

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TÍTULO DEL PROYECTO:
“REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CON
PARABOLOIDES HIPERBÓLICOS APLICANDO EL
NEC -11”**

TOMO I

PREVIA A LA OBTENCIÓN DE TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

**CÉSAR BOLÍVAR ARCINIEGAS MONCAYO
JOHANN JAVIER FUENTES MONTENEGRO**

SANGOLQUÍ, DICIEMBRE del 2012

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por los Sres. **CÉSAR BOLÍVAR ARCINIEGAS MONCAYO** y **JOHANN JAVIER FUENTES MONTENEGRO** como requerimiento parcial a la obtención a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Diciembre del 2012

Dr. Roberto Aguiar Falconí
DIRECTOR

Ing. Ernesto Pro Zambrano
CODIRECTOR

REVISADO POR

Ing. Jorge Zuñiga

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, César Bolívar Arciniegas Moncayo y Johann Javier Fuentes Montenegro, declaramos que el proyecto de grado titulado, “*Reforzamiento Sísmico de Estructuras con Paraboloides Hiperbólicos aplicando el NEC-11*”, ha sido desarrollado con base a una investigación, respetando los derechos intelectuales de terceros, conforme las citas que constan en cada párrafo y cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía, consecuentemente este trabajo es de nuestra autoría.

Cesar Bolívar Arciniegas M.

Johann Javier Fuentes M.

AUTORIZACIÓN

Nosotros, César Bolívar Arciniegas Moncayo y Johann Javier Fuentes Montenegro autorizamos a la Escuela Politécnica del Ejercito-ESPE, la publicación en la Biblioteca de la Institución el proyecto de grado titulado “*Reforzamiento Sísmico de Estructuras con Paraboloides Hiperbólicos aplicando el NEC-11*”, cuyo contenido e ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y autoría.

Cesar Bolívar Arciniegas M.

Johann Javier Fuentes M.

DEDICATORIA

A mis padres que gracias a su apoyo, temple y cariño moldearon mi personalidad y pude culminar con mi carrera satisfactoriamente. A mi Padre César por ser mi inspiración y motivación para obtener lo que me proponga. A mi Madre Carmelina por ser el pilar y guía de mi vida, la fuente de cariño y paciencia que ha permanecido siempre junto a mí. A mi hijo Cesitar, la razón de mi vida, que desde un inicio ha sido mi inspiración y motivación para seguir adelante, el motivo de ser cada vez mejor para ser su guía, a Geovanna por darme amor y ser la paz de mi corazón, gracias a ti tengo inspiración en mi vida. A mi familia pilar fundamental de mi idiosincrasia, y a mis amigos que de una u otra manera aportaron en mí para ser la persona que soy.

César B. Arciniegas Moncayo

“Durante el pasar de tus días siempre habrá un estímulo que te ayudará a seguir creyendo, a recordad quién eres, a fortalecer tu esencia y elevar tu fe; simplemente debes poner mucha atención y siempre tener el alma abierta”.

Son palabras que en estos años de vida me han dado luz para conseguir todo lo que me he propuesto, gracias a mis padres, a ellos dedico este trabajo por todo su apoyo, comprensión y amor incondicional. A mis hermanos, porque en cada paso y logro conseguido trato de darles el mejor ejemplo para su vida futura.

Cada buen momento compartido en familia y los que restan por disfrutar me motivan para seguir en este camino que aún está por empezar.

Johann J. Fuentes Montenegro

AGRADECIMIENTO

Agradecemos toda la ayuda y esfuerzo generoso brindado por el Dr. Roberto Aguiar para el desarrollo de este trabajo con fines prácticos, investigativos y de consecución de un sueño en esta etapa de nuestras vidas; por habernos compartido sus conocimientos, por su infinita motivación, paciencia y consejos para nuestro beneficio.

A la Ing. Anita Haro por el apoyo y colaboración brindada en la dirección de tesis, por el tiempo brindado y por todos los conocimientos que facilitaron la terminación de este proyecto; el trabajar en conjunto nos ayudó a lograr satisfactoriamente esta meta.

De igual manera a todos nuestros destacados profesores y miembros de la facultad que en su momento aportaron para un óptimo desenvolvimiento académico y que de una u otra manera se han convertido a más de maestros en nuestros amigos y ahora colegas.

No podemos dejar pasar estas líneas sin mencionar el apoyo, compañerismo, consejos y amistad brindada por cada persona que conocimos en nuestro pasar universitario, a ellos, ahora amigos entrañables siempre agradecerles el tiempo disfrutado y el porvenir por compartir.

César Arciniegas Moncayo – Johann Fuentes Montenegro

ÍNDICE DE CONTENIDOS – TOMO I

RESUMEN GENERAL	1
 CAPITULO I	
REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CON PARABOLOIDES HIPERBÓLICOS APLICANDO EL NEC -11	
1.1 Definición y justificación del tema de investigación	3
1.2 Objetivos	4
1.2.1 Objetivo General	4
1.2.2 Objetivos Específicos	4
1.3 Sinopsis de Capítulos	5
 CAPITULO II	
ELEMENTOS FINITOS LINEALES	
2.1 Comentario	8
2.2 Matriz de Rigidez de un Elemento Finito Lineal	8
2.2.1 Módulo de Elasticidad de Diseño	12
2.2.2 Construcción Del Elemento Finito Lineal En Columnas	13
2.2.3 Construcción Del Elemento Finito Lineal En Losa Parabólica	16
2.3 Matriz de Masas de un Elemento Finito Lineal	18
2.3.1 Matriz de Paso T_{2-3}	20
2.4 Ensamblaje Directo de la Matriz de Rigidez y Matriz de Masas	22
2.4.1 Arreglo VC – Vector de Colocación	22
2.4.2 Ensamblaje Directo Para La Matriz De Rigidez	23
2.4.3 Ensamblaje Directo Para La Matriz De Masas	25
2.5 Condensación Estática de las Matrices de Rigidez y de Masas	26
2.5.1 Condensación a las coordenadas “a”	28
 CAPITULO III	
ELEMENTO FINITO CUADRILÁTERO Q-4	
3.1 Comentario	29
3.2 Funciones de Forma del Elemento Finito Cuadrilátero Q-4	29
3.3 Matriz de Rigidez del Elemento Finito Cuadrilátero Q-4	32
3.4 Aplicación del Elemento Finito Cuadrilátero a una Columna en forma de Cruz	35
3.4.1 Convención de Sentidos para el análisis de Paraboloides	36
3.5 Ensamblaje directo y condensación de la Matriz de Rigidez	37
 CAPITULO IV	
MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL	
4.1 Comentario	43

4.2	Descripción general del Método	43
4.3	Procedimiento de Análisis para Sismo en Sentido Horizontal	45
4.3.1	Propiedades Dinámicas y Modos de Vibración	47
4.3.2	Factores de Participación Modal	48
4.3.3	Aceleraciones Espectrales	48
4.3.4	Fuerzas Totales y Desplazamientos Máximos	49
4.3.5	Deriva Global	51
4.4	Procedimiento de Análisis para Sismo en Sentido Vertical	52
4.5	Consideración y Control de Deriva	55

CAPITULO V

REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

5.1	Comentario	58
5.2	Evaluación de estructuras de hormigón	58
5.2.1	Investigación de las condiciones existentes	59
5.2.2	Determinación de propiedades en materiales	59
5.2.2.1	Esclerómetro	60
5.2.2.2	Radiografías de rayos x y rayos gamma	60
5.3	Encamisado de columnas con acero	60
5.3.1	Sección equivalente reforzadas	61
5.3.1.1	Acero transformado en hormigón	63
5.3.1.2	Dimensiones equivalentes de la sección compuesta de hormigón y acero	63
5.3.1.2.1	Sentido de análisis eje X	63
5.3.1.2.2	Sentido de análisis eje Y	64
5.4	Reforzamiento de Vigas con Placas de Acero	64
5.5	Reforzamiento de vigas con fibras de carbono	66
5.5.1	Diseño a flexión	67
5.6	Incorporación de neopreno en volados del paraboloide	70
5.7	Reforzamiento por deflexiones	70
5.7.1	Obtención del momento nominal del perfil metálico y losa de hormigón	71
5.7.1.1	Cálculo de conectores de corte	75
5.7.1.2	Deflexiones en perfil metálico	76
5.8	Reforzamiento plintos	77
5.8.1	Diseño de la armadura a flexión	78
5.8.2	Obtención de esfuerzo máximo admisible para la cimentación reforzada	80
5.9	Análisis de nudos: Conexiones losa nervada- columna	81
5.9.1	Tipos de conexiones	81
5.9.2	Fuerzas en un nudo	81
5.9.3	Controles en la conexión	82
5.9.3.1	Control de la resistencia al corte	82
5.9.3.1.1	Resistencia al cortante horizontal aplicado al nudo	82
5.9.3.1.2	Resistencia al cortante horizontal resistido por el nudo, V_n	84

5.9.3.1.3	Resistencia al cortante vertical aplicado al nudo, Vj_v	84
5.9.3.1.4	Resistencia al cortante vertical resistido por el nudo, Vn_v	85
5.9.4	Control de deterioro de adherencia	85
5.9.5	Control del refuerzo de confinamiento	85
5.9.5.1	Separación del refuerzo transversal s_h	86
5.9.6	Control de longitud de anclaje	86
5.10	Análisis de cargas verticales	88
5.10.1	Análisis carga muerta (D)	88
5.10.1.1	Carga muerta paraboloides	90
5.10.2	Análisis cargan viva (L)	91

CAPITULO VI

DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL DE LOS PARABOLOIDES ANALIZADOS

6.1	Comentario	92
6.2	Paraboloides Bloque Aulas	93
6.2.1	Descripción del paraboloide sin reforzar	94
6.2.2	Sección equivalente	97
6.2.3	Modos de vibración, períodos	98
6.2.3.1	Modelos matemáticos	100
6.2.4	Derivas globales	103
6.2.5	Acciones internas	103
6.2.5.1	Sentido X - Sismo Horizontal	104
6.2.5.2	Sentido Y - Sismo Vertical	104
6.3	Paraboloides Bloque Talleres	105
6.3.1	Descripción del paraboloide sin reforzar	105
6.4	Paraboloides Bloque Biblioteca	111
6.4.1	Descripción del paraboloide son reforzar	112
6.5	Paraboloides Bloque Administrativo	119
6.5.1	Descripción del paraboloide son reforzar	120
6.6	Resultados Sismo Horizontal	123
6.7	Resultados Sismo Vertical	126

CAPITULO VII

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE LOS PARABOLOIDES DEL COLEGIO FERNANDEZ MADRID

7.1	Comentario	127
7.2	Reforzamiento del Bloque Aulas y Talleres	129
7.2.1	Descripción del paraboloide reforzado	129
7.2.1.1	Dirección Sismo X, solución a las derivas	130
7.2.1.2	Dirección Sismo Y, solución al desplazamiento máximo	130
7.2.1.3	En la cubierta, solución al Volcamiento	131

7.2.1.4	En la cubierta, solución al Cortante	131
7.2.1.5	Sección Transformada, encamisado de columnas	132
7.2.1.6	Modelos matemáticos para el reforzamiento de paraboloides	133
7.2.2	Modos de vibración, periodos.	134
7.2.2.1	Un Paraboloides	134
7.2.2.1.1	Dirección sismo horizontal, Sentido de análisis X	134
7.2.2.1.2	Dirección sismo vertical, Sentido de análisis Y	134
7.2.3	Derivas Globales Paraboloides Reforzado	135
7.2.4	Acciones internas	135
7.2.4.1	Análisis Sismo horizontal de un Paraboloides Sentido X	135
7.2.4.2	Análisis Sismo vertical de un Paraboloides Sentido Y	136
7.3	Reforzamiento de los Bloques Biblioteca y Administrativos	137
7.3.1	Descripción del paraboloides reforzado	137
7.3.2	Cargas sísmica y de servicio	138
7.3.2.1	Carga Muerta	138
7.3.2.1.1	Resultados en elementos carga axial, corte y momento por carga muerta	138
7.3.2.2	Carga Viva	139
7.3.2.2.1	Resultados en elementos carga axial, corte y momento por carga viva	139
7.3.2.3	Sismo	140
7.3.2.3.1	Resultados en elementos carga axial, corte y momento por acción sísmica	140
7.3.3	Secciones equivalentes	141
7.3.4	Propuesta de reforzamiento para el análisis vertical del paraboloides	142
7.3.4.1	Solución Deflexión para losa Plana	142
7.3.4.2	Esbeltez en Columna	143
7.3.4.3	Reforzamiento de Plintos	144
7.3.4.4	Reforzamiento Losa Plana	145
7.3.4.5	Solución al Problema de Columna Corta	148
7.3.4.6	Chequeo de Nudos en Paraboloides	148
7.4	Resultados Paraboloides reforzados Sismo Horizontal	150
7.5	Resultados Paraboloides reforzados Sismo Vertical	151

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1	Conclusiones	152
8.2	Recomendaciones	153

BIBLIOGRAFIA

154

LISTADO DE TABLAS

CAPITULO II - ELEMENTOS FINITOS LINEALES

Tabla 2.1: Propiedades geométricas de las secciones de la columna cruz	14
---	----

CAPITULO III: ELEMENTO FINITO CUADRILÁTERO

Tabla 3.1: Funciones de forma del elemento finito cuadrilátero Q4	30
Tabla 3.2: Vector de colocación del modelo	38

CAPITULO IV: MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL

Tabla 4.1: Valores propios, frecuencias y períodos de vibración, sismo horizontal	47
Tabla 4.2: Derivas Globales en sismo horizontal	51
Tabla 4.3: Valores propios, frecuencias y períodos de vibración, sismo vertical	53
Tabla 4.4: Fuerzas, desplazamientos y deriva máxima en sismo vertical	54
Tabla 4.5: Valores de derivas inelásticas máximas según NEC-11	55
Tabla 4.6: Descripción de niveles de daño. Ghobarah et al (1997)	56

CAPITULO V: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Tabla 5.1: Propiedades placa de acero A-36	61
Tabla 5.2: Esfuerzo admisible para un conector (q)	76
Tabla 5.3: Características Losa	89
Tabla 5.4: Carga Viva para Losa entre paraboloides	91

CAPITULO VI: DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL DE LOS PARABOLOIDES ANALIZADOS

Tabla 6.1: Resultados Sismo Horizontal un solo paraboloide Bloque Aulas	102
Tabla 6.2: Derivas Globales, un solo paraboloide Bloque Aulas	103
Tabla 6.3: Resultados Sismo Horizontal Bloques Fernández Madrid	125
Tabla 6.4: Resultados Sismo Vertical Bloques Fernández Madrid	126

CAPITULO VII: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE LOS PARABOLOIDES DEL COLEGIO FERNANDEZ MADRID.

Tabla 7.1: Resultados análisis sísmico horizontal de un solo Paraboloide reforzado - Bloque Aulas	134
--	-----

Tabla 7.2:	Resultados análisis sísmico vertical de un solo Paraboloides reforzado Bloque Aulas	134
Tabla 7.3:	Derivas Globales de un paraboloides reforzado Bloque Aulas	135
Tabla 7.4:	Resultados de acciones internas de elementos por Carga Muerta	138
Tabla 7.5:	Resultados de acciones internas de elementos por Carga Viva	139
Tabla 7.6:	Resultados de acciones internas de elementos por Sismo	140
Tabla 7.7:	Deflexiones en vigas del Bloque Biblioteca	143
Tabla 7.8:	Esfuerzos cortantes en nudos Sin reforzamiento	150
Tabla 7.9:	Esfuerzos cortantes en nudos Con reforzamiento	150
Tabla 7.10:	Resultados para análisis de sismo horizontal para Paraboloides Reforzados	151
Tabla 7.11:	Resultados para análisis de sismo vertical para Paraboloides Reforzados	151

LISTADO DE FIGURAS

CAPITULO II: ELEMENTOS FINITOS LINEALES

Figura 2.1:	Estructura columna-cubierta y detalle columna cruz en planta	8
Figura 2.2:	Sistema P-p del elemento finito lineal viga	10
Figura 2.3:	Sistema P-p del elemento finito lineal columna	11
Figura 2.4:	Columna Cruz Tipo	13
Figura 2.5:	Columna Equivalente Tipo	16
Figura 2.6:	Modelo en planta de losa parabólica	17
Figura 2.7:	Construcción de elementos finitos lineales en columnas y losa parabólica	18
Figura 2.8:	Sistema P-p del elemento finito lineal	20
Figura 2.9:	Sistema 1	20
Figura 2.10:	Sistema 2	20
Figura 2.11:	Sistema 3	21
Figura 2.12:	Ejemplo de elementos finitos en columna	23
Figura 2.13:	Coordenadas “a” y “b” de elementos finitos en paraboloides	27

CAPITULO III: ELEMENTO FINITO CUADRILÁTERO

Figura 3.1:	Coordenadas reales y naturales de un elemento finito cuadrilátero	29
Figura 3.2:	Grados de libertad del elemento finito cuadrilátero	30
Figura 3.3:	Figuras representativas de las funciones de forma	31
Figura 3.4:	Sistema de coordenadas del elemento finito Q4	34
Figura 3.5:	Modelo de elemento finito cuadrilátero en la columna cruz	35
Figura 3.6:	Elementos finitos en paraboloides	36
Figura 3.7:	Vista en corte y en planta de columna cruz y cubierta parabólica	37
Figura 3.8:	Vista in situ de columna cruz y cubierta parabólica	37
Figura 3.9:	Grados de libertad de elementos en columna	38
Figura 3.10:	Ejemplo de análisis con 2 elementos cuadriláteros	39
Figura 3.11:	Grados de libertad principales del ejemplo de análisis	41

CAPITULO IV: MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL

Figura 4.1:	Masas concentradas a nivel de piso	44
Figura 4.2:	Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	44
Figura 4.3:	Modelo con masas concentradas y grados de libertad principales en paraboloides con elementos finitos	45
Figura 4.4:	Grados de libertad por EF, columna cruz y cubierta parabólica	46
Figura 4.5:	Fuerzas máximas aplicadas en cada masa concentrada	50
Figura 4.6:	Desplazamientos aplicados a cada masa concentrada	51
Figura 4.7:	Modelo de análisis para sismo vertical	52
Figura 4.8:	Fuerzas Máximas representadas en el pórtico	54
Figura 4.9:	Desplazamientos representados en el pórtico	55
Figura 4.10:	Relación Deriva y Tipo de Daño	56

CAPITULO V: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Figura 5.1:	Estudio del concreto con esclerómetro	60
Figura 5.2:	Nomenclatura Columna de hormigón con encamisado de acero	62
Figura 5.3:	Diagrama de Capacidad de Sección de la viga del Paraboloides	65
Figura 5.4:	Viga simplemente armada	66
Figura 5.5:	Viga con fibra de Carbono	67
Figura 5.6:	Relación de esfuerzo-deformación en varios tipos de láminas	68
Figura 5.7:	Detalle colocación de Shore en Volados del Paraboloides	70
Figura 5.8:	Modelo matemático de una viga con funciones de forma	71
Figura 5.9:	Nomenclatura perfil metálico	71
Figura 5.10:	Sección de hormigón equivalente sobre perfil metálico	72
Figura 5.11:	Sección transformada solo acero	73
Figura 5.12:	Diagrama de Whitney de la sección equivalente de hormigón y acero	74
Figura 5.13:	Tipos de reforzamiento para plintos	77
Figura 5.14:	Nomenclatura usada en plinto reforzado	78
Figura 5.15:	Diagrama de esfuerzos del suelo bajo el plinto reforzado	79
Figura 5.16:	Nomenclatura para el análisis de plintos reforzados	80
Figura 5.17:	Tipo de nudos analizados en bloques paraboloides	81
Figura 5.18:	Fuerzas externas en el nudo	81
Figura 5.19:	Direcciones de análisis en los nudos analizados	82
Figura 5.20:	Recomendación de acero en cara de columna	86
Figura 5.21:	Longitud de anclaje disponible	87
Figura 5.22:	Detalle de 1m ² de losa nervada Bloques paraboloides	88
Figura 5.23:	Distribución de cargas losa plana alivianada	90
Figura 5.24:	Carga equivalente uniformemente distribuida	90
Figura 5.25:	Peso por sección de los paraboloides	91

CAPITULO VI: DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL DE LOS PARABOLOIDES ANALIZADOS

Figura 6.1:	Clasificación de Bloques Analizados	93
Figura 6.2:	Bloque Aulas	93
Figura 6.3:	Ubicación del Bloque Aulas	94
Figura 6.4:	Junta del Paraboloides individual	94
Figura 6.5:	Vigas descolgadas paraboloides individual	95
Figura 6.6:	Problema de Columna Corta	95
Figura 6.7:	Separación bloques de paraboloides	96
Figura 6.8:	Presencia de ventanales en bordes de paraboloides	97
Figura 6.9:	Pórticos improvisados	97
Figura 6.10:	Sección equivalente utilizada para columna de 60x60cm	97
Figura 6.11:	Análisis de Un Paraboloides del Bloque Aulas	98
Figura 6.12:	Modelo general de Paraboloides Hiperbólico	100
Figura 6.13:	Modelo de Cálculo 5 secciones por elemento	101
Figura 6.14:	Número de grados de libertad y Coordenadas principales	101
Figura 6.15:	Secciones equivalentes en Elementos del Paraboloides	102
Figura 6.16:	Fuerzas Sísmicas horizontales en un solo Paraboloides	104

Figura 6.17:	Fuerzas Sísmicas Actuantes en sentido vertical de un solo paraboloides	104
Figura 6.18:	Paraboloides del Bloque Talleres	105
Figura 6.19:	Ubicación del Bloque Talleres	105
Figura 6.20:	Cambio irregular de sección columna	106
Figura 6.21:	Columna Corta, grandes volados paraboloides Bloque Talleres	107
Figura 6.22:	Columna nueva en borde del paraboloides del Bloque Talleres	107
Figura 6.23:	Tensores en cubierta de paraboloides del Bloque Talleres	108
Figura 6.24:	Columna adicional	109
Figura 6.25:	Pórticos extras en paraboloides del Bloque Talleres	109
Figura 6.26:	Presencia de humedad en columnas adicionales del Bloque Talleres	110
Figura 6.27:	Paraboloides del Bloque Biblioteca	111
Figura 6.28:	Ubicación del Bloque Biblioteca	111
Figura 6.29:	Vista entrada Paraboloides del Bloque Biblioteca	112
Figura 6.30:	Vista interna del bloque Biblioteca	113
Figura 6.31:	Construcción de antepecho en Bloque Biblioteca	113
Figura 6.32:	Columnas metálicas adicionales en planta baja B. Biblioteca	114
Figura 6.33:	Losa Plana Bloque Biblioteca	115
Figura 6.34:	Macizados losa alivianada Bloque Biblioteca	116
Figura 6.35:	Perfiles G ubicados en el Bloque Biblioteca	116
Figura 6.36:	Columna Metálica Pórtico Central	117
Figura 6.37:	Perfiles I añadidos bajo Losa Plana del Bloque Biblioteca	117
Figura 6.38:	Columnas metálicas al exterior del Bloque Biblioteca.	118
Figura 6.39:	Bloque Administrativos	119
Figura 6.40:	Ubicación del Bloque Administrativos	119
Figura 6.41:	Diferentes usos del Bloque Administrativo	120
Figura 6.42:	Losa plana Bloque Administrativos	121
Figura 6.43:	Problema de Columna Corta en Paraboloides Bloque Administrativos	121
Figura 6.44:	Escaleras del Bloque Administrativos	122
Figura 6.45:	Muro existente en el Bloque Administrativo	122
Figura 6.46:	Implantación Bloque Aulas	123
Figura 6.47:	Implantación Bloque Talleres	123
Figura 6.48:	Implantación Bloque Biblioteca	124
Figura 6.49:	Implantación Bloque Administrativos	124

CAPITULO VII: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE LOS PARABOLOIDES DEL COLEGIO FERNANDEZ MADRID.

Figura 7.1:	Reforzamiento estructural	128
Figura 7.2:	Bloques Aulas y Talleres reforzados	129
Figura 7.3:	Análisis de un solo paraboloides reforzado Bloque Aulas	130
Figura 7.4:	Detalle en planta de las placas colocadas en Paraboloides	131
Figura 7.5:	Detalle refuerzo láminas de carbono en planta	132
Figura 7.6:	Secciones transformadas equivalentes de hormigón en los dos sentidos de análisis para columna de sección 60x60 cm	132

Figura 7.7: Modelo matemático de reforzamiento de sismo en sentido X con Shore A-60	133
Figura 7.8: Modelo matemático de reforzamiento de sismo en sentido Y con Shore A-60	133
Figura 7.9: Fuerzas Sísmicas horizontales en un solo Paraboloides Reforzado	136
Figura 7.10: Fuerzas Sísmicas verticales en un solo Paraboloides Reforzado	136
Figura 7.11: Ubicación del Bloque Biblioteca y Administrativos	137
Figura 7.12: Paraboloides analizados verticalmente Bloque Biblioteca	137
Figura 7.13: Carga muerta del bloque paraboloides reforzado	138
Figura 7.14: Carga muerta del bloque paraboloides reforzado	139
Figura 7.15: Fuerzas sísmicas del paraboloides reforzado	140
Figura 7.16: Secciones equivalentes reforzadas para columna cruz de 90x90cm	141
Figura 7.17: Detalle anclaje perfil I a losa plana	142
Figura 7.18: Deflexiones en vigas del Bloque Biblioteca	144
Figura 7.19: Detalle plinto reforzado	145
Figura 7.20: Detalle colocación de resina epóxica	146
Figura 7.21: Detalle losa curada con sellante	146
Figura 7.22: Detalle refuerzo con láminas de carbono en nervios losa	147
Figura 7.23: Reforzamiento con láminas de Carbono S-12 en losa plana del Bloque Biblioteca	147
Figura 7.24: Refuerzo solución problema Columna corta	148
Figura 7.25: Ubicación del pórtico analizado del Bloque Administrativo	148

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO A: Reforzamiento Sísmico del Bloque Aulas con Elementos Finitos Lineales.

ANEXO B: Reforzamiento Sísmico del Bloque Talleres con Elementos Finitos Lineales.

ANEXO C: Reforzamiento Sísmico del Bloque Biblioteca con Elementos Finitos Cuadriláteros Q4.

ANEXO D: Reforzamiento sísmico del Bloque Administrativo con Elementos Finitos Cuadriláteros Q4.

ANEXO E – PLANOS DE REFORZAMIENTO

Planos A: Conjunto de planos de las edificaciones en estado actual sin reforzamiento – Planos Originales.

Planos B: Bloque Aulas.

Planos C: Bloque Talleres.

Planos D: Bloque Biblioteca.

Planos E: Bloque Administrativo.

RESUMEN

El Ecuador siendo parte del continente americano, está en una de las zonas de mayor peligrosidad sísmica del mundo, de tal forma que los proyectistas estructurales deben diseñar sus edificaciones considerando la acción sísmica como factor primordial a la hora de realizar sus cálculos. Es muy necesario crear conciencia de que los sismos en magnitud tolerable no matan personas, pero la acción de estos en edificaciones vulnerables será la diferencia entre la vida y la muerte de sus habitantes.

Se presentan estructuras con paraboloides hiperbólicos, cada una con sus propias características y complejidad para el análisis sísmico, pertenecen al Colegio Municipal Fernández Madrid ubicado en el centro histórico de Quito. Están diseñadas con cubiertas tipo paraboloide cada una con diferente configuración; comprenden grandes volados que ante una inminente acción sísmica se teme que sufran diferentes daños en su composición. Estructuras elaboradas en 1972, año en el cual las exigencias del código de construcción eran de menor consideración que las solicitudes que se presentan hoy en día.

Por este motivo existe la imperiosa necesidad de realizar un análisis sísmico de estas estructuras a fin de presentar un reforzamiento estructural óptimo y confiable aplicando como fundamento principal el nuevo código de construcción local llamado NEC 11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción), cuyas exigencias en el campo sísmico tratan de abarcar la experiencias que se han presentado en Latinoamérica en el transcurso de la última década.

En el cuerpo del proyecto se presentan diferentes modelos de cálculo para las estructuras, estos debieron ser adaptados al levantamiento topográfico del sitio.

ABSTRACT

The United Nations Development Program (UNDP), is propelling some studies about de Seismic Vulnerability of Ecuador Structures. The Army Polytechnic School as an important superior education institution has some essential objectives otherwise the instruction and preparation of the students about the solution with structures problems because there are acting some seismic events, also generate projects that help and give the initiation of the UNDP, to reinforce the risk structure in activity.

Equator is part of South America, has the most risks zones with the major seismic activity causing some dangers for the country, that's why the structural engineers needs to design their edifications considering de seismic action such us a primordial factor when before they calculate in the constructions. It is necessary create consciousness with the magnitude of seismic actions that couldn't kill people, but tis actions at the vulnerable buildings will be the difference between life and death.

That's why we present these hyperbolic parabolic constructions, with a several construction complex with the seismic analysis that belongs to the "Colegio Municipal Fernandez Madrid", located at the historical center of Quito city. These are designed with a hyperbolic cover type each one with a different configuration; those has big cantilever, and with a seismic action, we afraid that had several damages. These structures were building at 1972; the code of that time doesn't have the actual considerations

That is why we need to study and generate a seismic analysis with these structures, and finally presents a reinforcement plan, it should be confinable, using the actual Construction Code, NEC - 11.

CAPÍTULO I: “REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CON PARABOLOIDES HIPERBÓLICOS APLICANDO EL NEC -11”

DEFINICIÓN Y JUSTIFICACIÓN DEL TEMA DE INVESTIGACIÓN

El Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), está impulsando estudios de Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras en el Ecuador. La Escuela Politécnica del Ejército como institución de educación superior, tiene como objetivos primordiales a más de la instrucción y preparación a sus alumnos sobre la solución de problemas en estructuras debido a eventos sísmicos, también el de generar proyectos que ayuden la iniciativa del PNUD para reforzar estructuras en riesgo.

En la ESPE se ha trabajado mucho en peligrosidad y vulnerabilidad sísmica, específicamente en laboratorios del Centro de Investigaciones Científicas; el tema de reforzamiento sísmico cobra mucha fuerza en sus estudios por los diferentes casos que en el país existen y con la expectativa de que en años no muy remotos serán aplicados con mucha frecuencia; por este motivo se presenta este proyecto que va orientado al reforzamiento de Paraboloides Hiperbólicos del Colegio Fernández Madrid y cuyos resultados generales pueden ser aplicados a cualquier tipo de edificación.

La tarea en el campo de refuerzo estructural es grande debido a que un gran número de estructuras construidas en Ecuador, en especial las que ya llevan muchos años desde su inicio no cumplen con las actuales solicitaciones y los menudos cambios climáticos y desastres naturales que ocurren en el planeta, el desarrollo de esta tesis será un aporte primordial para establecer formatos de reforzamiento para su aplicación de forma práctica.

OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Presentar metodologías para resolver estructuras con Paraboloides Hiperbólicos en zonas sísmicas.

Definir una sistemática para reforzar las estructuras a fin de que en la acción de un eventual sismo se pueda salvaguardar la integridad de vidas humanas que estén en riesgo y procurar la protección de la estructura como tal.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Conocer el estado de vulnerabilidad sísmica que presentan los paraboloides, analizando los resultados de los modelos matemáticos propuestos; modos, períodos de vibración, fuerzas y desplazamientos.

Emplear elementos finitos lineales y de tipo cuadrilátero para el análisis sísmico de estructuras que nos dará resultados apropiados y más exactos.

Aplicar la normativa vigente del NEC-11 referente al espectro elástico de diseño en el análisis de las estructuras considerando el modelo de piso flexible y el método de Superposición Modal.

Determinar un diagnóstico de las estructuras analizadas, presentando su descripción, acciones internas, resultados y propuestas de reforzamiento.

Utilizar formas de reforzamiento tradicional como el encamisado con acero para columnas, colocación de fibra de carbono y placas de acero para los grandes volados de losas, en donde el uso de tecnología y de programas computacionales facilitará este análisis.

Utilizar un adecuado reforzamiento de plintos.

Reforzar en su totalidad los 4 bloques construidos con estructuras de paraboloides hiperbólicos del Colegio Fernández Madrid.

1.3 SINÓPSIS DE CAPÍTULOS

CAPITULO I

Definir objetivos principales y específicos de reforzamiento de la estructura a fin de que ante un eventual sismo se pueda salvaguardar la integridad de las vidas humanas que estén en riesgo.

CAPÍTULO II

En este capítulo se presenta el marco teórico para encontrar la matriz de rigidez K y la matriz de masas M en elementos finitos que se utilizarán en el análisis sísmico de estructuras con columnas en forma de cruz y cubierta parabólica, principales elementos de las edificaciones presentadas.

CAPÍTULO III

Se define la teoría para aplicar elementos finitos cuadriláteros $Q4$ y su aplicación en los elementos columna, además del ensamblaje directo y la condensación de la matriz de rigidez resultante.

CAPÍTULO IV

Presentación del Método de Superposición Modal como el más común y efectivo de los procedimientos para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales.

Este método reduce el gran conjunto de ecuaciones generales de movimiento a un pequeño número de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden. La solución de dichas ecuaciones implica una gran reducción del tiempo de análisis por la cantidad y complejidad de los elementos del paraboloides.

Se muestra un ejemplo aplicativo para desarrollar el método paso a paso ante la acción de un sismo en sentido horizontal y en sentido vertical, determinando sus propiedades dinámicas, modos de vibración, factores de participación modal, aceleraciones espectrales, fuerzas y desplazamientos máximos; además, las consideraciones para el control de derivas globales.

CAPÍTULO V

Análisis de los diferentes casos de reforzamiento a partir de las fallas evidentes por el transcurrir del tiempo, como resultado se prevé el aumentar la capacidad de carga de la estructura, aumentar rigidez y ductilidad en los elementos examinados para soportar una eventual acción sísmica.

CAPÍTULO VI

Ilustración de los diferentes bloques del colegio en su estado actual para conocer el grado de vulnerabilidad y las fallas estructurales que presentan, a partir de la inspección técnica de los mismos.

CAPÍTULO VII

En este apartado se aplica el reforzamiento íntegro de los elementos estructurales de los paraboloides a partir del análisis del capítulo anterior. Como finalidad se tiene el rehabilitar y reforzar cada bloque estructural según se presentan sus requerimientos.

CAPÍTULO VIII

Conclusiones y recomendaciones del estudio de refuerzo sísmico en estructuras con paraboloides hiperbólicos.

CAPÍTULO II: ELEMENTOS FINITOS LINEALES

2.1 COMENTARIO

En este apartado se presenta el marco teórico para encontrar la matriz de rigidez K y la matriz de masas M que se utilizarán en el análisis sísmico de estructuras con columnas en forma de cruz y cubierta parabólica como se indica en la figura 2.1.

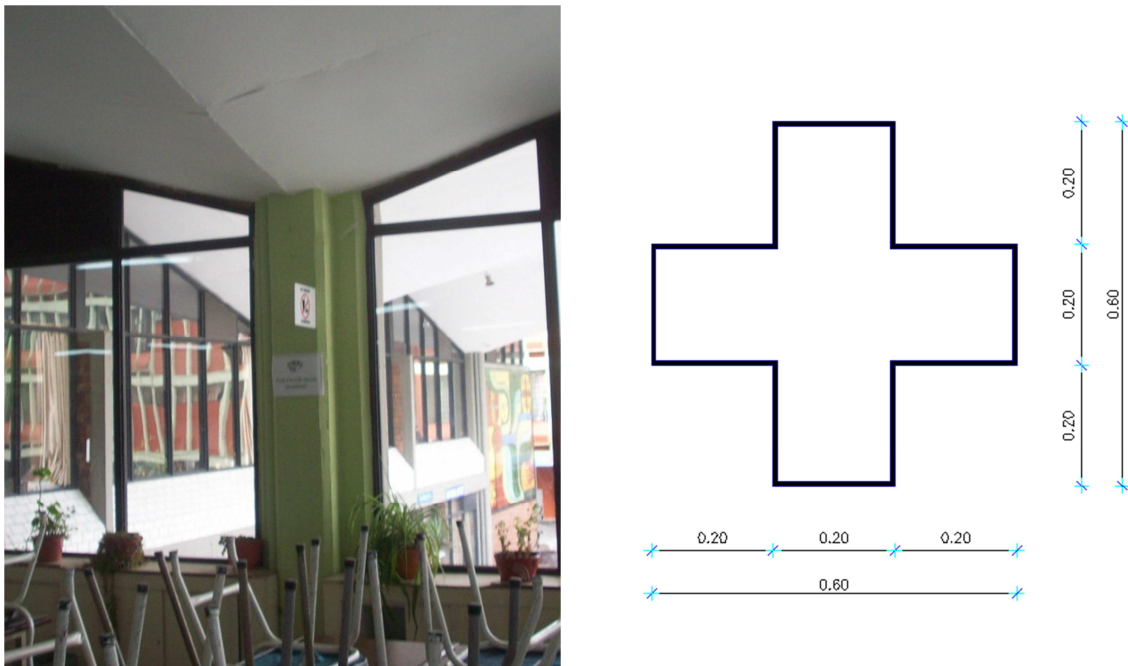


Figura 2.1: Estructura columna-cubierta y detalle columna cruz en planta

2.2 MATRIZ DE RIGIDEZ DE UN ELEMENTO FINITO LINEAL

La matriz de rigidez de un elemento finito es constante y lo mismo sucede con la matriz de rigidez de la estructura en general. En la figura 2.2 y figura 2.3, se indica los elementos finitos lineales en columna y en viga correspondientemente y se los representa como Sistemas P-p, de longitud “L” (que como se indicó, dependerá de la longitud total de

la columna y se dividirá para 5 secciones iguales), se consideran 3 grados de libertad en cada nudo.

Funciones De Forma.

Las funciones de forma tienen una aplicación amplia en el análisis dinámico de las estructuras, pero en este caso se utiliza para la obtención de la matriz de rigidez y de la matriz de masas, se presenta las fórmulas de las funciones de forma:

$$\begin{aligned}\phi_1(x) &= 1 - \frac{x}{L} & \phi_2(x) &= 1 - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3} \\ \phi_3(x) &= x\left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 & \phi_4(x) &= \frac{x}{L} \\ \phi_5(x) &= \frac{x^2}{L^2}\left(3 - 2\frac{x}{L}\right) & \phi_6(x) &= \frac{x^2}{L}\left(1 - \frac{x}{L}\right)\end{aligned}$$

Dónde: X es la ordenada que se mide a partir del nudo inicial; L es la longitud del elemento

Las ordenadas de la elástica están representadas en las siguientes ecuaciones:

Componente de desplazamiento axial: $u(x) = u_1 \phi_1(x) + u_2 \phi_4(x)$

Componente de desplazamiento transversal: $v(x) = u_1 \phi_1(x) + u_2 \phi_4(x)$

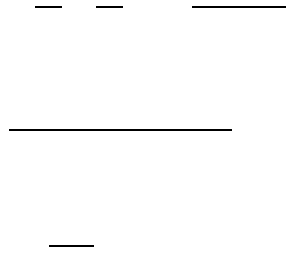
Componente de la rotación del elemento: $\theta(x) = v'(x)$

De acuerdo a esto se obtiene la matriz de rigidez en base a la siguiente expresión:

$$k(i, j) = \int_0^L EI \phi_i'' \phi_j'' dx \quad (2.1)$$

Dónde: EI es la rigidez a flexión del elemento; (i,j) son las coordenadas que definen la posición del elemento dentro de la matriz. Luego de hallar la segunda derivada de

La fórmula base para el cálculo de cada elemento de la matriz de rigidez será la ecuación (2.1) y se reemplaza las derivadas obtenidas en el paso anterior:



De similar forma para un elemento columna de sección constante la matriz de rigidez en coordenadas locales rectangulares:

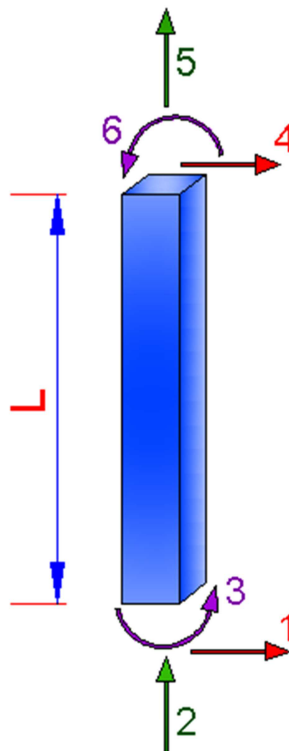


Figura 2.3: Sistema P-p del elemento finito lineal columna

$$k_{(columna)} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

2.2.1 Módulo de Elasticidad de Diseño

Según la Norma Ecuatoriana de Construcción 2011 – NEC 11, se detalla que en los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas, el módulo de elasticidad será calculado con la ecuación (2.4) para hormigones de densidad normal.

