



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS



TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**PROPUESTA DE ADECUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD
EDUCATIVA “DR. LISANDRO LECUNA” CONFORME A LA NORMA
COVENIN 1756-1:2001 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES**

Valencia, Junio 2012



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS



**PROPUESTA DE ADECUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD
EDUCATIVA “DR. LISANDRO LECUNA” CONFORME A LA NORMA
COVENIN 1756-1:2001 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES**

Trabajo especial de Grado presentado como requisito para optar al Título de
Ingeniero Civil

Tesistas:

Carrillo, María C.I.19.109.111

Cortéz, Leonardo C.I.19.608.317

Tutor:

Prof. Edson Martínez

Valencia, Junio 2012



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIAS	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE GENERAL	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE ECUACIONES	xiii
RESUMEN	xiv
INTRODUCCIÓN	xv

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema.	02
Objetivos de la Investigación.	04
▪ Objetivo General.	04
▪ Objetivos Específicos.	04
Justificación.	04
Delimitación.	05

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	08
BASES TEÓRICAS	10
▪ Irregularidades verticales.	11
▪ Necesidad de intervención de la edificación.	14
▪ Intervención o reforzamiento estructural.	14
▪ Intervención no estructural.	16
▪ Intervención funcional.	16
▪ Reparación y refuerzo de estructuras de concreto armado.	17
▪ Muros estructurales.	17
▪ Clasificación de muros estructurales.	20
▪ Construcción de un nuevo sistema aporticado.	23
▪ Técnicas de reforzamiento de columnas.	24
- Encamisado con concreto armado.	25
- Refuerzo con el uso de ángulos.	27
- Reforzamiento con encamisado de acero.	28
- Reforzamiento con planchas de acero unidas.	29
- Refuerzo con materiales compuestos.	30
▪ Vigas de concreto armado.	31
- Reforzamiento con concreto armado.	32
- Reforzamiento con planchas de acero.	33



- Reforzamiento con bandas de acero.	34
- Reforzamiento con pretensado externo.	35
▪ Métodos de reforzamiento sísmico.	36
▪ Generalidades en las conexiones soldadas.	40
▪ Estados límites en conexiones soldadas.	41
BASES LEGALES	43

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

▪ Consideraciones generales.	46
▪ Tipo de Investigación.	46
▪ Diseño de Investigación	47
▪ Población y Muestra	47
▪ Técnicas e Instrumentos de recolección de datos	47
▪ Fases Metodológicas planteadas.	48
• FASE I:	
▪ Recolección de Datos.	48
▪ Descripción de la Edificación.	52
▪ Descripción Estructural del módulo principal.	54
▪ Cálculo del Centro de Rigidez.	60
▪ Acero de refuerzo en losa de entrepiso y techo.	70
• FASE II:	
▪ Diagnóstico de la Situación Estructural con fines de Adecuación.	71
• FASE III:	
▪ Concepción del Modelo Matemático.	74
• FASE IV:	
▪ Análisis Estructural de la Estructura sin Reforzar.	79
• FASE V:	
▪ Selección del modelo estructural de adecuación.	79
▪ Pórticos arriostrados concéntricamente.	79
▪ Muros en el exterior del edificio.	83
▪ Encamisado con elementos de acero.	84
• FASE VI:	
▪ Concepción y diseño de la adecuación estructural.	85
▪ Propuesta de solución para el efecto de columna corta.	90
• FASE VII:	
▪ Análisis estructural de la propuesta de adecuación.	92
• FASE VIII:	
▪ Detallado de la adecuación.	92
▪ Conexión soldada.	93



CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS

- | | |
|---|-----|
| ▪ Análisis Estructural del Modelo Matemático no Rehabilitado. | 98 |
| ▪ Análisis Estructural del Modelo Matemático Rehabilitado. | 103 |
| ▪ Diseño de Conexiones Soldadas. | 109 |

CAPÍTULO V: LA PROPUESTA

- | | |
|-------------------------------|-----|
| ▪ Rehabilitación de Columnas. | 120 |
| ▪ Rehabilitación de Vigas. | 120 |

CONCLUSIONES xviii

RECOMENDACIONES xix

ANEXOS xxi

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS xxxviii



ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.		
2.1	Deformación lateral de columna corta confinada parcialmente por muros.	12
2.2	Solución para contrarrestar el efecto columna corta.	13
2.3	Deformación de un pórtico, un muro y un sistema pórtico-muro.	18
2.4	Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado.	19
2.5	Dimensiones del muro estructural.	20
2.6	Formas del muro estructural.	21
2.7	Refuerzo con diagonales.	23
2.8	Soluciones conceptuales.	24
2.9	Colocación del refuerzo en una columna de una edificación.	27
2.10	Refuerzo de columnas con el uso de ángulos y presillas.	28
2.11	Sección de una columna reforzada con un encamisado metálico cilíndrico relleno con mortero.	29
2.12	Vista de las planchas de acero colocadas.	30
2.13	Diferentes métodos de aplicación de materiales compuestos como refuerzo de columnas circulares.	31
2.14	Corte de la ubicación del acero de refuerzo.	32
2.15	Planchas de acero colocadas en vigas.	34
2.16	Colocación de bandas de acero en vigas.	35
2.17	Ilustración de la colocación del pretensado externo en vigas.	36
2.18	Marcos metálicos de relleno en X y en K. Conexión indirecta y directa.	39
2.19	Clasificación de las conexiones.	39
2.20	Tipos de soldaduras.	41
2.21	Resistencia de diseño de las soldaduras y tamaño mínimo de las mismas.	42
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO.		
3.1	Vista de planta de la institución.	49
3.2	Distribución en planta de la U.E Dr.	50



