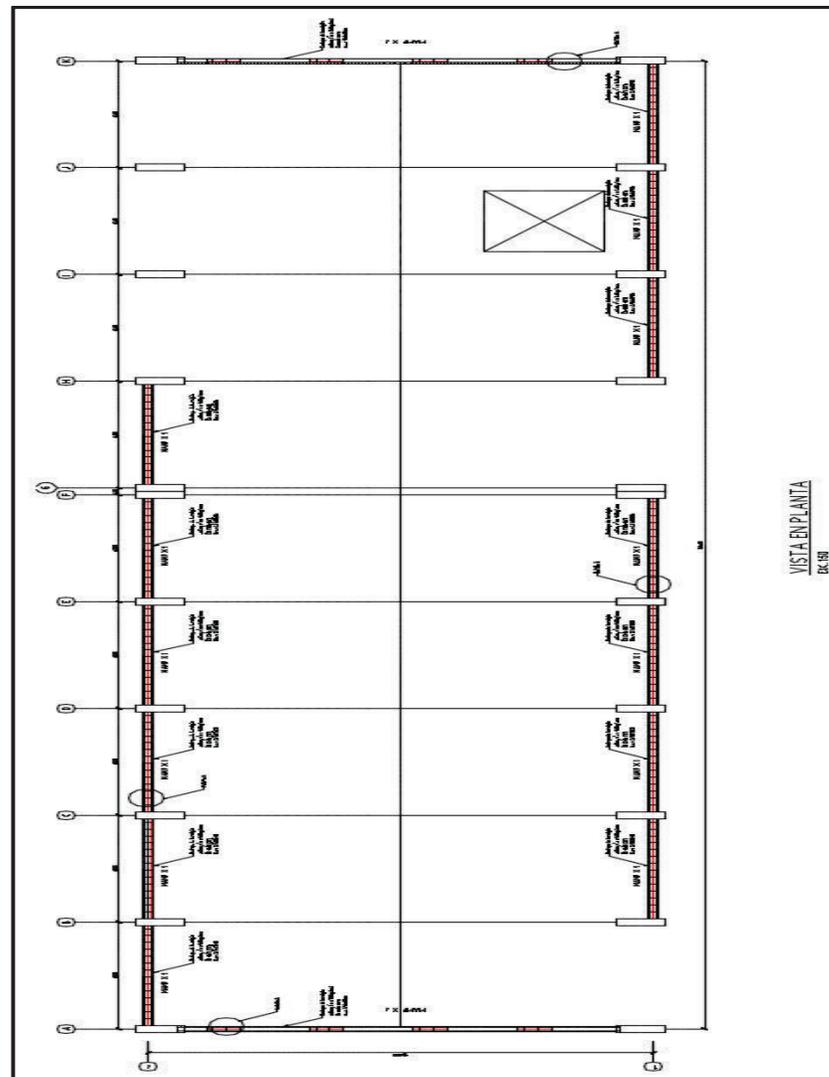
Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

5.1.2 DEL REFORZAMIENTO

5.1.2.1 Alternativa 1: Enchapado

La estructura presenta problemas de resistencia, rigidez y confinamiento por tanto no podrá disipar energía en el rango inelástico ante un sismo severo; siendo necesario rigidizarla utilizando la técnica del enchapado en los paneles de relleno.

Figura 5.1: Esquema en planta de la edificación con el reforzamiento propuesto



Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

La alternativa de enchapado no requiere ningún cambio arquitectónico interno de “Casa Mata”, se intervendrá entre las columnas de los pórticos.

Conforme a los puntos señalados en la figura 3.43, se obtienen las derivas de piso con la estructura ya reforzada mediante el enchapado:

Tabla 5.2: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con Enchapado

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SIS X	LinStatic	0,001308	-0,000135	-0,000016	0,000	0,0004	Ok
P2	SIS X	LinStatic	0,000934	-0,00006	-0,000017	0,0001	0,0009	Ok
Base	SIS X	LinStatic	0	0	0	0,0000	0,0000	Ok

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Como se puede observar en la tabla 5.1 las derivas máximas de piso son extremadamente menores a la máxima permitida (0,0004) para sismo X, lo que demuestra que la rigidez que se ha introducido a la estructura mediante el enchapado ha reducido satisfactoriamente las derivas originales y excesivas de la estructura.