Se entiende como hormigón de densidad normal a aquel que ha tenido un buen manejo en su elaboración como es el amasado, que tenga una buena trabajabilidad, y su densidad oscile entre 2300 a 2400 kg/m³:

$$Ec = 4.7\sqrt{f'c} \quad (2.4)$$

Dónde: $f'c$ es la resistencia del hormigón a la compresión en GPa.

La fórmula utilizada para el cálculo se la mantiene como constante, cabe recalcar que esta fórmula en la realidad varía según muchas investigaciones y ensayos, se mantiene la incertidumbre con el uso y manejo del módulo de elasticidad E, la presente fórmula se aplicará de manera constante en los cálculos de todo este documento:

$$Ec = 15000\sqrt{f'c} \quad (2.5)$$

Dónde: $f'c$ es la resistencia del hormigón a la compresión en kg/cm².

2.2.2 Construcción del Elemento Finito Lineal en Columnas

La tipología de la estructura es variable a lo que generalmente se acostumbra analizar como son los elementos de sección cuadrada o rectangular. En esta investigación las columnas existentes son de forma tipo cruz por lo que se dificulta su estudio y necesariamente se transforma a una figura de sección equivalente cuadrada o rectangular.

Se tiene una columna tipo cruz, en la que se aplicará el Teorema de Ejes Paralelos o Teorema de Steiner, para obtener el momento de inercia total, cuya fórmula general es:

(2.6)

Dónde: I_{TOTAL} es el Momento de Inercia total; I_g es la Inercia Gruesa de cada sección; Y es la longitud a partir del eje neutro; A es el área de la sección.

Se procede a dividir la columna cruz en secciones rectangulares adecuadas o de fácil análisis como se muestra en la figura:

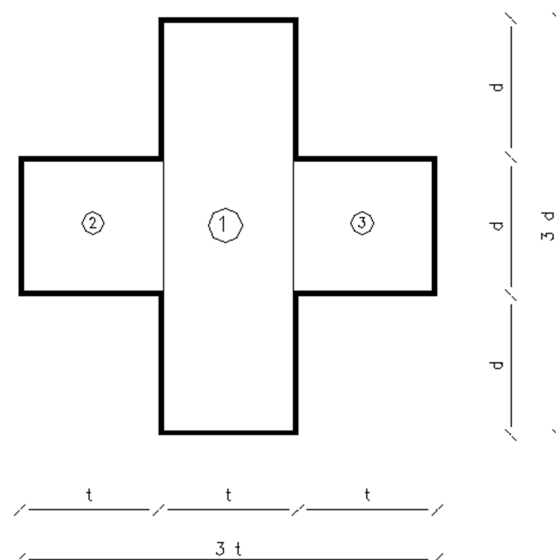


Figura 2.4: Columna Cruz Tipo

Las propiedades geométricas de cada sección analizada se presentan a continuación:

Tabla 2.1: Propiedades geométricas de las secciones de la columna cruz

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS				
Figura	Área	\bar{y}	$\bar{y} \cdot A$	<i>I_g</i>
1	$3 td$	$\frac{3d}{2}$	$9 t \frac{d^2}{2}$	$\frac{t (3d)^3}{12} = \frac{9 td^3}{4}$
2	td	$\frac{3d}{2}$	$\frac{3t d^2}{2}$	$\frac{t (d)^3}{12} = \frac{td^3}{12}$
3	td	$\frac{3d}{2}$	$\frac{3t d^2}{2}$	$\frac{t (d)^3}{12} = \frac{td^3}{12}$
$\Sigma=$	$5 td$	$\frac{9d}{2}$	$15 t \frac{d^2}{2}$	$\frac{29 td^3}{12}$

Para obtener el centro de gravedad de columna cruz, se aplica la siguiente expresión:

$$c = \frac{\sum \bar{y} \cdot \text{Área}}{\sum \text{Área}} = \frac{15 t \frac{d^2}{2}}{5 t d}$$

$$c = \frac{3d}{2} \quad (2.7)$$

Con la ubicación del centro de gravedad de la figura total se procede a obtener la sección equivalente que satisface la sección tipo cruz, el proceso consiste en igualar las inercias de los 2 tipos de secciones, como también igualando sus áreas:

$$I_{Col. Cuadrada Equiv.} = I_{Col. Cruz}$$

$$\frac{b_e h_e^3}{12} = \frac{29 td^3}{12}$$

$$b_e h_e^3 = 29 td^3$$

$$b_e = \frac{29 td^3}{h_e^3} \quad (2.8)$$

$A_{Col. Cuadrada Equiv.} = A_{Col. Cruz}$

$$b_e h_e = 5 td$$

$$h_e = \frac{5 td}{b_e} \quad (2.9)$$

Reemplazando (2.9) en (2.8)

$$b_e = \frac{29 td^3}{\left(\frac{5 td}{b_e}\right)^3}$$

$$b_e = \frac{29 td^3 b_e^3}{125 t^3 d^3}$$

$$b_e^2 = \frac{125}{29} t^2$$

$$b_e = \sqrt{\frac{125}{29}} t \quad (2.10)$$

Reemplazando (2.10) en (2.9):

$$h_e = \frac{5 td}{\left(\sqrt{125/29} t\right)}$$

$$h_e = \sqrt{\frac{29}{5}} d \quad (2.11)$$

Con la utilización de las ecuaciones obtenidas (2.10) y (2.11) se realiza la transformación de las secciones cruz a secciones rectangulares equivalentes. En la figura se observa la sección equivalente resultante:

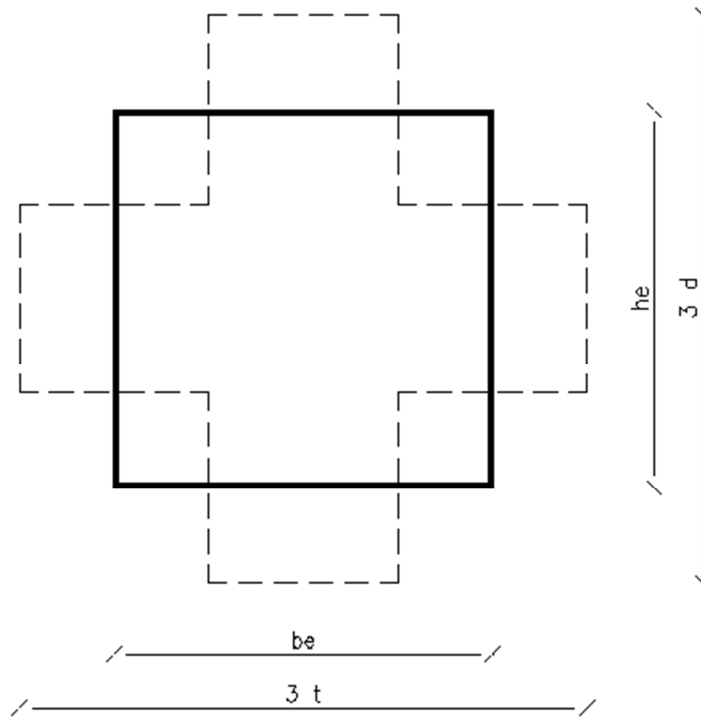


Figura 2.5: Columna Equivalente Tipo

2.2.3 Construcción del Elemento Finito Lineal en Losa Parabólica

De acuerdo al modelo existente a medida que se aleja la viga de la columna en la cubierta parabólica varía su dimensión en espesor. En la figura siguiente se presenta el modelo para la construcción de los elementos finitos en losa.

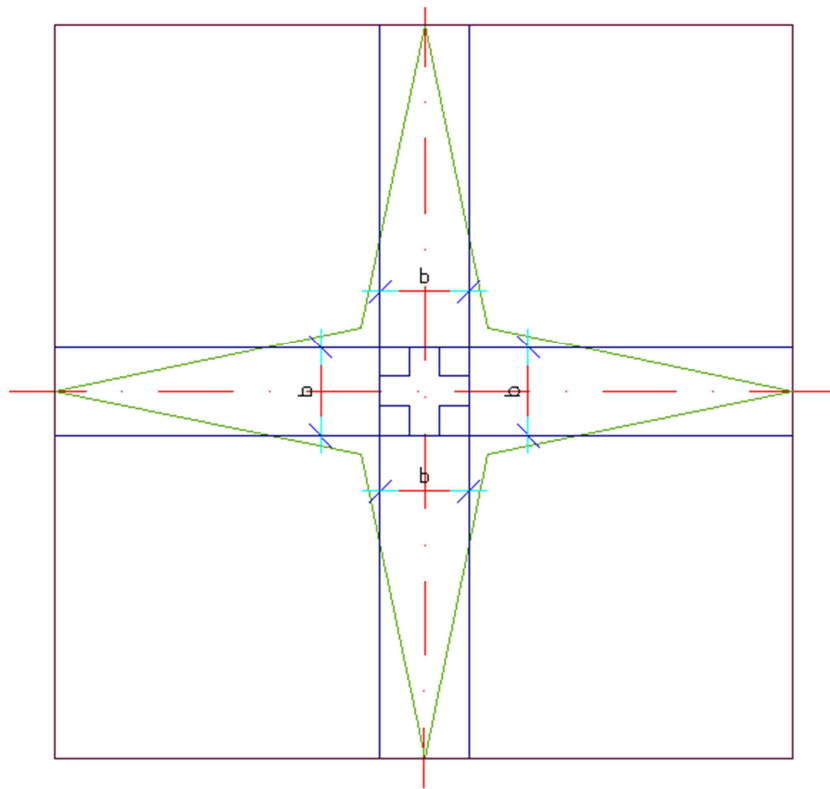


Figura 2.6: Modelo en planta de losa parabólica

Como se puede observar se tiene una viga variable que empieza con una medida en la cara de la columna y termina en punta, para ello se obtendrá una viga de sección constante con un ancho “b” equivalente. A medida que avanza el volado la altura también varía en la losa, se debe tomar en cuenta que los paraboloides son iguales en todos los bloques, se adoptará a un 1m de distancia para facilitar el cálculo.

Una vez determinada la altura “h” y la base “b” para cada elemento finito, se determinará la inercia a cada metro de distancia aplicando la fórmula tradicional para el cálculo de inercia gruesa:

—

Al final, se debe tener elementos finitos de 1 metro de longitud con igual inercia en los elementos de columna e inercias diferentes para elementos en losa, a continuación se presenta el modelo final de paraboloides unitario con elementos y nudos numerados:

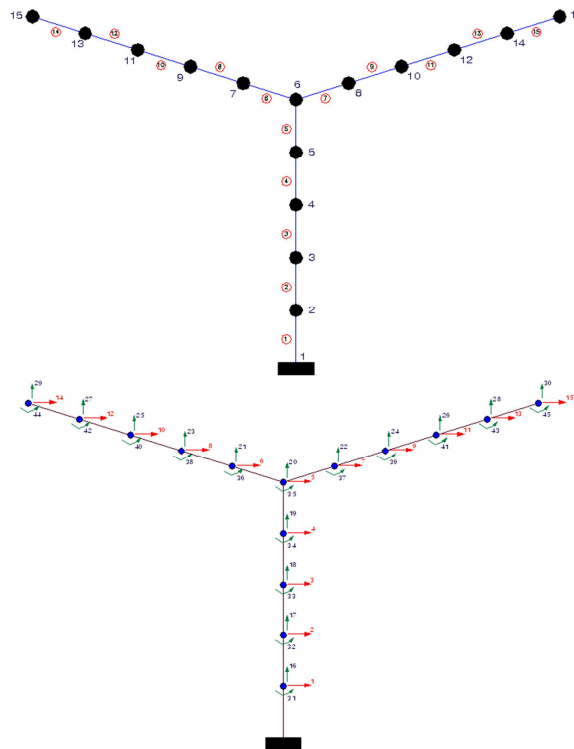


Figura 2.7: Construcción de elementos finitos lineales en columnas y losa; Grados de libertad asociados al esquema.

2.3 MATRIZ DE MASAS DE UN ELEMENTO FINITO LINEAL

Se procede de manera similar que la matriz de rigidez K , para obtener la matriz de masas M del elemento finito de sección constante y con masa uniforme distribuida:

$$(2.12)$$

Dónde: m es la masa por unidad de longitud; (i,j) son las coordenadas que definen la posición del elemento dentro de la matriz de masas.

El resultado de esta integral es la matriz de masas M del elemento finito lineal que se presenta a continuación:

$$m = \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} * \frac{\bar{m}L}{420} \quad (2.13)$$

Como ejemplo aplicativo se determinará el elemento $m_{(3,5)}$ de la matriz (3.3):

A partir de las funciones de forma correspondientes a las coordenadas de ubicación del elemento en la matriz m , se las reemplaza en la ecuación (2.12):

$$\phi_i = \phi_3 = x \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \quad \phi_j = \phi_5 = \frac{x^2}{L^2} \left(3 - 2\frac{x}{L}\right)$$

$$m(3,5) = \int_0^L \bar{m} \phi_3 \phi_5 dx$$

$$m(3,5) = \int_0^L \bar{m} \left(x \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2\right) \left(\frac{x^2}{L^2} \left(3 - 2\frac{x}{L}\right)\right) dx$$

$$m(3,5) = \frac{-x^4(120x^3 - 490Lx^2 + 672L^2x - 315L^3)}{420L^5} \bar{m} \int_0^L$$

$$m(3,5) = \frac{13\bar{m}L^7}{420L^5}$$

$$m(3,5) = \frac{13\bar{m}L^2}{420} \quad \therefore \text{LQQD}$$

2.3.1 Matriz de Paso T_{2-3}

Se indica el sistema de coordenadas locales del elemento finito lineal denominado sistema

P-p:

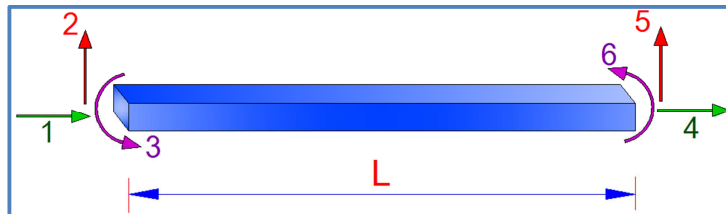


Figura 2.8: Sistema P-p del elemento finito lineal

A partir de este modelo en coordenadas locales, se presenta los siguientes sistemas de coordenadas de un elemento de un pórtico plano:

Sistema 1: Sistema en el cuál se determina la matriz de rigidez (3x3), donde se incluye el efecto de corte:

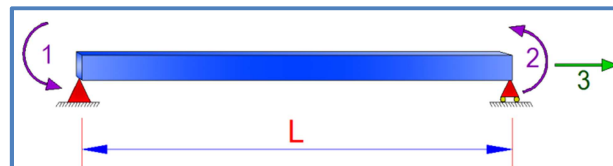


Figura 2.9: Sistema 1

Sistema 2: Sistema en coordenadas globales, no está incluido el efecto de corte

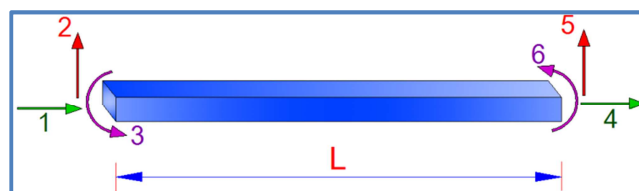


Figura 2.10: Sistema 2

Para incluir el efecto de corte, se halla a partir de la matriz de rigidez del sistema 1, y con la matriz de paso T que relaciona la geometría entre dos sistemas de coordenadas, que nos dará como resultado la matriz de rigidez con efecto de corte del sistema 2.

Sistema 3: Corresponde a las coordenadas globales del elemento, se utiliza la matriz de paso del sistema 2 al sistema 3 con la matriz que se presenta en la ecuación (2.14), cuya forma es la siguiente:

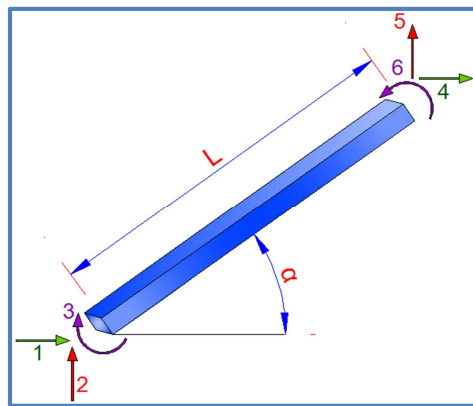


Figura 2.11: Sistema 3

(2.14)

Para determinar la matriz de rigidez K, del sistema 3 se efectúa el siguiente producto matricial:

(2.15)

Dónde:

T_{2-3}^t = Matriz de paso del sistema 2 al sistema 3, transpuesta

k_{s2} = Matriz de rigidez del sistema 2

Para hallar la matriz de masas M del elemento finito en coordenadas globales, realizando el siguiente producto matricial:

$$\mathbf{M} = T_{2-3}^t * \mathbf{m} * T_{2-3} \quad (2.16)$$

Dónde: m es la matriz de masas indicada en la ecuación (2.13).

2.4 ENSAMBLAJE DIRECTO DE LAS MATRICES DE RIGIDEZ Y DE MASAS

Para simplificar el trabajo con la matriz de rigidez y la matriz de masas de todos los elementos finitos, se aplica el método de ensamblaje directo de cada una de las matrices mencionadas para cada elemento en análisis.

Muy importante tomar en cuenta que por trabajar con elementos finitos, se tiene varias matrices de rigidez y de masas de toda la estructura, por lo que se presenta el ensamblaje directo para dos elementos finitos tipo.

2.4.1 Arreglo VC – Vector de Colocación

Este arreglo sirve para encontrar el vector de cargas generalizadas cuando se tienen cargas en los elementos. Está formado por los grados de libertad del nudo inicial y del nudo final del elemento finito, que se encuentran escritos según su orden de coordenadas.

Es importante considerar que la numeración para el análisis sísmico se lo realiza de esta forma: primero los corrimientos horizontales paralelos al eje X que serán nuestras coordenadas principales, en segundo lugar se enumera los corrimientos verticales paralelos al eje Y, y en tercer lugar los giros en cada nodo inicial y final de los elementos finitos.

En este caso los elementos se analizan como totalmente flexible, se toma en cuenta que cada elemento finito tiene su propio vector de colocación.

En el capítulo 6 del presente documento, se analizará cada paraboloides con la numeración en orden correcto de grados de libertad, nudos y elementos.

2.4.2 Ensamblaje Directo para la Matriz De Rigidez

A manera de ejemplo se analiza dos elementos finitos de la columna del paraboloides que se muestra en la figura 2.12 para realizar su ensamblaje, dichos elementos están asociados al esquema presentado en la figura 2.7, este paraboloides está ubicado en el Bloque Aulas.

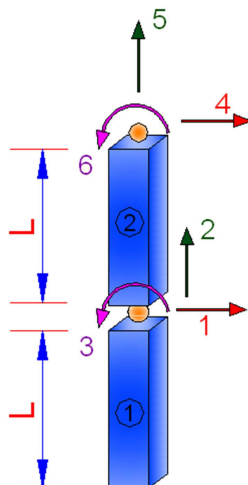


Figura 2.12: Ejemplo de elementos finitos en columna

Por lo que sus vectores de colocación son los siguientes:

$$VC_{(1)} = [0 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \quad 2 \quad 3]$$

$$VC_{(2)} = [1 \quad 2 \quad 3 \quad 4 \quad 5 \quad 6]$$

Los subíndices 1 y 2 corresponden a la numeración de cada elemento finito.

Los tres primeros dígitos del vector de colocación corresponden a los grados de libertad del nudo inicial y los tres últimos dígitos a los grados de libertad del nudo final. La matriz de rigidez de cada elemento serán las siguientes:

Elemento 1:

$$K^{(1)} = \begin{matrix} & [0 & 0 & 0 & 1 & 2 & 3] \\ \begin{matrix} \left[\begin{array}{cccccc} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{array} \right] \end{matrix} & \begin{matrix} \left[\begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{array} \right] \end{matrix} \end{matrix}$$

Elemento 2:

$$K^{(2)} = \begin{matrix} & [1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6] \\ \begin{matrix} \left[\begin{array}{cccccc} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{array} \right] \end{matrix} & \begin{matrix} \left[\begin{array}{c} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{array} \right] \end{matrix} \end{matrix}$$

El ensamblaje directo de la matriz de rigidez de miembro se lo realiza en la matriz de rigidez la estructura mediante sus vectores de colocación.

Los elementos correspondientes a cada matriz por su ubicación en ella dependiendo del vector de colocación se deben colocar en el elemento correspondiente de la matriz de rigidez final, sumando cada elemento en su respectiva ubicación. La matriz de rigidez final se presenta de la siguiente forma:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{11}^{(2)} + k_{44}^{(1)} & k_{12}^{(2)} + k_{45}^{(1)} & k_{13}^{(2)} + k_{46}^{(1)} & k_{14}^{(2)} & k_{15}^{(2)} & k_{16}^{(2)} \\ k_{21}^{(2)} + k_{54}^{(1)} & k_{22}^{(2)} + k_{55}^{(1)} & k_{23}^{(2)} + k_{56}^{(1)} & k_{24}^{(2)} & k_{25}^{(2)} & k_{26}^{(2)} \\ k_{31}^{(2)} + k_{64}^{(1)} & k_{32}^{(2)} + k_{65}^{(1)} & k_{33}^{(2)} + k_{66}^{(1)} & k_{34}^{(2)} & k_{35}^{(2)} & k_{36}^{(2)} \\ & k_{41}^{(2)} & k_{42}^{(2)} & k_{43}^{(2)} & k_{44}^{(2)} & k_{45}^{(2)} & k_{46}^{(2)} \\ & k_{51}^{(2)} & k_{52}^{(2)} & k_{53}^{(2)} & k_{54}^{(2)} & k_{55}^{(2)} & k_{56}^{(2)} \\ & k_{61}^{(2)} & k_{62}^{(2)} & k_{63}^{(2)} & k_{64}^{(2)} & k_{65}^{(2)} & k_{66}^{(2)} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

2.4.3 Ensamblaje Directo Para La Matriz De Masas

Para el análisis y determinación del ensamblaje directo de la matriz de masas se lo realiza de forma similar al ensamblaje de matriz de rigidez, en base a la figura se presenta el ejemplo correspondiente:

Los vectores de colocación y las matrices de masas para cada elemento son los siguientes:

$$VC_{(1)} = [0 \quad 0 \quad 0 \quad 1 \quad 16 \quad 31]$$

$$VC_{(2)} = [1 \quad 16 \quad 31 \quad 2 \quad 17 \quad 32]$$

Elemento 1:

$$M^{(1)} = \begin{bmatrix} [0 & 0 & 0 & 1 & 16 & 31] \\ m_{11} & m_{12} & m_{13} & m_{14} & m_{15} & m_{16} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} & m_{24} & m_{25} & m_{26} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} & m_{34} & m_{35} & m_{36} \\ m_{41} & m_{42} & m_{43} & m_{44} & m_{45} & m_{46} \\ m_{51} & m_{52} & m_{53} & m_{54} & m_{55} & m_{56} \\ m_{61} & m_{62} & m_{63} & m_{64} & m_{65} & m_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 16 \\ 31 \end{bmatrix}$$

Elemento 2:

[1 16 31 2 17 32]

$$K^{(2)} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} & m_{14} & m_{15} & m_{16} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} & m_{24} & m_{25} & m_{26} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} & m_{34} & m_{35} & m_{36} \\ m_{41} & m_{42} & m_{43} & m_{44} & m_{45} & m_{46} \\ m_{51} & m_{52} & m_{53} & m_{54} & m_{55} & m_{56} \\ m_{61} & m_{62} & m_{63} & m_{64} & m_{65} & m_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 16 \\ 31 \\ 2 \\ 17 \\ 32 \end{bmatrix}$$

El ensamblaje directo de la matriz de masas es el siguiente:

$$M = \begin{bmatrix} m_{11}^{(2)} + m_{44}^{(1)} & m_{12}^{(2)} + m_{45}^{(1)} & m_{13}^{(2)} + m_{46}^{(1)} & m_{14}^{(2)} & m_{15}^{(2)} & m_{16}^{(2)} \\ m_{21}^{(2)} + m_{54}^{(1)} & m_{22}^{(2)} + m_{55}^{(1)} & m_{23}^{(2)} + m_{56}^{(1)} & m_{24}^{(2)} & m_{25}^{(2)} & m_{26}^{(2)} \\ m_{31}^{(2)} + m_{64}^{(1)} & m_{32}^{(2)} + m_{65}^{(1)} & m_{33}^{(2)} + m_{66}^{(1)} & m_{34}^{(2)} & m_{35}^{(2)} & m_{36}^{(2)} \\ m_{41}^{(2)} & m_{42}^{(2)} & m_{43}^{(2)} & m_{44}^{(2)} & m_{45}^{(2)} & m_{46}^{(2)} \\ m_{51}^{(2)} & m_{52}^{(2)} & m_{53}^{(2)} & m_{54}^{(2)} & m_{55}^{(2)} & m_{56}^{(2)} \\ m_{61}^{(2)} & m_{62}^{(2)} & m_{63}^{(2)} & m_{64}^{(2)} & m_{65}^{(2)} & m_{66}^{(2)} \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

2.5 CONDENSACIÓN ESTÁTICA DE LAS MATRICES DE RIGIDEZ Y DE MASAS

Se presenta nuevamente los elementos finitos analizados como ejemplo, a la izquierda se presentan los grados de libertad (coordenadas a) y a la derecha se muestra las coordenadas a la cual se va a condensar la matriz de rigidez (coordenadas b).

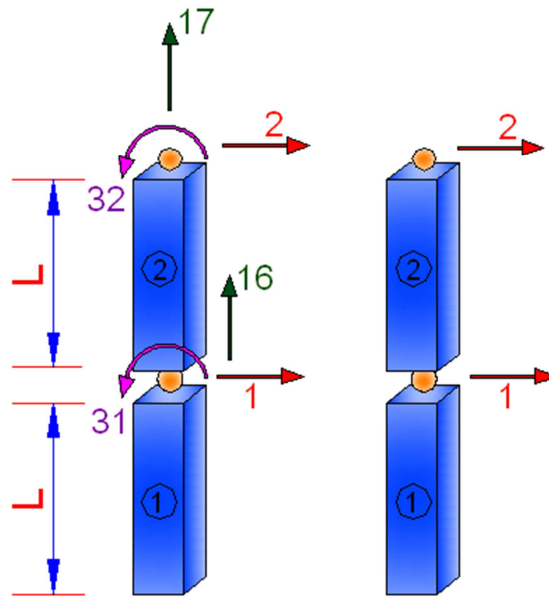


Figura 2.13: Coordenadas “a” y “b” de elementos finitos en paraboloides

Para empezar se debe establecer la ecuación elemental para el análisis estático, que por medio de la matriz de rigidez K , relaciona el vector de cargas generalizadas con el vector de coordenadas generalizadas, esta es:

(2.19)

Y luego de haber determinado las respectivas coordenadas “a” y “b”, el vector de cargas generalizadas Q y el vector de coordenadas generalizadas q se presentan de esta forma:

Se debe reemplazar las matrices Q y q en la ecuación elemental y al establecer las submatrices, estarán particionadas de la siguiente forma:

$$\begin{pmatrix} Q_a \\ Q_b \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix} \quad (2.20)$$

La condensación estática de la matriz de rigidez se obtiene cuando Q_a y Q_b tienen valor de cero.

2.5.1 Condensación a las coordenadas “a”

Para obtener esta ecuación se toma en cuenta que $Q_b = 0$.

$$\begin{pmatrix} Q_a \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix}$$

Desarrollando el producto matricial, se tiene:

$$Q_a = K_{aa}q_a + K_{ab}q_b \quad (2.21)$$

$$0 = K_{ba}q_a + K_{bb}q_b \quad (2.22)$$

De la ecuación (2.22), se despeja el elemento q_b :

$$q_b = -K_{bb}^{-1}K_{ba}q_a \quad (2.23)$$

Obtenido el elemento q_b se debe reemplazar en (2.21) y desarrollando la operación, se tiene:

$$\begin{aligned} Q_a &= K_{aa}q_a + K_{ab}(-K_{bb}^{-1}K_{ba}q_a) \\ Q_a &= (K_{aa} - K_{ab}K_{bb}^{-1}K_{ba})q_a \end{aligned} \quad (2.24)$$

Entonces, se tiene como K_1 a la matriz de rigidez condensada las coordenadas “a”

$$K_1 = K_{aa} - K_{ab}K_{bb}^{-1}K_{ba} \quad (2.25)$$

De igual forma se procede a la condensación de la matriz de masas.

CAPÍTULO III: ELEMENTO FINITO CUADRILÁTERO Q-4

3.1 COMENTARIO

El elemento finito cuadrilátero Q4, tiene 4 lados y se considera dos grados de libertad por nodo, un desplazamiento horizontal y un desplazamiento vertical. Pero para considerar el efecto de flexión se considera 4 grados de libertad más en el centro de gravedad del elemento finito. En la figura 3.1, a la izquierda se muestra la nomenclatura utilizada para definir las coordenadas de cada uno de los nudos, estas son coordenadas reales y a la derecha se presenta el mismo elemento pero en coordenadas normalizadas o también conocidas como coordenadas naturales.

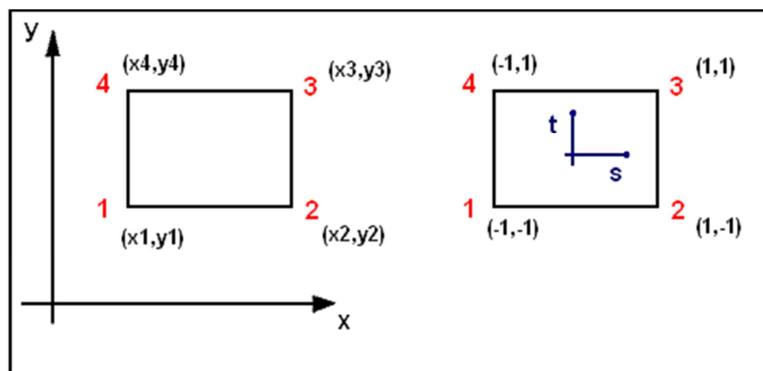


Figura 3.1: Coordenadas reales y naturales de un elemento finito cuadrilátero

3.2 FUNCIONES DE FORMA DEL ELEMENTO FINITO CUADRILÁTERO Q-4

En la figura, se indican los doce grados de libertad que se consideran en el EF. Se destaca que se obtiene la matriz de rigidez del EF de 12 x 12 para luego condensarla a una matriz de 8 x 8 y se trabaja con los grados de libertad de los nudos.

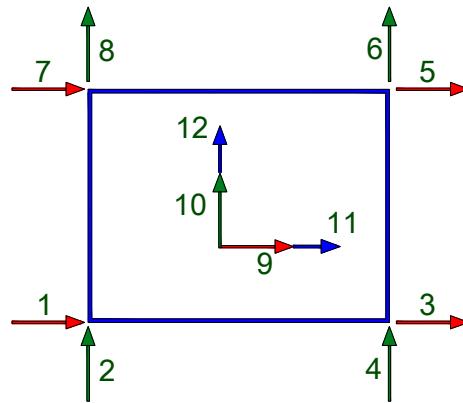


Figura 3.2: Grados de libertad del elemento finito cuadrilátero

En la tabla, se indican las funciones de forma obtenidas, las 8 primeras corresponden a las deformadas elementales en coordenadas naturales en que solo el nudo se desplaza horizontal o verticalmente.

Tabla 3.1: Funciones de forma del elemento finito cuadrilátero Q4

Coordenada natural	Coordenada centroidal	Deformada elemental	Función de forma
1		u1	$\phi_1 = 0.25(-s + 1)(-t + 1)$
		v1	$\phi_1 = 0.25(-s + 1)(-t + 1)$
2		u2	$\phi_2 = 0.25(s + 1)(-t + 1)$
		v2	$\phi_2 = 0.25(s + 1)(-t + 1)$
3		u3	$\phi_3 = 0.25(s + 1)(t + 1)$
		v3	$\phi_3 = 0.25(s + 1)(t + 1)$
4		u4	$\phi_4 = 0.25(-s + 1)(t + 1)$
		v4	$\phi_4 = 0.25(-s + 1)(t + 1)$
	5	u5	$\phi_5 = 1 - s^2$
		v5	$\phi_5 = 1 - s^2$
	6	u6	$\phi_6 = 1 - t^2$
		v6	$\phi_6 = 1 - t^2$

Las cuatro últimas funciones de la tabla, no ocasionan desplazamientos en nudos de los vértices sino que flexibilizan al elemento finito mediante dos deformaciones a flexión, uno en cada dirección y dos distorsiones de igual manera uno en cada sentido.

Las ordenadas de la elástica o campo de desplazamientos para un punto cualquiera del elemento finito en función de los desplazamientos horizontales y verticales de los nudos, viene definida de la siguiente manera:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, \mathbf{y}) = u_1\phi_1 + u_2\phi_2 + u_3\phi_3 + u_4\phi_4 + u_5\phi_5 + u_6\phi_6 \quad (3.1)$$

$$\mathbf{v}(\mathbf{x}, \mathbf{y}) = v_1\phi_1 + v_2\phi_2 + v_3\phi_3 + v_4\phi_4 + v_5\phi_5 + v_6\phi_6$$

En la siguiente figura, se presenta las cuatro primeras funciones de forma. En la parte superior izquierda se muestra el cálculo de $\phi_1(s, t)$, en la parte superior derecha de $\phi_2(s, t)$; en la parte inferior izquierda de $\phi_3(s, t)$ y en la parte inferior derecha de $\phi_4(s, t)$.

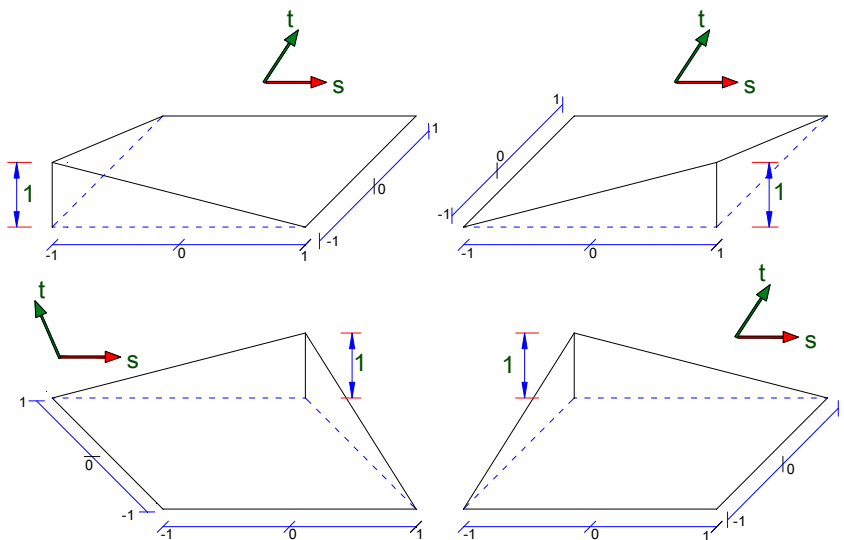


Figura 3.3: Figuras representativas de las funciones de forma

En los cuatro gráficos se observa el comportamiento lineal de las funciones de forma y se aprecian las ecuaciones de las rectas que deben multiplicarse para hallar la respectiva función de forma.

3.3 MATRIZ DE RIGIDEZ DEL ELEMENTO FINITO CUADRILÁTERO Q-4

La matriz de rigidez del elemento finito Q4 se calcula en base a la energía potencial de deformación. La energía potencial se la escribe en función a la energía potencial de desplazamiento y dV que es el diferencial de volumen, a continuación su estructura:

$$\mathbf{p}^t \mathbf{K} \mathbf{p} = \int_V \varepsilon^t C_T \varepsilon dV \quad (3.2)$$

Además, se tiene que la relación entre las deformaciones “ ε ” con las componentes de desplazamiento \mathbf{p} en función de la matriz \mathbf{B} , se define:

$$\varepsilon = \mathbf{B} \mathbf{p} \quad (3.3)$$

Al reemplazar las ecuaciones (3.1) en las deformaciones y distorsiones angulares, se debe realizar las respectivas derivadas. La matriz \mathbf{B} , es la representación matricial de dichos resultados.

$$\mathbf{B}_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (i = 1, 2, 3, 4, 5, 6)$$

$$\mathbf{B} = [\mathbf{B}_1 \quad \mathbf{B}_2 \quad \mathbf{B}_3 \quad \mathbf{B}_4 \quad \mathbf{B}_5 \quad \mathbf{B}_6]$$

El vector que contiene a los grados de libertad del elemento finitos se lo representa con la matriz \mathbf{p} .

$$\mathbf{p} = \begin{bmatrix} u1 \\ v1 \\ u2 \\ v2 \\ u3 \\ v3 \\ u4 \\ v4 \\ u5 \\ v5 \\ u6 \\ v6 \end{bmatrix}$$

Al reemplazar la ecuación (3.3) en (3.2) y simplificando términos se tiene:

$$\mathbf{K} = \int_V B^t C_T B dV \quad (3.4)$$

La relación entre los esfuerzos $\boldsymbol{\sigma}$ y las deformaciones $\boldsymbol{\varepsilon}$ se representa en la matriz C_T .

$$C_T = \frac{E}{1-u^2} \begin{bmatrix} 1 & u & 0 \\ u & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-u}{2} \end{bmatrix}$$

Dónde: E es el módulo de elasticidad del material; u viene dado por el módulo de Poisson. Luego de realizar la integración en coordenadas naturales de la ecuación (3.4), se tiene:

$$\mathbf{K} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^t C_T B e dA \quad (3.5)$$

Dónde: “e” representa el espesor del elemento (constante); dA representa el diferencial de área.