Lisandro Lecuna.		
3.3	Módulo principal de dos escuelas del Tipo Antiguo II, localizadas en Guarenas y en Caracas.	51
3.4	Módulo principal de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.	51
3.5	Vista de frente del módulo principal de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.	53
3.6	Esquema del plano de planta del módulo principal de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.	54
3.7	Ubicación y distribución de las losas de entresiso.	56
3.8	Aspecto a modificar de la estructura de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.	61
3.9	Estructura de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna para el cálculo del centro de rigidez	61
3.10	Losa de entresiso 2.	70
3.11	Losa de techo 4.	71
3.12	Espectro de diseño con $R=2$.	77
3.13	Espectro de diseño con $R=3$.	78
3.14	Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente.	80
3.15	Vista de un pórtico arriostrado utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de concreto armado.	81
3.16	Ejemplo de rehabilitación mediante el agregado de riostras de acero.	82
3.17	Muros estructurales en la periferia.	83
3.18	Ejemplo de columnas encamisadas con planchas de acero.	84
3.19	Ejemplo de encamisado de acero en columnas con el uso de planchas.	86
3.20	Ejemplo de encamisado de columnas.	87
3.21	Corte transversal de una sección de columna rehabilitada.	88
3.22	Ejemplo de adición de un perfil de acero tipo I.	89
3.23	Corte transversal de una sección de viga rehabilitada.	90
3.24	Columna restringida en su desplazamiento lateral.	91
3.25	Falla por corte en columnas cortas.	91
3.26	Ubicación y tipo de conexiones.	93



3.27	Diseño sismorresistente de conexiones a momento.	94
3.28	Junta tipo T.	94
3.29	Soldadura de filete.	95
3.30	Ejemplo de ubicación de la fuerza de diseño para la soldadura de filete.	95
3.31	Ejemplo de soldadura de ranura.	96
 CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS.		
4.1	Análisis estructural del modelo no rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna	101
4.2	Información de la columna en el análisis	102
4.3	Información de la viga en el análisis estructural del modelo no rehabilitado.	103
4.4	Análisis estructural de los elementos de acero del modelo rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.	106
4.5	Análisis estructural de los elementos de concreto del modelo rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.	107
4.6	Información de las columnas de acero en el análisis estructural del modelo rehabilitado.	108
4.7	Problema de esbeltez en vigas rehabilitadas con una luz de 6,55 metros.	109
4.8	Compatibilidad de electrodos.	113
4.9	Esfuerzos en el metal de aporte en soldaduras de filete.	113



ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO.

3.1	Dimensiones de elementos estructurales tipo antiguo II.	55
3.2	Materiales con sus respectivos pesos.	56
3.3	Acero de refuerzo de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.	57
3.4	Peso de la estructura.	58
3.5	VARIABLES a considerar.	59
3.6	Coordenadas del centro de masa.	59
3.7	Inercia de los elementos.	62
3.8	Coordenadas del centro de rigidez del nivel 1.	68
3.9	Coordenadas del centro de rigidez del nivel techo.	69
3.10	Combinaciones de solicitaciones para el estado límite de agotamiento resistente.	75
3.11	Parámetros para la construcción del espectro de diseño.	76

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1	Modos de vibración y períodos correspondientes al modelo no rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.	98
4.2	Desplazamientos horizontales y derivas máximas del modelo no rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.	99
4.3	Modos de vibración y períodos correspondientes al modelo rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.	104
4.4	Desplazamientos horizontales y derivas máximas del modelo rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.	105
4.5	Momento máximo probable en la columna según cada conexión.	118
4.6	Espesor de la soldadura de filete en el ala superior de la viga.	118
4.7	Espesor soldadura en el alma de la viga.	118



ÍNDICE DE ECUACIONES

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO.

3.1	Wilbur primer nivel.	65
3.2	Wilbur nivel techo.	65
3.3	Coordenada X para centro de rigidez.	67
3.4	Coordenada Y para centro de rigidez.	67

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1	Momento plástico probable.	110
4.2	Fuerza gravitacional que soporta la viga.	110
4.3	Cortante en la rótula plástica.	111
4.4	Fuerza cortante en la rótula plástica de la viga.	111
4.5	Momento máximo probable a la cara de la columna.	112
4.6	Fuerza en las alas de la viga.	114
4.7	Fuerza de cedencia elástica en las alas de la viga.	118
4.8	Fuerza de diseño para soldaduras de filete.	115
4.9	Longitud efectiva de la soldadura.	115
4.10	Diámetro requerido de soldadura.	116
4.11	Longitud efectiva de la soldadura.	116
4.12	Espesor requerido por la soldadura por corte.	117



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

**PROPUESTA DE ADECUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD
EDUCATIVA “DR. LISANDRO LECUNA” CONFORME A LA NORMA
COVENIN 1756-1:2001 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES**

Autores:

Carrillo G. María G.
Cortéz C. Leonardo R.