5.1.2.1.1 Verificación a flexocompresión para la mampostería enchapada

Se debe realizar una verificación a flexión y a compresión de la mampostería enchapada, ya que se busca obtener un comportamiento similar al de un diafragma; existen muros intermedios como se muestran a continuación:

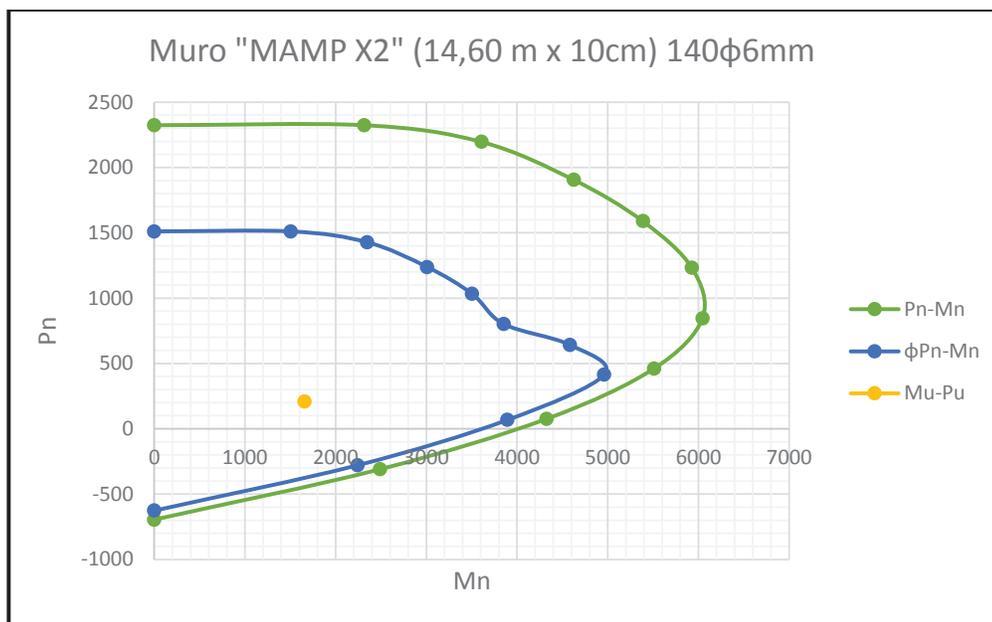
Tabla 5.3: Mampostería enchapada para verificar la flexocompresión

CODIGO MURO	hw	lw	hw/lw	TIPO MURO
	(m)	(m)		
MAMP X2	9,92	14,6	0,68	BAJO
MAMP X1	9,3	6,2	1,50	BAJO

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vinicio

A continuación se muestra la curva de flexocompresión del muro "MAMPX2", garantizando que las mayores sollicitaciones se presenten dentro de dicha curva.

Figura 5.2: Curva de flexocompresión para el muro "MAMP X2"



Fuente: SAP2000 (Solicitaciones)

Elaborado por: Barragán Ivette, Reinoso Vincio

Las mayores sollicitaciones que se presentan en el muro "MAMP X2" son ($M_u = 1656,61$ $P_u = 208,33$) y como se puede observar en la figura 5.2 están dentro de la curva de capacidad, lo que significa que la mampostería enchapada es capaz de absorber los esfuerzos que se producen por flexocompresión.

5.1.2.1.2 Chequeo del esfuerzo admisible del suelo

El procedimiento a realizarse es similar al descrito en la sección 3.2.3.13.