Se considerará tan solo 4 puntos de la cuadratura de Gauss para realizar la integración de la ecuación (3.5); luego de dicha resolución, se tiene:

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^4 B_i^T C_T B_i \det(J) e P_i \quad (3.6)$$

El determinante de la matriz Jacobiana corresponde al área de influencia del punto de integración en el método de la cuadratura de Gauss, para ello se tiene que:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x(s,t)}{\partial s} & \frac{\partial y(s,t)}{\partial s} \\ \frac{\partial x(s,t)}{\partial t} & \frac{\partial y(s,t)}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Los puntos de la cuadratura de Gauss son los siguientes:

$$\begin{aligned} \frac{\partial x(s,t)}{\partial s} &= 0.25[-(1-t)x_1 + (1-t)x_2 + (1+t)x_3 - (1+t)x_4] \\ \frac{\partial y(s,t)}{\partial s} &= 0.25[-(1-t)y_1 + (1-t)y_2 + (1+t)y_3 - (1+t)y_4] \\ \frac{\partial x(s,t)}{\partial t} &= 0.25[-(1-s)x_1 - (1+s)x_2 + (1+s)x_3 + (1-s)x_4] \\ \frac{\partial y(s,t)}{\partial t} &= 0.25[-(1-s)y_1 - (1+s)y_2 + (1+s)y_3 + (1-s)y_4] \end{aligned} \quad (3.8)$$

Pi es el peso asociado a los puntos de la cuadratura de Gauss, cuando se consideran dos puntos de integración en cada dirección Pi es igual a 1.

Se debe hallar la matriz de rigidez del elemento para cada punto de integración y se suman como indica la ecuación (3.6).

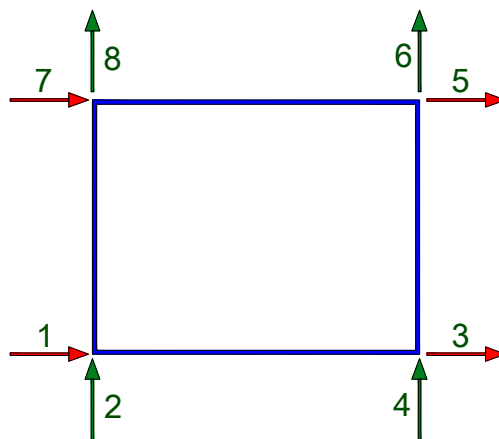


Figura 3.4: Sistema de coordenadas del elemento finito Q4

Para obtener la matriz asociada con la figura que se muestra se debe condensar la matriz de rigidez que se obtendrá del cálculo ya que será de extensión 12×12 , pero deberá condensarse a una matriz de 8×8 para estar acorde al modelo a ser aplicado, figura 3.4; el método de condensación se lo presento en el numeral 2.5 del capítulo anterior.

3.4 APLICACIÓN DEL ELEMENTO FINITO CUADRILÁTERO A UNA COLUMNA EN FORMA DE CRUZ

Para aplicar el elemento finito Q4 a la columna cruz se presenta el modo como indica la figura 3.1, se trabaja con las dimensiones exactas de la columna vista en planta y cada cara de la cruz se separa en elementos finitos cuadriláteros, tan solo se varía en la altura del elemento, esto dependerá del número de cuadriláteros que se desee analizar.

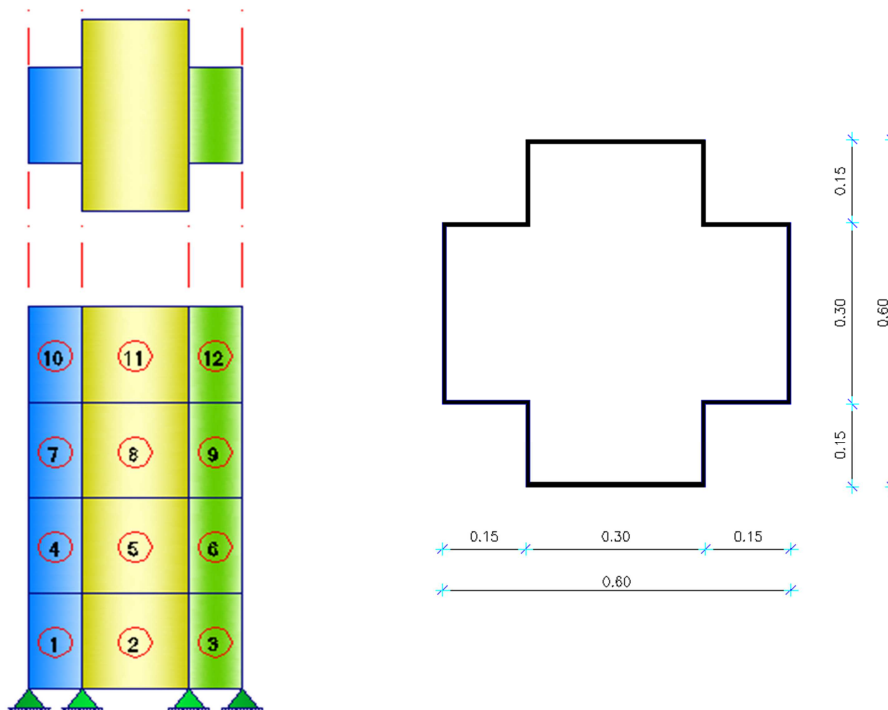


Figura 3.5: Modelo de elemento finito cuadrilátero en la columna cruz

Aplicando este proceso se analizarán las columnas de los bloques: Biblioteca y Administrativo del colegio, para la cubierta parabólica se mantendrá los elementos finitos tipo lineal anteriormente mostrados.

Por lo que el modelo de pórtico analizado juntando los dos tipos de elementos finitos será el siguiente:

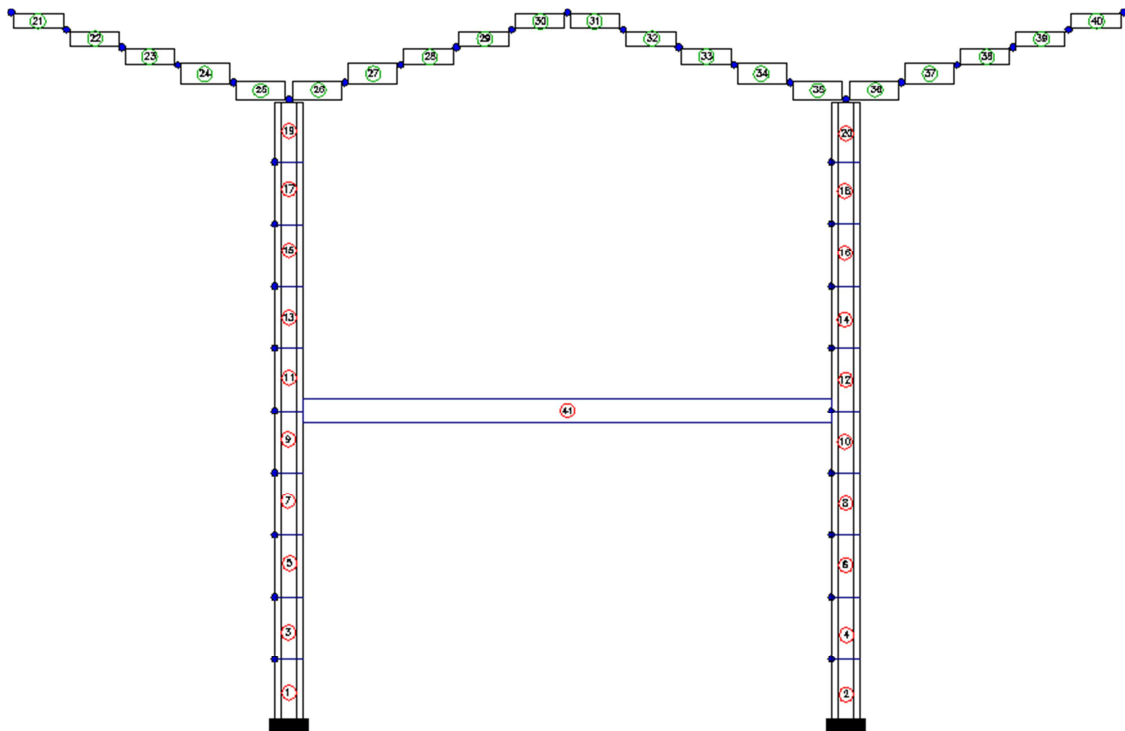


Figura 3.6: Elementos finitos en paraboloides

3.4.1 Convención de Sentidos para el análisis de Paraboloides

Se adopta la siguiente convención de análisis para los diferentes paraboloides:

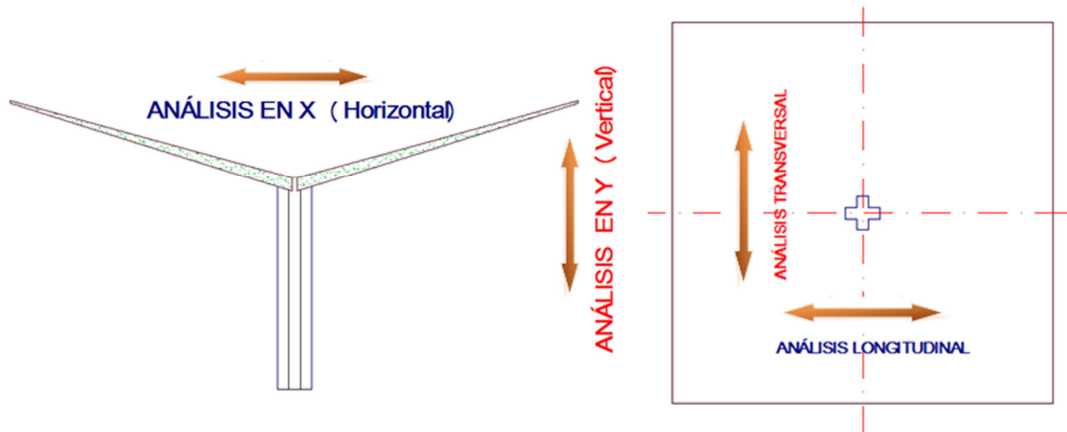


Figura 3.7: Vista en corte y en planta de columna cruz y cubierta parabólica



Figura 3.8: Vista in situ de columna cruz y cubierta parabólica

3.5 ENSAMBLAJE DIRECTO Y CONDENSACIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ

Para el ensamblaje de la matriz de rigidez anteriormente mostrada en este capítulo se presenta un ejemplo, el siguiente gráfico muestra un extracto de la columna asociada al modelo de la figura 3.1 que detalla cómo debe ser la numeración de elementos Q4 y de los grados de libertad.

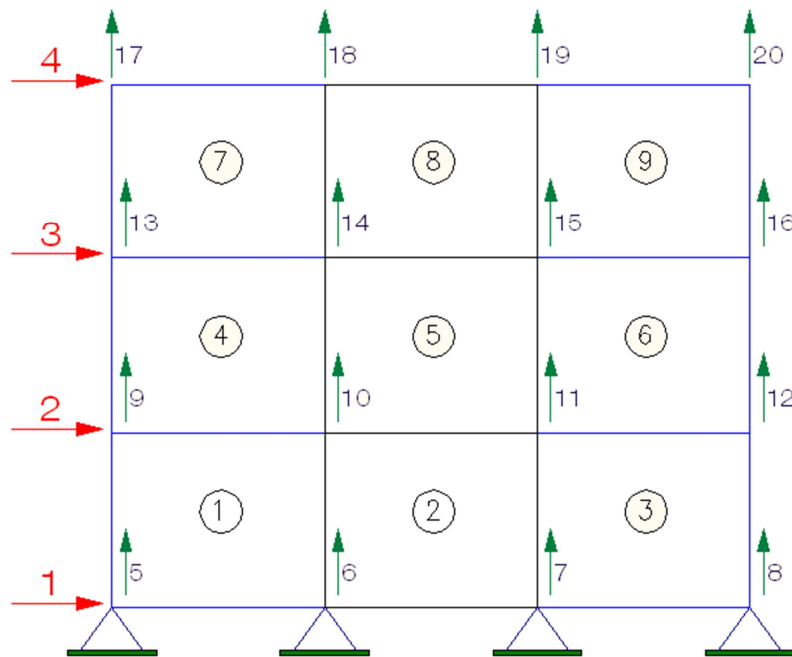


Figura 3.9: Grados de libertad de elementos en columna

Tabla 3.2: Vector de colocación del modelo

Elemento	Vector de colocación
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	

A manera de ejemplo se tomará 2 elementos para realizar el ensamblaje directo y condensación de la matriz de rigidez, previo se deberá encontrar los elementos de la matriz aplicando las ecuaciones del enunciado 3.3 hasta obtener su matriz de orden 8x8 que hacen

referencia al modelo presentado para el análisis. A continuación se presentan el modelo de ejemplo, los vectores de colocación y finalmente las matrices de rigidez correspondientes:

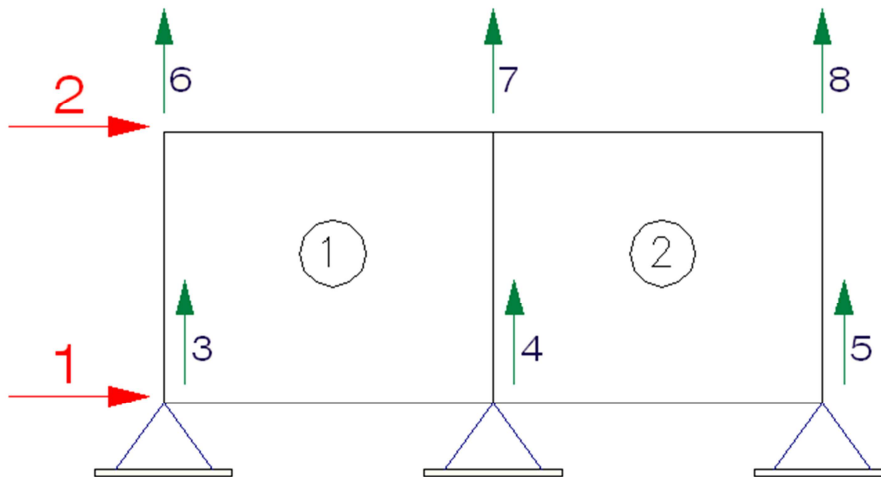


Figura 3.10: Ejemplo de análisis con 2 elementos cuadriláteros

Los vectores de colocación para cada elemento finito cuadrilátero, será:

Cada matriz de rigidez tendrá la siguiente conformación:

Elemento 1:

$$K^{(1)} = \begin{bmatrix} 12 & 35 & 8 & 17 & 19 & 22 & 30 & 4 \\ 35 & 18 & 13 & 1 & 10 & 71 & 65 & 43 \\ 8 & 13 & 2 & 52 & 48 & 27 & 24 & 11 \\ 17 & 1 & 52 & 3 & 70 & 39 & 60 & 14 \\ 19 & 10 & 48 & 70 & 55 & 26 & 33 & 41 \\ 22 & 71 & 27 & 39 & 26 & 6 & 58 & 28 \\ 30 & 65 & 24 & 60 & 33 & 58 & 59 & 15 \\ 4 & 43 & 11 & 14 & 41 & 28 & 15 & 72 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 3 \\ 1 \\ 4 \\ 2 \\ 7 \\ 2 \\ 6 \end{bmatrix}$$

La contribución del elemento 1 a la matriz de rigidez final es:

$$K = \begin{bmatrix} 30 & 121 & 48 & 69 & 15 & 49 \\ 121 & 180 & 75 & 130 & 56 & 84 \\ 48 & 75 & 18 & 1 & 43 & 71 \\ 69 & 130 & 1 & 3 & 14 & 39 \\ 15 & 56 & 43 & 14 & 72 & 28 \\ 49 & 84 & 71 & 39 & 28 & 6 \end{bmatrix}$$

Para determinar el elemento $K(1,1)$ se deben tomar de la matriz $K1$ todos los números ubicados en coordenadas (1,1), así se tiene que: $12+8+8+2$ es igual a 30. Para el elemento $K(2,2)$ se debe sumar todos los dígitos en coordenadas (2,2), estos son: $55+33+33+59$ es igual a 180.

De igual se procede con cada elemento de la matriz.

Elemento 2:

$$K^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 & 4 & 1 & 5 & 2 & 8 & 2 & 7 \\ 21 & 9 & 34 & 56 & 45 & 68 & 38 & 16 \\ 9 & 57 & 40 & 25 & 36 & 49 & 63 & 32 \\ 34 & 40 & 54 & 62 & 37 & 29 & 51 & 20 \\ 56 & 25 & 62 & 5 & 66 & 47 & 23 & 61 \\ 45 & 36 & 37 & 66 & 50 & 31 & 64 & 46 \\ 68 & 49 & 29 & 47 & 31 & 7 & 69 & 44 \\ 38 & 63 & 51 & 23 & 64 & 69 & 53 & 67 \\ 16 & 32 & 20 & 61 & 46 & 44 & 67 & 42 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 4 \\ 1 \\ 5 \\ 2 \\ 8 \\ 2 \\ 7 \end{bmatrix}$$

La contribución del elemento 2 a la matriz de rigidez final es:



El ensamblaje directo de la matriz de rigidez total es:

(3.9)

La matriz de rigidez total debe condensarse al número de grados de libertad principales que presenta la estructura, en este caso deberá referirse al ejemplo de análisis con elementos finitos Q4.

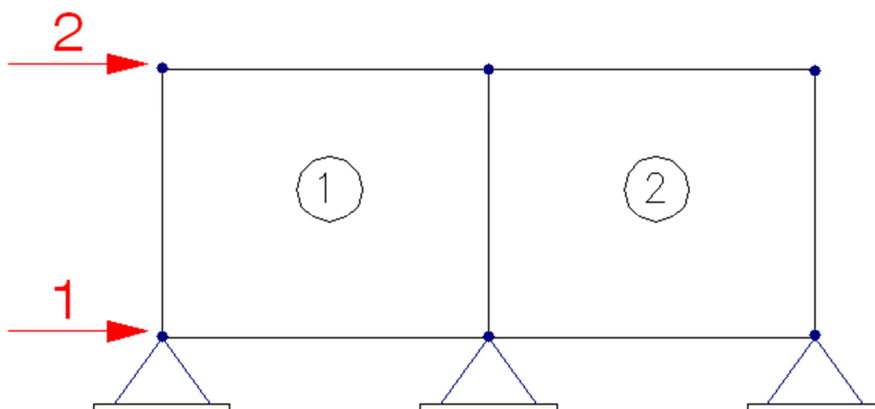


Figura 3.11: Grados de libertad principales del ejemplo de análisis

$$\mathbf{K}_{(total)} = \begin{bmatrix} \mathbf{1} & \mathbf{2} & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 \\ 172 & 292 & 48 & 118 & 118 & 15 & 85 & 97 \\ 292 & 411 & 75 & 229 & 89 & 56 & 197 & 100 \\ 48 & 75 & 18 & 1 & 0 & 43 & 71 & 0 \\ 118 & 229 & 1 & 60 & 25 & 14 & 71 & 49 \\ 118 & 89 & 0 & 25 & 25 & 0 & 61 & 47 \\ 15 & 56 & 43 & 14 & 0 & 72 & 28 & 0 \\ 85 & 197 & 71 & 71 & 61 & 28 & 48 & 44 \\ 97 & 100 & 0 & 49 & 47 & 0 & 44 & 7 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{2} \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \end{bmatrix}$$

Se utiliza la ecuación (2.25) indicada en el capítulo anterior para la condensación directa, teniendo así que:

$$\mathbf{K}_{aa} = \begin{bmatrix} 172 & 292 \\ 292 & 411 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_{ab} = \begin{bmatrix} 48 & 118 & 118 & 15 & 85 & 97 \\ 75 & 229 & 89 & 56 & 197 & 100 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_{ba} = \begin{bmatrix} 48 & 75 \\ 118 & 229 \\ 118 & 89 \\ 15 & 56 \\ 85 & 197 \\ 97 & 100 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_{bb} = \begin{bmatrix} 18 & 1 & 0 & 43 & 71 & 0 \\ 1 & 60 & 25 & 14 & 71 & 49 \\ 0 & 25 & 25 & 0 & 61 & 47 \\ 43 & 14 & 0 & 72 & 28 & 0 \\ 71 & 71 & 61 & 28 & 48 & 44 \\ 0 & 49 & 47 & 0 & 44 & 7 \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez condensada final será de orden 2x2 por lo indicado en la figura 3.11, entonces resolviendo las matrices mencionadas el resultado final es:

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_{aa} - \mathbf{K}_{ab}\mathbf{K}_{bb}^{-1}\mathbf{K}_{ba}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} -100.12 & 83.93 \\ 83.93 & -511.96 \end{bmatrix}$$

CAPITULO IV: MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL

4.1 COMENTARIO

Se presenta el análisis sísmico de la estructura con paraboloides hiperbólicos, ante la acción de un espectro de diseño inelástico. Con este modelo numérico es factible realizar el análisis sísmico de estructuras que sean irregulares en planta y elevación, situados en cualquier zona sísmica, siempre y cuando la estructura pueda ser modelada como piso rígido. Además se indica el procedimiento de análisis sísmico aplicando el Método de Superposición Modal y se presenta el ejemplo de resolución mediante un ejemplo de pórtico conformado por columna cruz y cubierta parabólica utilizando el espectro de diseño elástico del NEC-11 y aplicando exigencias de acuerdo a lo establecido en esta norma.

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MÉTODO

El método de superposición modal se usa para encontrar la máxima respuesta dinámica, además permite encontrar las respuestas máximas modales, es decir en cada uno de los modos naturales de vibración y combinarlos de acuerdo a los criterios de combinación modal conocidos.

Para el análisis sísmico con el método de superposición modal se usa un modelo de masas concentradas a nivel de cada piso al que se lo aplica el espectro de diseño elástico que estipula el NEC-11 como se indica en las siguientes figuras.

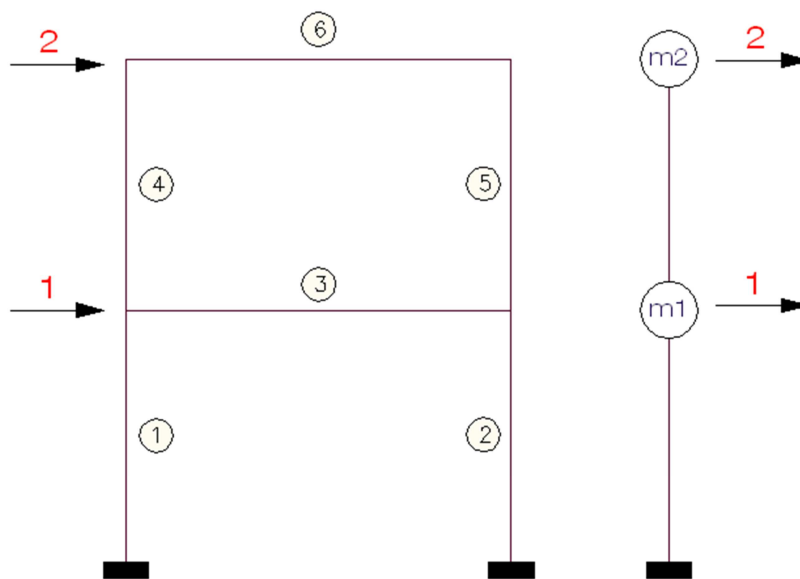


Figura 4.1: Masas concentradas a nivel de piso

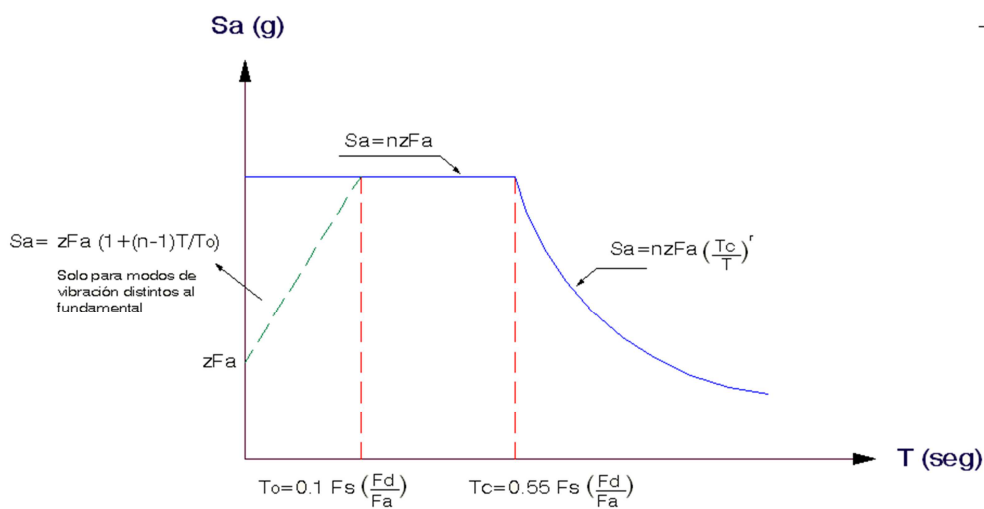


Figura 4.2: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

El diseño de estructuras debe ser netamente estudiado en el campo inelástico se va a aplicar el factor de reducción de fuerzas sísmicas R que estipula el NEC-11 y para aplicar en las estructuras con paraboloides hiperbólicos de esta tesis se usará un valor de $R = 1$ como factor de reducción. Esto debido a que la estructura no tiene redundancia ya que se

cubren luces de 10 metros y muy poca ductilidad. Para el caso en que se tiene losa de entrepiso y cubierta parabólica el valor de R fue igual a 2.

4.3 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS PARA SISMO EN SENTIDO HORIZONTAL

El procedimiento de análisis sísmico por el método de superposición modal se lo realizará en base a un modelo propuesto de pórtico con elementos finitos que ha sido objeto de investigación en todo este trabajo, para resolver el sismo en sentido horizontal se debe tomar los grados de libertad en sentido “X” como principales dicho modelo se detalla a continuación:

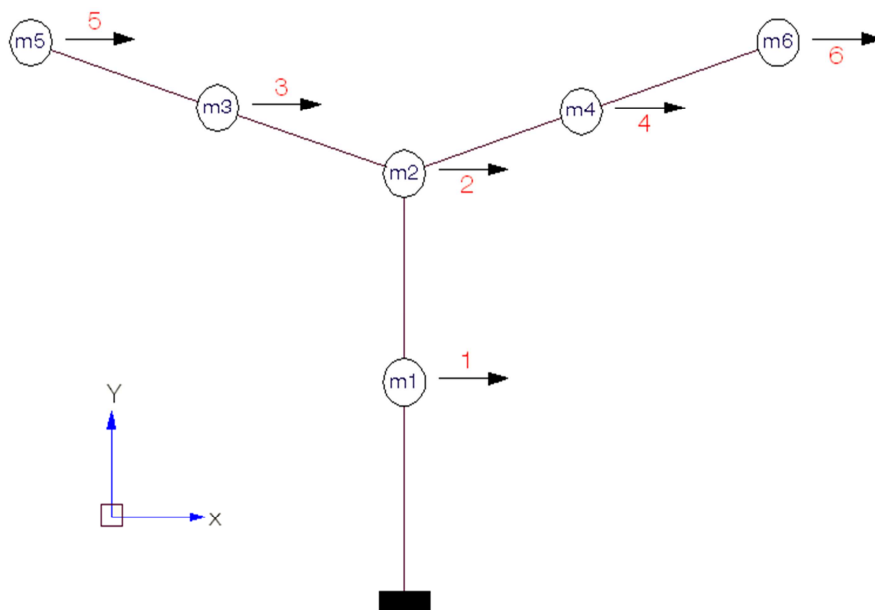


Figura 4.3: Modelo con masas concentradas y grados de libertad principales en paraboloides con elementos finitos

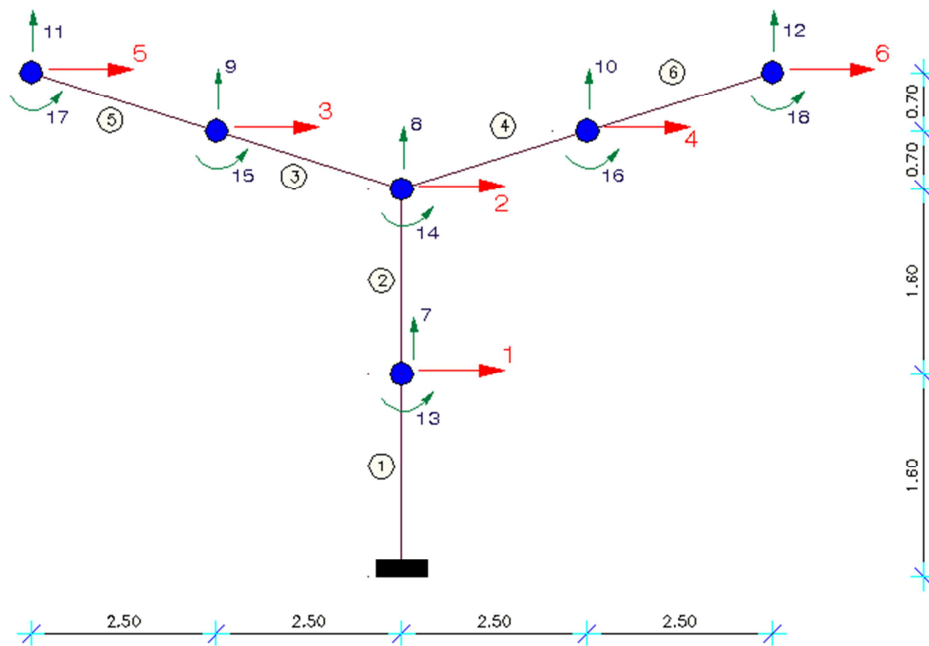


Figura 4.4: Grados de libertad por elemento finito, columna cruz y cubierta parabólica

Luego de haber ensamblado cada una de las matrices de rigidez de todos los elementos finitos se procede a condensarla al número de grados de libertad principales del pórtico, en este caso a una matriz de rigidez total de 6x6, teniendo así:

(4.1)

Para determinar las masas de cada elemento deberá aplicarse la consideración de sección equivalente en columna cruz y en vigas de la cubierta parabólica.

Se obtiene la matriz de masas concentradas de cada elemento finito, las masas se analizarán según indica la Figura 4.3, presentándose:

$$M = \begin{bmatrix} 0.055 & 0.0079 & 0.0001 & 0.0001 & -0.0002 & -0.0002 \\ 0.0079 & 0.0569 & 0.0077 & 0.0077 & -0.0005 & -0.0005 \\ 0.0001 & 0.0077 & 0.0237 & 0.0001 & 0.0025 & 0 \\ 0.0001 & 0.0077 & 0.0001 & 0.0237 & 0 & 0.0025 \\ -0.0002 & -0.0005 & 0.0025 & 0 & 0.0066 & 0 \\ -0.0002 & -0.0005 & 0 & 0.0025 & 0 & 0.0066 \end{bmatrix} \left(\frac{Ts^2}{m} \right) \quad (4.2)$$

4.3.1 Propiedades Dinámicas Y Modos De Vibración

Se debe determinar las propiedades dinámicas y modos de vibración del paraboloide (incluyéndose valores y vectores propios). El problema de vectores propios está fundamentado en la siguiente ecuación:

$$(K - \lambda M)\phi = 0 \quad (4.3)$$

Después de obtener los valores propios λ_i reemplazando las ecuaciones (4.1) y (4.2) en (4.3) y resolviendo las matrices, se pueden determinar las frecuencias de vibración W_{ni} y de la misma forma los períodos de vibración T_i , aplicando las ecuaciones:

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad (4.4)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{W_{ni}} \quad (4.5)$$

Tabla 4.1: Valores propios, frecuencias y períodos de vibración en sismo horizontal

GDL	Valores propios	Frecuencias de vibración	Períodos de vibración
	λ_i (1/seg ²)	W_{ni} (1/seg)	T_i (seg)
1	2188,81	46,78	0,1343
2	31862,10	178,50	0,0352
3	51082,26	226,01	0,0278
4	274155,68	523,60	0,012
5	344819,79	587,21	0,0107
6	1027013,99	1013,42	0,0062

4.3.2 Factores De Participación Modal

Los factores de participación modal indican que tanto el modo de vibración interviene en la respuesta total de la estructura, de tal forma que se tiene la ecuación:

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)t} M * b}{\phi^{(i)t} M \phi^{(i)}} \quad (4.6)$$

Dónde: $\phi^{(i)}$ es el modo de vibración; M matriz de masas y “b” vector unitario.

El vector b unitario estará en función del número de grados de libertad principales de análisis, para este caso el vector será:

$$b = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

Luego de reemplazar dichos valores se tiene los siguientes factores de participación modal:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 0.4327 \\ \gamma_2 &= 0 \\ \gamma_3 &= 0.1327 \\ \gamma_4 &= 0.1414 \\ \gamma_5 &= 0 \\ \gamma_6 &= 0.0491 \end{aligned}$$

4.3.3 Aceleraciones Espectrales

Las aceleraciones espectrales dependen del espectro asociado al tipo de suelo en el que se encuentre la estructura, indicado anteriormente el factor de reducción de las fuerzas sísmicas es R=1. Según los parámetros establecidos en NEC-11 referidos en el capítulo 2 “Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente” en el literal 2.5 llamado “Peligro

sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales”, se utilizarán un perfil de suelo tipo B, aplicado en una zona sísmica No. 5 de $A_0 = 0.40g$ y situado en la Región Sierra.

Con los periodos de la estructura se debe ingresar al espectro de la norma ecuatoriana y determinar sus aceleraciones espectrales aplicando la fórmula siguiente:

$$Ad_i = \frac{S_a}{R \phi_p \phi_e} = \frac{\eta Z F a}{R \phi_p \phi_e} \quad (4.8)$$

Dónde: S_a es la aceleración de la gravedad, que contiene a η es la relación de amplificación espectral; para el nivel del sismo de diseño se proporciona el factor de zona sísmica Z ; y además se considera los valores de amplificación de suelo. Las unidades del resultado final están en $g = m/seg^2$.

Teniendo así:

$$Ad_1 = 9.7216 \text{ g}$$

$$Ad_2 = 6.6454 \text{ g}$$

$$Ad_3 = 6.0702 \text{ g}$$

$$Ad_4 = 4.8451 \text{ g}$$

$$Ad_5 = 4.7446 \text{ g}$$

$$Ad_6 = 4.3992 \text{ g}$$

4.3.4 Fuerzas Totales Y Desplazamientos Máximos

Las fuerzas estáticas equivalentes se determinan aplicando y resolviendo la ecuación siguiente:

$$F_i = \gamma_i Ad_i M \phi_i \quad (4.9)$$

Teniendo así:

$$F_1 = 0.2465 \text{ T}$$

$$F_2 = 0.6485 \text{ T}$$

$$F_3 = 0.3696 \text{ T}$$

$$F_4 = 0.3696 \text{ T}$$

$$F_5 = 0.1294 \text{ T}$$

$$F_6 = 0.1294 \text{ T}$$

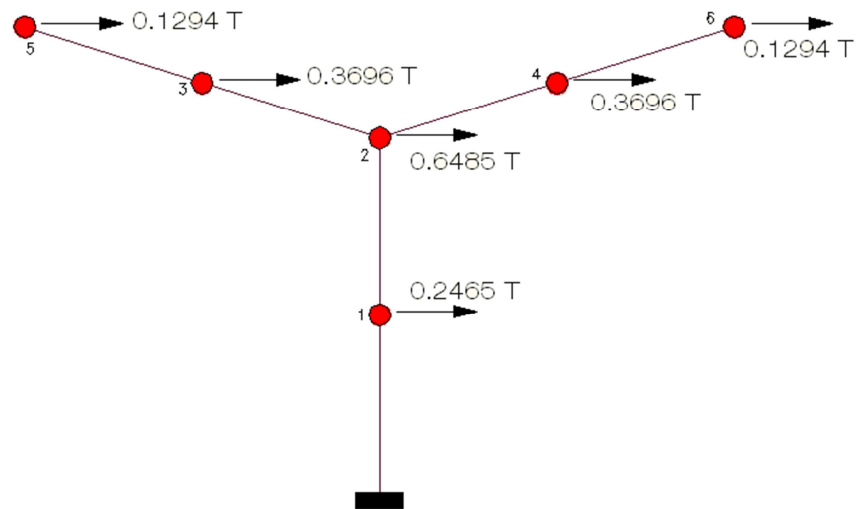


Figura 4.5: Fuerzas máximas aplicadas en cada masa concentrada

Para determinar los desplazamientos máximos elásticos se podrá utilizar el criterio de la Norma Técnica de Perú 2003 que establece el cálculo mediante la ecuación:

$$\text{---}$$

(4.10)

Los desplazamientos máximos inelásticos que presenta la estructura estarán en función de la siguiente ecuación que los rige:

$$\text{---}$$

(4.11)

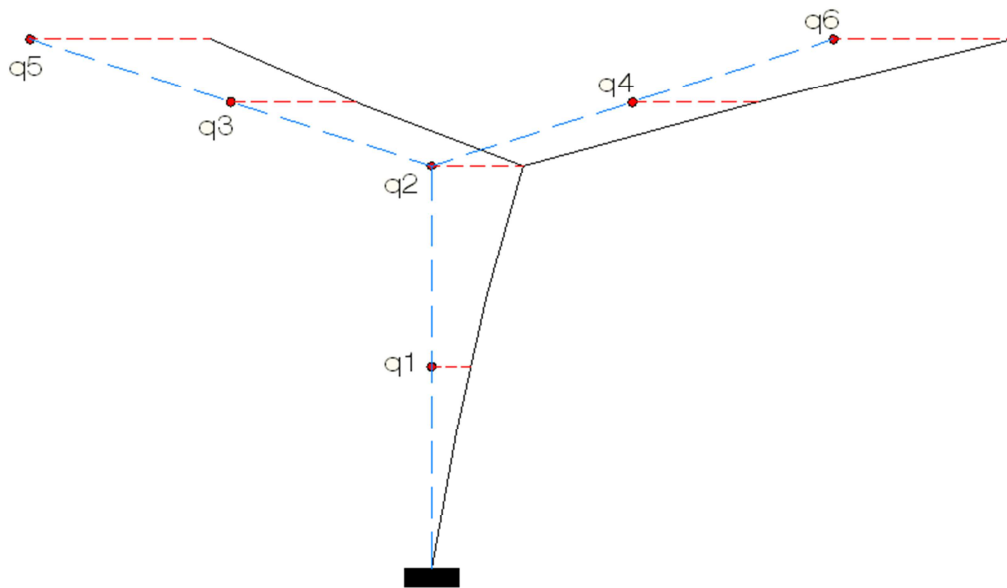


Figura 4.6: Desplazamientos aplicados a cada masa concentrada

4.3.5 Deriva Global

Para el análisis en el modelo de elementos finitos lineales se usa la relación entre el desplazamiento lateral en cada masa concentrada (q_i) y la altura correspondiente a la que se encuentra cada elemento (H_i), esta relación se denomina deriva global.

(4.12)

Por lo tanto, las derivas para cada uno de los elementos con masas concentradas del análisis de la estructura columna cruz y cubierta parabólica es:

Tabla 4.2: Derivas Globales en sismo horizontal

GDL	Desplazamiento (m)	Altura (m)	Deriva Global
1	0.0016	1,60	0.001
2	0.0038	3,20	0.00119
3	0.0052	3,90	0.00133
4	0.0052	3,90	0.00133
5	0.0075	4,60	0.00163
6	0.0075	4,60	0.00163

4.4 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS PARA SISMO EN SENTIDO VERTICAL

Para la resolución del sismo en sentido vertical se debe tomar los grados de libertad en sentido “Y” como principales como indica el modelo de la figura 4.xx, el procedimiento de cálculo se lo realizará en similar forma al numeral 4.2 de este apartado.