Tutor:

Prof. Edson Martínez

RESUMEN

La U. E. Dr. Lisandro Lecuna se encuentra ubicada en el Municipio Naguanagua del Edo. Carabobo, construida hace más de 50 años. Experiencias anteriores en Venezuela, han demostrado que los distintos sistemas constructivos de edificaciones educativas para esa época no satisfacen los requisitos sismorresistentes de las normas vigentes, siendo uno de ellos el tipo “Antiguo II”, clasificación que se le otorga a la estructura en estudio. Por lo antes expuesto, se realizó un estudio de vulnerabilidad a la estructura, el cual arrojó un resultado alarmante. De acuerdo a ello, se basó este estudio netamente analítico, proponiendo un modelo de adecuación estructural que contempla la superestructura a rehabilitar, el cual controla los desplazamientos originados por fuerzas horizontales y le otorga un comportamiento sismorresistente adecuado a la estructura, aumentando la rigidez y de esa manera se asegura la capacidad de disipar energía a través de su deformación de manera controlada. El modelo presenta un incremento en la sección de las columnas con concreto de Resistencia 210 kg/cm^2 hasta una dimensión de $(35 \times 35) \text{ cm}$ y un encamisado con planchas de acero ASTM A 572 Grado 50 de 8 mm de espesor, una sección compuesta concreto-acero uniendo las vigas existentes con perfiles IPN y una conexión entre los elementos rehabilitados mediante soldaduras.

Palabras clave: Adecuación estructural, Vulnerabilidad, Edificaciones escolares.



INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de un evento sísmico representa una situación alarmante en gran parte del mundo. Venezuela es un país con alta amenaza sísmica, debido a su ubicación geográfica, presentando una mayor vulnerabilidad representada por sus condiciones demográficas, en el cual existe una desigualdad en los asentamientos de la población, concentrándose la mayor parte de ésta en zonas consideradas de alto peligro sísmico. Por experiencias pasadas, tales como los terremotos ocurridos en Caracas en el año 1967 y en Cariaco en el año 1997, se puso en evidencia la clara ausencia de normativa de criterio Sismorresistente en algunas edificaciones, ya que por mencionar, en el último hecho citado se produjo el colapso de siete edificaciones de concreto armado, entre ellas cuatro edificaciones escolares; lo que se tradujo en 73 muertos y 100 millones de dólares en pérdidas.

Las consecuencias económicas y pérdidas de vidas hacen que los desastres causados por terremotos sean catastróficos en cualquier lugar que se originen; por lo que la intervención o rehabilitación estructural, ya sea el reforzamiento sismorresistente o la reparación de edificaciones, resulta un componente esencial para la mitigación de los efectos de los sismos, siendo el mejoramiento del desempeño sismorresistente de edificios vulnerables un asunto urgente y de vital importancia.

A raíz del terremoto de Cariaco, surge como iniciativa del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la UCV, conjuntamente con la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), el interés de estudiar las causas que llevaron al colapso de las instituciones escolares, procediendo a realizar en primer lugar un inventario de las edificaciones escolares en toda la geografía nacional, para luego elaborar estudios de vulnerabilidad sísmica y posibles propuestas de adecuación estructural.



Dentro de ese marco investigativo, en la Universidad de Carabobo, se viene desarrollando una serie de estudios de vulnerabilidad, riesgo sísmico y adecuación estructural de las edificaciones escolares en el estado Carabobo. El presente trabajo de grado desarrolla una propuesta de adecuación estructural para una estructura considerada como esencial, por la norma COVENIN 1756-2001, como es la “U.E Dr. Lisandro Lecuna”, construida hace aproximadamente 50 años, bajo normativa que no contemplaba las acciones y solicitaciones que se producen a partir de los movimientos horizontales del terreno. El cálculo y diseño de la propuesta de reforzamiento de dicha estructura, se logra a partir de una evaluación sísmica llevada a cabo previamente, donde se identificaron las deficiencias, principalmente la falta de rigidez lateral, que permitió la implementación de un procedimiento de intervención basado en una estrategia de solución de los problemas encontrados por dicha evaluación.

La estructura del trabajo presentado a continuación contempla lo siguiente:

- ✓ Capítulo I, denominado el problema, que permite explicar y demostrar las causas que llevaron al desarrollo de la propuesta de investigación, así como también los alcances y limitaciones que se presentaron para el desarrollo del trabajo.
- ✓ Capítulo II, abarca algunos antecedentes, los cuales citan el resultado de líneas de investigaciones que evaluaron sísmicamente el comportamiento de edificaciones escolares y llevaron a cabo el diseño de refuerzos que solventaran el resultado de dichas investigaciones. De igual forma se encuentran las bases teóricas y legales que sustentan la investigación.
- ✓ Capítulo III, determina el tipo de investigación y desarrolla las fases que permitieron el cumplimiento de los objetivos planteados, desde el análisis de la estructura original, hasta el modelado de la propuesta y un diseño de elementos y conexiones.