Tabla 5.4: Deformaciones en las zapatas por carga de servicio en la estructura reforzada con enchapado

OutputCase Text	CaseType Text	J1	U2	U3 m
D + L	Combination	196 339		-0,007297
D + L	Combination	147 287		-0,007303
D + L	Combination	147 291		-0,007316
D + L	Combination	196 339		-0,007324
D + L	Combination	147 295		-0,00733
D + L	Combination	147 299		-0,007343
D + L	Combination	196 339		-0,007351
D + L	Combination	147 303		-0,007356
D + L	Combination	147 307		-0,007368
D + L	Combination	196 339		-0,007378
D + L	Combination	146 311		-0,00738
D + L	Combination	146 315		-0,007392
D + L	Combination	146 319		-0,007403
D + L	Combination	196 338		-0,007403
D + L	Combination	146 323		-0,007413
D + L	Combination	146 327		-0,007424
D + L	Combination	196 338		-0,007429
D + L	Combination	196 338		-0,007454
D + L	Combination	196 338		-0,007479
D + L	Combination	196 338		-0,007504

Fuente: SAP2000

Para las cargas de servicio se obtiene una deformación máxima de 0,0075 que multiplicada por el coeficiente de balasto 2250 T/m^3 se tiene:

$$\sigma_{\text{suelo}} = 0,0075 * 2250 = 16,88 \text{ ton/m}^2$$

Por tanto este valor sobrepasa el esfuerzo admisible del suelo que es de 15 ton/m^2 .

Tabla 5.5: Deformaciones en las zapatas por carga de servicio más sismo X en la estructura reforzada con enchapado

OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
D + L + SX	Combination	:286 0641		-0,012395
D + L + SX	Combination	:346 0264		-0,012421
D + L + SX	Combination	:286 0641		-0,012468
D + L + SX	Combination	:288 0641		-0,012541
D + L + SX	Combination	:351 0279		-0,012552
D + L + SX	Combination	:289 0639		-0,012611
D + L + SX	Combination	:351 0268		-0,01263
D + L + SX	Combination	:289 0635		-0,012673
D + L + SX	Combination	:287 0631		-0,012729
D + L + SX	Combination	:349 0279		-0,012733
D + L + SX	Combination	:281 0627		-0,012776
D + L + SX	Combination	:273 0623		-0,012815
D + L + SX	Combination	:354 0273		-0,012831
D + L + SX	Combination	:264 0621		-0,012848
D + L + SX	Combination	:254 0062		-0,012877
D + L + SX	Combination	:244 0062		-0,012905
D + L + SX	Combination	:354 0276		-0,013024
D + L + SX	Combination	:353 0279		-0,01321
D + L + SX	Combination	:351 0028		-0,013392
D + L + SX	Combination	:349 0028		-0,013573

Fuente: SAP2000

Para las cargas de servicio más sismo en la dirección X se obtiene una deformación máxima de 0,013 que multiplicada por el coeficiente de balasto 2250 T/m^3 se tiene:

$$\sigma_{\text{suelo}} = 0,013 * 2250 = 29,25 \text{ ton/m}^2$$

Por tanto este valor sobrepasa el esfuerzo admisible del suelo incrementado en un 33,3% que es de $19,95 \text{ ton/m}^2$.

5.1.2.1.3 Modos de vibración de la estructura reforzada

Tabla 5.6: Resultados de porcentaje de participación modal de la estructura obtenido en SAP2000 para la estructura reforzada con enchapado