La aceleración para el sismo vertical se consideró igual a $2/3$ de la aceleración para sismo horizontal

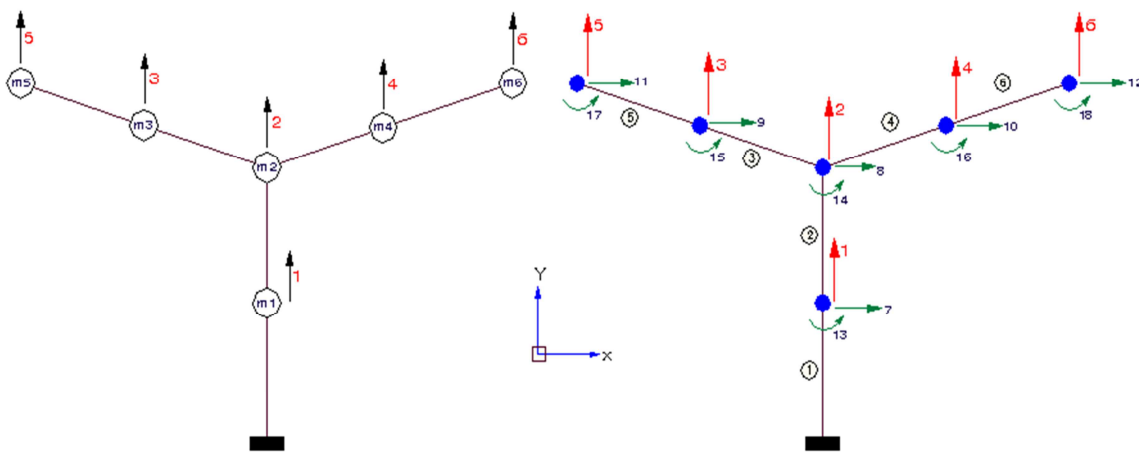


Figura 4.7: Modelo de análisis para sismo vertical

Las matrices de rigidez y de masas del modelo presentado en la figura se muestran a continuación, además del proceso de cálculo que es similar al análisis de sismo en sentido horizontal.

(4.13)

$$M = \begin{bmatrix} 0.0523 & 0.0131 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.0131 & 0.0556 & 0.0018 & 0.0018 & -0.0006 & -0.0006 \\ 0 & 0.0018 & 0.0194 & 0.0002 & -0.0016 & -0.0001 \\ 0 & 0.0018 & 0.0002 & 0.0194 & -0.0001 & -0.0016 \\ 0 & -0.0006 & -0.0016 & -0.0001 & 0.0021 & 0 \\ 0 & -0.0006 & -0.0001 & -0.0016 & 0 & 0.0021 \end{bmatrix} \left(\frac{Ts^2}{m} \right) \quad (4.14)$$

Tabla 4.3: Valores propios, frecuencias y períodos de vibración en sismo vertical

GDL	Valores propios	Frecuencias de vibración	Períodos de vibración
	λ_i (1/seg ²)	W_{ni} (1/seg)	T_i (seg)
1	4374,34	66,14	0,095
2	9578,33	97,87	0,0642
3	22380,06	149,60	0,042
4	29795,93	172,61	0,0364
5	1173555,81	1083,31	0,0058
6	12184696,79	3490,66	0,0018

Los factores de participación modal aplicando la ecuación (4.6) serán:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 0 \\ \gamma_2 &= 0.1208 \\ \gamma_3 &= 0 \\ \gamma_4 &= 0.1724 \\ \gamma_5 &= 0.3570 \\ \gamma_6 &= 0.0626 \end{aligned}$$

La aceleración para el sismo vertical se considera igual a 2/3 de la aceleración para sismo horizontal, así se tiene que:

$$Ad_i = \frac{2}{3} \times \frac{\eta Z Fa}{R \phi_p \phi_e} \quad (4.15)$$

Los valores de aceleración espectral en sismo vertical, serán:

$$\begin{aligned} Ad_1 &= 6.4811 \text{ g} \\ Ad_2 &= 5.9245 \text{ g} \\ Ad_3 &= 4.7807 \text{ g} \\ Ad_4 &= 4.4907 \text{ g} \\ Ad_5 &= 2.9121 \text{ g} \\ Ad_6 &= 2.7037 \text{ g} \end{aligned}$$

Completando el análisis se procede a la ejecución de las ecuaciones (4.9) y (4.10) obteniendo los resultados de fuerzas, desplazamientos y deriva máxima dependiendo a la altura que se encuentre cada masa concentrada, se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4.4: Fuerzas, desplazamientos y deriva máxima en sismo vertical

GDL	Fuerzas (T)	Desplazamientos (m)	Deriva Global
1	0.1606	0.0005	0.00031
2	0.2176	0.0008	0.00025
3	0.0759	0.0009	0.00023
4	0.0759	0.0009	0.00023
5	0.0241	0.0026	0.00057
6	0.0241	0.0026	0.00057

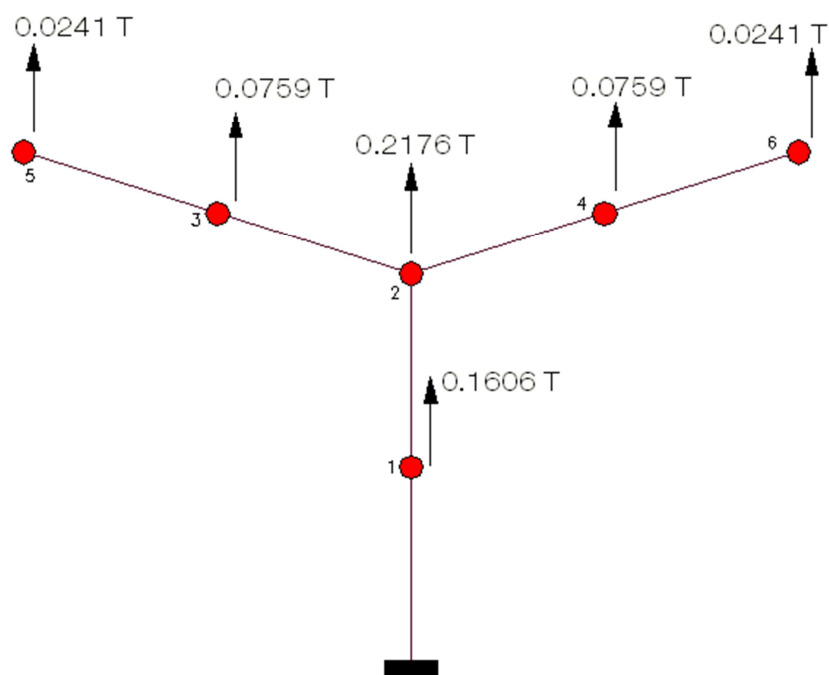


Figura 4.8: Fuerzas Máximas representadas en el pórtico

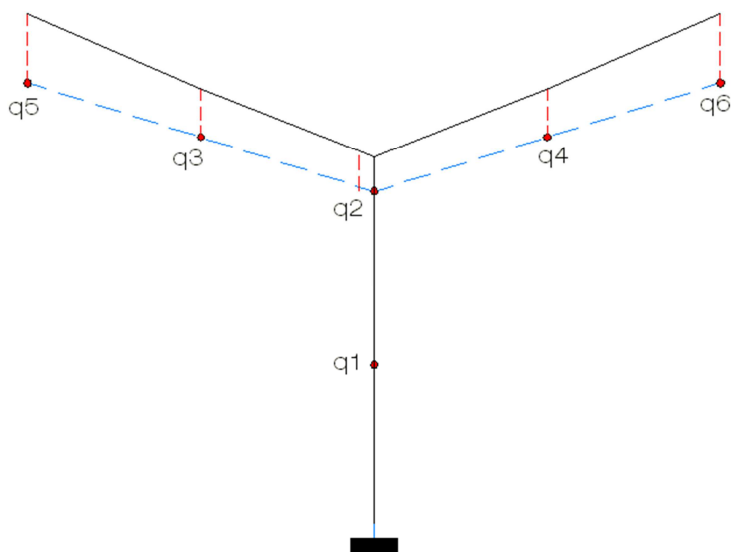


Figura 4.9: Desplazamientos representados en el pórtico

4.5 CONSIDERACIÓN Y CONTROL DE DERIVA

La deriva global es uno de los parámetros más frecuentes para determinar el daño de la estructura, la deriva máxima se relacionará con el comportamiento esperado por la estructura.

El NEC-11 establece mediante la siguiente tabla los valores máximos de derivas manteniéndose que deberá tener como máximo un valor de 0.02.

Tabla 4.5: Valores de derivas inelásticas máximas según NEC-11

Estructuras	Deriva máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y maderas	2%
De mampostería	1%

Muy importante, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, o 3 enunciadas en la Tabla 2.12 del NEC-11 “Coeficientes de irregularidad en planta”.

Se puede hacer uso del criterio establecido por Ghobarah et al (1997) en el que se describe los diferentes niveles de daño que puede presentar la estructura dependiendo del valor de su deriva.

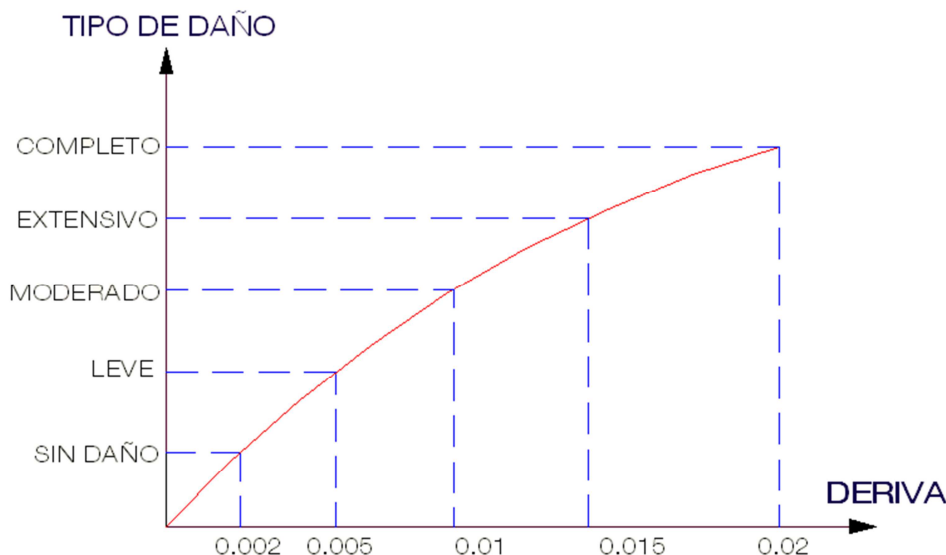


Figura 4.10: Relación Deriva y Tipo de Daño

Tabla 4.6: Descripción de niveles de daño. Ghobarah et al (1997)

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN DE DAÑO	DESEMPEÑO
SIN DAÑO	No se produce daño en los elementos estructurales, existen pequeñas grietas en los acabados de elementos.	Sin daño
LEVE	Daño reparable; inicio de líneas de grietas en vigas y columnas cercanas a los nudos y en paredes, inicio de grietas entre el elemento y su recubrimiento en las esquinas abiertas.	Inicio de agrietamiento
MODERADO	Grietas debidas a la flexión y corte en vigas y columnas, algunos elementos alcanzan la fluencia del acero.	Fluencia del acero
EXTENSIVO	Elementos llegan a su capacidad de ruptura, fallas en columnas cortas, daños en sección interna de elementos, grietas considerables en bordes de paredes.	Grietas entre 1 y 2 mm.
COMPLETO	Falla completa a corte en vigas y columnas, se mantiene la noción de que la estructura está colapsada.	Grietas mayores a 2 mm.

Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad de todas las personas que pudieran ser afectadas por un colapso parcial o general, por ello que como valor máximo de deriva en este extenso estudio de estructuras con paraboloides hiperbólicos es de 1%, conservando así un gran nivel de seguridad para los respectivos cálculos.

Se pretende con esta elección dar un nivel de seguridad mayor al convencional de 2% en el cuál se empiezan a presentar grietas en los acabados de los elementos, por menor que sea esta consideración, lo primordial será salvaguardar a como dé lugar las vidas humanas que se puedan perturbar con la acción de un eventual sismo.

CAPÍTULO V: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

5.1 COMENTARIO:

En este capítulo se estudia la metodología a seguir para emplear un reforzamiento estructural y aplicar a los diferentes problemas que se den por la acción sísmica en las estructuras, ya sean tipo paraboloides o semejantes a ellas. Para los bloques del Colegio Fernández Madrid, por ser una institución educativa, se debe prever los posibles daños y salvaguardar la integridad de los estudiantes y personal docente.

Cada elemento estructural tiene una función específica que aporta a la estructura, es por ello que el reforzamiento de estos elementos es necesario para soportar un eventual sismo. De tal manera se describirán los reforzamientos a usarse para columnas, vigas y plintos, especialmente con procesos tradicionales que han dado resultados positivos como se verán en los capítulos posteriores.

Los métodos de reforzamiento pueden causar cambios en la rigidez, capacidad de carga, ductilidad y propiedades de amortiguamiento de las estructuras. Estas propiedades deben ser tomadas en consideración cuando se modifica la capacidad de carga de la estructura.

5.2 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

El concreto es durable pero no eterno, ya que tiende a deteriorarse al pasar de los años, en el caso de los paraboloides, llevan más de 40 años de construcción, es por ello que, las condiciones del concreto en estructuras es muy difícil de evaluar visualmente, ya que pueden tener afectaciones, como la corrosión de las varillas de refuerzo.

5.2.1 Investigación de las condiciones existentes

El ASCE 11-90 (American Society of Civil Engineers), recomienda establecer ciertos niveles de acercamiento estructural para la calificación de estructuras^(5.1).

Como primer nivel se hace una calificación preliminar que consiste en la revisión de documentos, visitas a la estructura, es decir el análisis preliminar de la misma. En el Colegio Fernández Madrid el estudio de las condiciones actuales, como la inspección visual de la misma, como estudiará en el Capítulo 6. Dependiendo de los resultados anteriores, se prosigue al segundo nivel, en la que engloba una calificación más detallada, y la propuesta de reforzamiento que la estructura requiere.

Los planos originales de los bloques se los observa en el ANEXO E. En el mejor de los casos, cuando los planos contienen la información de los diseños de todos los miembros y de las secciones de los elementos, solo es necesario un chequeo visual de la estructura.

Este aspecto se cubrió en todas las estructuras analizadas, constatando la veracidad de la información obtenida, y verificando si ha existido algún cambio en cuanto a secciones.

5.2.2 Determinación de propiedades en materiales

El concreto puede ser evaluado con métodos no destructivos, y para el estudio de los Paraboloides es recomendable determinar las propiedades del mismo, verificando si la resistencia del hormigón es la que se especifica en planos, a continuación se describe el método del esclerómetro (ASTM C805) y radiografía de rayos X y rayos gamma

^(5.1)NEWMAN, A. (S.F.) *Structural Renovation of Buildings*. Chapter 2. Pág. 42

5.2.1.1 Esclerómetro:

Se encontró la resistencia de los hormigones mediante la utilización de un esclerómetro para el efecto se dieron diez golpes en un cuadrado de 17 cm de lado y se obtuvo el valor promedio. Previo al uso del esclerómetro este fue calibrado, para el efecto se preparó cilindros de hormigón y se obtuvo la resistencia con el esclerómetro y la rotura de cilindros.



Figura 5.1: Estudio del concreto con esclerómetro

5.2.1.2 Radiografías de rayos X y rayos gamma

Mediante un scanner se determinó la cuantía de acero en los elementos estructurales; destacando que cuando el recubrimiento es muy grande existe incertidumbre en la determinación de los hierros; en este caso en algunos elementos estructurales se procedió a picar la superficie para verificar el diámetro. Ventajosamente en los bloques analizados se tienen planos estructurales.

5.3 ENCAMISADO DE COLUMNAS CON ACERO

Esta técnica de reforzamiento es muy usual para aumentar la capacidad de las columnas. Se usa placas de aproximadamente 10 mm de espesor. Para la fijación de las placas metálicas se utilizó anclajes mecánicos como se especifica en el Anexo E. Con las

placas de acero se tiene hormigón confinado con lo cual se incrementa la resistencia del hormigón notablemente y el módulo de elasticidad del hormigón es función de la resistencia del concreto; al tener mayor f'_c , por el confinamiento con el acero se tiene mayor módulo de elasticidad y por lo tanto menores desplazamiento laterales.

En esta tesis no se evaluó el incremento de la resistencia del hormigón por el encamisado, por lo que se hizo el análisis sísmico con hormigón no confinado, de tal manera que al trabajar con hormigón confinado las derivas globales van a ser mucho menores a las calculadas en los anexos. Por otra parte el confinamiento con acero incrementa la capacidad al corte de la columna en toda su longitud incluido el nudo, y no solo eso sino que también la capacidad a flexo compresión. En el trabajo se obtuvo columnas equivalentes de mayor sección debido al confinamiento con acero, por lo tanto el encamisado con acero también incrementa la resistencia de los elementos.

Como conocemos el acero estructural usado en estas placas de acero A-36, mantiene las siguientes propiedades:

Tabla 5.1: Propiedades placa de acero A-36

PROPIEDAD	VALOR	UNIDADES
Densidad	7850	Kg/m ³
Límite de Fluencia	32-36 (250-280)	Ksi (Mpa)
Resistencia a la tensión	58-80 (400-550)	Ksi (Mpa)
Módulo de Elasticidad	29000	Ksi
% de Elongación mínimo	20 (8")	%
Punto de Fusión	1538	°C

Fuente: Ciencia de materiales, Selección de Diseño, de Pat L.Mangonon

El análisis para obtener las secciones equivalentes para las columnas de sección 60x60 cm y 90x90 cm, se observa en el Capítulo 2. Como se observa en el Capítulo 7, al aumentar la resistencia de las columnas, las derivas disminuyen.

5.3.1 Sección Equivalente reforzadas

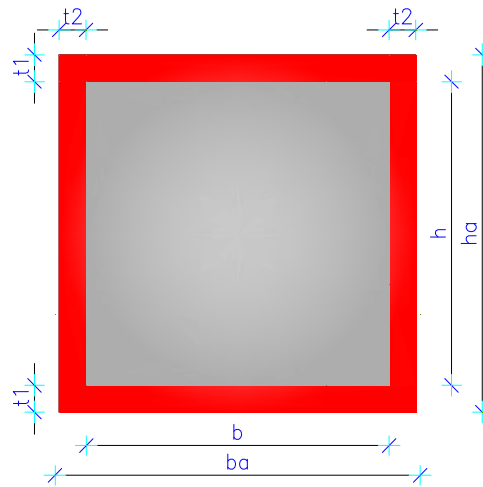


Figura 5.2: Nomenclatura Columna de hormigón con encamisado de acero

Se determina inicialmente el área e inercia de la columna de hormigón:

$$A_h = b * h \quad (5.1)$$

$$I_{xx-h} = \frac{b * h^3}{12} \quad (5.2)$$

$$I_{yy-h} = \frac{h * b^3}{12} \quad (5.3)$$

Dónde: A_h es el área de hormigón; I_{xx-h} es la inercia en el eje X-X (cm⁴); I_{yy-h} es la inercia en el eje Y-Y (cm⁴); b es la base de la columna, h altura de la columna

De la misma manera se calcula el área de las placas de acero:

$$A_a = b_a * h_a - A_h \quad (5.4)$$

Dónde: A_a es el área de acero; b_a es la base total de acero y hormigón; h_a altura total de acero y hormigón de la columna

Para determinar la sección transformada se calcula la relación de módulos con la expresión:

$$n = \frac{E_{Acero}}{E_{Hormigon}} \quad (5.5)$$

5.3.1.1 Acero transformado en hormigón

Se calculan las propiedades de la sección transformada:

$$A_t = A_a * n \quad (5.6)$$

$$I_{xx-t} = \frac{b_a * h_a^3}{12} - \frac{b * h^3}{12} \quad (5.7)$$

$$I_{yy-t} = \frac{h_a * b^3}{12} - \frac{h * b^3}{12} \quad (5.8)$$

Dónde: A_t es el área de la sección transformada; I_{xx-t} momento de inercia respecto del eje X; I_{yy-t} momento de inercia respecto del eje Y

Luego se determina el área e inercias totales:

$$A_{Total} = A_h + A_t \quad (5.9)$$

$$I_{xx-Total} = I_{xx-h} + I_{xx-t} \quad (5.10)$$

$$I_{yy-Total} = I_{yy-h} + I_{yy-t} \quad (5.11)$$

5.3.1.2 Dimensiones Equivalentes de la sección compuesta de hormigón y acero

5.3.1.2.1 Sentido de Análisis eje X

Se plantean dos ecuaciones que servirán para encontrar las secciones equivalentes de solo hormigón:

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{eq} * h_{eq} = A_{Total} \\ \frac{b_{eq} * h_{eq}^3}{12} = I_{xx-Total} \end{array} \right.$$

Dónde: I_{xx} , inercia total en el eje X; A_{Total} es el área total de hormigón

Resolviendo este sistema se obtiene finalmente la altura equivalente de solo hormigón:

$$h_{eq} = \sqrt{\frac{12 * I_{xx-Total}}{A_{Total}}} \quad (5.12)$$

$$b_{eq} = \frac{h_{eq}}{A_{Total}} \quad (5.13)$$

Dónde: h_{eq} , altura equivalente calculada ecuación (5.12); A_{Total} es el área total de hormigón

5.3.1.2.2 Sentido de Análisis eje Y

Se plantea una nueva ecuación para encontrar las secciones equivalentes para este sentido de análisis:

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{eq} * h_{eq} = A_{Total} \\ \frac{h_{eq} * b_{eq}^3}{12} = I_{yy-Total} \end{array} \right.$$

Se resuelven las ecuaciones planteadas y se obtienen las secciones equivalentes en este sentido de análisis:

$$h_{eq} = \sqrt{\frac{12 * I_{yy-Total}}{A_{Total}}} \quad (5.14)$$

Dónde: I_{yy} , inercia total en el eje Y; A_{Total} es el área total de hormigón

Se usa de la misma manera la ecuación (5.13) para obtener la base equivalente en este sentido de análisis.

5.4 REFORZAMIENTO DE VIGAS CON PLACAS DE ACERO

Se analiza la viga del paraboloide con la placa en la parte superior para solucionar el volcamiento en el nudo columna cruz- paraboloide, con el siguiente esquema, para obtener la capacidad a flexión, figura 5.2:

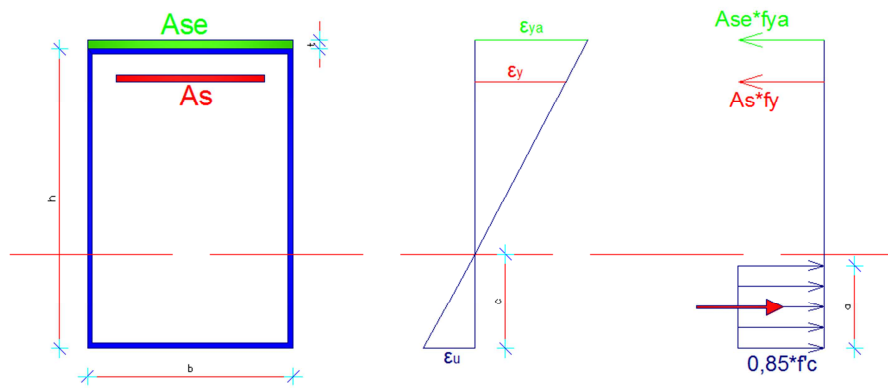


Figura 5.3: Diagrama de Capacidad de Sección de la viga del Paraboloides

Se obtiene el área de la placa: Con un espesor asumido inicialmente.



(5.15)

Se determina el valor “a” del bloque de Whitney, haciendo equilibrio del diagrama como se muestra:

Dónde: f_y es el Límite de fluencia acero de refuerzo. 4200 (Kg/cm²); f_{yp} es el límite de fluencia para la placa de refuerzo acero A-36. 2950 (Kg/cm²); A_s es el Acero de refuerzo (cm²); A_{sp} es el Acero placa; b es la Base de la viga (según el paraboloides)

(5.16)

Luego se calcula el momento nominal de la viga en cuestión, haciendo sumatoria de momentos en el centro de gravedad del diagrama del bloque de Whitney:

$$-$$

Dónde: M_n es el Momento nominal viga; A_s es el Acero de refuerzo; f_y es el límite de fluencia acero, 4200 kg/cm²; d es la altura efectiva viga; a es la profundidad del bloque de Whitney; A_{sp} es el Acero placa superior; f_{yp} es el límite de fluencia de placa de refuerzo; h es la altura viga

Una vez calculado dicho momento, se determina el momento último, se reduce el momento nominal con un factor Φ , en el NEC-11 especifica $\Phi=0.9$ a flexión, y por seguridad en cuanto a la adherencia entre la placa y el paraboloides, usamos $\Phi=0.8$, como premisa de diseño.

$$(5.18)$$

5.5 REFORZAMIENTO DE VIGAS CON FIBRAS DE CARBONO

Se inicia el análisis con el diagrama de Euler para el hormigón de una viga simple:

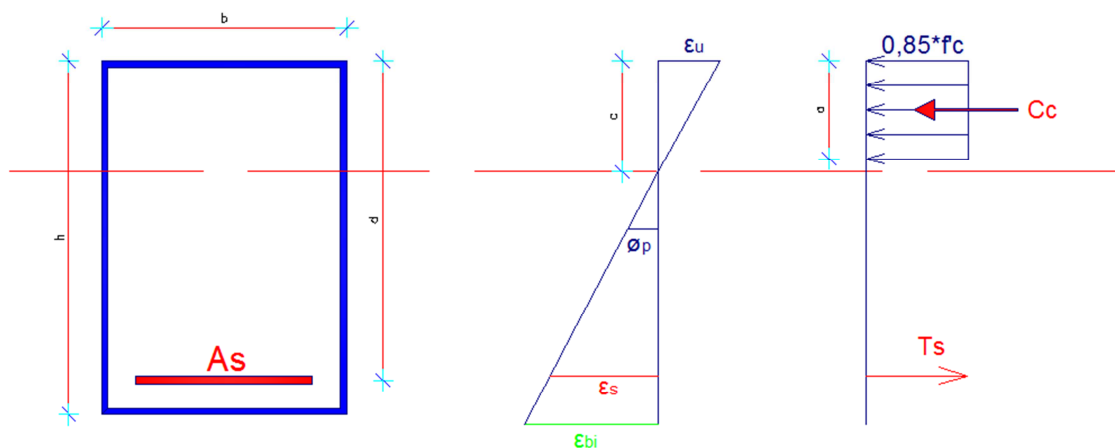


Figura 5.4.: Viga simplemente armada

Determinamos la deformación en el sitio de la fibra, y al conocer la fórmula de la rigidez a flexión de la sección tenemos:

$$\text{---} \tag{5.19}$$

Dónde: E , es el módulo de elasticidad hormigón; I_c la Inercia; M_p el momento, es la curvatura asociada al momento

También,

$$\text{---} \tag{5.20}$$

Para determinar esta curvatura se observa la figura 5.3, en donde la viga de base b , y de altura h , altura efectiva d , para armadura a tracción A_s . La curvatura Φ_p , se obtiene del diagrama de deformaciones, por relación de triángulos:

$$\text{---} \tag{5.21}$$

Dónde: ϵ_s , es la deformación en el sitio donde se va a colocar la fibra en la parte inferior de la viga,

$$\text{---} \tag{5.22}$$

Reemplazamos Ec.5.8y en Ec.5.10:

$$\text{---} \tag{5.23}$$

5.5.1 Diseño a flexión:

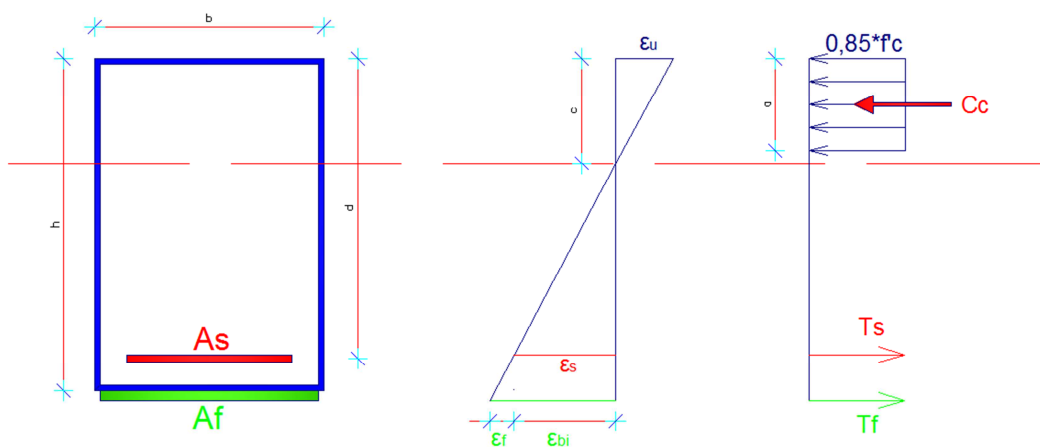


Figura 5.5.: Viga con fibra de Carbono

Se calculan las deformaciones que se presentan de la figura 5.4, por relación de triángulos, ósea por compatibilidad de deformaciones:



Procedemos a calcular los esfuerzos que gobiernan en este diagrama, para ello debemos partir de este concepto:

Dónde: ϵ_s , es la deformación de la fluencia del acero; f_s , es el esfuerzo de fluencia del acero; E_s , es el Módulo de elasticidad del acero, y por lo tanto la deformación ϵ_s , esta dado por:

$$\epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \tag{5.24}$$

Todo esto es debido a que se considera el incremento de esfuerzo en la zona de endurecimiento del acero:

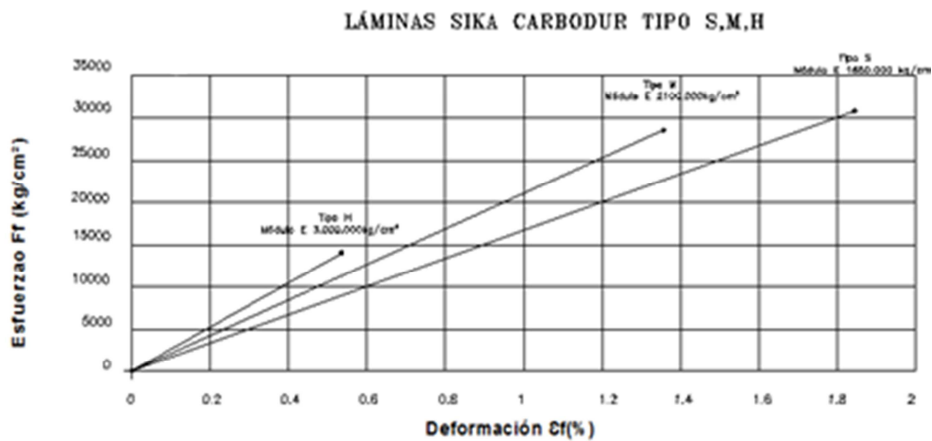


Figura 5.6.: Relación de esfuerzo-deformación en varios tipos de láminas

Para cualquier lámina, se tiene que obedecer la siguiente expresión del esfuerzo en la lámina:

$$F_f = E_f * \varepsilon_f \quad (5.25)$$

Obtenidos los esfuerzos se determinan las fuerzas en la fibra con la siguiente expresión:

$$T_f = A_f * F_f \quad (5.26)$$

Por lo tanto se parte del diagrama de la figura 5.4, y tener equilibrio de fuerzas como se presenta a continuación:

$$T_f + T_s = C_c \quad (5.27)$$

Al sustituir los valores de las fuerzas en la anterior ecuación hallamos la profundidad del eje neutro “c”:

$$c = \frac{A_f * F_f + A_s * f_s}{0.85 * f'_c * b * \beta_1} \quad (5.28)$$

Esta profundidad del eje neutro se lo hace iterativamente, cuando ya se tenga definida la profundidad del eje neutro, se determina el momento nominal (Mn) de la viga, con la siguiente ecuación:

$$M_n = A_s * f_s * \left(d - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) + 0.85 * A_f * F_f * \left(h - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) \quad (5.29)$$

Luego la capacidad a flexión se reduce por un factor $\Phi=0.8$, de tal manera que el momento último está dado por la siguiente expresión:

$$M_u = \Phi * M_n \quad (5.30)$$

5.6 INCORPORACIÓN DE NEOPRENO EN VOLADOS DEL PARABOLOIDE

El presente reforzamiento controla los desplazamientos máximos como consecuencia del sismo vertical, la ubicación del neopreno en los bloques paraboloideos se lo puede observar en el Anexo E.

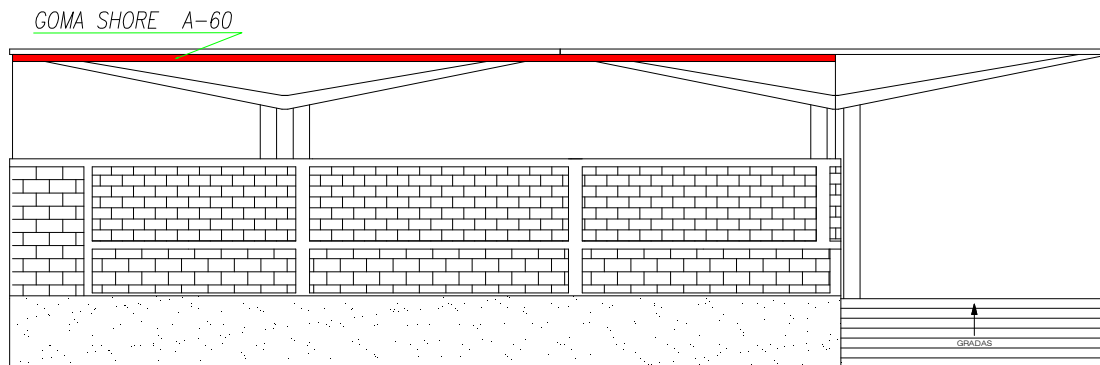


Figura5.7.: Detalle colocación de Shore en Volados del Paraboloide

El modelo matemático consiste en determinar la rigidez que aporta el Shore ya sea vertical como horizontalmente se lo calcula de la siguiente manera:

- Área del Shore:

$$A_{shore} = L_{contacto} * e \quad (5.31)$$

- Rigidez Vertical:

$$K_v = \frac{E_c * A_s}{h} \quad (\text{Kg/cm}) \quad (5.32)$$

- Rigidez Horizontal:

$$K_H = \frac{G_c * A_s}{h} \quad (\text{Kg/cm}) \quad (5.33)$$

5.7 REFORZAMIENTO POR DEFLEXIONES

El análisis de cargas verticales se hace en las vigas presentes en los pórticos de con paraboloideos, se debe encontrar la deflexión máxima que presenta en el punto de análisis que se desea conocer, se chequea en el punto medio del claro de la viga.

Para ello se aplica el análisis matricial de estructuras (Aguilar R. “Análisis Matricial de Estructuras” 2004, Cap. 3), utilizando las funciones de forma para el tipo de carga, y modelo de viga en estudio. Se usa las Funciones de Forma, que sirven para determinar las deflexiones, presentadas en el Capítulo 1:

La interpretación estática de estas funciones de forma es:

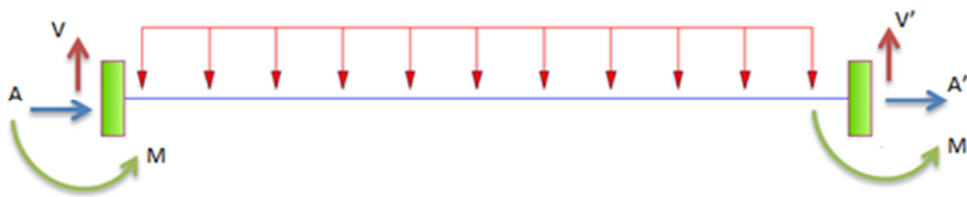


Figura 5.8.: Modelo matemático de una viga con funciones de forma

5.7.1 Obtención del Momento nominal del perfil metálico y losa de hormigón

Una de las soluciones para contrarrestar la deflexión existente y los esfuerzos generados por acción sísmica es la de incorporar un perfil “T”, figura 5.9 en los pórticos donde no existan vigas. La sección transversal es la siguiente:

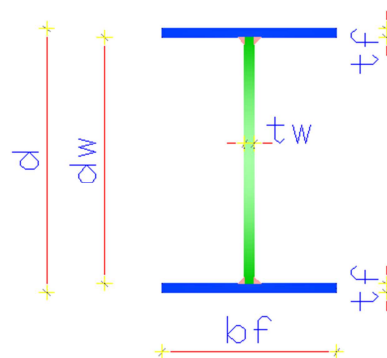


Figura 5.9.: Nomenclatura perfil metálico

Se analiza para la losa plana alivianada de los bloques Biblioteca y Administrativos, en donde los nervios son de sección variable, y se relaciona la inercia y al área obtenida, a un área e inercia equivalente, determinando una nueva sección de la losa:

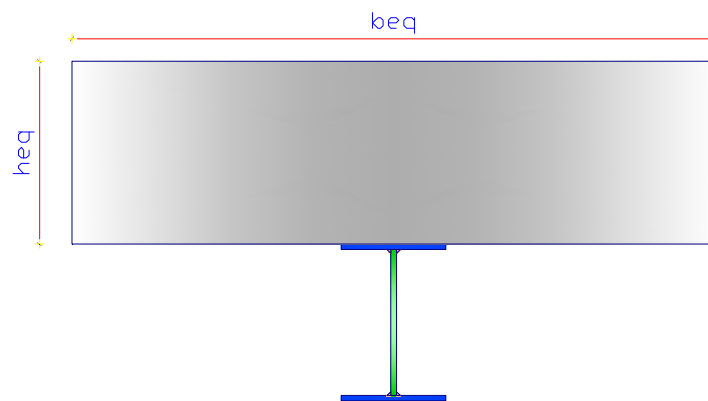


Figura 5.10.: Sección de hormigón equivalente sobre perfil metálico

Se calculan las propiedades de la viga “I”^(5.2), entre las más importantes son:
 $E_a = 2100000 \text{ kg/cm}^2$, Peso específico = 7850 Kg/cm^3 , Acero A-36

- Área de la sección transversal:

$$A = 2 * b_f * t_f + (d - 2 * t_f) * t_w \quad (5.34)$$

- Momento de Inercia con respecto al eje mayor resistencia, I_{x-x} :

$$I_{x-x} = \frac{1}{12} [b_f * d^3 - (b_f - t_w) * (d - 2 * t_f)^3] \quad (5.35)$$

Ahora se procede a trabajar con la sección compuesta, en la que se hallan sus propiedades, siguiendo los siguientes pasos:

1. Se usan las propiedades encontradas anteriormente que son el área y la inercia de la viga de acero sola

^(5.2) SOTO, H. (S.F) “*Diseño de Estructuras Metálicas*”, Cap. 8, pág. 123.

2. Luego se obtiene una relación modular (n), parámetro que servirá para transformar una sección de hormigón a una de acero, ecuación 5.5
3. Se determina la base efectiva de la sección transformada de hormigón, figura 5.10:

$$ef = \frac{b_e}{n} \quad (5.36)$$

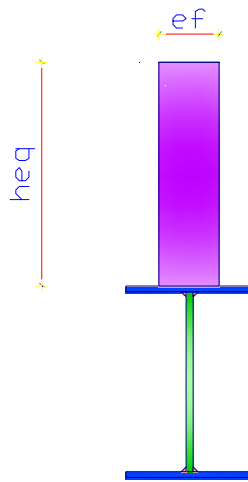


Figura 5.11.: Sección transformada solo acero

4. El área total de la sección transformada que es la siguiente:

$$A_t = A_c + A_s \quad (5.37)$$

Dónde: A_c es el Área de la sección de hormigón transformada; A_s es el Área transversal del perfil

5. El eje neutro de la sección transformada, que está dado por la siguiente expresión:

$$\bar{y} = \frac{\sum A*y}{\sum A} = \frac{\sum A*y}{A_t} = \frac{A_s*\left(\frac{d}{2}\right) + A_c*\left(\frac{d}{2} + \frac{t_s}{2}\right)}{A_t} \quad (5.38)$$

Se calcula el área total y la inercia con respecto al eje X-X de la sección transformada. Cuyo proceso pertenece a la siguiente ecuación:

$$(5.39)$$

6. Para determinar el momento nominal de la viga compuesta, utilizamos el esquema de la figura 5.12, en donde se analiza el bloque de Whitney, que corresponde a un diagrama esfuerzo – deformación del concreto y del acero, cuya magnitud y posición es similar de la fuerza de compresión y tracción.