- ✓ Capítulo IV, el cual muestra los procedimientos de cálculo, resultado de los análisis, el diseño de un tipo de conexión, ajustes y comprobaciones presentes en la propuesta indicada en el capítulo anterior.

- ✓ Capítulo V, donde finalmente se exponen las conclusiones y recomendaciones que surgen a partir del planteamiento realizado, e ilustra gráficamente detalles que permiten sustentar el modelo de rehabilitación planteado.



CAPÍTULO I

EL PROBLEMA



CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

En Venezuela, en gran medida, la actividad sísmica está asociada al sistema de fallas activo predominante: Oca-Ancón-Boconó-El Pilar-San Sebastián; orientadas aproximadamente en dirección este-oeste a lo largo de un cinturón de casi 150 kilómetros que definen el sistema montañoso de los andes venezolanos y la cordillera central y oriental, originado por el contacto entre las placas tectónicas del Caribe y Suramericana.

Según lo antes expuesto, en el territorio nacional, la ocurrencia de un sismo constituye uno de los mayores potenciales de riesgo de pérdidas de vidas humanas y económicas. Inclusive, se podría afirmar que el mismo no tendría que ser necesariamente de elevada magnitud para causar una situación de emergencia ya que la construcción irracional, irresponsable y descontrolada en muchas zonas (algunas consideradas de gran vulnerabilidad sísmica), dificultan la predicción de los daños que podrían ocasionar dichos eventos en la población. Aproximadamente un 80% de la población venezolana vive en zonas de alta amenaza sísmica, lo cual aunado al desarrollo actual del país, caracterizado por un elevado índice demográfico y un aumento constante en las inversiones en infraestructura, hacen que este riesgo sea cada vez mayor, según cifras obtenidas de FUNVISIS.

Han transcurrido 14 años tras el terremoto de magnitud 6.9 que devastó gran parte de la población de Cariaco en el estado Sucre, evento sísmico que ocurrió el 9 de julio de 1997, producto del movimiento de las placas tectónicas en la Falla del Pilar, que sacudió fuertemente la región oriental del país, causando así daños graves en gran



parte del estado Sucre. Los daños mayores se concentraron en la población de Cariaco y en Cumaná, colapsando varias edificaciones, entre ellas el liceo Raimundo Martínez Centeno y la escuela Valentín Valiente, edificaciones que no resistieron la fuerza demoledora del sismo.

A partir de este evento, la situación de las edificaciones escolares en el país se puso en evidencia; iniciándose el desarrollo de investigaciones que identificaron y clasificaron a la mayoría como construcciones del tipo “cajetón” y tipo “antiguo”, es decir, escuelas construidas con normas antiguas que no satisfacen los requerimientos sismorresistentes exigidos en las normas actuales. El Ministerio de Educación registra un total de 28.119 unidades educativas distribuidas en todo el país, de las cuales un 70% se encuentran ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica, y adicionalmente un gran número fueron construidas bajo normativa de los años 1947, 1955 y 1967 las cuales presentan exigencias sismorresistentes significativamente menores a las incluidas en las normas modernas. De aquí, la necesidad de adecuar dichas estructuras a los niveles de diseño que incluyen ciertos parámetros de seguridad, para resguardar el bienestar de los usuarios.

De lo anterior no escapa la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna, ubicada en el municipio Naguanagua del estado Carabobo, clasificada como tipo “Antiguo II” y cuyo estudio de vulnerabilidad sísmica arrojó un valor de 6,7 clasificándola como ALTA (Hernández, Contreras 2008), dentro de este marco, la presente investigación busca realizar el diseño de un modelo de rehabilitación a la estructura de dicha Unidad Educativa, de manera de adecuarla a la Norma COVENIN 1756-2001, edificaciones sismorresistentes; que permita resguardar la integridad del personal y los estudiantes que hacen vida en la institución.



Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Elaborar una propuesta de adecuación estructural para la Unidad Educativa Doctor “Lisandro Lecuna” conforme a la NORMA COVENIN 1756-1:2001

Objetivos Específicos

1. Seleccionar el modelo estructural de adecuación que mejor se adapte a la configuración actual de la edificación.
2. Analizar el modelo propuesto mediante un software estructural.
3. Realizar el diseño final del modelo para la adecuación del U.E. Dr. “Lisandro Lecuna” conforme a la NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756-1:2001.

Justificación

La U. E. Dr. “Lisandro Lecuna” es una institución que tiene una larga trayectoria como plantel educativo, siendo de gran importancia para la población adyacente a la misma. Es por esta razón que los últimos años se ha realizado estudios para evaluar la vulnerabilidad de la edificación ante la acción de un sismo, los cuales han arrojado resultados ALARMANTE calificándola como de VULNERABILIDAD ALTA. Esto se debe a presencia de ciertos elementos estructurales fuera de la Norma Sismorresistente actual como son el sistema estructural tipo Antiguo II, falla en confinamiento en columnas y en zonas de solapes, efecto de columna corta, entre otros.