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,620496	0,013669	0,857301	0,00005048	0,013669	0,857301	0,001312	0,001312
Mode	2	0,520664	0,597372	0,012085	0,000001169	0,611042	0,869386	0,013209	0,014521
Mode	4	0,45909	0,089887	0,002059	0,000047	0,719263	0,87173	0,422095	0,442278
Mode	5	0,424657	0,202038	0,000615	0,000071	0,921301	0,872345	0,456181	0,898459
Mode	6	0,291569	0,000036	0,000011	0,000026	0,921337	0,872356	0,000528	0,898987
Mode	7	0,279396	0,000111	0,000003466	0,000232	0,921448	0,872359	0,000142	0,899129
Mode	8	0,272571	0,000019	2,037E-10	0,000639	0,921467	0,872359	0,000015	0,899144
Mode	9	0,270267	0,000016	9,534E-07	0,000094	0,921483	0,87236	7,418E-07	0,899145
Mode	10	0,268393	0,00000393	0,000001007	0,000299	0,921487	0,872361	0,000001978	0,899147
Mode	11	0,266312	0,000282	0,000053	0,000565	0,921769	0,872414	0,000024	0,899171
Mode	12	0,263581	0,000122	0,001461	0,133525	0,921891	0,873875	0,000216	0,899387
Mode	13	0,256578	0,000036	0,00000415	0,000048	0,921927	0,873879	0,000004045	0,899391
Mode	14	0,250665	0,000021	0,000062	0,001352	0,921948	0,873941	0,000436	0,899827
Mode	15	0,232745	0,000003175	0,000606	0,051778	0,921951	0,874548	0,000054	0,899881

Fuente: SAP2000

Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Tabla 5.7: Relación Modal de Participación de Masas para la estructura reforzada con enchapado

%UY	%UX	%RZ
98,34	1,90	0,30
1,39	83,05	2,99
0,24	12,50	95,44

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Como se puede observar en la tabla 5.6 en el primer modo de vibración la masa modal efectiva predominante se presenta en el sentido Y, en el segundo modo de vibración observamos que la masa modal es predominante en el sentido X, y para un tercer modo la masa es predominante en sentido Z; es decir que los

comportamientos dinámicos predominantes son: traslación (Y), traslación (X) y rotación, con lo cual se garantiza un agotamiento a flexión de los pórticos mediante la traslación, evitando de esta manera que el edificio sea torsionable, ya que si no sucede un agotamiento a flexión de las vigas se agotarían a torsión las columnas²⁰.

5.1.2.2 Alternativa 2: Encamisado

Con esta alternativa se dio mayor resistencia y rigidez a nivel de elementos estructurales como son los pórticos; convirtiéndose en un sistema capaz de mejorar el porcentaje de las derivas de piso como se puede observar en la tabla:

Tabla 5.8: Valores de derivas por sismo en X obtenidos de SAP2000 para el pórtico frontal modelado con aumento de secciones (Encamisado)

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	ΔE	ΔM	CHEQUEO
Text	Text	Text	m	m	m	s.u	s.u	$\Delta M < \Delta M \text{ max}$
P1	SIS X	LinStatic	0,041149	0,000839	0,000133	0,0047	0,028	Rigidizar
P2	SIS X	LinStatic	0,011217	0,000133	0,00007	0,0018	0,011	Ok
Base	SIS X	LinStatic	0	0	0	0,0000	0,000	Ok

Fuente: SAP2000

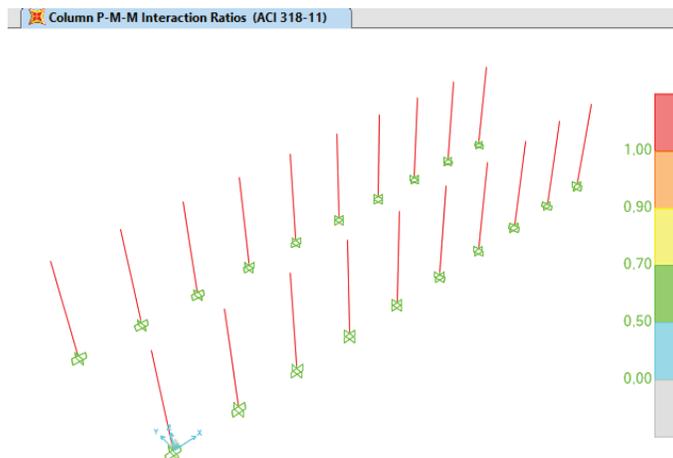
Editado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

Si bien es cierto el reforzamiento mediante encamisado ha sido capaz de disminuir el porcentaje de las derivas de la estructura original, pero sigue sin cumplir con la norma que exige que las derivas no deben ser mayores al 2% y como se observa en la tabla 5.3 se tiene en P1 2,8%, por lo tanto no se consigue que la estructura sea capaz de enfrentar el sismo.