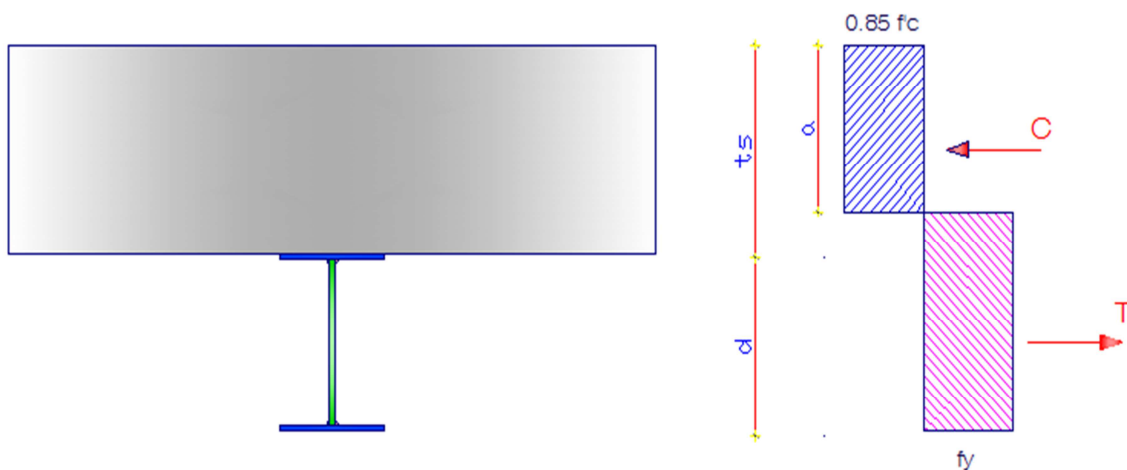


Figura 5.12.: Diagrama de Whitney de la sección equivalente de hormigón y acero

El momento nominal está dado por:

$$(5.40)$$

El brazo del par elástico es:

$$- \quad - \quad (5.41)$$

Con esta ecuación se obtiene el momento resistente nominal “Mn” de la sección compuesta, se aplica el siguiente proceso: ^(5.3)

^(5.3) SOTO, H., (S.F.) “Diseño de Estructuras Metálicas”, Cap. 8, pág. 391.

Tensión por flexión: La fuerza por tensión T, está dado por el siguiente producto:

$$T = A_s * f_y \quad (5.42)$$

Como la viga trabaja a flexión pura para las dos fuerzas, de compresión y tensión, deben ser iguales, es decir:

$$C = 0.85 * f'_c * e_f * a = T \quad (5.43)$$

Se despeja C o T, de la anterior ecuación, en donde obtendremos el valor del bloque de profundidad “a”, que es:

$$a = \frac{T}{0.85 * f'_c * e_f} \quad (5.44)$$

5.7.1.1 Cálculo de conectores de corte

Se diseñan los conectores que irán en la viga y que se conecta con el hormigón, que son los pernos Hilti, y se considera el menor valor de los esfuerzos cortantes:

$$V_h = \frac{0.85 * f'_c * A_c}{2} \quad y \quad V_h = \frac{0.6 * f_y * A_{sp}}{2} \quad (5.45)$$

Dónde: A_c es el Área del ala efectiva del hormigón (cm²); A_{sp} , área del perno (cm²)

- Número mínimo de conectores:

$$N_2 = N_1 \frac{\left(\frac{M * \beta}{M_{max}} - 1\right)}{\beta - 1} \quad (5.46)$$

Dónde: M es el momento (menor al momento máximo) en el punto de carga concentrada; N_1 , es el número de conectores requeridos entre el punto de momento máximo y momento nulo, determinado por la relación V_h/q , (cuyo valor se observa en la tabla 5.2); $\beta = S_{tr}/S_s$, que es la relación del módulo resistente de la sección transformada con el módulo resistente de la viga de acero

Tabla 5.2: Esfuerzo admisible para un conector (q)

Conector de Corte (b)	Resistencia a la Compresión del Hormigón (f'c), Ksi		
	3.0 (≅ H20)	3.5 (≅ H24)	> 3.5 (≅ H24)
1/2" Ø x 2"	5.1 (2313 Kg.)	11.5 (5216 Kg.)	5.9 (2676 Kg.)
5/8" Ø x 2-1/2"	8.0 (3628 Kg.)	8.6 (3900 Kg.)	9.2 (4173 Kg.)
3/4" Ø x 3"	11.5 (5216 Kg.)	12.5 (5670 Kg.)	13.3 (6032 Kg.)
7/8" Ø x 3-1/2"	15.6 (7076 Kg.)	16.8 (7620 Kg.)	18.0 (8164 Kg.)

5.7.1.2 Deflexiones en perfil metálico

Se chequea la deflexión en el centro del claro del perfil metálico:

- ✓ Deflexión actuante:

$$\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E a \cdot I} \quad (cm) \quad (5.48)$$

- ✓ Deflexión permitida:

$$\Delta p = \frac{L}{480} \quad (cm) \quad (5.49)$$

La ecuación (5.49), es la deflexión máxima permitida por al ACI 2005, para elementos no estructurales que pueden sufrir daño, en este caso se tienen grandes ventanales bajo los paraboloides, los mismos que pueden fallar por una excesiva deformación.

Los grandes momentos que se generan en los nudos por cargas sísmicas deben ser absorbidos por el perfil metálico calculado, para generar este estado el modelo matemático de la viga metálica debe ser empotrada a las columnas y unido correctamente a la losa a través de los conectores de corte, esto se logra soldando el perfil metálico con las placas del encamisado de la columna.

5.8 REFORZAMIENTO PLINTOS

Para el reforzamiento de plintos se presentan tres alternativas, figura 5.13:

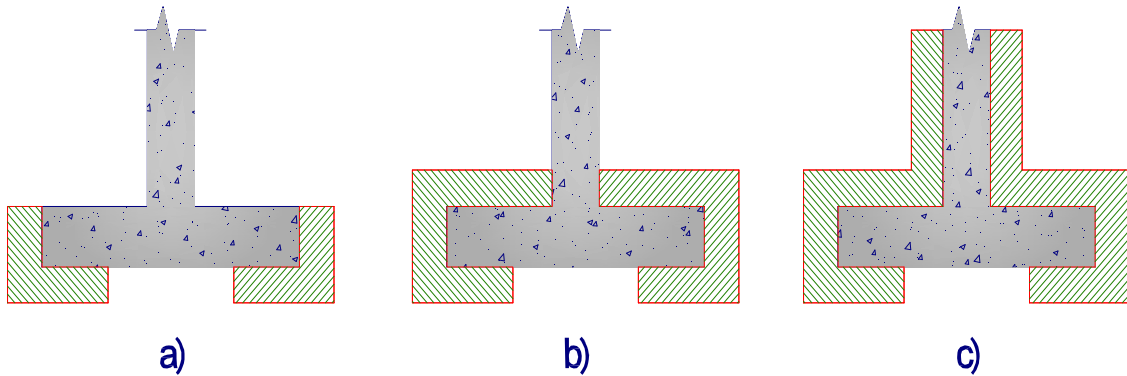


Figura 5.13.: Tipos de reforzamiento para plintos

La alternativa a, se usa cuando se tiene poca carga axial y momento, se entiende que con esta alternativa ya se cumple con la capacidad al corte; la alternativa b, es adecuada cuando la alternativa a no satisface la capacidad al corte y punzonamiento; finalmente la alternativa c, es para casos en que se encamisa la columna, es por ello que en esta tesis se usa esta opción.

Sea b y L las dimensiones del plinto original, al momento de reforzar la cimentación se tendrán nuevas dimensiones denominadas b_r y L_r , longitudes del reforzamiento que se considera en la Figura 5.14.:

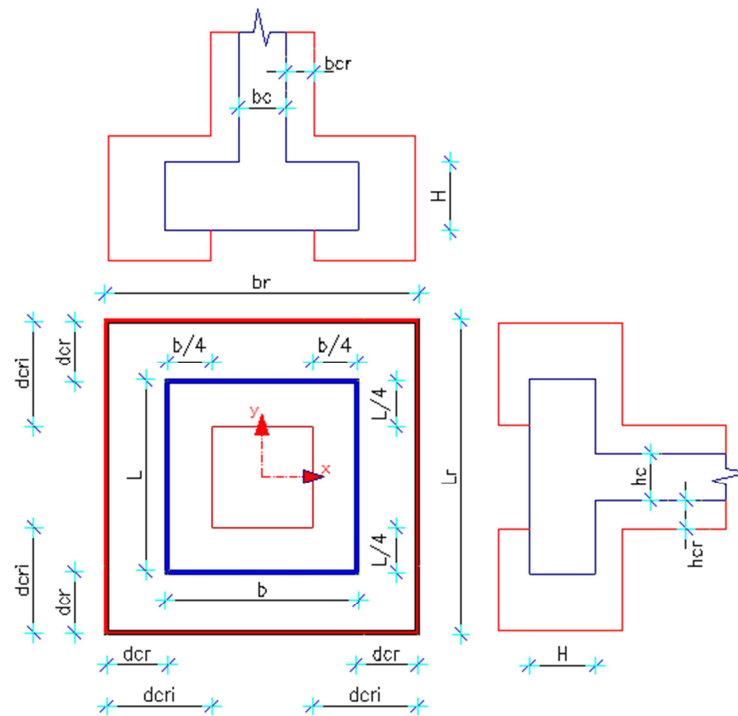


Figura 5.14.: Nomenclatura usada en plinto reforzado

En donde la dimensión dcr que es el ancho del reforzamiento, se impone con criterio para el reforzamiento, se recomienda que este valor no sea menor a 10 cm, por facilidad constructiva en cuanto a la colocación del armado adicional y del encofrado del refuerzo.

La longitud $dcri$ que es el ancho inferior de la base del plinto reforzado. El ancho del pie de columna reforzado, brc y hcr , se coloca a lo largo del cuello de columna, debe ser consecuente al ancho dcr .

5.8.1 Diseño de la armadura a flexión

Los esfuerzos se obtienen de la misma manera que un plinto aislado (se recomienda revisar teoría de plintos), en el reforzamiento se consideran dos puntos críticos de análisis para la obtención de los esfuerzos, el primero en la cara de la columna reforzada $q3$, y el

segundo en el borde inferior interno del plinto reforzado q_4 , los esfuerzos q_1 y q_2 en las esquinas exteriores del plinto reforzado se los obtendrán con las mismas fórmulas de cálculo, como se muestra en la figura 5.15:

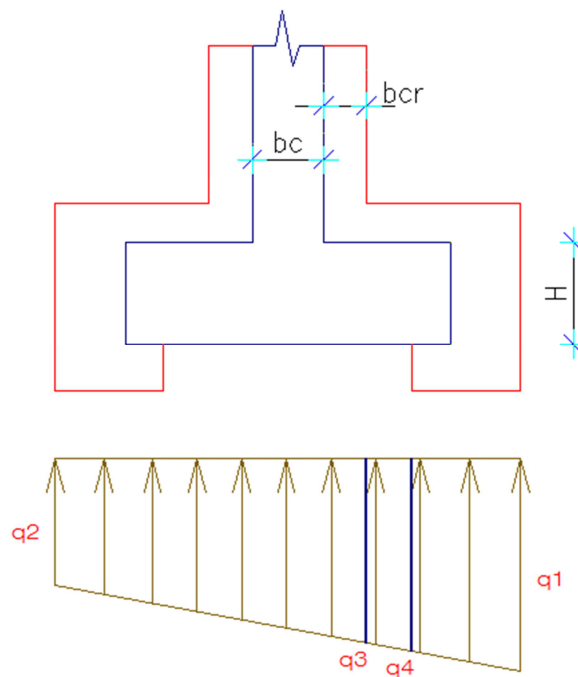


Figura 5.15.: Diagrama de esfuerzos del suelo bajo el plinto reforzado

Los esfuerzos q_3 y q_4 son la base para obtener el momento último en los dos puntos críticos mencionados respectivamente para el diseño a flexión como viga, con las dimensiones nuevas de reforzamiento adoptado, se requiere calcular el Momento resistente del plinto original, con su armadura por metro de ancho para comparar con los momentos últimos en estas dos caras, se usa la siguiente expresión para la obtención del momento resistente:

$$\text{-----} \quad (5.50)$$

Dónde: Asp es el Área en cm^2 del acero de refuerzo del plinto existente por metro lineal; Φ con valor 0.9, pero por factor de seguridad se coloca 0.8; d es la Altura efectiva, tomar en cuenta anchos de reforzamiento colocados; b es la Base del plinto existente; f_y es el Límite de fluencia del acero A-36 (4200 kg/cm^2); f'_c es el Esfuerzo de compresión del hormigón kg/cm^2

El programa *Plinto_reforzado*, calcula directamente las longitudes y los valores necesarios, el usuario debe ser cauteloso al ingresar estas nuevas distancias, de esta manera se presenta la nomenclatura que el programa usa para determinar las distancias en ambos sentidos, para cada punto crítico de análisis:

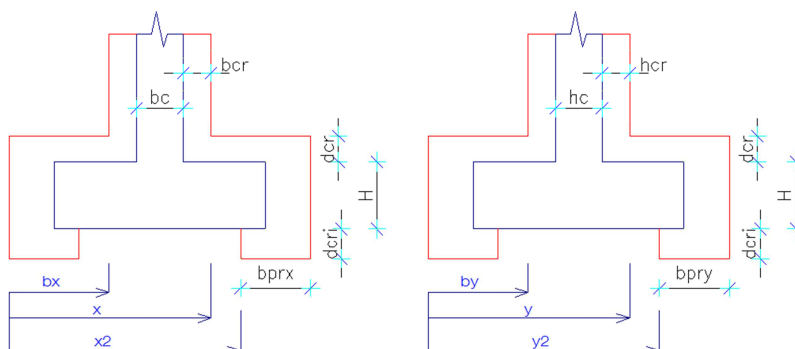


Figura 5.16.: Nomenclatura para el análisis de plintos reforzados

5.8.2 Obtención de esfuerzo máximo admisible para la cimentación reforzada:

Se calcula el esfuerzo con las medidas adoptadas, ya sea a lo largo y ancho del plinto:

$$\text{---} \quad \text{---} \quad (5.51)$$

Pero también se debe calcular el acero mínimo por un metro de ancho, la norma específica que está dado por:

$$\text{---} \quad (5.52)$$

5.9 ANÁLISIS DE NUDOS: CONEXIONES LOSA NERVADA- COLUMNA

5.9.1 Tipos de conexiones

Se presentan dos tipos de nudo en la conexión losa nervada- columna, que son: nudo esquinero y nudo exterior, como se indica en la figura 5.17,

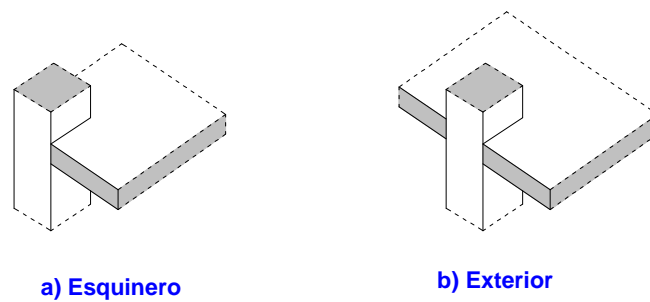


Figura 5.17.: Tipo de nudos analizados en bloques paraboloides

5.9.2 Fuerzas en un nudo

Para conocer las fuerzas que actúan en un nudo se toma el modelo de un nudo tipo.

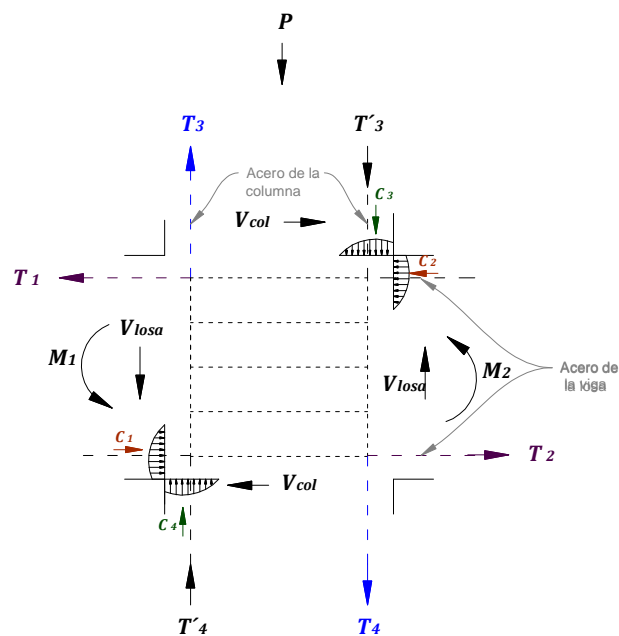


Figura 5.18.: Fuerzas externas en el nudo

Dónde: T son las fuerzas de tracción; C las fuerzas de compresión; V_{col} es el cortante generado por la columna; V_j es el cortante horizontal aplicado al nudo; V_{losa} es el cortante generado por la losa; V_{jv} es el cortante vertical aplicado.

5.9.3 Controles en la conexión

5.9.3.1 Control de la resistencia al corte

5.9.3.1.1 Resistencia al cortante horizontal aplicado al nudo

El nudo debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi V_n \geq V_j \quad (5.53)$$

Dónde: V_n es el cortante resistido por el nudo; V_j es el cortante aplicado al nudo; ϕ es el factor de reducción de capacidad (0.85).

$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1.7 f'_c b} \right) \quad (5.54)$$

$$M_2 = A_{s2} \alpha F_y \left(d - A_{s2} \alpha \frac{F_y}{1.7 f'_c b} \right) \quad (5.55)$$

Dónde: $\alpha = 1.25$; M_1 , M_2 , capacidad a flexión positiva y negativa de la losa Figura. 5.18; F_y es resistencia a la fluencia del refuerzo, (kg/cm²); f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, (kg/cm²); b es el ancho de la losa que llega al nudo, cm; d es la altura efectiva de la losa, cm; A_{s1} es la armadura del refuerzo longitudinal superior de la losa; A_{s2} es la armadura del refuerzo longitudinal inferior de la losa.

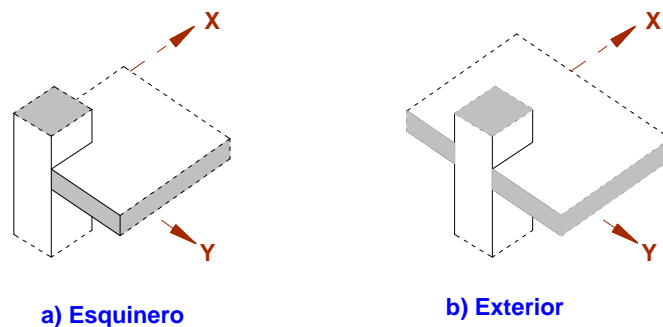


Figura 5.19.: Direcciones de análisis en los nudos analizados

En nudos esquineros se diseña para las dos direcciones X y Y perpendicular al borde, es decir, únicamente existe M_1 siendo $M_2 = 0$.

En nudos exteriores en el sentido de análisis X, perpendicular al borde, únicamente existe M_1 siendo $M_2 = 0$ y en el sentido de análisis Y, paralelo al borde existen los dos momentos M_1 y M_2 .

V_{col} : Es el cortante en la columna superior, si no existe carga axial en las losas, también será igual al cortante en la columna inferior. Por lo tanto el cortante V_{col} para nudos exteriores en el sentido paralelo al borde es:

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H} \quad (5.56)$$

Para nudos exteriores y esquineros, sentido perpendicular al borde el V_{col} se expresa:

$$V_{col} = \frac{M_1}{H} \quad (5.57)$$

Donde H : Distancia entre puntos de inflexión de las columnas. El punto de inflexión de una columna puede ser supuesto a media altura, esto se cumple para pisos intermedios.

Se puede definir entonces que la fuerza cortante aplicada al nudo V_j , en nudos exteriores en el sentido paralelo al borde es igual:

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{col} \quad (5.58)$$

Para nudos exteriores y esquineros, sentido perpendicular al borde se expresa:

$$V_j = T_1 - V_{col} \quad (5.59)$$

La mayor parte de estas fuerzas T_1 y C_2 son transmitidas al nudo a través de la adherencia de los aceros A_{s1} y A_{s2} dentro del nudo.

$$T_1 = A_{s1} \alpha F_y \quad (5.60)$$

$$C_2 = A_{s2} \alpha F_y \quad (5.61)$$

5.9.3.2 Resistencia al cortante horizontal resistido por el nudo, V_n

El cortante nominal se calcula con la siguiente expresión:

$$V_n = \gamma \sqrt{f'c} A_j \quad (5.62)$$

Para nudos exteriores..... 4.0 $\sqrt{f'c} A_j$

Para nudos esquineros..... 3.2 $\sqrt{f'c} A_j$

Donde $f'c$ está expresado en kg/cm^2 ; A_j , es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo calculada como el producto de la profundidad h_j del nudo por su ancho efectivo b_j .

$$A_j = b_j * h_j \quad (5.63)$$

Se considera que:

$$h_j = h_c$$

El ancho efectivo del nudo b_j debe ser el ancho total de la columna b_v

5.9.3.3 Resistencia al cortante vertical aplicado al nudo, V_{jv}

Aplicable para nudos exteriores y esquineros, se tiene:

$$V_{jv} = V_j * \left(\frac{h_v}{h_c} \right) \quad (5.64)$$

Dónde: V_j es el cortante horizontal aplicado al nudo y V_{j_v} es el cortante vertical aplicado al nudo. Si $V_{j_v} < V_j$, no se tendrá problema de corte vertical. Se debe comprobar que el peralte de las losas h_v sea menor al peralte de la columna h_c .

$$h_v < h_c$$

5.9.3.4 Resistencia al cortante vertical resistido por el nudo, Vn_v

Si la condición anterior $V_{j_v} < V_j$, se cumple, no es necesario revisar Vn_v , resistencia nominal al cortante vertical resistido por el nudo, pues esta también cumplirá.

Sin embargo se analiza que la armadura longitudinal *mínima* de una columna debe estar compuesta por 8 varillas, 4 de ellas ubicadas en los extremos y 4 en la parte central.

5.9.4 Control de deterioro de adherencia

- a) El refuerzo longitudinal de una losa que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción, como se verá en la longitud de anclaje.
- b) Donde el refuerzo longitudinal de una losa atraviesa una unión losa nervada losa-columna la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la losa no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de losa de mayor diámetro, lo propio para la dimensión de la losa.

$$h_c \geq 20 \phi_{viga} \quad (5.65)$$

$$h_v \geq 20 \phi_{columna} \quad (5.66)$$

5.9.5 Control del refuerzo de confinamiento

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} se lo calcula independientemente en cada dirección y se

lo coloca en dirección perpendicular a la dimensión h'' utilizada, como se indica en la figura:

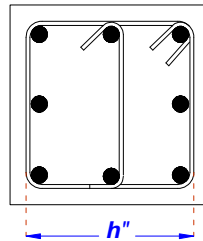


Figura 5.20.: Recomendación de acero en cara de columna

Consideraciones para el acero de refuerzo, donde el A_{sh} deberá ser el máximo valor entre:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (5.67)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h h'' f'_c}{f_{yh}} \quad (5.68)$$

Donde s_h es la separación del refuerzo transversal dentro del nudo; h'' es la dimensión transversal del núcleo medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal, A_{ch} es el área del núcleo de la columna, medida exteriormente a refuerzo trasversal, cm^2 ; A_g es el área bruta de la sección de la columna, cm^2 ; f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, kg/cm^2 ; f_{yh} es la resistencia a la fluencia f_y del refuerzo transversal, kg/cm^2

5.9.5.1 Separación del refuerzo transversal s_h

El valor de s_h debe ser el menor valor de:

$$\left\{ \frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; \quad 6 \phi_{col}; \quad 15 \text{ cm} \right\}$$

5.9.6 Control de longitud de anclaje

El refuerzo longitudinal de una losa que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna. La longitud requerida de

anclaje $l_{dh_{req}}$ para las varillas de una losa que termina en un nudo debe ser menor que la longitud de anclaje disponible $l_{dh_{disp}}$

$$l_{dh_{req}} < l_{dh_{disp}}$$

Se debe tomar muy en cuenta la sección crítica considerada donde la longitud de desarrollo empieza.

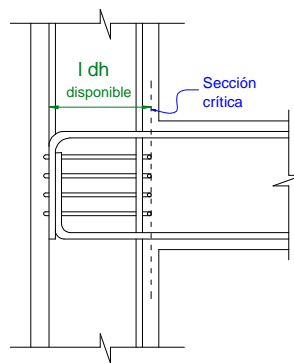


Figura 5.21.: Longitud de anclaje disponible

El anclaje para tracción se determina analizando la longitud de desarrollo l_{dh} , la longitud l_{dh} requerida para una barra con gancho estándar de 90° en concreto de peso normal es:

$$l_{dh_{req}} = \frac{f_y \phi_v}{17.2 \sqrt{f'_c}} \quad (5.69)$$

Donde ϕ_v es el diámetro del refuerzo de la varilla, f'_c y f_y está expresado en kg/cm^2

El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, si el espaciamiento de estribos, $sh < 3 \phi_v$, entonces se puede reducir $l_{dh_{req}}$ en un 20%

$$l_{dh_{diseño}} = 0.80 l_{dh_{req}} \quad (5.70)$$

Durante el sismo está previsto que el recubrimiento se desprende por efecto cuando ya se haya agrietado por exceso de compresión y por progresión de las grietas de flexión de la losa hacia el interior de la columna.

Se destaca que la teoría presentada sirve para edificios con vigas descolgadas. No existe información para el caso de paraboloides hiperbólicos y columnas, por este motivo se trabajó con las condiciones más favorables de la conexión viga columna para edificios.

5.10 ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES

5.10.1 Análisis Carga Muerta (D):

Sus valores se obtienen considerando el peso específico del material de la estructura y el volumen de la estructura. En este estado comprenden las cargas propias de los elementos, como son de losa que en este caso es alivianada, pesos de mampostería, acabados, enlucidos y masillados, figura 5.22, cuyo análisis se presenta a continuación:

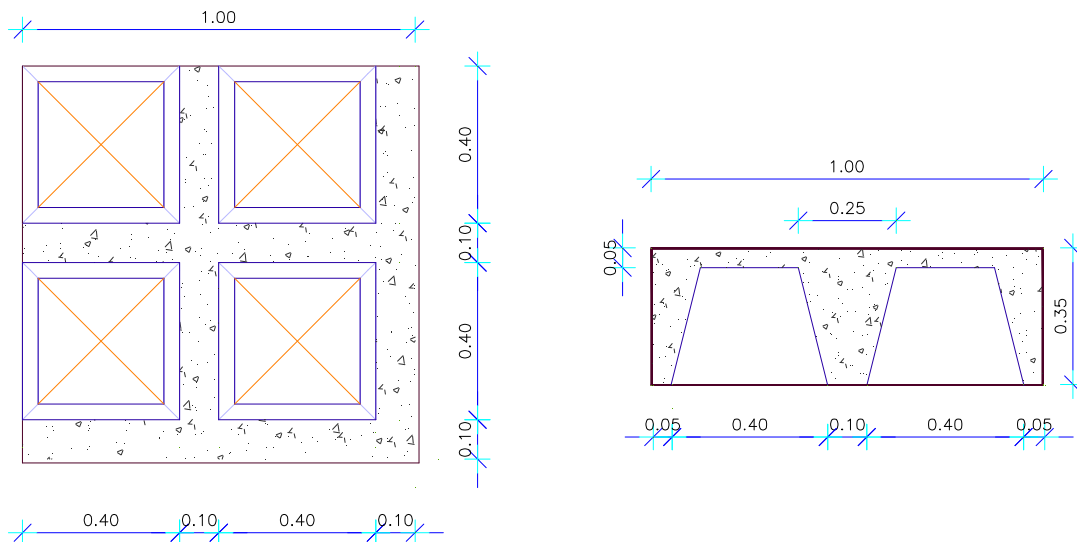


Figura 5.22.: Detalle de 1m² de losa nervada Bloques paraboloides

Tabla 5.3. Características Losa

CARACTERISTICAS LOSA		
Área Losa	1	m ²
Altura Losa	0.35	m
Altura Loseta	0.05	m
Altura Nervio	0.3	m
Ancho Nervio Superior	0.25	m
Ancho Nervio Inferior	0.1	m
Largo Nervio	1	m
Ancho Masillado	0.02	m
Peso Específico Ho. Armado	2.4	T/m ³
Peso Específico Porcelanato	1.6	T/m ³
Ancho Porcelanato	0.01	m

Se determinan los pesos por m² de: Loseta de compresión, de los nervios, para la mampostería se asume la carga de 137.5 kg/m², se añade el peso de enlucidos y Masillado, ver Anexo C, cuyo valor en T/m² es considerado para el análisis de cargas en los pórticos analizados.

La losa existente es plana, bidireccional, alivianada, en esta se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, de acuerdo con la Teoría de las líneas de Rotura, cuando la losa soporta cargas uniformemente distribuidas, como es la carga muerta, esta se fisura formando triángulos y trapecios a 45° del nudo, figura 5.23, es por ello que el análisis de la distribución de cargas es de la siguiente manera:

^(5.4) (ROMO. Marcelo. Publicación: Temas de Hormigón Armado. Capítulo 8. Pág. 151)

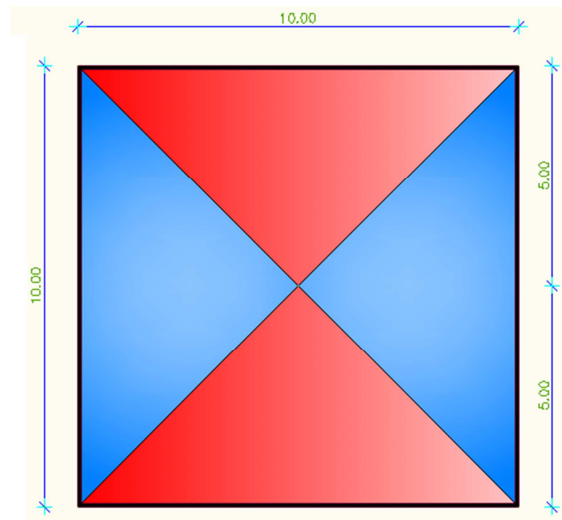


Figura 5.23.: Distribución de cargas losa plana aliviada.

Por esta razón para simplificar y facilitar el modelo matemático, la carga triangular se la transforma en una carga equivalente distribuida, figura 5.24, utilizando la siguiente expresión:

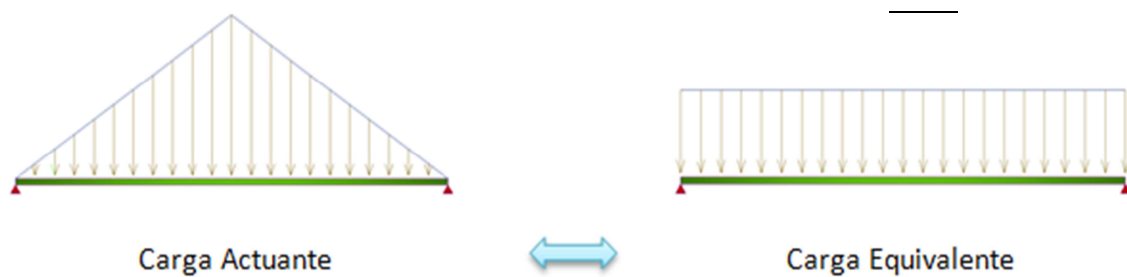


Figura 5.24.: Carga equivalente uniformemente distribuida

5.10.1.1 Carga muerta Paraboloides

El modelo se simplifica concentrando todas las cargas en una viga rectangular equivalente de sección promedio, Figura 5.25, a todo largo del paraboloide.

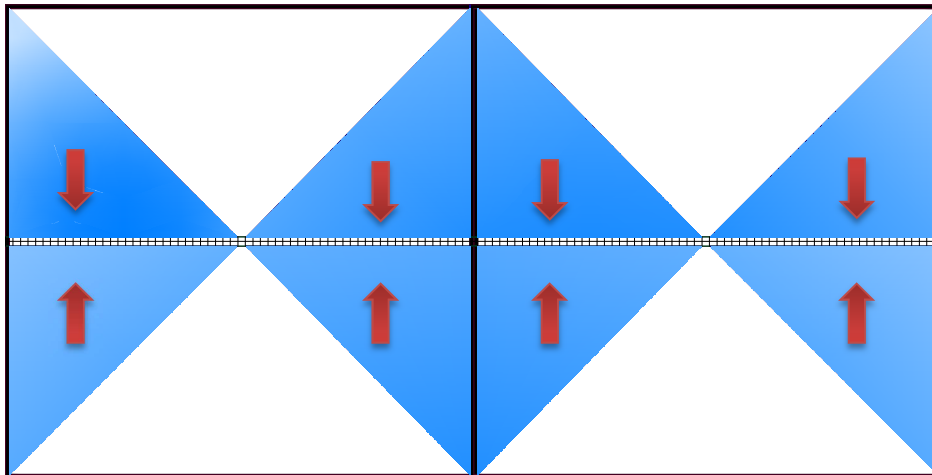


Figura 5.25. Peso por sección de los paraboloides

5.10.2 ANÁLISIS CARGAN VIVA (L):

Es la carga externa movable sobre una estructura que incluye el peso de la misma junto con el mobiliario, equipamiento, personas, etc., que actúa verticalmente. Por lo tanto el NEC-11, presenta valores referentes a la carga viva que se establecen para los diferentes usos de la estructura, la tabla se muestra a continuación:

Tabla 5.4: Carga Viva para Losa entre paraboloides

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m ²)	Carga Concentrada (kN)
<i>Sistemas de pisos para circulación</i>		
<i>Para Oficinas</i>	2.40	9.00
<i>Para centro de Computo</i>	4.80	9.00
<i>Soportes para luces cenitales y cielos rasos accesibles</i>		0.90
<i>Unidades educativas</i>		
<i>Aulas</i>	2.00	4.50

No se consideró carga viva sobre los paraboloides hiperbólicos, para la acción sísmica, debido a que es bastante complicado subirse a los mismos

CAPITULO VI: DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL DE LOS PARABOLOIDES ANALIZADOS

6.1 COMENTARIO:

El presente capítulo analizará el estado en que se encuentran los Paraboloides del Colegio Municipal “Fernández Madrid”, es fundamental determinar los problemas estructurales existentes, y así elegir la mejor opción de reforzamiento.

De esta manera se plantea si el refuerzo propuesto es suficiente, y que funcionará a lo largo de la vida útil de los paraboloides, verificando si la unión del refuerzo-estructura es óptima para soportar las solicitaciones sísmicas que requiere.

Esta ardua tarea implica intervenir en los paraboloides, cuyos futuros procesos de reforzamiento no alteren el estado actual de la misma y la agrave, ya que se trabaja con materiales nuevos acoplados a materiales antiguos y que los códigos recientemente han establecido normativas con respecto a reforzamientos sísmicos.

Previamente al análisis estructural se hace hincapié a la diferencia conceptual entre rehabilitación y refuerzo, si bien en ambos casos se trata de actuaciones en estructuras existentes, pero la diferencia está en el objetivo que se persigue.

Así, cuando únicamente se pretende aumentar la resistencia, la rigidez o ambas propiedades simultáneamente de una estructura o de un elemento estructural, se está hablando de una intervención de refuerzo. Ahora bien, si el objeto de la intervención es para que la construcción pueda emprender un nuevo ciclo de vida (como reciclarlo), se está hablando de una rehabilitación.

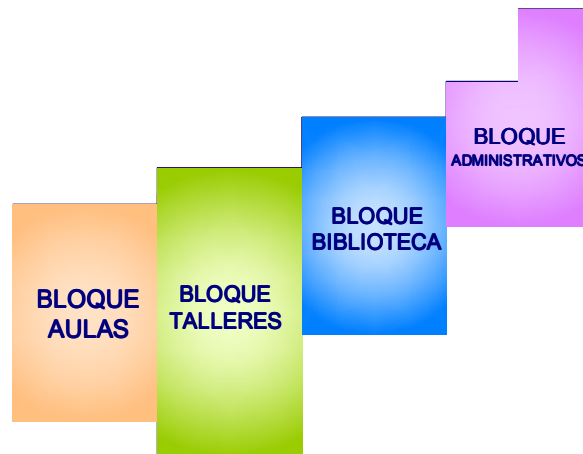


Figura. 6.1: Clasificación de Bloques Analizados

Por tanto, se entiende que un proyecto de rehabilitación pueda consistir en una reparación o en un refuerzo o en ambos, mientras que un proyecto de refuerzo estructural puede o no formar parte de un proyecto de rehabilitación; en nuestro caso se trata de reforzar los paraboloides.

Cada bloque tiene un uso específico y de esta manera se ha clasificado el análisis de cada uno de estos, de la siguiente manera (Figura 6.1): Bloque Aulas, Bloque Talleres, Bloque Biblioteca y Bloque Administrativos.

6.2.- PARABOLOIDES BLOQUE AULAS



Figura. 6.2: Bloque Aulas

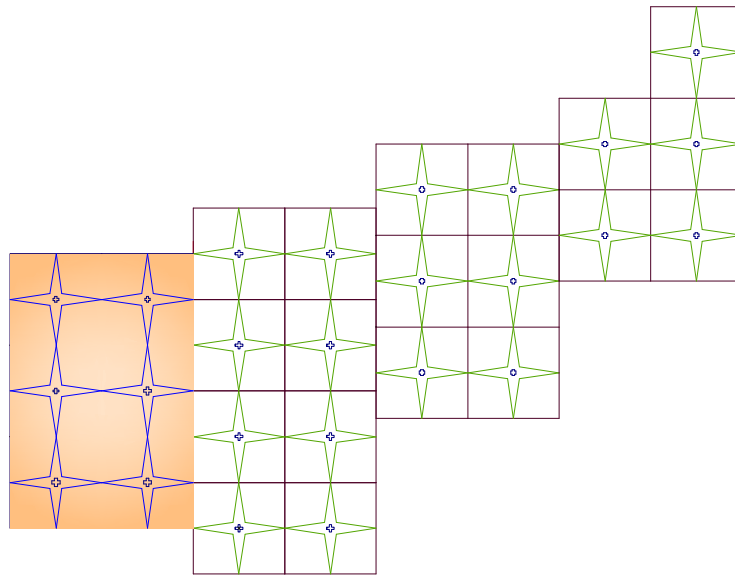


Figura. 6.3: Ubicación del Bloque Aulas

6.2.1.- Descripción del paraboloide sin reforzar

En este bloque funcionan parte de las aulas del Colegio Municipal Fernández Madrid, se observa en la figura 6.4, que se construyó un solo paraboloide que trabaja aislado del bloque, existiendo una junta de 5 cm con el contorno de los paraboloides del bloque.



Figura. 6.4: Junta del Paraboloide individual

Únicamente en este paraboloides individual se observa la construcción de vigas descolgadas de 50 cm de peralte y 20 cm de base, como primera apreciación en el nudo no tiene problemas de esfuerzos cortantes.