La institución se encuentra ubicada en el Municipio Naguanagua Edo Carabobo que es una zona cuya amenaza sísmica es elevada y además está calificada en el grupo A (estructuras con mayor importancia) según la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001.

Por lo antes expuesto, el presente trabajo de grado tiene como objetivo elaborar una propuesta para la adecuación de la estructura de la U. E. “Dr. Lisandro Lecuna”, para de esta manera salvaguardar las vidas humanas que utilizan día a día dicha institución y minimizar los daños que sufriría la estructura al ser sometida a un evento sísmico.

Delimitación

Estudios realizados anteriormente calificaron a la U. E. Dr. “Lisandro Lecuna” como vulnerable ante un sismo, por la presencia de fallas estructurales importantes que podría generar como consecuencia daños graves en la edificación a la hora de un sismo de magnitud relevante, proponiéndose elaborar un modelo estructural que rehabilite y adecue la estructura a la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001, para garantizar un mejor desempeño a la hora de verse afectada por un movimiento sísmico.

La institución esta conformada por tres (3) módulos. Para efectos de adecuación la presente investigación se centra en el módulo denominado “Módulo Principal”, por ser el más desfavorable de la escuela, ya que de ocurrir un evento sísmico representaría el espacio que resguardaría a los estudiantes y maestros que hacen vida en él durante la mayor parte del día

La información proporcionada en los planos de la institución, así como también el acero de refuerzo de los elementos estructurales (vigas y columnas) no se verificará mediante ensayos experimentales, sino que se utilizará la información del trabajo de grado realizado por Laura M Márquez F y Harcyo L. Rodríguez S. titulado



“Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en la Unidad Educativa Doctor Lisandro Lecuna tipo antiguo II, Municipio Naguanagua”.

Esta propuesta solo abarca la adecuación de la superestructura de la institución, no así el sistema de fundación sobre la cual se apoya la estructura del edificio; por lo tanto, no se detallará la conexión columna-fundación. Por otra parte, no se incluye el estudio de los sistemas no estructurales como tabiquería, ventana u otro elemento que modifiquen el comportamiento sísmico de la estructura, así como también el método constructivo de la rehabilitación. Además no se consideró la rigidez aportada por la escalera en la respuesta de la estructura. No incluye ningún tipo de ensayos y es un estudio netamente analítico.



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

El Marco teórico está constituido por un conjunto de aportes teóricos existentes sobre el problema del objeto de estudio, en el que se incorporaron los siguientes elementos, tales como antecedentes de la investigación, bases teóricas y bases legales, en donde con este último se normalizó la aplicación de la propuesta de solución al problema o necesidad del objeto de estudio.

ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Márquez, Laura; Rodríguez, Harcyo. (Abril 2008). **“Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna Tipo antiguo II”**. El proyecto permite evaluar el riesgo sísmico en el que se encuentra dicha institución, para poder plantear recomendaciones generales que puedan servir de ayuda para reducir la vulnerabilidad sísmica hasta niveles que la norma actual acepte. Debido a la falta de información referente a la edificación, se realizaron levantamientos geométricos, que permitieron determinar las características y propiedades de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación. En general, según los estudios realizados basados en el Ferroskan y las inspecciones visuales, se comprobó el escaso acero transversal, así como la falta de confinamiento en columnas y en la zona de solape en las armaduras longitudinales. Del estudio demanda vs capacidad, se determinó que la estructura presenta un alto nivel de vulnerabilidad sísmica, en el que se demuestra que la institución se encuentra expuesta a una demanda mayor a su capacidad, siendo éste aspecto determinante para recomendar llevar a cabo el refuerzo de la estructura, y realizar estudios detallados que aporten soluciones en cuanto al control de las derivas.



La información y valores de diseño recabados por dicha investigación, sirvieron como un aporte valioso para el trabajo de grado que se presenta, el cual es una continuación directa y justificada de la investigación mencionada al comienzo.

Hernández, Elimar; Contreras, Osmar. (Abril 2008). **“Índice del grado de vulnerabilidad sísmico de edificaciones escolares en Venezuela”**. El propósito de la investigación es estandarizar un instrumento de evaluación visual de vulnerabilidad sísmico y establecer un índice como patrón único en Venezuela que permita ubicar a las edificaciones escolares en un rango jerárquico de vulnerabilidad sísmico para luego ser evaluadas racionalmente. Se consideraron para la investigación un grupo de edificaciones escolares de los municipios Naguanagua, San Diego, Juan José Mora y Puerto Cabello del Estado Carabobo. Para su realización, se diseñó una investigación bajo la modalidad descriptivo- exploratorio, y la información fue recolectada mediante dos instrumentos: una hoja de registro de observación directa y una encuesta dirigida a los expertos en el área de estudio. La investigación logra establecer un índice que determinó la vulnerabilidad sísmica preliminar en edificaciones escolares objetos de estudios, y dicho índice puede ser aplicado a grupos de escuelas existentes en todo el país. Como resultado de la investigación se logró ubicar a la U.E. “Dr. Lisandro Lecuna” con 6,7 de índice de vulnerabilidad clasificándola como ALTA.