5.1.2.1 Radios de interacción biaxial de columnas

El análisis se realizó con las combinaciones definidas en el modelo original, con las cuales se verificarán los radios de demanda/capacidad (D/C) de las columnas.

²⁰ Ing. Msc. Patricio Placencia. Apuntes de clase "Proyectos Estructurales y Configuración Estructural" EPN

Figura 5.3: Radios de Interacción Biaxial

Fuente: SAP2000

Los radios de interacción biaxial presentados en las 10 columnas, son mayores a 1, con esto se demuestra que aun incrementando la capacidad de la columna con el encamisado propuesto, con sección en sus extremos de (1,60 x 0,60) y (0,90 x 0,60) incremento del 42% con respecto al área bruta, no se logra una buena capacidad de las columnas para absorber los esfuerzos producidos.

A continuación mostramos un resumen de las derivas obtenidas, de la estructura original y de la estructura reforzada mediante las alternativas descritas anteriormente.

Tabla 5.9: Comparación de derivas en el pórtico frontal

Comparación de derivas en el pórtico frontal				
Punto	Solicitación	Sin Reforzar	Enchapado	Encamisado
		ΔM %	ΔM %	ΔM %
		s.u	s.u	s.u
P1 a 9,90m	SIS X	7,27%	0,04%	2,83%

Elaborado por: Barragán Ivette y Reinoso Vinicio

5.2 PLANO DEL REFORZAMIENTO PROPUESTO

5.2.1 Alternativa 1: Enchapado

Los planos del reforzamiento con las especificaciones y detalles respectivos se encuentran en el Anexo #4.

5.2.2 Alternativa 2: Encamisado de columnas

Para la alternativa de encamisado de columnas, no se va a realizar planos estructurales, debido a que los resultados obtenidos demuestran que esta alternativa no reduce la vulnerabilidad de la estructura durante un sismo.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En las construcciones que han cumplido una cantidad considerable de años de servicio se debería realizar una evaluación de vulnerabilidad estructural para prevenir daños en un evento sísmico, ya que con el pasar de los años los códigos de construcción van cambiando sus normativas y modifican ciertos parámetros permisibles en zonas altamente sísmicas; principalmente es necesario realizar un análisis más profundo en estructuras esenciales como es el caso de “Casa Mata” la cual ha cumplido 40 años de servicio y ha pasado por varios sismos localizados en varias zonas del país, por tanto se requiere una intervención de la misma, para que pueda seguir prestando sus servicios pero con una menor vulnerabilidad ante un posible terremoto en la ciudad de Quito.
- Las mamposterías juegan un papel fundamental dentro de la configuración estructural porque cambian completamente el comportamiento de la estructura, le brindan mayor rigidez pero al no ser una mampostería confinada y tener una disposición asimétrica perjudican a la estructura, por ello la importancia de su ubicación y diseño dentro de un proyecto.
- La ubicación actual de las ventanas en la estructura, debe ser modificada pues como se indicó su orientación genera un plano de falla horizontal tridimensional ante un sismo, por tanto la longitud mayor de las ventanas debe ser la vertical y con una mayor distancia de las columnas, incluso para evitar problemas de columna corta.
- Una vez realizado el análisis pertinente se puede afirmar que “Casa Mata” no cumple con el valor de deriva permitido por la NEC 2015, puesto que supera este valor en más de tres veces, lo cual nos indica que es una estructura incapaz de seguir en pie luego de un evento sísmico, por tanto requiere ser reforzada.