Figura. 6.5: Vigas descolgadas paraboloides individual

En la figura 6.6 pertenece al análisis de pórticos del eje D (Ver Anexo E, Plano B1), en la que intervienen dos paraboloides, donde existe el problema de *columna corta*^(6.1).



Figura. 6.6: Problema de Columna Corta

^(6.1) **Columna corta:** Es aquella que por su tamaño relativo a las demás del sistema al que pertenece o relativo a su diseño, en el cual fue diseñada con una longitud, pero ya construida trabajara como más corta, por lo cual tendrá mayor rigidez relativa que la que fue diseñada, podrá demandar mayores fuerzas, pero sin poder responder satisfactoriamente, por no haber sido diseñadas para esas demandas.

Otro problema que presenta este bloque, es el desplazamiento vertical que se efectuará ante un sismo vertical, como se muestra en la figura 6.7, la separación de las cubiertas entre el bloque aulas y el bloque talleres es de 60 cm, separados por perfiles metálicos y ventanales, que podrían ser perjudiciales si llegaran a destruirse por un terremoto. Este problema de desplazamiento vertical, por acción sísmica es común en este bloque en la que conjuntamente con el problema de columna corta, la ubicación de ventanales y mampostería representan un peligro interno del bloque.



Figura 6.7: Separación bloques de paraboloides

Se aprecia que el contorno de los paraboloides la construcción de elementos improvisados, que de algún modo han funcionado para mantener un ambiente cerrado de las aulas, pero siendo un potencial peligro, figura 6.8. También se ha levantado pórticos improvisados, con problemas de columna corta, siendo elementos muy vulnerables ante un sismo, que seguramente fallarán, figura 6.9.



Figura. 6.8: Presencia de ventanales en bordes de paraboloides



Figura. 6.9: Pórticos improvisados

6.2.2.- Sección equivalente

Para el análisis sísmico se utiliza la siguiente sección equivalente, como se menciona en el Capítulo 1:

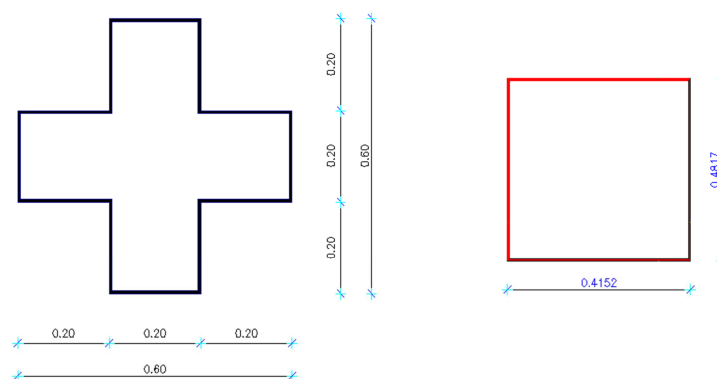


Figura. 6.10: Sección equivalente utilizada para columna de 60x60cm

Evaluando cada estructura con el Espectro del NEC-11, y utilizando el método de Superposición modal, se tienen los siguientes resultados para un solo paraboloides del bloque Aulas que se presenta a continuación:

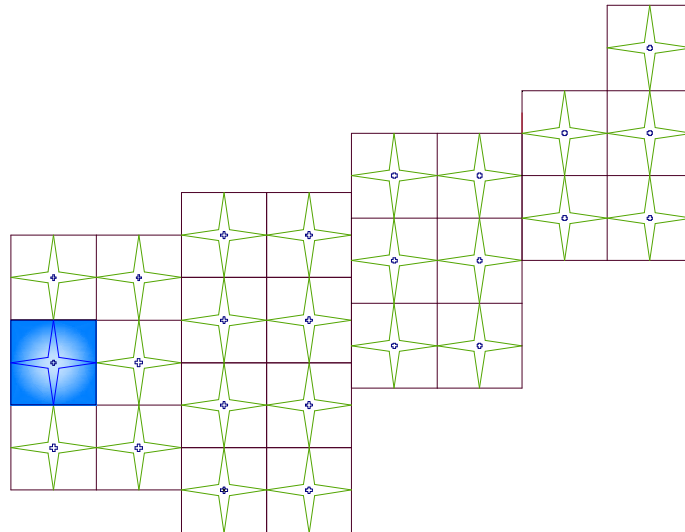


Figura. 6.11: Análisis de Un Paraboloides del Bloque Aulas

6.2.3.- Modos de vibración, periodos.

La plataforma computacional, CEINCI-LAB, ha facilitado el análisis sísmico de las estructuras mencionadas, para el estudio de un solo paraboloides del bloque aulas, figura 6.12, se usa el programa *Sin_reforzamiento_IX.m*, que es el siguiente:

```
% Análisis Sísmico de un Paraboloides Hiperbólico con
% Elementos Finitos Lineales. Utilizando NEC-11
% ANÁLISIS EN SENTIDO LONGITUDINAL (X)
% CEM: Fernández Madrid
% Dr. Roberto Aguiar, César Arciniegas, Johann Fuentes
% 24 de abril de 2012
%-----
nc=5;np=5; %Número de elementos finitos en columna y paraboloides
nt=nc+2*np; % Número total de elementos finitos
[CG,ngl]=cg_paraboloides(nc,np); %Cálculo del CG

GEN=[1 1 2 4 1 1 1;
6 6 7 0 0 0 0;
```

```

8 7 9 3 2 2 2;
7 6 8 0 0 0 0;
9 8 10 3 2 2 2];
[NI,NJ]=gn_portico(GEN);
NUDOS=[1 0.00 0.00 5 1 0.0 0.64;
7 -1.00 3.48 4 2 -1.0 0.28;
8 1.00 3.48 4 2 1.0 0.28];
[X,Y]=glinea_portico(NUDOS);
dibujo(X,Y,NI,NJ);
[L,seno,coseno]=longitud(X,Y,NI,NJ);
% SECCION=[i,b,h,nig,ii]
% i Número del elemento
% b Base de la sección del elemento
% h Altura de la sección del elemento
% nig Número de elementos a generar
% ii Incremento en la numeración de los elementos
SECCION=[1 0.415 0.482 4 1;
6 0.20 0.50 0 0;
7 0.20 0.50 0 0;
8 0.20 0.40 0 0;
9 0.20 0.40 0 0;
10 0.20 0.30 0 0;
11 0.20 0.30 0 0;
12 0.20 0.20 0 0;
13 0.20 0.20 0 0;
14 0.20 0.10 0 0;
15 0.20 0.10 0 0];
[ELEM]=gelem_portico(SECCION)
[VC]=vc(NI,NJ,CG)
E=sqrt(180)*12000*10;
[SS]=krigidez(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,E);
[MT]=Mmasa(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC);
%-----Condensación estática de Matrices de rigidez y de masas
na=nt; %Número de coordenadas Principales
Kaa=SS(1:na,1:na); Kab=SS(1:na,na+1:ngl);Kba=Kab';
Kbb=SS(na+1:ngl,na+1:ngl);
Maa=MT(1:na,1:na); Mab=MT(1:na,na+1:ngl);Mba=Mab';
Mbb=MT(na+1:ngl,na+1:ngl);
K=Kaa-Kab*inv(Kbb)*Kba
M=Maa-Mab*inv(Mbb)*Mba
%-----Otras cargas-----
M(5,5)=M(5,5)+0.06083;
M(6,6)=M(6,6)+0.08346;
M(7,7)=M(7,7)+0.08346;
M(8,8)=M(8,8)+0.11696;
M(9,9)=M(9,9)+0.11696;
M(10,10)=M(10,10)+0.12696;
M(11,11)=M(11,11)+0.12696;
M(12,12)=M(12,12)+0.11447;
M(13,13)=M(13,13)+0.11447;

```

```

M(14,14)=M(14,14)+0.05143;
M(15,15)=M(15,15)+0.05143;
%----Propiedades Dinámicas-----
[T,fi,OM]=orden_eig(K,M);
T=T
%----Aceleraciones Espectrales-----
R=1;fip=1;fie=1;
[Ad]=espectro_nec11 (R,fip,fie,T);
%----Factores de Participación Modal
b=[1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1];
gama=abs(fi'*M*b);
gama=gama';
%----Desplazamientos máximos
[qt]=desplazamientos_modales(T,fi,Ad,gama,na);
qt=qt'
%----Fuerzas Totales maximas
[Ft]=fuerzas_modales(M,fi,Ad,gama,na);
Ft=Ft'
Ad=Ad'
gama=gama'

```

6.2.3.1 Modelos Matemáticos

Los modelos matemáticos que se usan para el análisis sísmico son los siguientes:

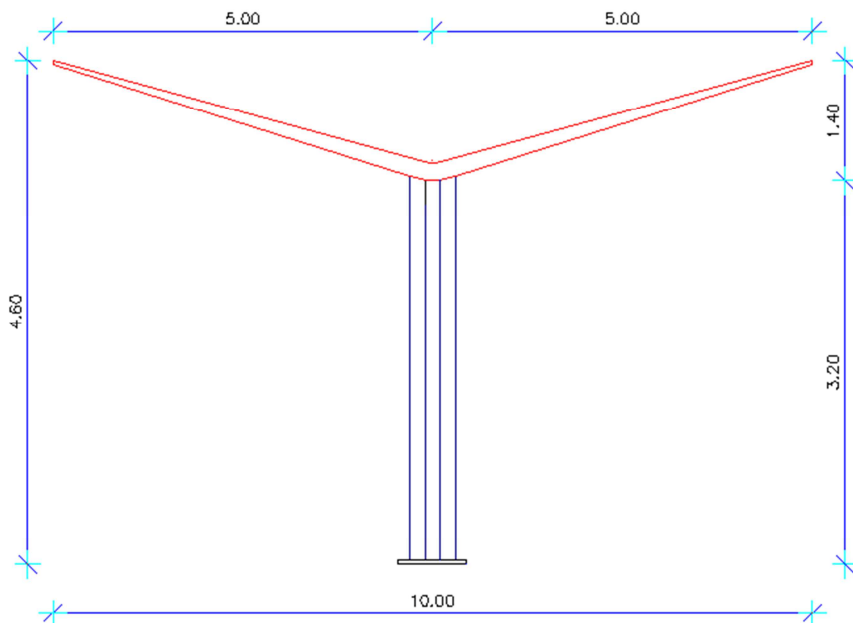


Figura 6.12. Modelo general de Paraboloides Hiperbólico

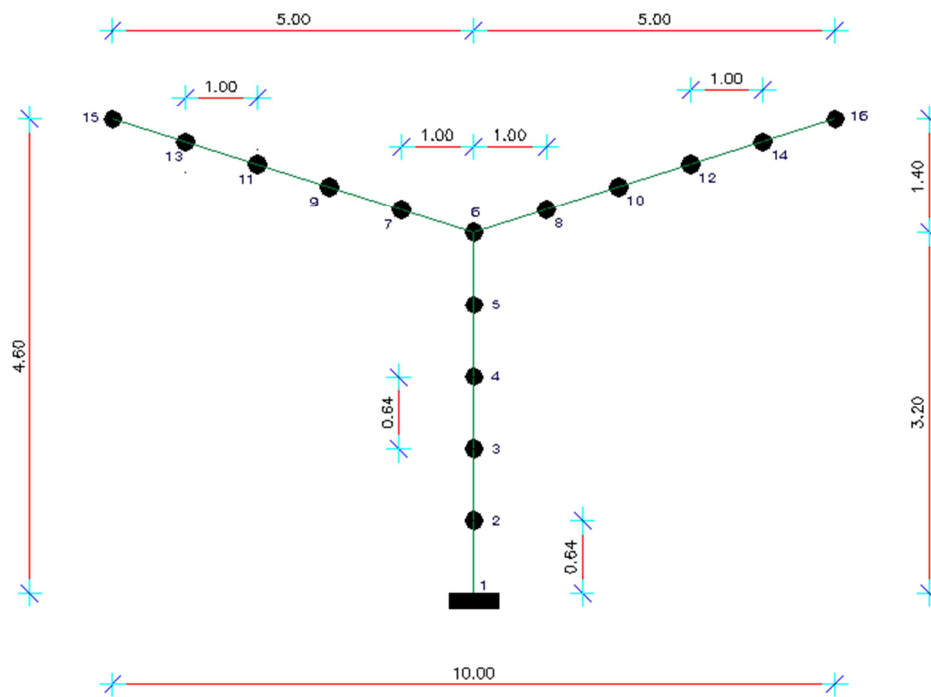


Figura 6.13. Modelo de Cálculo 5 secciones por elemento

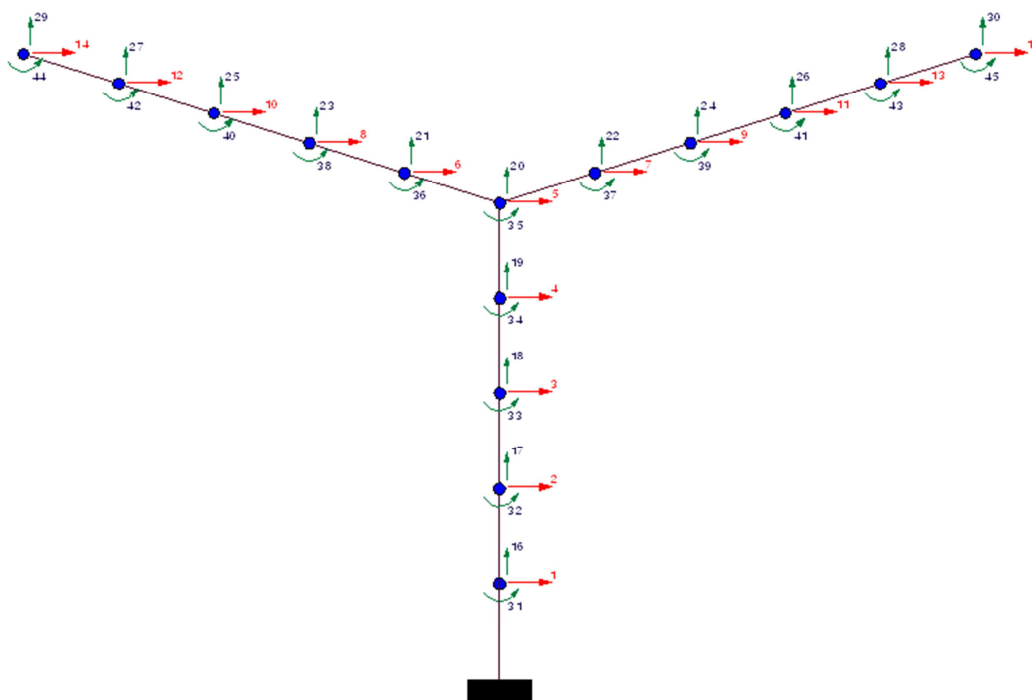


Figura 6.14. Número de grados de libertad y Coordenadas principales

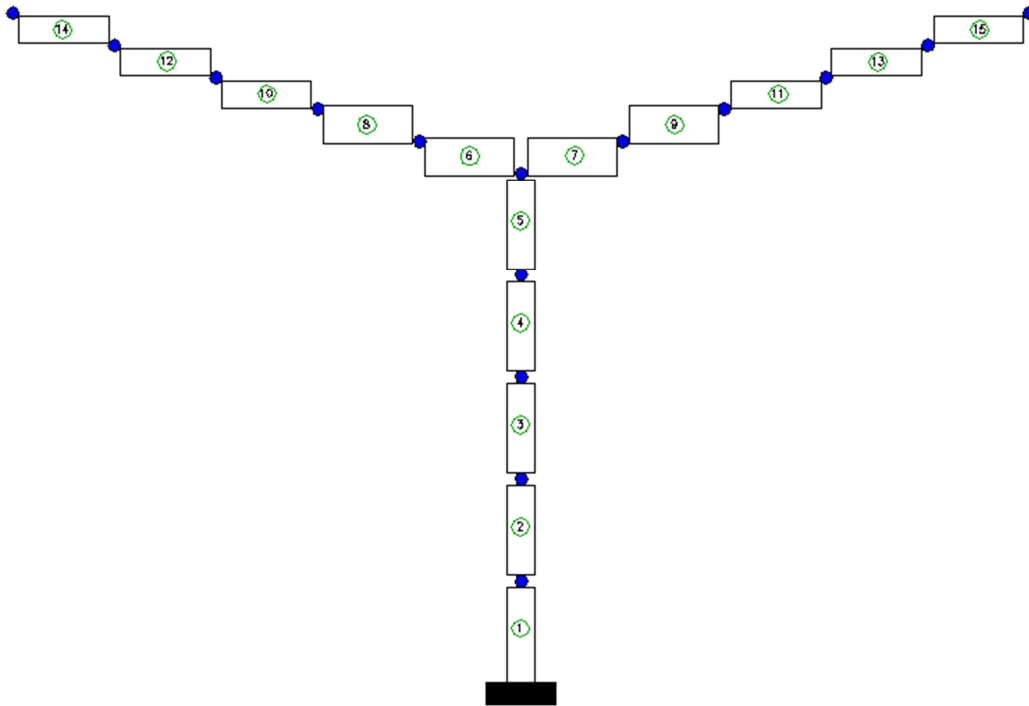


Figura 6.15. Secciones equivalentes en Elementos del Paraboloides.

Los resultados obtenidos son:

Tabla 6.1: Resultados Sismo Horizontal Un solo paraboloides Bloque Aulas

GDL	DEZPLAZAMIENTO (m)	FUERZAS (T)	ACELERACIONES (m/s ²)	MODO	PERÍODO
1	0.0076	0.0534	11.1798	1	0.4079
2	0.0118	0.0831	7.3831	2	0.1139
3	0.0176	0.1213	6.4430	3	0.0767
4	0.0248	0.1633	5.5594	4	0.0417
5	0.0332	0.7856	5.3519	5	0.0334
6	0.0378	0.9500	4.9631	6	0,0180
7	0.0378	0.9500	4.9245	7	0,0165
8	0.0428	1.3660	4.7730	8	0,0105
9	0.0428	1.3660	4.7234	9	0,0085
10	0.0486	1.6039	4.6726	10	0,0065
11	0.0486	1.6039	4.6189	11	0,0044
12	0.0551	1.5849	4.6063	12	0,0039
13	0.0551	1.5849	4.5767	13	0,0027
14	0.0640	0.8057	4.5503	14	0,0017
15	0.0640	0.8057	4.5388	15	0,0012

6.2.4.- Derivas Globales

Para el análisis sísmico del Bloque Aulas, se encuentran las derivas de piso, cuyo parámetro determinará si el bloque necesita reforzamiento. La Norma Ecuatoriana de la Construcción define a la deriva de piso como: “Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura”^(5.2). Las derivas calculadas son, (Ver Anexo A, cálculos y resultados):

Tabla 6.2: Derivas Globales, Un solo paraboloide Bloque Aulas

GDL	Desplazamiento	Altura (m)	Deriva Global	%
1	0.0076	0.64	0.011875	1.188%
2	0.0118	1.28	0.00921875	0.922%
3	0.0176	1.92	0.009166667	0.917%
4	0.0248	2.56	0.0096875	0.969%
5	0.0332	3.2	0.010375	1.038%
6	0.0378	3.48	0.010862069	1.086%
7	0.0378	3.48	0.010862069	1.086%
8	0.0428	3.76	0.011382979	1.138%
9	0.0428	3.76	0.011382979	1.138%
10	0.0486	4.04	0.012029703	1.203%
11	0.0486	4.04	0.012029703	1.203%
12	0.0551	4.32	0.01275463	1.275%
13	0.0551	4.32	0.01275463	1.275%
14	0.064	4.6	0.013913043	1.391%
15	0.064	4.6	0.013913043	1.391%

No cumple con las derivas mayores al 1%, necesita reforzamiento el pórtico.

6.2.5.- Acciones internas

Se presentan las fuerzas sísmicas actuantes en cada pórtico, según el sentido de análisis del sismo, para cada pórtico del bloque:

6.2.5.1 Sentido X - Sismo Horizontal

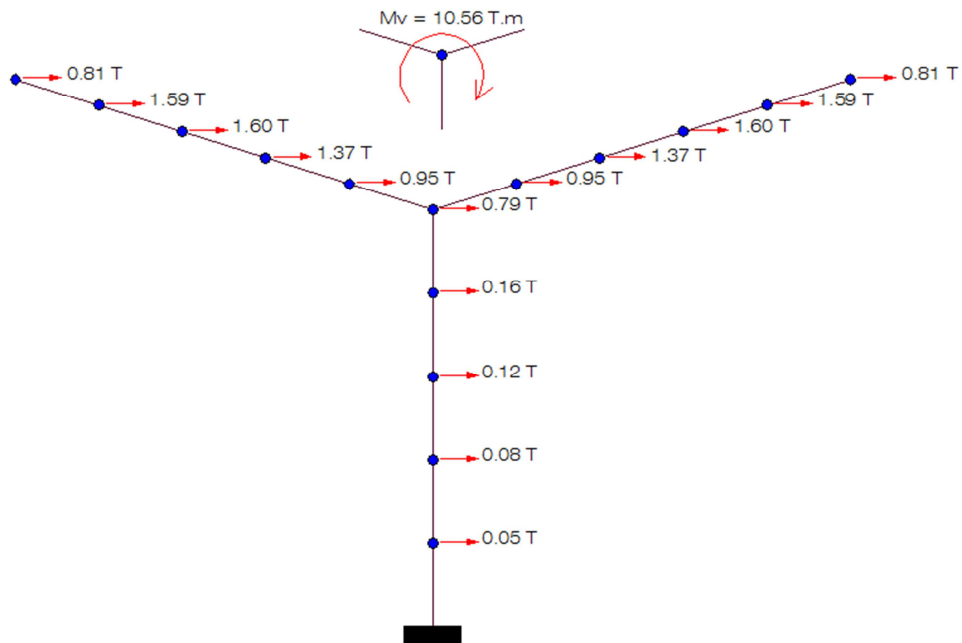


Figura. 6.16: Fuerzas Sísmicas horizontales en un solo Paraboloidal

6.2.5.2 Sentido Y - Sismo Vertical

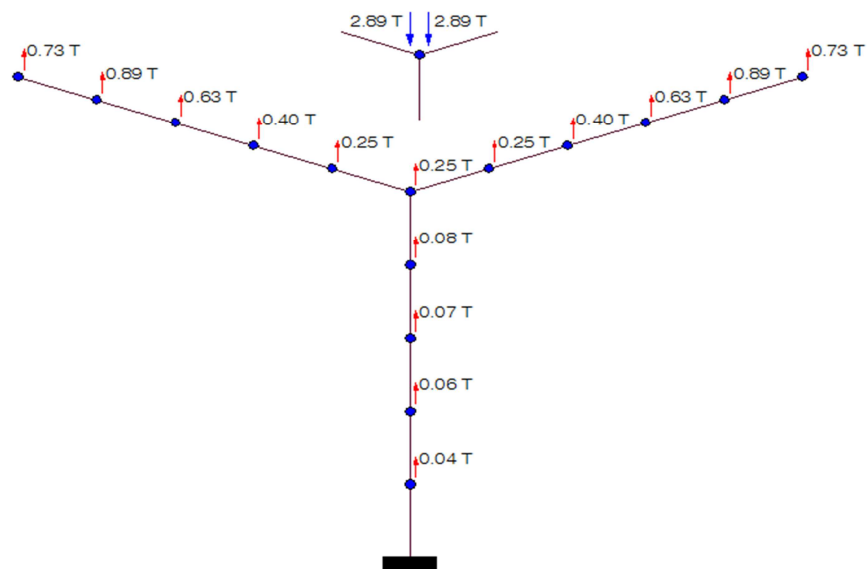


Figura. 6.17: Fuerzas Sísmicas Actuantes en sentido vertical de un solo paraboloidal

6.3.- PARABOLOIDES BLOQUE TALLERES



Figura. 6.18: Paraboloides del Bloque Talleres

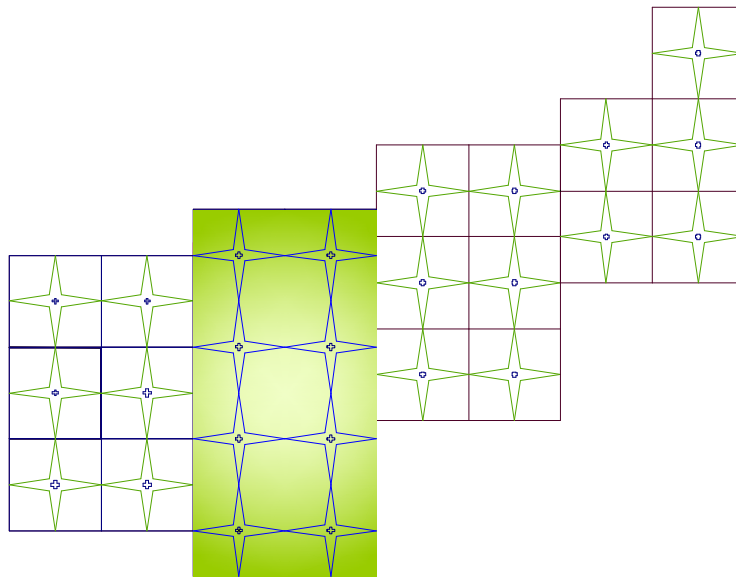


Figura. 6.19: Ubicación del Bloque Talleres

6.3.1.- Descripción del paraboloides sin reforzar

En este bloque funcionan parte de los talleres, entre ellos está el área de manufacturas, de computación, y de escultura. De acuerdo al reconocimiento en campo del

bloque se observaron diferentes irregularidades, que se reflejarán en el cálculo del análisis sísmico de las estructuras.

El Bloque Talleres conjuntamente con el Bloque Aulas anteriormente descrito, se encuentran ubicados a un desnivel de 4.20 mts, con respecto al Bloque Biblioteca, por la falta de información de estos bloques, y relacionando con lo observado se asume que el paraboloide se encuentra cimentado sobre un relleno, y existen muros de contención en la cara frontal del bloque (Ver ANEXO B, modelos matemáticos, cálculos y resultados), y de esta manera las columnas nacen desde la cimentación con sección rectangular de 60x60 cm de sección como se observa en la figura 6.20:



Figura. 6.20: Cambio irregular de sección columna

La presencia de grandes volados, como la construcción de ventanales, al borde de los paraboloides son un inconveniente ante la acción sísmica, adicional se produce el problema de columna corta por la construcción de vigas que confinan la mampostería y son base de los ventanales, Figura 6.21.

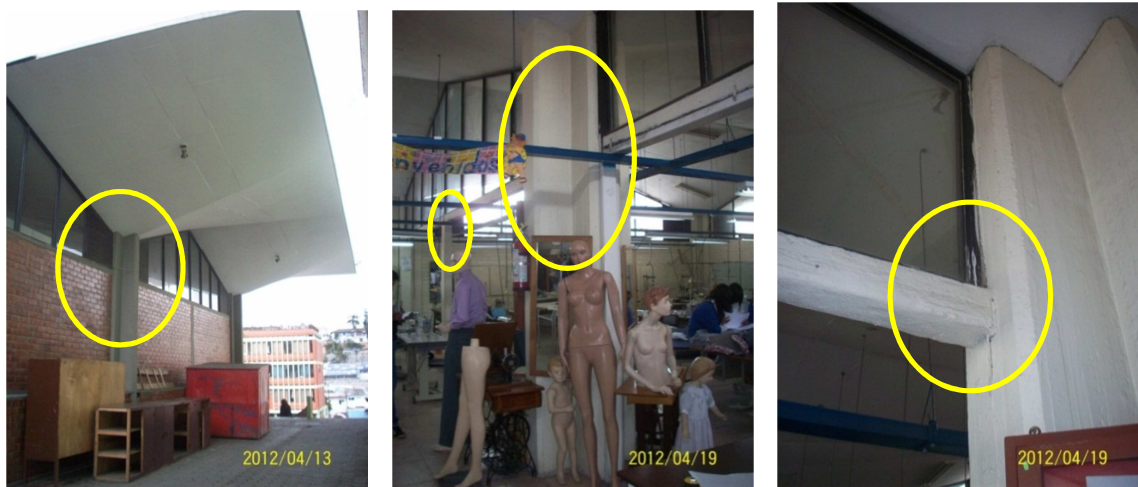


Figura. 6.21: Columna Corta, grandes volados paraboloïdes bloque talleres

La construcción de nuevas columnas sin duda aporta a rigidizar los pórticos, contribuyen a disminuir los desplazamientos verticales para un sismo en ese sentido, figura 6.22, pero lo discutible es la ubicación de las mismas, ya que por el espesor de la cubierta es de 5 cm en este bloque, generando esfuerzos cortantes en las columnas degenerando las cubiertas.



Figura. 6.22: Columna nueva en borde del paraboloïde del bloque talleres

Del mismo modo otra afectación a los paraboloides es la ubicación de tensores adheridos a la losa de cubierta, para fijar vigas metálicas, sin ningún orden, figura 6.23, que es de uso propio del taller de manufacturas, de algún modo se debe reforzar esta carga extra que se le da al paraboloides.



Figura. 6.23: Tensores en cubierta de paraboloides dl Bloque Talleres

Como se mencionó anteriormente la ubicación de columnas sin criterio, o seguramente para solventar algún problema ocasional, es un factor que se debe tomar en cuenta, ya que generan nudos críticos con esfuerzos cortantes, y momentos que afectan a los paraboloides a más de tener problemas de columna corta por el tipo de construcción que se observa, Figura 6.24, se tiene columnas de sección 30x30 cm desfasada del eje del pórtico que se analizara.



Figura. 6.24: Columna adicional

En la figura 6.25, se observa que se ha construido un pórtico adicional, que soporta la mampostería mostrada, cuya funcionalidad es nula, y la falla por punzonamiento es notable, se aprecian problemas en la cubierta con rajaduras, fisuras que de algún modo genera molestias para los ocupantes de este bloque, por la presencia de goteras.



Figura. 6.25: Pórticos extras en paraboloides del bloque Talleres

La presencia de humedad es notoria en el bloque, especialmente en los nudos de las columnas adicionales, debilitando aún más la losa de cubierta, siendo vulnerable a una falla por acción sísmica, en cuyo reforzamiento se deberá tomar en cuenta estos nuevos

elementos, y la propuesta englobe aparte de un refuerzo estructural, una rehabilitación de la misma, como se observa en la figura 6.26.

Los grandes volados requieren de reforzamiento en los nudos de las columnas principales tipo cruz, ya que el momento volcador de los volados con una luz de 5 mts, hace pensar que ante un sismo la falla será inminente.



Figura. 6.26: Presencia de humedad en columnas adicionales del Bloque Talleres

Se observa que en este pórtico por la presencia de muro, y de columnas adicionales, las derivas son considerablemente aceptables y la rigidez del bloque es mayor, el único inconveniente serían los volados que como se verá en el siguiente capítulo su reforzamiento es dificultoso.

Hasta este bloque se trabaja con los Elementos Lineales, la efectividad de los resultados depende de la aproximación del modelo matemático a la realidad de los Paraboloides, es por ello que, las aproximaciones en cuanto a la construcción de los E.F.-Lineales se basó en un proceso de ida y vuelta, ya que se obtuvieron secciones equivalentes, ya sea para la columna, como para la cubierta tipo paraboloide, y se regresa con el reforzamiento que se presentará en el Capítulo 7.

De acuerdo al análisis sísmico realizado en estos dos bloques de Paraboloides, se observa que las estructuras ante un terremoto son vulnerables, pues los resultados de las derivas y los desplazamientos verticales sobrepasan los parámetros establecidos, como se explica en el Capítulo 4, la deriva máxima es del 2%, aunque se toma como base el 1% de deriva máxima.

6.4.- PARABOLOIDES BLOQUE BIBLIOTECA



Figura. 6.27: Paraboloides del Bloque Biblioteca

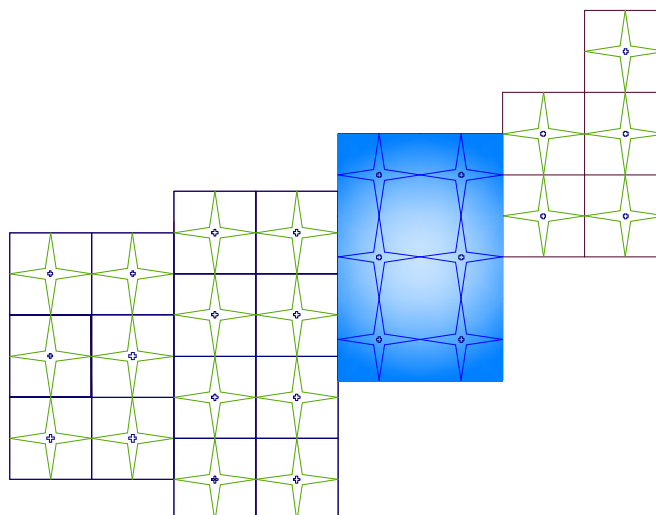


Figura. 6.28: Ubicación del Bloque Biblioteca

6.4.1.- Descripción del paraboloides con reforzar

Este bloque se encuentra a primera vista al entrar al Colegio Fernández Madrid, pues la arquitectura de los Paraboloides es agradable a la vista, pero internamente se constataron los problemas estructurales, que de algún modo se han tratado de corregir.

Este bloque lo conforman dos plantas con desnivel aproximadamente de $N + 3.50$ mts, respecto del patio central, que sería el nivel $N 0.00$.

Se observa en la figura 6.29, que en el borde de la escalera existe un muro de contención, y como se ha revisado en los cálculos, ayuda tremendamente ante una acción sísmica, disminuyendo las derivas del pórtico, es por ello que en los modelos matemáticos que se encuentran en el Anexo C (Cálculos, modelos matemáticos y resultados del Bloque Biblioteca), la cimentación se adopta bajo el $N 0.00$.



Figura. 6.29: Vista entrada Paraboloides del Bloque Biblioteca

El uso de este bloque como su nombre lo dice, funciona la Biblioteca del colegio, pero solo en la segunda planta, aspecto importante para el análisis de cargas que se realizará para el estudio del bloque, Figura 6.30.



Figura. 6.30: Vista interna del bloque Biblioteca

Se observa la construcción de antepecho, figura 6.31, sin mayor uso del mismo, pero que aporta en el análisis de cargas, ya que su sección es variable, es de hormigón armado, se sabe que al aumentar peso en estructuras, las fallas pueden empeorar ante un terremoto.



Figura. 6.31: Construcción de antepecho en Bloque Biblioteca

En la planta baja se observa que ha existido algún tipo de intervención, anterior al análisis de esta tesis, se han ubicado columnas metálicas en varios ejes del bloque, figura 6.32, se trata de columnas de 5mm de espesor, sección 30x30cm, cuya unión a la estructura

es con placas de 35x35cm y espesor 1.00cm, empernadas a la losa plana en donde termina el macizado de la columna cruz y también al piso, se encuentran a 90 cm de la columna cruz del paraboloides.

Estas columnas aportan a la rigidez del bloque, y a la disminución de las derivas, pero se tienen dudas en cuanto al análisis vertical del bloque y de todos los paraboloides, aparte de estos elementos se tendrá que reforzar de igual manera la estructura como los demás bloques analizados.



Figura. 6.32: Columnas metálicas adicionales en planta baja B. Biblioteca

Existe construida la losa plana, donde se ha constatado problemas como fisuras, en los nervios, a simple vista las grandes luces de 10 mts de longitud, que soporta la losa provocan las fallas, tomando en cuenta que estas se presentan por carga de servicio, la acción sísmica es inminente y ocasional, por ello que el refuerzo de la es obligatorio adicional a las columnas metálicas que se observan en la figura 6.33.



Figura. 6.33: Losa Plana bloque biblioteca

Se observa la presencia grandes macizados alrededor de la columna cruz, figura 6.34, de cierto modo el nudo está protegido por esfuerzos cortantes y de punzonamiento de la losa, pero como se ha mencionado esta construcción data del año 1972, es poco probable que se haya construido con normativas, ya que la norma más cercana es el Código de la Construcción del año 1977, por lo que, se asume que este tipo de masillados fueron construidos con experiencia de la época, sin descartar que bien o mal ha funcionado hasta la actualidad, presentándose recientemente las fallas por cargas de servicio, mas no por algún sismo.

Estos macizados están alrededor, a una distancia de un metro en torno de la columna cruz, y la altura es la misma de la losa es decir de 35 cm.



Figura. 6.34: Macizados losa alivianada Bloque Biblioteca

Se observan perfiles en diferentes localidades, y se asume que es parte de la intervención antes mencionada, tratando de solucionar el problema que la losa plana produce, estos perfiles están bajo los nervios, y se trata de perfiles G, de 100x50x2 mm, en la figura 6.35 se muestra la manera en cómo se han ubicado estos perfiles.



Figura. 6.35: Perfiles G ubicados en el Bloque Biblioteca

A medida que se explora la planta baja del paraboloide, se observa la presencia de nuevas columnas metálicas, similares a las descritas anteriormente, ubicadas a otras

distancias, seguramente sin ningún criterio, ya que no guardan un esquema, ni un proceso simétrico en cada eje del bloque, en la figura 6.36, la columna metálica se encuentra a 1.50 mts. de la columna cruz.



Figura. 6.36: Columna metálica Pórtico central

Otro tipo de elemento observado son perfiles I, ubicados en ciertos lugares de la losa plana del bloque, están como refuerzo inferior, soldados con placas metálicas bajo los nervios de la misma, se trata de perfiles I 150x100x3 mm, el problema con los mencionados perfiles es que se encuentran mal ubicados, funcionan correctamente para solucionar las deflexiones que presenta la losa, pero esta opción se debería trasladar a los pórticos principales, ya que es el pórtico quien trabaja en mayor porcentaje ante las fuerzas laterales del sismo, y a estos mismos perfiles se los ubica como columnas a medida de pórticos, pero sin ninguna seguridad de que estén correctamente colocados en sitio, en el siguiente capítulo se muestra una alternativa de reforzamiento con estos mismos perfiles, suplantando estos elementos por otros como la fibra de carbono o placas metálicas.



Figura. 6.37: Perfiles I añadidos bajo Losa Plana del Bloque Biblioteca

Y como ultima observación de este bloque, la existencia de columnas metálicas de la misma sección de las columnas internas, figura 6.38, unidas por placas metálicas a la estructura, seguramente para solventar las deflexiones de la viga de sección 60x40 cm. existente, por el peso de las mismas y adicionalmente el antepecho que soportan, y las estas se encuentran ubicadas en diferentes distancias, solucionando problemas que se verán reflejados en el cálculo del mismo.



Figura. 6.38: Columnas metálicas al exterior del bloque Biblioteca.

En este bloque se examinará ampliamente como se encuentra trabajando la estructura, se hará el análisis vertical de la misma, siendo el sismo parte de este análisis, se trabaja con tres estados de carga más usuales que son: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Sismo (S). Y se harán las combinaciones de carga que la NEC – 11.

El sismo que se encuentra es obtenido por medio del método de Elementos Finitos Cuadriláteros (Q-4), y sus resultados se reflejan en los diagramas que se presentarán en los respectivos análisis de los pórticos del bloque. Todo este proceso servirá para el chequeo de

la columna más crítica del bloque, que servirá de referencia para el reforzamiento de las demás columnas.