Colmenares, Luis; Romero, Daniel. (Mayo 2010). **“Proyecto de adecuación estructural del tipo Stac-Antiguo, de la Unidad Educativa Cirilo Alberto, ubicada en el Municipio Valencia, del estado Carabobo, conforme a los requisitos dados en la norma COVENIN 1756:2001”**. La investigación tuvo como finalidad el reforzamiento de la institución, la cual presenta problemas de resistencia ante cargas horizontales y falta de rigidez en sus elementos. La información utilizada fue facilitada por una investigación hecha sobre la escuela previamente, cuyo reconocimiento permitió dar continuidad a la investigación. Así mismo, se propuso un proyecto de adecuación estructural, el cual plantea para las columnas un



encamisado de acero con ángulos, pletinas y rejillas, que reforzará su resistencia al corte; en el sentido longitudinal se propone la colocación de perfiles HEA bajo la losa de entrepiso y techo, lo que le aportará a la estructura una rigidez adecuada y absorberá las sollicitaciones sísmicas; por último se planea colocar arriostres conformados por perfiles tubulares en sentido longitudinal y transversal para controlar derivas. La metodología utilizada resultó un gran aporte para la presente investigación, pues a partir de ésta, se logró desarrollar el procedimiento que se adecuaba de forma satisfactoria al cumplimiento de los objetivos planteados.

BASES TEÓRICAS

En general, las enseñanzas que han dejado los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña de acuerdo con una buena normativa sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño sobre la estructura es poco relevante en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias.

A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión. En vigas, se presentan grietas diagonales y rotura de estribos a causa de cortante y/o torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y debajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.



Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nodos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo y/o consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión.

Por lo anteriormente expuesto, la norma sismorresistente vigente contempla los requisitos mínimos para proteger la vida de los ocupantes de las edificaciones, tomando en consideración los parámetros de diseño y los aspectos a tener en cuenta para el cálculo y reforzamiento de las estructuras.

IRREGULARIDADES VERTICALES

Las irregularidades verticales indican cambios bruscos de resistencia, rigideces, geometría y masa, y conducen a una distribución irregular de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura del edificio. La norma COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes considera irregular una edificación si en alguna de sus direcciones principales presenta alguna de las características que a continuación se mencionan:

- ✓ **Entrepiso blando**
- ✓ **Entrepiso Débil**
- ✓ **Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.**
- ✓ **Variación de la geometría del sistema estructural (Escalonamiento)**
- ✓ **Esbeltez Excesiva**
- ✓ **Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales**

✓ **Falla de conexión entre miembros verticales**

✓ **Efecto de Columna Corta**

La interacción entre los elementos no estructurales, tales como muros divisorios de mampostería, y las columnas de marcos de concreto, provoca concentraciones de fuerza de cortante en los extremos libres de las columnas, siendo éstas últimas las que tienden a fallar frágilmente por cortante.

La Fig. 2.1 ilustra la forma en que los muros divisorios adosados a la columna restringen a ésta hasta donde llega la altura de ellos. Esto conduce a que la porción libre de la columna adquiera mucha mayor rigidez en comparación de las demás columnas del mismo piso, que no están confinadas ni restringidas, en ninguno de sus lados, por elementos no estructurales, generándose así elevados esfuerzos de corte en la columna corta dando lugar a consecuencias desastrosas.

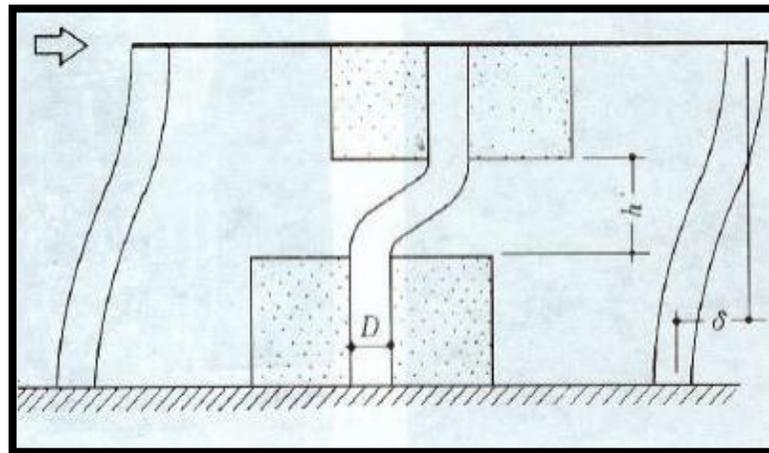


Fig. 2.1.- Deformación lateral de columna corta confinada parcialmente por muros.

Fuente: Salvador, Safina (2002)

Ante la insuficiente ductilidad de la columna acortada, la falla se genera por tensión diagonal producida por elevados esfuerzos cortantes y es más frágil respecto a las de las columnas no restringidas parcialmente debido a que su longitud deformable es mucho menor. Esta situación puede evitarse si se deja suficiente separación entre la columna y el muro de relleno para que así ésta se deforme libremente durante la sollicitación sísmica (ver Figura 2.2).