- En el análisis por flexocompresión de las columnas se determinó que las solicitaciones máximas que se producen en la estructura, están fuera de la curva obtenida en base a los armados de las columnas; ya que las secciones no cumplen con los requerimientos mínimos de armado.
- Los chequeos de cortante por cargas actuantes y por capacidad para las vigas, indicaron que no cumplen con los requerimientos mínimos de armado, es decir que se requirió mayor cantidad de acero para confinamiento de las secciones.
- Los elementos de la estructura que posee el Galpón no tienen la capacidad de resistencia necesaria para soportar las solicitaciones sísmicas, por tanto es necesario plantear una alternativa de reforzamiento estructural, como lo es el enchapado, que consiste en rigidizar los paneles de las mamposterías con el objetivo de mejorar el comportamiento estructural.
- Se rigidizará todo el sistema, fachadas: laterales, frontal y posterior con la finalidad de obtener una especie de cajón rígido capaz de resistir el efecto de fuerzas laterales producidas por el sismo, garantizando que las vigas y columnas reciban menos cantidad de dichas fuerzas; es decir que un gran porcentaje de la carga sísmica sea absorbida por el enchapado.
- Las derivas obtenidas con el enchapado tienen un porcentaje inferior al 1% (0,04%), lo que demuestra que esta alternativa de reforzamiento no solo reduce considerablemente las derivas de la estructura no reforzada, sino que también cumple con la norma vigente con un valor incluso muy alejado del máximo permitido que es el 2%; convirtiéndose por estas razones en la opción más adecuada para reforzar “Casa Mata”.
- El reforzamiento por encamisado de columnas es un método muy utilizado, en muchas construcciones, pero solo se refuerza a nivel de elemento y no de estructura; y en el caso de “Casa Mata” no resulta conveniente puesto que pese al aumento de secciones no se redujeron significativamente las derivas, es decir no se aportó rigidez al sistema estructural, adicionalmente podría llegar a ser más costoso y constructivamente complicado que el enchapado por la geometría variable de las columnas y su gran altura.
- En cuanto al análisis de la cimentación en la estructura original, se puede concluir que para cargas de servicio, se sobrepasa el esfuerzo admisible del

suelo en un 17%, de igual manera ocurre al hacer el chequeo con la carga de servicio más sismo superando dos veces el esfuerzo admisible.

- Al reforzar la estructura y disminuir la vulnerabilidad por carga lateral, se obtienen menores deformaciones en las zapatas pero se continúa sobrepasando el esfuerzo admisible en un 46%; por tanto es necesario realizar un estudio de reforzamiento de la cimentación.

6.2 RECOMENDACIONES

- La NEC 15 establece que para estructuras con una relación ancho/ largo >4 se debe colocar una junta de dilatación, sin embargo por la geometría en planta que presenta el Galpón “Casa Mata” tipo “C” es recomendación del Ing. Msc. Patricio Placencia, unir las dos estructuras para que trabajen como una sola estructura “O”, y no se genere problemas de torsión.
- Se recomienda impermeabilizar las losas tanto del Galpón como de la estructura aledaña, ya que la presencia de humedad es evidente y puede causar corrosión en los elementos estructurales.
- Es necesario realizar un estudio de suelos para “Casa Mata” que permita conocer la verdadera capacidad admisible del suelo; debido a que los chequeos de la cimentación en este proyecto de investigación, se los hizo con un valor asumido, por tanto están sujetos a comprobación. Esto indicará de manera más precisa si se requiere intervenir la cimentación de la estructura con un reforzamiento.
- Se recomienda repetir el ensayo de esclerómetro, ya que en el ensayo realizado para este proyecto se obtuvieron valores demasiado dispersos; esto permitirá conocer la verdadera resistencia del hormigón.
- Es importante que se cumpla el proceso constructivo del enchapado como se señala en este proyecto de investigación, para garantizar un buen comportamiento de la estructura luego de realizado el reforzamiento.
- Es importante destacar que “Casa Mata” es una estructura esencial que no cumple con los requerimientos necesarios para enfrentar un sismo severo; lo que nos lleva a pensar que los otros edificios existentes y no considerados esenciales probablemente tampoco cumplen estos requerimientos; por tanto se debe fomentar el análisis de vulnerabilidad estructural para estos