6.5.- PARABOLOIDES BLOQUE ADMINISTRATIVO



Figura. 6.39. Bloque Administrativos

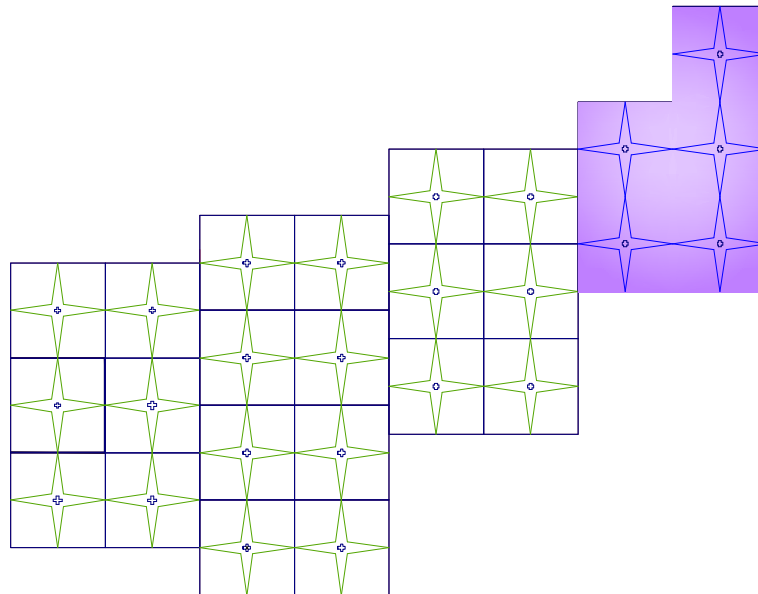


Figura. 6.40: Ubicación del Bloque Administrativos

6.5.1.- Descripción del paraboloide son reforzar

En este último bloque esta junto al Bloque Biblioteca, tiene dos plantas, están unidas por la misma losa plana, pero sus ejes no coinciden, por lo que se analizará como bloque independiente tomando en cuenta lo mencionado.

El uso de este bloque es variado, en la planta baja funciona un gran salón como bodega deportiva y objetos antiguos, también una pequeña imprenta. En la segunda planta funcionan oficinas administrativas, además de laboratorios de computación, como el dispensario médico del Colegio. Y por último en la parte trasera función el taller de manualidades. En la Figura 6.41, se muestran cada uno de los usos que mantiene este bloque.



Figura. 6.41. Diferentes usos del Bloque Administrativo

Los problemas persisten en cuanto a la losa plana, en donde las rajaduras son notorias y de mayor envergadura, y esto se debe a que el uso de este bloque es más concurrido, figura 6.42, es por ello que el análisis realizado en el bloque biblioteca se aplica de igual manera a este bloque.



Figura. 6.42. Losa plana Bloque Administrativos

También existen problemas de columna corta en algunas columnas cruz del paraboloide, que por modificaciones internas a lo largo de la vida útil del bloque ha tenido, pero no se han analizado, y son peligrosas ante un sismo.

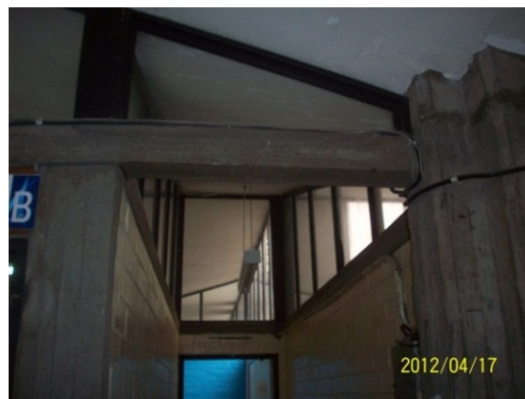


Figura. 6.43: Problema de Columna Corta en Paraboloides Bloque Administrativos

Las existentes escaleras dentro del bloque son un elemento importante a considerarse pues el modelo matemático de las mismas es diferente, y se cree necesario chequear si existen problemas de torsión en planta o en la viga que soporta la escalera, la misma que esta construida de hormigón armado, tiene un gran descanso. Se observa que existe una inconsistencia en el apoyo superior de la misma, Figura 6.44.



Figura. 6.44. Escaleras del bloque Administrativos

Se observó la existencia de un muro en cantiléver en el extremo derecho del bloque, en el que no tiene mayor función, Figura 6.45, a más de soportar las cargas de servicio de la planta superior, existe especificación del muro en el Anexo E (Planos), en donde se observa que está cubierto por mampostería a lo largo del bloque. En la parte posterior del bloque, dicho muro continúa para soportar el relleno que esta atrás del mismo, y se une a la losa que se apoya en el muro, cuyo detalle se muestra en el Anexo E.



Figura. 6.45. Muro existente en el Bloque Administrativo

6.6 RESULTADOS SISMO HORIZONTAL

Se presentan los pórticos con sus respectivos ejes, en donde se hace el análisis sísmico:

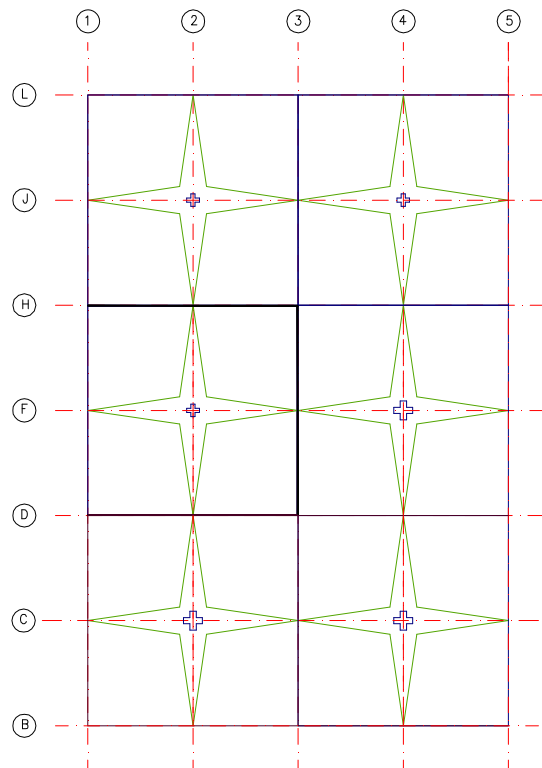


Figura. 6.46. Implantación Bloque Aulas

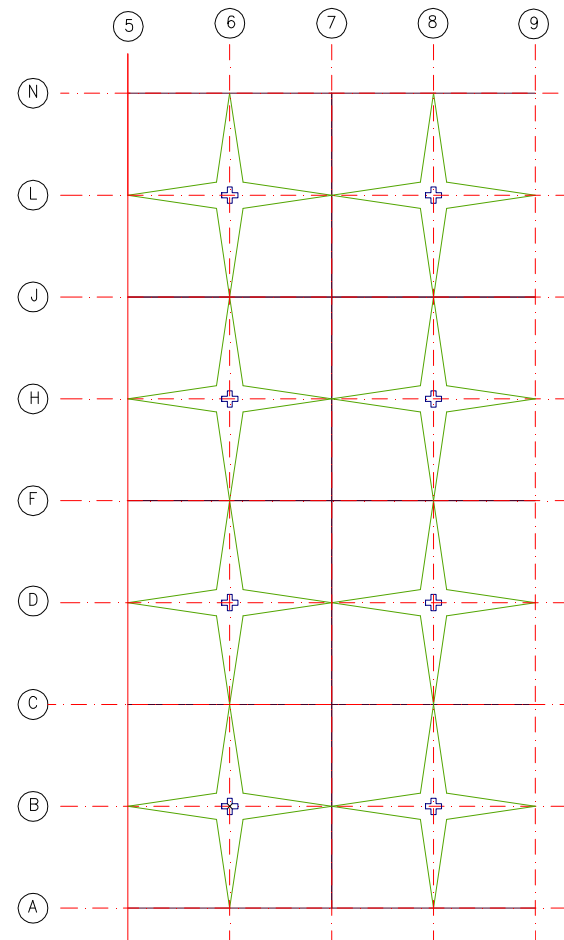


Figura. 6.47. Implantación Bloque Talleres

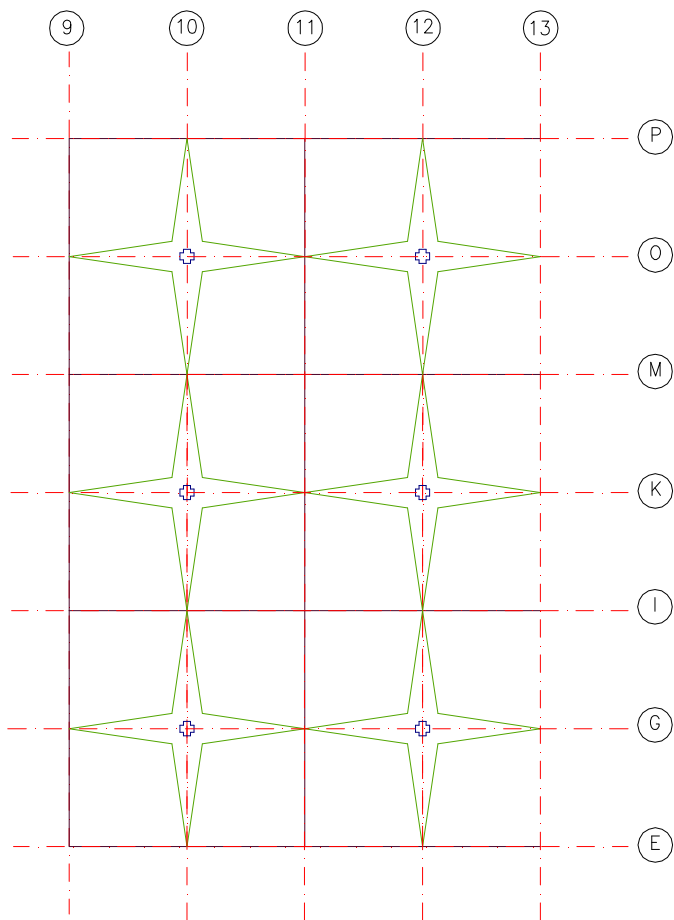


Figura. 6.48. Implantación Bloque Biblioteca

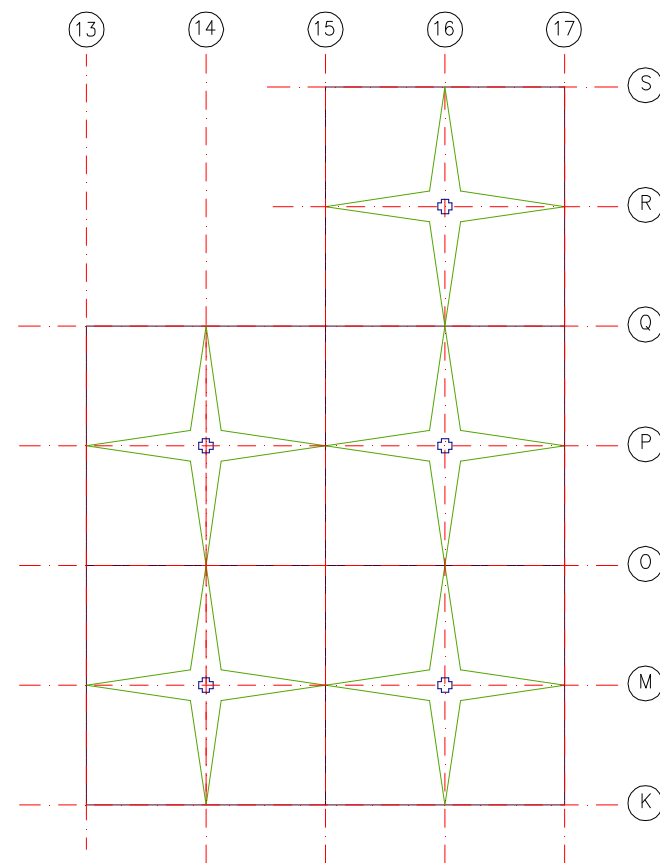


Figura. 6.49. Implantación Bloque Administrativos

A continuación se resume los resultados del análisis sísmico de cada bloque, para cada sentido examinado, y para cada dirección del sismo aplicado:

Tabla 6.3: Resultados Sismo Horizontal Bloques Fernández Madrid

BLOQUE ESTRUCTURAL	PORT.	ANÁLISIS SENTIDO X			PORT.	ANÁLISIS SENTIDO Y		
		PERIODO FUNDAMENTAL (Seg)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)	DERIVA MÁXIMA (%)		PERIODO FUNDAMENTAL (Seg)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)	DERIVA MÁXIMA (%)
AULAS	<i>F</i>	0.4079	6.4	1.391	2	0.4079	6.4	1.391
	<i>J</i>	0.4667	9.25	2.011	4	0.3609	8.3	1.804
	<i>B</i>	0.2523	3.74	0.813				
TALLERES	<i>A,D,H</i>	0.4589	11.12	1.209	6	0.2968	6.44	1.288
	<i>L</i>	0.3965	11.96	1.3	8	0.3307	10.11	1.09
BIBLIOTECA ADMINISTRATIVOS	<i>G,K,O</i>	0.477	14.41	2.06				
	<i>M,P</i>							

NOTA: En el Bloque Biblioteca se analizaron acciones verticales, mientras que en el Bloque Administrativos se verificó la conexión entre la losa plana y la columna cruz. Ver Anexos C y D

6.7 RESULTADOS SISMO VERTICAL

Tabla 6.4: Resultados Sismo Vertical Bloques Fernández Madrid

BLOQUE ESTRUCTURAL	PORTICO	ANÁLISIS SENTIDO X		PORTICO	ANÁLISIS SENTIDO Y	
		PERIODO FUNDAMENTAL (Seg)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)		PERIODO FUNDAMENTAL (Seg)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)
AULAS	<i>F</i>	0.5898	12.39	2	0.5898	12.39
	<i>J</i>	0.7605	20.24	4	0.7584	20.66
	<i>B</i>	0.8042	22.21			
TALLERES	<i>A,D,H</i>	0.4589	7.41	6	0.832	25.59
	<i>L</i>	1.028	31.38	8	0.835	28.78
BIBLIOTECA ADMINISTRATIVOS	<i>G,K,O</i>	0.6174	10.91			
	<i>M,P</i>					

Por lo tanto se observa que a más de la vulnerabilidad de los bloques, no cumplen con la deriva mayor al 1%.

CAPITULO VII: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE LOS PARABOLOIDES DEL COLEGIO FERNANDEZ MADRID

7.1 COMENTARIO:

Luego del análisis sísmico realizado a cada uno de los bloques con paraboloides hiperbólicos se ha visto la necesidad de reforzar las estructuras. Se destaca que también estos bloques fueron calculados para cargas verticales y se chequeo los nudos.

Según la NEC-11: *“El objetivo de rehabilitación debe ser alcanzado mediante la implementación de medidas de rehabilitación basadas en una estrategia para solventar las deficiencias identificadas en la etapa de Levantamiento de Información... los efectos de la rehabilitación en la rigidez, resistencia y deformabilidad deberán tomarse en cuenta en el modelo analítico de la estructura rehabilitada. La compatibilidad entre componentes nuevos y existentes deberá verificarse al nivel de desplazamientos demandado en el nivel de amenaza sísmica seleccionada para el análisis.”* ^(7.1)

Es por ello que según la NEC – 11, el desplazamiento es el parámetro principal para considerar que la estructura necesita reforzamiento, consecuentemente chequeo de deriva; la normativa establece que esta debe ser menor al 2%, pero se adopta el valor menor a 1% para mantener un grado de seguridad, solventar las incertidumbres en el cálculo, y la ejecución del reforzamiento en campo, garantizando la integridad de los ocupantes y de la estructura ante un terremoto.

^(7.1) NEC-11.(2011), “Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras”, Capítulo 3, Sección 3,3, pag.8



Figura 7.1. Reforzamiento estructural

Para bloques de Paraboloides del Colegio Fernández Madrid se trata de mantener la estructura como parte del patrimonio arquitectónico del colegio, ya que fue construido en el año 1972, y seguramente fue un reto su edificación por la tecnología de la época.

Es por ello que se analizará el reforzamiento sísmico para los paraboloides del Bloque Aulas y Talleres, para las columnas y las cubiertas tipo paraboloides, con elementos como placas metálicas y fibra de carbono. También se hará el análisis de cargas verticales del bloque Biblioteca, que consiste en el mismo reforzamiento sísmico de los bloques anteriores, pero se hará énfasis al reforzamiento de la losa plana y de la cimentación, como también las deflexiones, y la integración de nuevos elementos como son vigas IPN metálicas.

Y para el bloque Administrativo se mantienen el mismo criterio de refuerzo, pero se estudia la integración del modelo de una escalera y el análisis de los nudos que colindan a las columnas de los paraboloides.

7.2.- REFORZAMIENTO DEL BLOQUE AULAS Y TALLERES

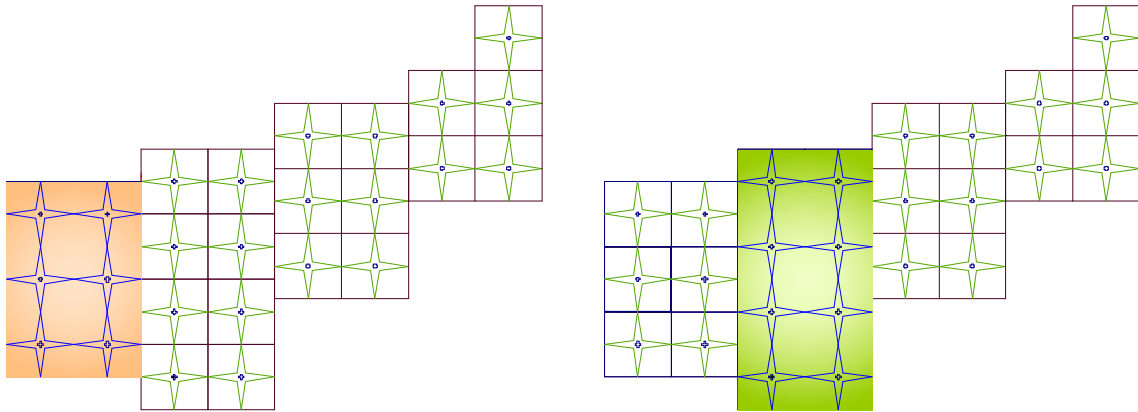


Figura 7.2. Bloques Aulas y Talleres reforzados

7.2.1.- Descripción del paraboloide reforzado

Se presenta el análisis de un solo paraboloide reforzado ante la acción sísmica según el espectro de la NEC-11, y se procede al reforzamiento de las columnas, realizando un encamisado con placas metálicas, ver Anexo E (tipos y planilla de placas metálicas), cuyo proceso constructivo se analiza en el Capítulo 5.

En cuanto al reforzamiento de los paraboloides, previamente se debe analizar el momento volcador que se produce en el nudo de columna-cubierta paraboloide, y se verifica la capacidad del nudo colocando placas alrededor, ver Anexo E.

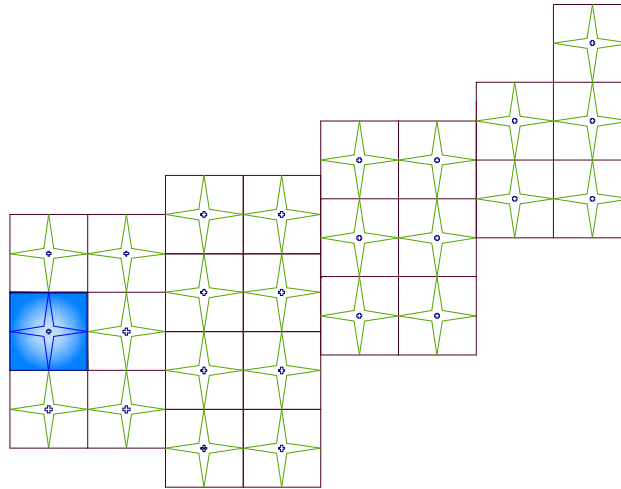


Figura 7.3. Análisis de un solo paraboloides reforzados Bloque Aulas

7.2.1.1 Dirección Sismo X, solución a las derivas

En la columna tipo cruz, se hará un encamisado de columna con acero de 1cm de espesor, con placas de $f_y=2950 \text{ kg/cm}^2$, Acero A-36, en todas las caras de la columna y en toda su longitud.

7.2.1.2 Dirección Sismo Y, solución al desplazamiento máximo

Para controlar los desplazamientos, se coloca un shore de neopreno de especificación A-60, con un módulo de Elasticidad, $E_c=443.89 \text{ T/m}^2$, y el modulo a cortadura $G_c=105.45 \text{ T/m}^2$, a 3 cm del volado, por lo que la ventanearía se debe cambiar con una sección disminuida en 3 cm.

7.2.1.3 En la cubierta, solución al volcamiento

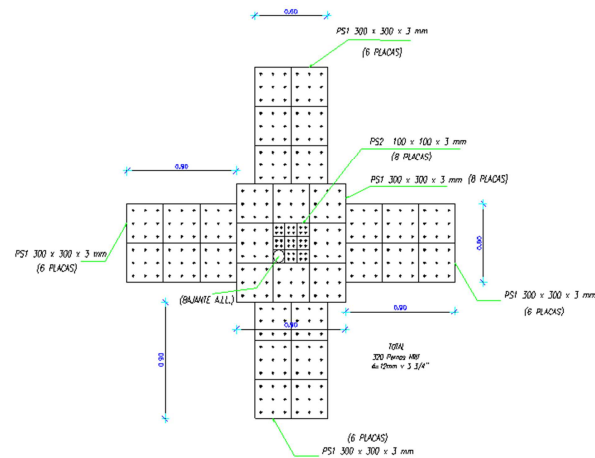


Figura 7.4: Detalle en planta de las placas colocadas en Paraboloides

Se colocarán en caso de que sea necesario, el reforzamiento por acción del momento volcador producido en el nudo de la columna y los volados del paraboloide, con un espesor, $t=3.00$ mm, cuyas especificaciones son: $f_y=2950$ kg/cm², Acero A-36, en todas las caras del paraboloide a un metro de largo del volado vista en planta, se escoge dicho espesor ya que la placa estará a la intemperie y se debe evitar al máximo la corrosión de la misma.

7.2.1.4 En la cubierta, solución al cortante

En la cara inferior de los paraboloides, la aplicación de sismo vertical genera esfuerzos cortantes en el nudo columna-cubierta paraboloide, de este modo se refuerza con láminas de carbono S-512, ancho de 5 cm y espesor de 12 mm, aumentando la capacidad al cortante.

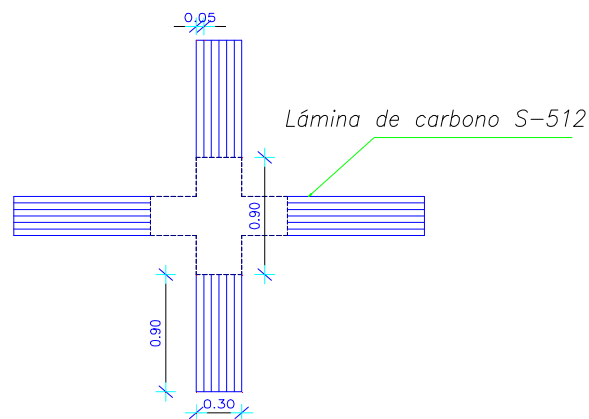


Figura 7.5: Detalle refuerzo láminas de carbono en planta

7.2.1.5 Sección Transformada, encamisado de columnas

De la misma manera que se determinó la sección equivalente de la columna cruz, se debe encontrar la sección equivalente de solo hormigón de la columna con el encamisado de acero, el fundamento principal es transformar el acero del encamisado en su equivalente a hormigón, en base a la relación de módulos “n”, con el programa *seccion_transformada.m*, que nos reporta la sección equivalente transformada con que se trabajará en los programas de reforzamiento:

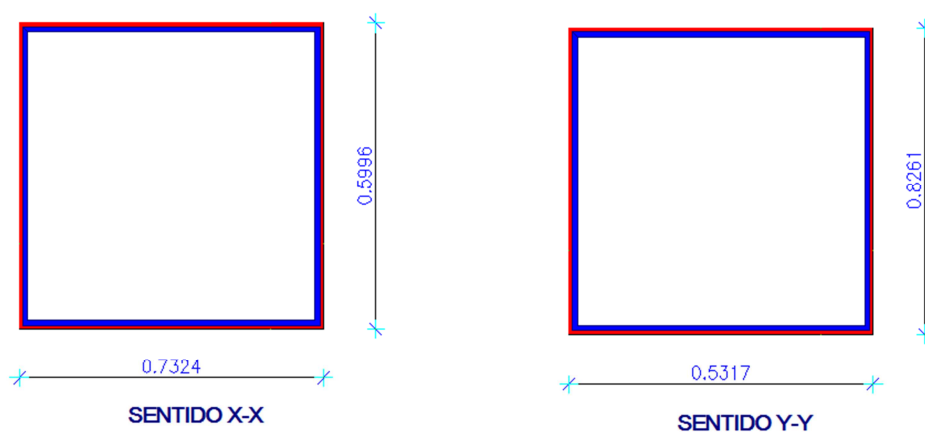


Figura 7.6: Secciones transformadas equivalentes de hormigón en los dos sentidos de análisis para columna de sección 60x60 cm

7.2.1.6 Modelos matemáticos para el reforzamiento de paraboloides.

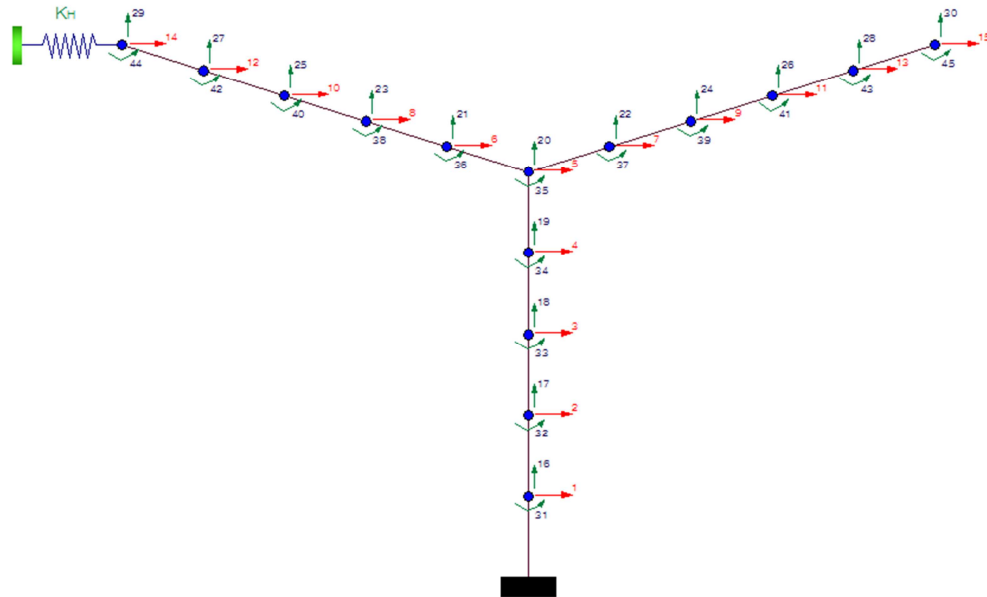


Figura. 7.7: Modelo matemático de reforzamiento de Sismo en sentido X con Shore A-60

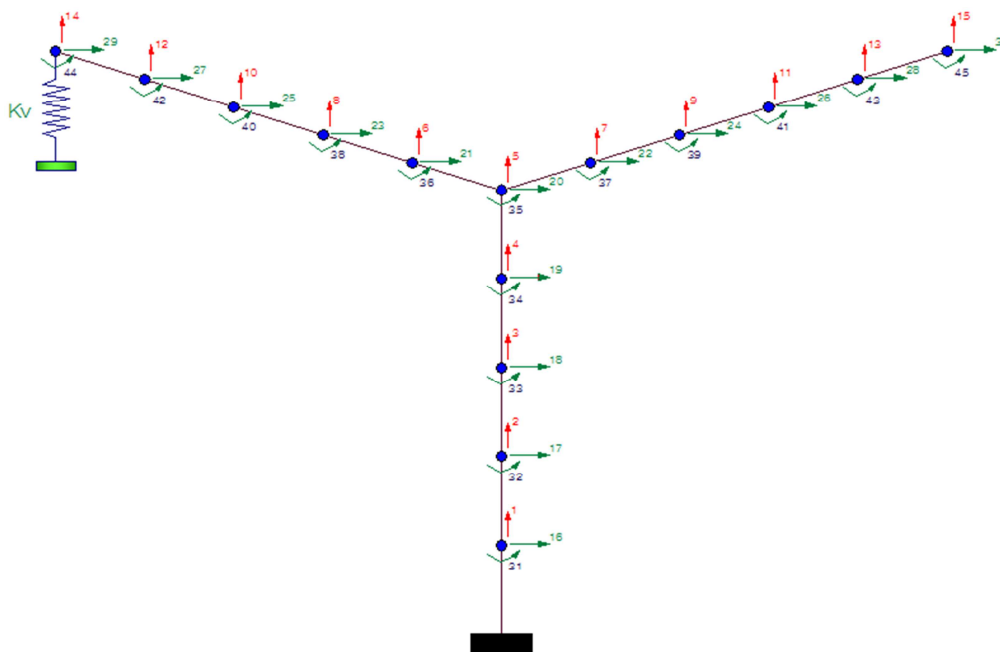


Figura 7.8: Modelo matemático de reforzamiento de Sismo en sentido Y con Shore A-60

Cabe recalcar que el shore ubicado en el nudo, no necesariamente van en todos los pórticos analizados, sino en los que facilita su colocación.

7.2.2.- Modos de vibración, periodos.

7.2.2.1 Un Paraboloide

7.2.2.1.1 Dirección sismo horizontal, Sentido de análisis X

Tabla 7.1: Resultados análisis sísmico horizontal de un solo Paraboloide reforzado bloque aulas

GDL	DEZPLAZAMIENTO (m)	FUERZAS (T)	ACELERACIONES (m/s ²)	MODO	PERÍODO
1	0.0018	0.1122	9.3959	1	0.1937
2	0.0026	0.1632	6.8334	2	0.0921
3	0.0035	0.2203	5.9674	3	0.0578
4	0.0046	0.2719	5.4898	4	0.0389
5	0.006	0.6934	5.2929	5	0.0311
6	0.0066	0.742	4.9626	6	0.0180
7	0.0069	0.7668	4.8924	7	0.0152
8	0.0073	1.0347	4.7497	8	0.0096
9	0.0082	1.1617	4.7234	9	0.0085
10	0.0079	1.1522	4.6653	10	0.0062
11	0.0103	1.5013	4.6189	11	0.0044
12	0.0077	0.977	4.5985	12	0.0036
13	0.0133	1.6926	4.5704	13	0.0025
14	0.005	0.2792	4.546	14	0.0015
15	0.0184	1.0248	4.5361	15	0.0011

7.2.2.1.2 Dirección sismo vertical, Sentido de análisis Y

Tabla 7.2: Resultados análisis sísmico vertical de un solo Paraboloide reforzado bloque aulas

GDL	DEZPLAZAMIENTO (m)	FUERZAS (T)	ACELERACIONES (m/s ²)	MODO	PERÍODO
1	0.0069	0.0904	7.4532	1	0.4274
2	0.0101	0.1421	6.3729	2	0.2001
3	0.0122	0.1759	5.5264	3	0.1498
4	0.014	0.2025	4.1499	4	0.068
5	0.0157	0.3673	4.0112	5	0.0598
6	0.0128	0.2731	3.484	6	0.0284
7	0.0128	0.2734	3.4649	7	0.0273
8	0.0174	0.4874	3.4318	8	0.0253
9	0.0167	0.4664	3.2088	9	0.0121
10	0.0277	0.8106	3.1941	10	0.0112
11	0.0246	0.7198	3.1	11	0.0056
12	0.0352	0.9024	3.0376	12	0.0019
13	0.0341	0.8716	3.0233	13	0.0011
14	0.0172	0.1925	3.0171	14	0.0007
15	0.0644	0.72	3.014	15	0.0005

Por lo tanto, el desplazamiento máximo en el borde del volado es:

$$q_{max} = 6.44 \text{ cm}$$

7.2.3.- Derivas Globales Paraboloide Reforzado

Se hace una comprobación directa de las derivas obtenidas para estos bloques, que deben ser menores al 1%, de esta manera se comprueba que los bloques dejan de ser vulnerables ante un sismo. A continuación se presentan los resultados de la derivas del paraboloide analizado:

Tabla 7.3: Derivas Globales de un paraboloide Reforzado bloque aulas

GDL	Desplazamiento	Altura (m)	Deriva Global	%
1	0.0018	0.64	0.0028125	0.281%
2	0.0026	1.28	0.00203125	0.203%
3	0.0035	1.92	0.001822917	0.182%
4	0.0046	2.56	0.001796875	0.180%
5	0.006	3.2	0.001875	0.188%
6	0.0066	3.48	0.001896552	0.190%
7	0.0069	3.48	0.001982759	0.198%
8	0.0073	3.76	0.001941489	0.194%
9	0.0082	3.76	0.002180851	0.218%
10	0.0079	4.04	0.001955446	0.196%
11	0.0103	4.04	0.002549505	0.255%
12	0.0077	4.32	0.001782407	0.178%
13	0.0133	4.32	0.003078704	0.308%
14	0.005	4.6	0.001086957	0.109%
15	0.0184	4.6	0.004	0.400%

Se observa que las derivas son menores al 1%

7.2.4.- Acciones internas

7.2.4.1 Análisis Sismo horizontal de un Paraboloide Sentido X

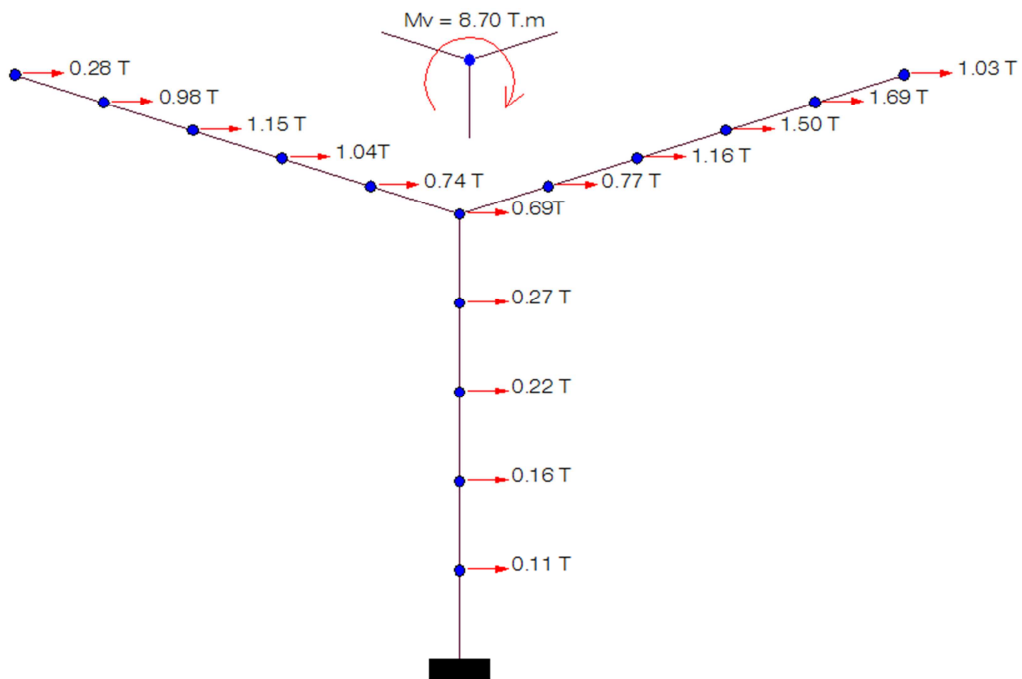


Figura 7.9: Fuerzas Sísmicas horizontales en un solo Paraboloides Reforzado

7.2.4.2 Análisis Sismo vertical de un Paraboloides Sentido Y

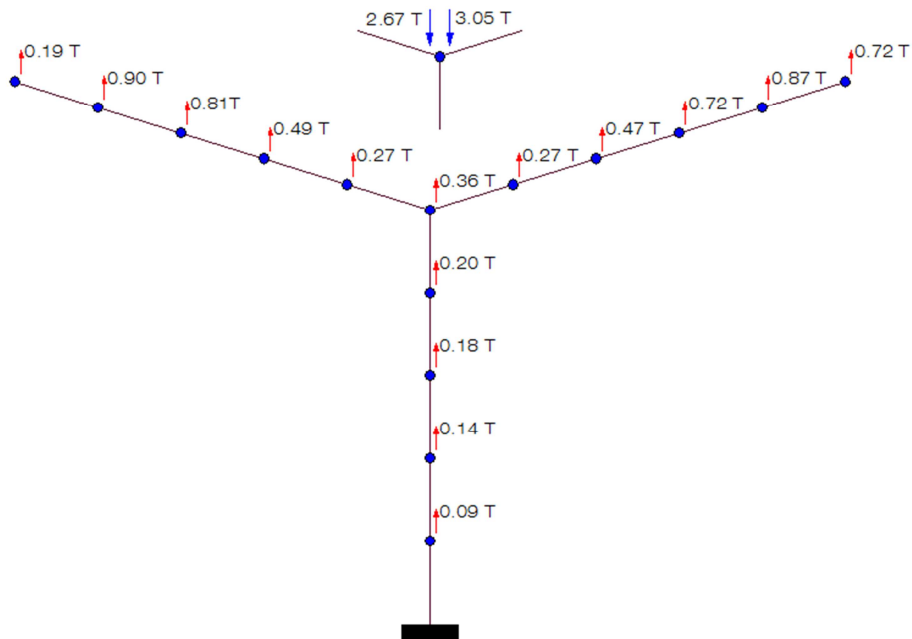


Figura 7.10: Fuerzas Sísmicas verticales en un solo Paraboloides Reforzado

7.3.- REFORZAMIENTO DE LOS BLOQUES BIBLIOTECA Y ADMINISTRATIVOS

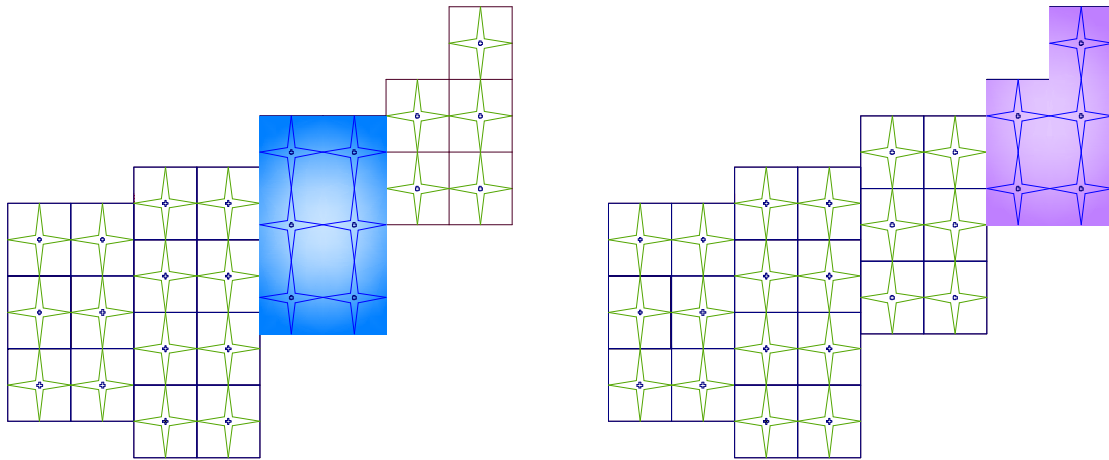


Figura. 7.11: Ubicación del Bloque Biblioteca y Administrativos

7.3.1.- Descripción del paraboloides reforzado

En este paraboloides a más del análisis sísmico con elementos finitos Q-4, se realiza el estudio de acciones verticales, es decir las cargas de servicio que están presentes, pero relacionado con la NEC-11, (Ver ANEXO C), y se determina si el paraboloides está acorde a las especificaciones que la normativa actual exige, el paraboloides reforzado es el siguiente:

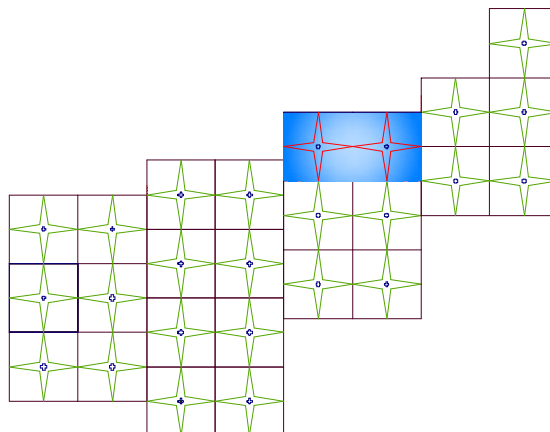


Figura. 7.12: Paraboloides analizados verticalmente Bloque Biblioteca

7.3.2.- Cargas sísmica y de servicio

Las cargas resultantes que actúan en el paraboloide reforzado son las siguientes:

7.3.2.1 Carga Muerta:

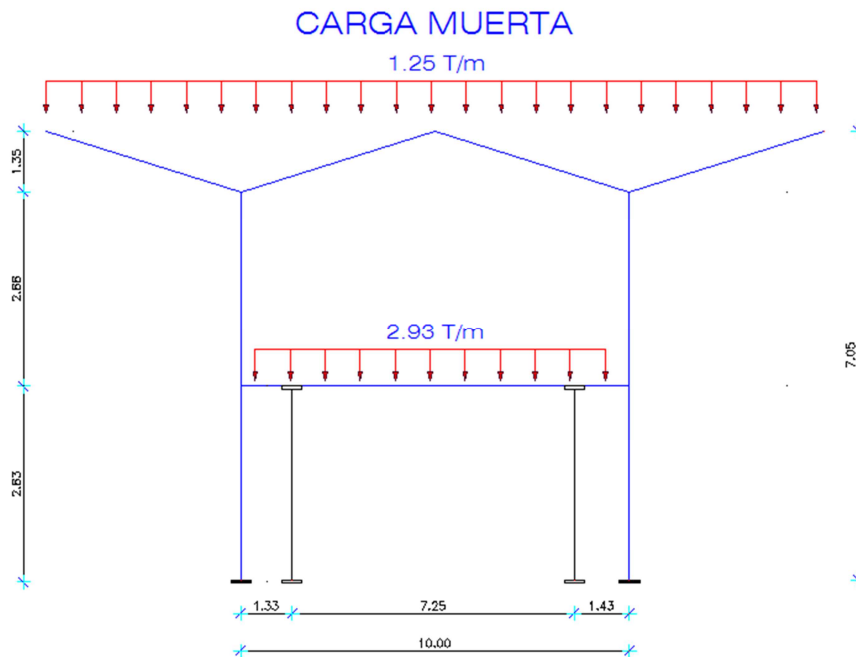


Figura. 7.13: Carga muerta del bloque paraboloide reforzado

7.3.2.1.1 Resultados en elementos para carga axial, corte y momento por carga muerta

Tabla 7.4: Resultados de acciones internas de elementos por Carga Muerta

ELEMENTO	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
	A (T)	V (T)	M (T-m)	A (T)	V (T)	M (T-m)
1	16.20	7.61	6.86	-16.20	-7.61	14.66
2	21.82	-6.94	2.16	-21.82	6.94	-21.82
3	10.23	-9.83	-28.86	-10.23	9.83	0.56
4	12.35	10.52	42.23	-12.35	-10.52	-11.93
5	0.11	2.28	0.00	-1.71	3.70	-3.85
6	11.77	3.27	3.29	-10.17	2.70	-1.96
7	10.16	2.74	1.96	-11.75	3.23	-3.38
8	1.60	5.98	15.31	0.00	0.00	0.00
9	-17.43	5.97	14.20	17.43	-2.08	-8.85

10	-17.32	10.46	9.17	17.32	10.78	-10.34
11	-17.46	-5.31	9.93	17.46	9.47	-20.42
12	8.39	0.00	0.00	-8.39	0.12	-0.32
13	5.48	0.00	0.00	-5.48	-0.15	0.41

7.3.2.2 Carga Viva:

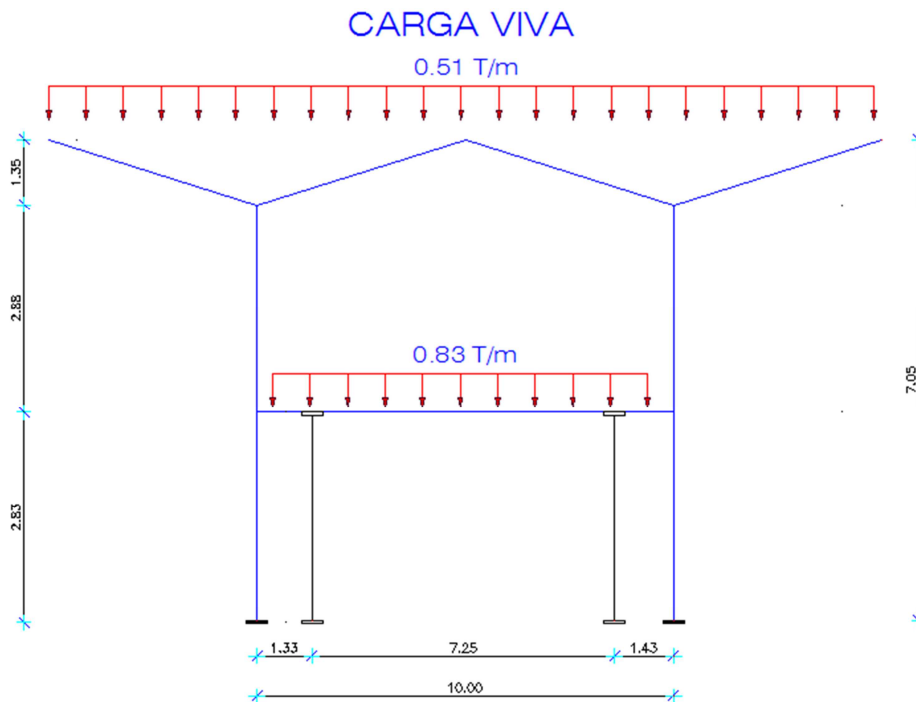


Figura. 7.14: Carga muerta del bloque paraboloide reforzado

7.3.2.2.1 Resultados en elementos para carga axial, corte y momento por carga viva

Tabla 7.5: Resultados de acciones internas de elementos por Carga Viva

ELEMENTO	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
	A (T)	V (T)	M (T-m)	A (T)	V (T)	M (T-m)
1	6.29	3.58	3.07	-6.29	-3.58	7.07
2	8.61	-3.30	0.62	-8.61	3.30	-9.95
3	4.18	-3.98	-11.68	-4.18	3.98	0.22
4	5.04	4.28	17.18	-5.04	-4.28	-4.86
5	0.06	0.93	0.00	-0.71	1.51	-1.57
6	4.79	1.34	1.35	-4.13	1.10	-0.79
7	4.13	1.12	0.79	-4.78	1.32	-1.39

8	0.65	2.44	6.25	0.00	0.00	0.00
9	-7.56	2.11	4.61	7.56	-1.01	-2.54
10	-7.53	2.94	2.62	7.53	3.08	-3.11
11	-7.57	-2.40	3.00	7.57	3.57	-7.24
12	1.94	0.00	0.00	-1.94	0.03	-0.08
13	0.68	0.00	0.00	-0.68	-0.04	0.12

7.3.2.3 Sismo:

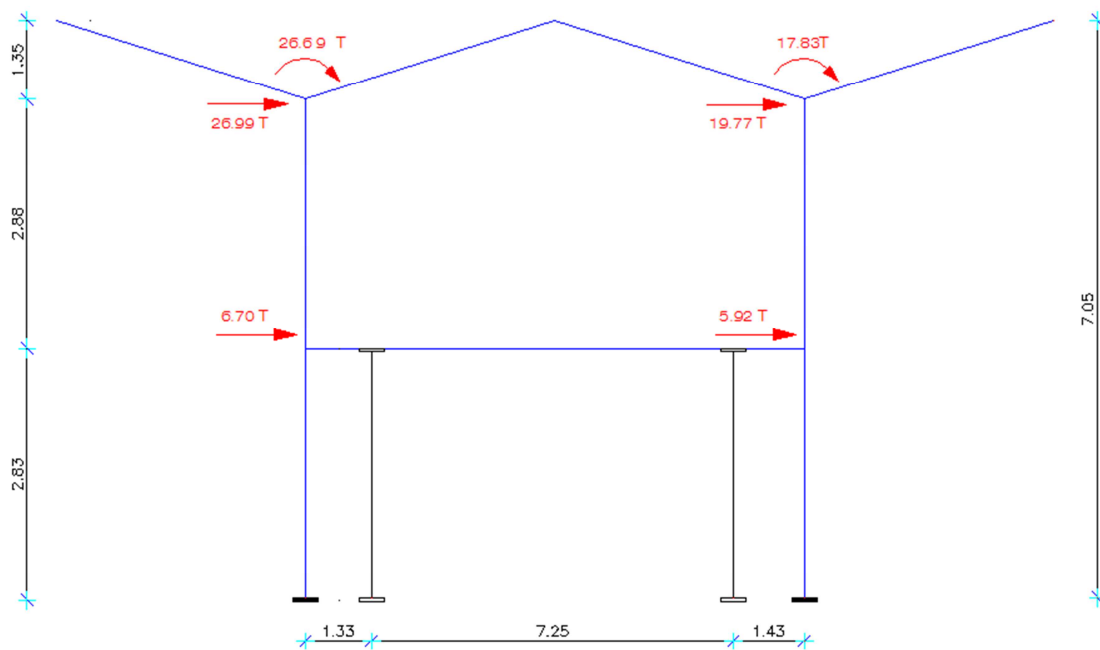


Figura. 7.15: Fuerzas sísmicas del paraboloido reforzado

7.3.2.3.1 Resultados en elementos para carga axial, corte y momento por acción sísmica

Tabla 7.6: Resultados de acciones internas de elementos por Sismo

ELEMENTO	NUDO INICIAL			NUDO FINAL		
	A (T)	V (T)	M (T-m)	A (T)	V (T)	M (T-m)
1	-34.11	24.56	100.45	34.11	-24.56	-30.95
2	30.12	28.65	102.41	-30.12	-28.65	-21.33
3	-1.49	21.20	86.51	1.49	-21.20	-25.46
4	0.10	19.95	74.92	-0.10	-19.95	-17.45

5	-5.78	-0.11	0.00	5.77	0.11	-0.58
6	0.15	-0.15	-0.65	-0.15	0.15	-0.11
7	0.21	-0.05	0.11	-0.20	0.05	-0.38
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	3.34	-32.62	-55.56	-3.34	32.62	12.18
10	3.08	-3.41	-12.92	-3.07	3.41	-11.82
11	2.78	-30.01	10.97	-2.78	30.01	-53.59
12	29.21	0.26	0.00	-29.21	-0.26	0.74
13	-26.60	0.30	0.00	26.60	-0.30	0.85

NOTA: El análisis de cargas se verifica en el Anexo C

7.3.3.- Secciones equivalentes:

En este paraboloide se encuentran construidas columnas de sección 90x90 en cruz, Figura 7.13, de la cual se obtienen las secciones equivalentes reforzadas para cada sentido de análisis:

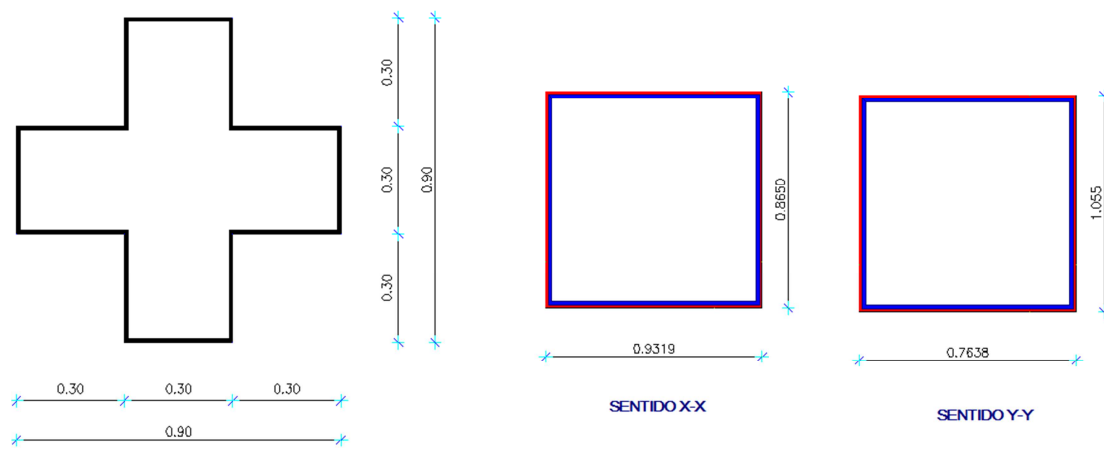


Figura. 7.16: Secciones equivalentes reforzadas para columna cruz de 90x90cm

7.3.4.- Propuesta de reforzamiento para el análisis vertical del paraboloide

7.3.4.1 Solución Deflexión para losa Plana

Se describió en el Capítulo 6 la presencia de grietas en los nervios de la losa plana, cuyas deflexiones están alrededor de 0.5 cm, ver ANEXO C, que provocan estas fisuras, de esta manera se propone colocar un perfil I 200x300x12.5 mm, Figura 7.14, de columna a columna cruz, soldada a las placas del encamisado de estas, con soldadura E70-18 a cordón continuo.

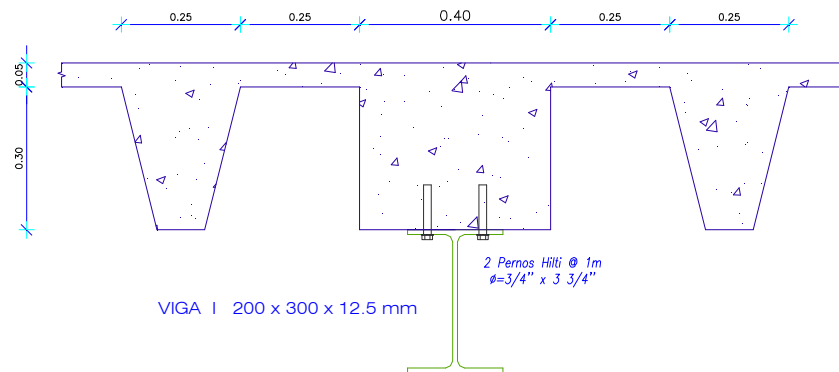


Figura. 7.17: Detalle anclaje perfil I a losa plana

Los resultados de la acción sísmica, presenta resultados críticos en los nudos de los pórticos examinados, generando momentos de gran magnitud, por lo que, es necesario absorber dichos momentos, de esta manera se obtiene el momento nominal de la viga presentada, ver Anexo D (cálculo del momento nominal perfil I), considerando siempre que en obra, se debe generar un grado de empotramiento en los nudos donde se coloca el perfil, y esto se logra generando un buen anclaje de soldadura con la especificación antes mencionada. Se presentan los resultados de las deflexiones de todas las vigas analizadas de este bloque:

Tabla 7.7: Deflexiones en vigas del Bloque Biblioteca

DEFLEXIONES EN VIGAS SIN REFORZAR		
SENTIDO LONGITUDINAL X		
PORTICO O		
TIPO CARGA	Deflexión	DEF. TOTAL
CM	-2.55 mm	-2.55 mm
CV	-0.71 mm	
Sismo	0.72 mm	
SENTIDO LONGITUDINAL Y		
PORTICO 12 - VIGA 1		
CM	-0.67 mm	-0.22 mm
CV	-0.18 mm	
Sismo	0.63 mm	
PORTICO 12 - VIGA 2		
CM	-11.40 mm	-7.13 mm
CV	-0.31 mm	
Sismo	4.57 mm	

DEFLEXIONES EN VIGAS REFORZADO		
SENTIDO LONGITUDINAL X		
PORTICO O		
TIPO CARGA	Deflexión	DEF. TOTAL
CM	-0.73 mm	-0.68 mm
CV	-0.21 mm	
Sismo	0.26 mm	
SENTIDO LONGITUDINAL Y		
PORTICO 12 - VIGA 1		
CM	-0.48 mm	-0.44 mm
CV	-0.10 mm	
Sismo	0.14 mm	
PORTICO 12 - VIGA 2		
CM	-6.55 mm	-7.18 mm
CV	-0.51 mm	
Sismo	-0.13 mm	

En los pórticos del sentido Y de análisis se imposibilita el reforzamiento con cualquier método por estar en la fachada del paraboloide

7.3.4.2 Esbeltez columna

Se chequea si las columnas tienen problema de esbeltez, con el método de magnificación de momentos, como resultado del cálculo no presentan problema de esbeltez, pero este proceso sirvió para determinar el armado de la columna, y comprobar si existe relación con el armado que existe que es de 16 Ø 25 mm, Figura 7.15

Se trabajó con la sección transformada, es decir, la equivalencia del encamisado de acero, en una columna de solo hormigón, se establecieron las nuevas cargas del reforzamiento, para el momento y la carga puntual. Y como era de esperarse se mantuvo el mismo armado con columna reforzada, pero tomando en cuenta que se trabaja con la columna encamisada.

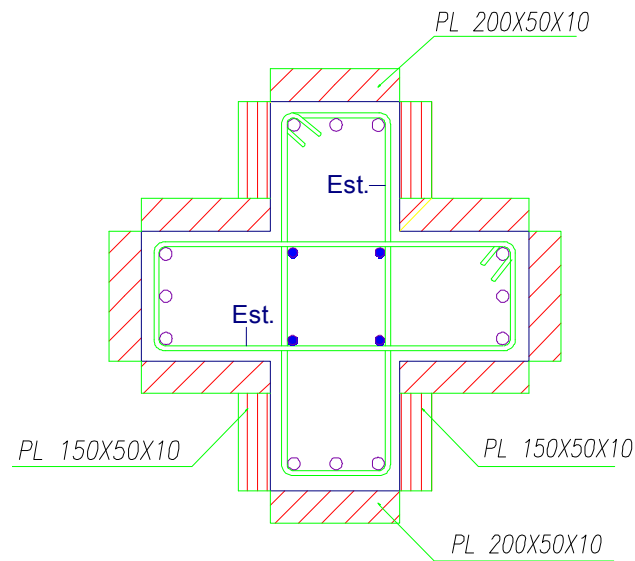


Figura 7.18: Deflexiones en vigas del Bloque Biblioteca

7.3.4.3 Reforzamiento de Plintos

El reforzamiento que se realizará para cada plinto del paraboloide, consiste en generar más superficie de contacto, para así disminuir los esfuerzos que carga de cada columna transmite al suelo. Se trabaja con suelo de 2.00 Kg/cm², como premisa de análisis sísmico. Se adopta aumentar 20.00 cm de sección de hormigón armado a cada lado del plinto, figura 7.16., también se colocan conectores de corte de un diámetro Ø16mm cada 20 cm a lo largo de esta sección aumentada a manera de vincha, en la base del plinto no se aumenta esta sección, sino una cierta longitud, para generar un mayor grado de adherencia del plinto reforzado con el suelo.

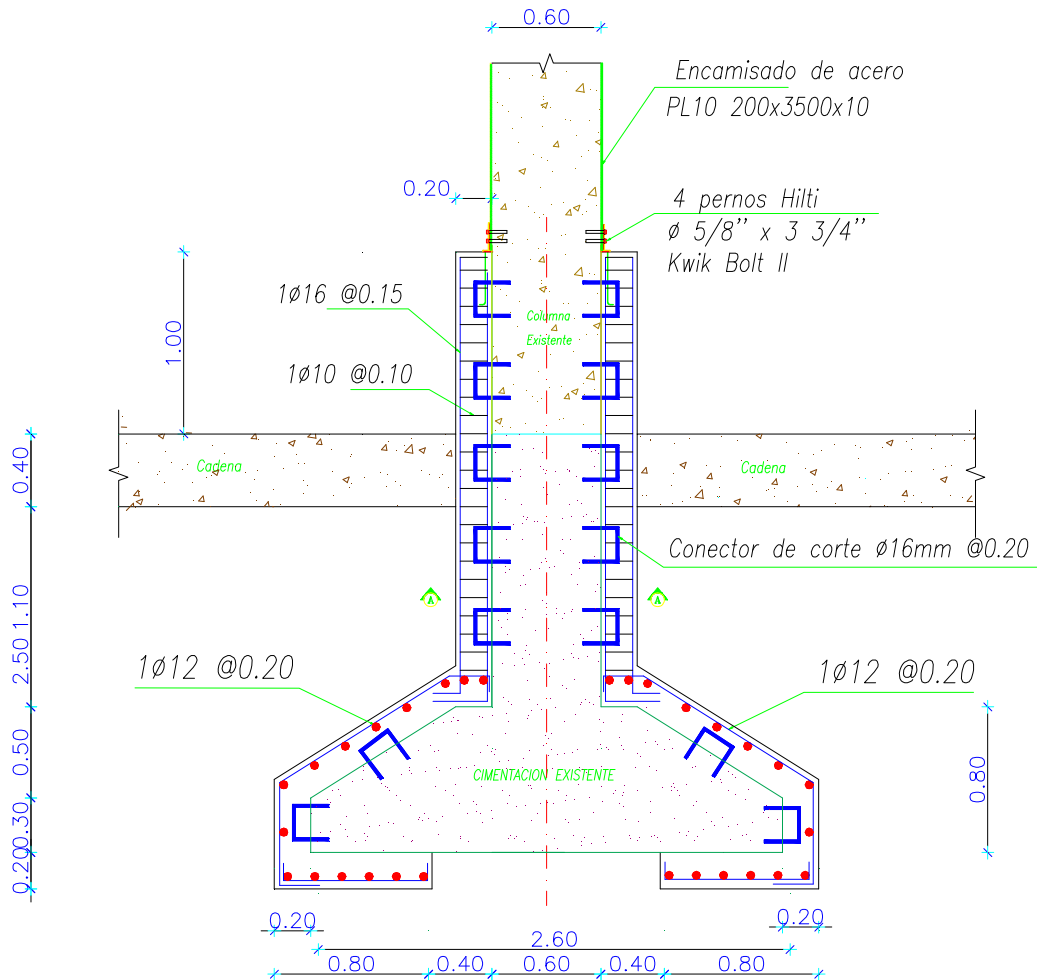


Figura. 7.19: Detalle plinto reforzado

7.3.4.4 Reforzamiento Losa Plana

- ✓ Se decide colocar láminas de carbono S-512, en los sentidos en que se encuentran las fisuras de los nervios en la losa plana, previamente se debe realizar el curado de las rajaduras cuyo proceso es el siguiente:
- ✓ Se coloca un sellante, Sikaflex®1^a, que es un sellador y adhesivo elástico de poliuretano para juntas estructurales. Es una masilla elástica sellante y adhesiva

de un componente, con base en poliuretano, con proceso de curado en presencia de humedad del ambiente.

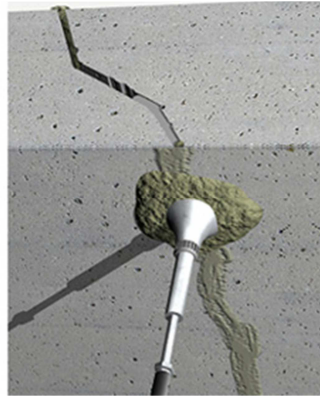


Figura. 7.20: Detalle colocación de resina epóxica

- ✓ Luego se instala una resina epóxica, que se inyecta a presión con aire comprimido, retirando además todo material suelto con punzón metálico (no se debe picar).

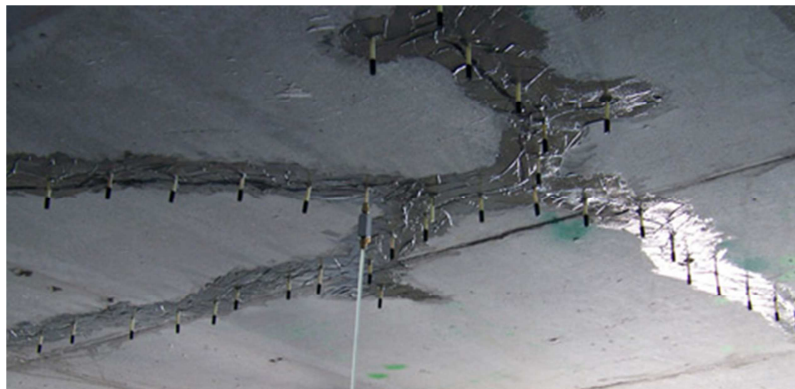


Figura. 7.21: Detalle losa curada con sellante

- ✓ Las fisuras deber estar secas y el rango de T° ambiente y del hormigón debe ser mayor a 10°C e inferior a 25°C.
- ✓ Finalmente se vuelve a sellar, con el mismo sellante que se mencionó y se procede a reforzar con las láminas de carbono

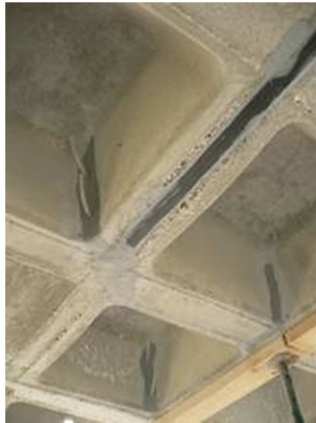


Figura. 7.22: Detalle refuerzo con láminas de carbono en nervios losa

En la figura 7.23 se indica los lugares en los cuales se debe colocar el Sikadur 52, que corresponden a los sitios donde existen rajaduras.

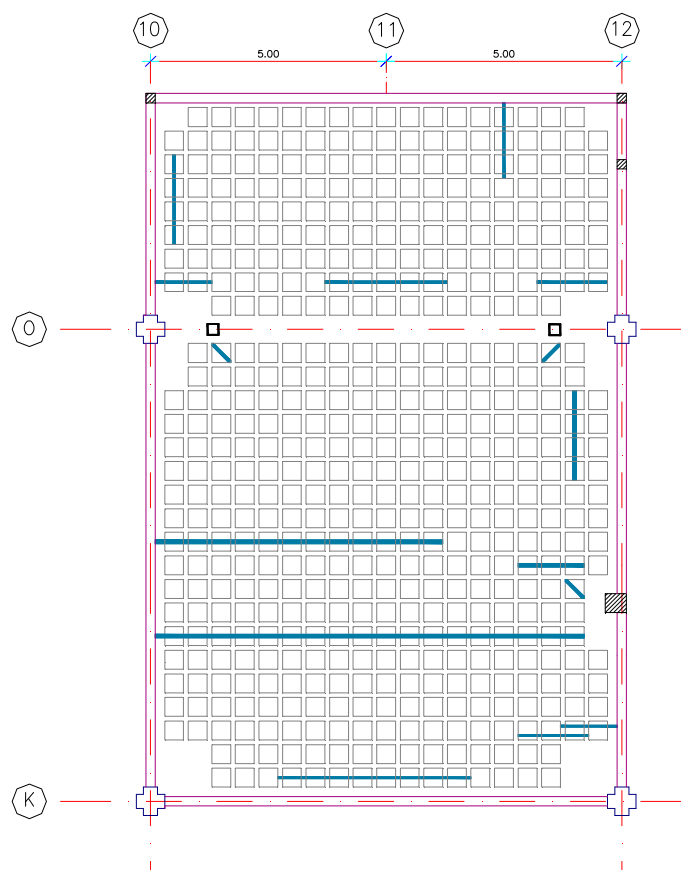


Figura. 7.23: Reparación con Sikadur 52 en losa plana del Bloque Biblioteca

7.3.4.5 Solución al problema de Columna Corta

Para solucionar el problema de columna corta se adopta por retirar la mampostería que se encuentra a los extremos de la columna cruz, en una longitud de 20 cm, y se construye columnetas de 20x20 cm, figura 7.20, adosada con espuma Flex, junto a una placa metálica con el espesor de la mampostería.

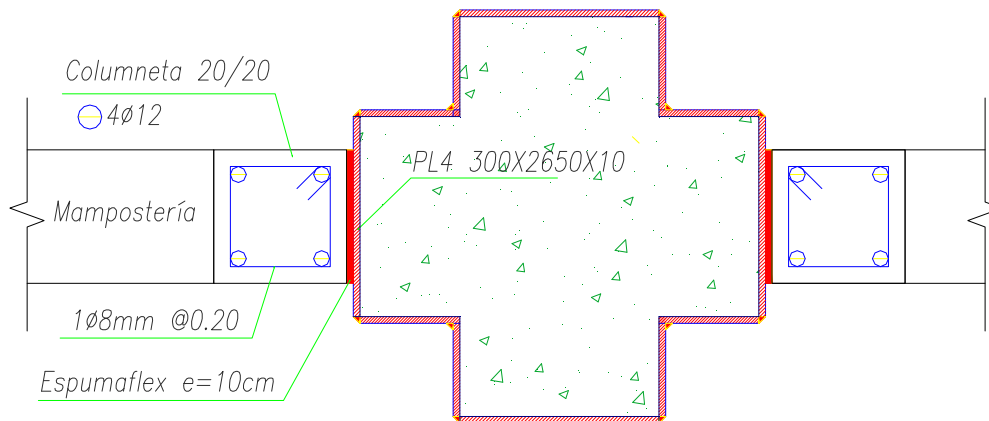


Figura. 7.24: Refuerzo solución problema Columna corta

7.3.4.6 Chequeo de nudos en paraboloides

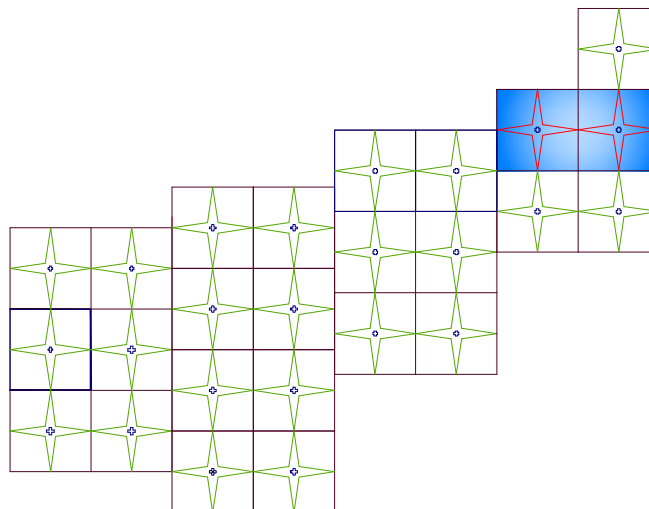


Figura. 7.25: Ubicación del pórtico analizado del bloque administrativo

El Comité ACI 318SR-05, tiene consideraciones para lo que sucede internamente en un nudo y sus problemas potenciales relacionados con el cortante tanto horizontal como vertical, refuerzo de confinamiento, deterioro de adherencia y longitud de anclaje, para mejorar la resistencia de un nudo sometido a cargas durante un evento sísmico. Se realizó el análisis de nudos para el caso de conexión losa alivianada y columna, ver Anexo D, cuyos resultados son los siguientes:

Tabla 7.8: Esfuerzos cortantes en nudos Sin reforzamiento

ANALISIS DE NUDOS SIN REFORZAMIENTO				
BLOQUE ESTRUCTURAL	NUDO	ANALISIS SENTIDO X		
		RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL ($\emptyset V_n \geq V_j$)	RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL ($V_{jv} < V_j$)	LONGITUD DE ANCLAJE ($L_{dh_req} < L_{dh_disp}$)
BIBLIOTECA	P-14	$72.72 T \geq 110.15 T \rightarrow$ No cumple	$80.32 < 110.15 \rightarrow$ Si Cumple	$40.04 \text{ cm} < 35.0 \text{ cm} \rightarrow$ No Cumple
	P-16	$73.57 T \geq 109.66 T \rightarrow$ No cumple	$91.38 < 109.66 \rightarrow$ Si Cumple	
	ANALISIS SENTIDO Y			
	P-14	$73.57 T \geq 109.66 T \rightarrow$ No cumple	$91.38 < 109.66 \rightarrow$ Si Cumple	$40.04 \text{ cm} < 35.0 \text{ cm} \rightarrow$ No Cumple
	P-16	$91.96 \geq 220.32 T \rightarrow$ No cumple	$160.67 < 220.32 \rightarrow$ Si Cumple	$40.04 < 41.0 \text{ cm} \rightarrow$ Se acepta

Tabla 7.9: Esfuerzos cortantes en nudos Con reforzamiento

ANALISIS DE NUDOS SIN REFORZAMIENTO				
BLOQUE ESTRUCTURAL	NUDO	ANALISIS SENTIDO X		
		RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL ($\emptyset V_n \geq V_j$)	RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL ($V_{jv} < V_j$)	LONGITUD DE ANCLAJE ($L_{dh_req} < L_{dh_disp}$)
BIBLIOTECA	P-14	$159.84 \geq 108.97 T \rightarrow$ Si cumple	$52.25 < 108.97 \rightarrow$ Si Cumple	$40.04 \text{ cm} < 66.0 \text{ cm} \rightarrow$ Si Cumple
	P-16	$159.84 T \geq 108.48 t \rightarrow$ Si cumple	$63.28 < 108.48 \rightarrow$ Si Cumple	
	ANALISIS SENTIDO Y			
	P-14	$159.84 T \geq 108.48 t \rightarrow$ Si cumple	$63.28 < 108.48 \rightarrow$ Si Cumple	$40.04 \text{ cm} < 66.0 \text{ cm} \rightarrow$ Si Cumple
	P-16	$199.80 \geq 216.95 t \rightarrow$ No cumple	$125.55 < 216.95 \rightarrow$ Si Cumple	$40.04 < 53.0 \text{ cm} \rightarrow$ Si cumple

7.4 RESULTADOS PARABOLOIDES REFORZADOS SISMO HORIZONTAL

Se presentan los pórticos con sus respectivos ejes, en donde se hace el análisis sísmico:

Tabla 7.10: Resultados para análisis de sismo horizontal para Paraboloïdes reforzados

BLOQUE ESTRUCTURAL	PORT.	ANALISIS SENTIDO X			PORT.	ANALISIS SENTIDO Y		
		PERIODO FUNDAMENTAL (Seg)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)	DERIVA MÁXIMA (%)		PERIODO FUNDAMENTAL (Seg)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)	DERIVA MÁXIMA (%)
AULAS	F	0.1937	1.8	0.4	2	0.1937	1.8	0.4
	J	0.2119	0.67	0.146	4	0.1832	0.6	0.13
	B							
TALLERES	A,D,H	0.375	10.5	1.14	6	0.267	1.6	0.32
	L	0.3801	1.99	0.216	8	0.3	8.26	0.9
BIBLIOTECA ADMINISTRATIVOS	G,K,O	0.3305	7.07	1.01				
	M,P							

NOTA: En el Bloque Biblioteca se analizaron acciones verticales, mientras que en el Bloque Administrativos se verificó la conexión entre la losa plana y la columna cruz. Ver Anexos C y D

7.5 RESULTADOS PARABOLOIDES REFORZADOS SISMO VERTICAL

Tabla 7.11: Resultados para análisis de sismo vertical para Paraboloïdes reforzados

BLOQUE ESTRUCTURAL	PORTICO	ANALISIS SENTIDO X		PORTICO	ANALISIS SENTIDO Y	
		PERIODO FUNDAMENTAL (Seg)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)		PERIODO FUNDAMENTAL (Seg)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)
AULAS	F	0.4274	6.44	2	0.4274	6.44
	J	0.3429	0.99	4	0.3361	0.75
	B	0.3177	0.85			
TALLERES	A,D,H	0.375	7	6	0.8223	5.73
	L	1.021	8.32	8	0.8253	5.58
BIBLIOTECA ADMINISTRATIVOS	G,K,O	0.5245	6.92			
	M,P					

Por lo tanto se observa que a más de la vulnerabilidad de los bloques, no cumplen con la deriva mayor al 1%.

CAPITULO VIII: “COCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”

8.1 CONCLUSIONES:

- Dos de los 4 bloques Paraboloides analizados son sumamente vulnerables por presencia de rajaduras en losa, si no se refuerza con sismo de magnitud intermedia pueden colapsar.
- Al tener estructuras con columnas con cada 10 m, y paraboloides sin vigas descolgadas se tiene una gran vulnerabilidad sísmica agravada por la presencia de columnas cortas, por lo que es fundamental tomar acciones correctivas y reforzar estas estructuras de acuerdo como se indica en el Anexo E.
- En el análisis se derivas globales y de piso, se observa que al reforzar la estructura estas disminuyen considerablemente.
- Ante la acción de sismo vertical los desplazamientos son excesivos, y en ciertos lugares se es imposible su reforzamiento.
- En el análisis de nudos, en el encamisado de la columna cruz, a más de confinar el hormigón, aumenta la capacidad al corte solucionando el problema de corte horizontal existente.
- El uso de placas metálicas y fibra de carbono en el nudo del paraboloide soluciona el momento volcador y los esfuerzos cortantes que se presentan.
- En el análisis de cargas verticales se determinó que las columnas no tiene problemas de esbeltez, y los armados calculados son los que constan en los planos originales de los bloques estructurales de paraboloides (Anexo E).

- El reforzamiento de plintos por aumento de cargas axiales y momentos, debido al reforzamiento se debe realizar según lo especificado en el (Anexos E).
- Las constantes modificaciones internas de los bloques paraboloides han causado problemas estructurales como es el problema de columna corta, aumento de cargas.
- Se comprueba que se necesita reforzar los bloques analizados, por ser una construcción antigua con más de 40 años de vida útil y por la seguridad de las personas que los ocupan.

8.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar tesis de grado para estudiar en laboratorio el reforzamiento sísmico que aquí se plantea, una de ellas es el estudio de columnas en cruz encamisadas con acero

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguiar R. (2004). *Análisis Matricial de Estructuras*. Quito. Escuela Politécnica del Ejército. 3ra Edición.
2. Soto Rodríguez H. (2000). México. *Diseño de Estructuras Metálicas*. 1ra Edición, Volumen I.
3. Aguiar R. (2007). *Dinámica de Estructuras con MatLab*. Quito. Escuela Politécnica del Ejército. 1ra Edición.
4. Newman A. (2001). *Structural Renovation of Buildings*. New York. The McGraw-Hill Companies.
5. Aguiar R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Quito. Escuela Politécnica del Ejército. 1ra Edición.
6. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 11. (2011). *Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente*. Quito.
7. Espeche A. (2007). *Refuerzo de pilares con encamisado de hormigón solicitados a axil Centrado*. Madrid. Universidad Politécnica de Madrid.
8. Anotaciones Noveno nivel de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército. (2012). *Apuntes de clase Análisis Sísmico de Estructuras*. Quito.
9. Teixeira J. (S.F). *Diseño de nodos Viga-Columna en pórticos de concreto estructural*. Caracas. Universidad Católica Andrés Bello.

10. ACI-ASCE Committee 352. (1985). *Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Concrete Structures (ACI 352R-85)*. American Concrete Institute. USA.

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

César Bolívar Arciniegas Moncayo

Johann Javier Fuentes Montenegro

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Ing. Jorge Zúñiga

DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO

Ing. MBA. Fanny Cevallos Ortega

Lugar y Fecha: _____