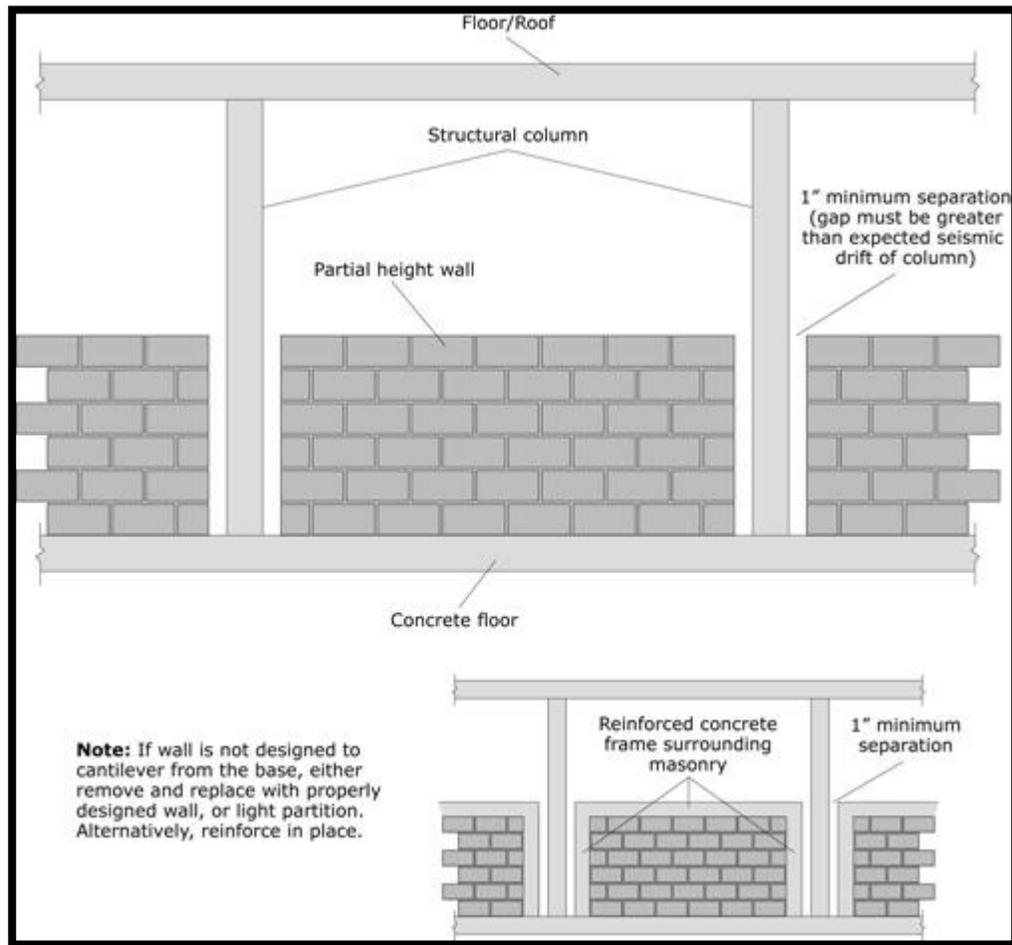


Fig.2.2.- Solución para contrarrestar el efecto columna corta.

Fuente: López, Oscar (2009)



NECESIDAD DE INTERVENCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

El resultado de la evaluación sísmica debe servir de base para la toma de decisiones referente a la necesidad de intervención de una edificación. Las acciones deben estar dirigidas a reducir la vulnerabilidad funcional, no estructural o estructural de la edificación, dependiendo de los requerimientos asociados al nivel de desempeño esperado.

✓ **Intervención o reforzamiento estructural**

Consiste en una modificación sensata de las características estructurales (resistencia, rigidez, masa, deformabilidad, capacidad de disipación de energía, etc.) que permita proporcionar a la misma un desempeño sísmico aceptable. Ello implica necesariamente la identificación de las deficiencias sísmicas de la edificación y la selección de una apropiada estrategia de adecuación que permita reducir la vulnerabilidad a un nivel aceptable, conforme con las características de cada edificación.

En términos generales, las estrategias de reforzamiento y adecuación estructural pueden englobarse desde el punto de vista cualitativo en tres grupos: Técnicas de Rigidización y/o reforzamiento, Técnicas orientadas a elevar la capacidad de deformación y Técnicas para reducir la demanda sísmica. En la práctica, dichas técnicas suelen implementarse a través de la inserción de elementos adicionales como muros de corte (tanto exteriores como interiores a la edificación), contrafuertes, pórticos, pórticos arriostrados, arriostramiento de pórticos, muros de relleno en pórticos, reforzamiento de diafragmas, reforzamiento de columnas y vigas, incorporación de elementos de confinamiento, incorporación de elementos de aislamiento de base, utilización de unidades de disipación de energía, modificación de la rigidez local de los elementos, incorporación de soportes adicionales, reducción de



masa por remoción o sustitución de componentes pesados o inconvenientemente situados.