edificios, a fin de salvaguardar la vida de las personas que laboran dentro de ellos y los bienes materiales que son de la universidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2008). *Análisis sísmico por desempeño*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar, R. (2013). *MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguiar, R. (2015). *International Center for Numerical Methods in Engineering*. Obtenido de CIMNE: <http://www.cimne.com/tiendaCIMNE/free/MIS72.pdf>
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. Farmington Hills, Michigan.
- Bazán, E., & Meli, R. (1985). *Diseño Sísmico de Edificios*. México : LIMUSA .
- Bonnet, R. (Octubre de 2003). *VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO DE EDIFICIOS. APLICACIÓN A ENTORNOS URBANOS EN ZONAS DE AMENAZA ALTA Y MODERADA*. (Tesis Doctoral). Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, España.
- Borja, F., & Torres, M. (2015). *DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE 4 PLANTAS UBICADO EN EL SECTOR QUITUMBE, CIUDAD DE QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA* (Tesis de Pregrado). Quito, Escuela Politécnica Nacional , Ecuador.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2004). *Diseño sismoresistente de edificios*. Barcelona, España : EDITORIAL REVERTÉ, S.A. .
- Chávez, B. (2016). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE QUITO-ECUADOR Y RIESGO DE PÉRDIDA* (Tesis de Maestría). Escuela Politécnica Nacional , Ecuador.
- Fernández, L., & Paredes, P. (2010). *Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo* (Tesis de Pregrado). Quito, Escuela Politécnica Nacional, Ecuador .
- Gómez, I., Maldonado, E., & Chio, G. (2010). *PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN PUENTES*. *UIS Ingenierías*, 55-68. Obtenido de <http://revistas.uis.edu.co/index.php/revistausingenierias/article/viewFile/1056/1435>
- Instituto Geofísico. (17 de Abril de 2016). Obtenido de Instituto Geofísico: <http://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1317-informe-sismico-especial-n-13-2016>
- Norma Ecuatoriana de Construcción. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado* . Quito, Ecuador .
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Cargas no sísmicas*. Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Mampostería Estructural* . Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro sísmico, Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador.
- Placencia, P. (2014). *Apuntes de la materia Hormigón III*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Placencia, P. (2016). *Apuntes de la materia Proyectos y Configuración Estructural*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Rochel, R. (1993). *Influencia de los muros de mampostería en el comportamiento de las estructuras aporticadas: una explicación a los daños por los sismos de octubre de 1992 en Medellín*. *Revista Universidad EAFIT*, Volumen 29, 71-79.

- Safina, S. (2002). VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES ESCENCIALES ANÁLISIS DE SU CONTRIBUCIÓN AL RIESGO SÍSMICO (Tesis Doctoral). Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña , España.*
- Secretaría de Gestión de Riesgos. (16 de Mayo de 2016). Obtenido de Secretaría de Gestión de Riesgos: <http://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/05/Informe-de-situaci%C3%B3n-n%C2%B065-especial-16-05-20161.pdf>*
- Soto, E. (2008). Rehabilitación de Estructuras de Concreto (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma De México, México.*
- Vaca, F. (2014). Apuntes de la materia Mampostería . Quito: Escuela Politécnica Nacional.*

ANEXOS

ANEXO 1
PLANOS ESTRUCTURALES ORIGINALES DEL GALPÓN
“CASA MATA”

ANEXO 2
FISURAS OBSERVADAS EN EL GALPÓN “CASA MATA”

Fotografía 1: Presencia de fisuras en vigas centrales



Fotografía 2: Presencia de fisuras en vigas del pórtico



Fotografía 3: Presencia de fisuras en vigas



ANEXO 3
INFORME DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO
REALIZADO A “CASA MATA”

ANEXO 4
PLANOS DEL REFORZAMIENTO PROPUESTO A “CASA
MATA”