Reforzamiento y Rigidización del Sistema

Representan las estrategias más comúnmente empleadas para intervenir edificaciones con un inadecuado sistema resistente a cargas laterales. Pueden estar orientadas a incrementar la capacidad resistente o la rigidez lateral. Ambas estrategias están muy relacionadas pero son diferentes. En la práctica se implementan con la introducción de muros o pórticos adicionales en la estructura o a través de la intervención de los existentes.

Mejoramiento de la Capacidad de Deformación

El incremento de la capacidad de deformación del sistema se logra mejorando la capacidad de deformación de los elementos que la componen, de manera que las acciones generalmente están orientadas a mejorar el confinamiento en elementos poco dúctiles, incrementar la resistencia, reducir la rigidez localmente o agregar soportes adicionales.

Reducción de la Demanda Sísmica

Implica modificaciones en la respuesta estructural para reducir las demandas de fuerzas y deformaciones en el sistema. Existen diferentes estrategias tales como el aislamiento de la base, el incremento de la capacidad de disipación de energía empleando dispositivos disipadores y finalmente, la reducción de masas innecesarias, que redundará en reducción de las fuerzas sísmicas.



✓ **Intervención No Estructural**

Consiste en la implementación de todas aquellas medidas sobre el sistema, los elementos y los componentes no estructurales, necesarias para garantizar su adecuado desempeño ante un sismo. Si bien, la intervención estructural repercute sobre algunos componentes no estructurales (sobre todo los arquitectónicos, como paredes y tabiques), es evidente que ciertos elementos, equipamiento y/o contenido expuestos, merecen la adopción de medidas apropiadas para reducir o eliminar su vulnerabilidad, evitando que sufran daño o que su fallo pueda atentar contra la seguridad de los ocupantes, los bienes y/o la funcionalidad de la instalación. En general, entre estas medidas de mitigación destacan la remoción y/o reubicación de elementos peligrosos, la restricción de la movilización de ciertos objetos, el uso apropiado de anclajes, de acoples flexibles y de soportes, la sustitución o modificación de objetos que representen peligro, el aislamiento de objetos, la fijación sobre todo de estanterías y otros elementos altos, el refuerzo de elementos, la redundancia de materiales esenciales, la rápida respuesta y reparación.

✓ **Intervención Funcional**

Consiste en todas aquellas medidas necesarias para garantizar el mantenimiento de las condiciones apropiadas de funcionalidad al momento de la actuación ante una crisis sísmica. Debe estar orientada a identificar las deficiencias funcionales de la instalación en casos de emergencia y hacer las adecuaciones necesarias, que en algunos casos, pueden implicar variaciones en los diseños y distribuciones de áreas, de manera que permitan mitigar y prevenir colapsos funcionales. Ello en cierta manera escapa del alcance del técnico estructural y exige la intervención de todo un equipo multidisciplinario en el que participe personal especializado, ingenieros, arquitectos, planificadores, etc., con el fin de lograr una adecuación eficiente de la planta física, usos, servicios, accesos y áreas exteriores. Desde el punto de vista funcional, entre las medidas más importantes destacan la señalización de servicios,



rutas de evacuación y escape, de equipos de emergencia, tanto en el interior de la edificación como en el exterior y los alrededores, la existencia de un plan de emergencia efectivo y probado, la permanente disponibilidad de las salidas de emergencia, la práctica de simulacros de actuación en caso de sismos, información sobre las acciones a tomar, equipamiento básico para atención de primeros auxilios y de comunicación, sistemas de alarma, redundancia de equipos y servicios vitales, entre otros.

Reparación y Refuerzo de Estructuras de Concreto Armado

Las estructuras de concreto se diseñan y construyen para que cumplan con su función y alcancen su vida útil de una manera segura. Esto implica que en el diseño, construcción, mantenimiento y operación se consideran aspectos de capacidad estructural, así como de durabilidad de los materiales. Cuando las estructuras sufren modificaciones, ya sea por razones arquitectónicas o de tipo de uso, se deterioran los materiales, o bien sufren daños, como los producidos por los temblores, lo que hace necesario pensar en la rehabilitación de la estructura. Este término implica, de manera general, la reparación y el refuerzo. En la reparación se busca dejar a la estructura con sus capacidades originales; con el refuerzo se mejoran estas propiedades.

Muros Estructurales

Los muros estructurales son elementos que se comportan de manera muy rígida, lo que evita excesivos desplazamientos en su dirección más larga. La eficiencia de los muros, para resistir deformaciones, disminuye con la altura. En la figura 2.3 se aprecia como el elemento “a” correspondiente a sistemas apertados presenta deformaciones desde casi su base, en muros aislados no, pero como muestra el elemento “b” la rotación excesiva de las secciones horizontales se traduce en grandes deformaciones laterales en los pisos superiores. Este efecto se puede controlar mediante la interacción controlada de muros y pórticos, asumiendo el muro una parte

del cortante significativamente en los primeros pisos mientras que los pórticos lo absorben en los pisos superiores.

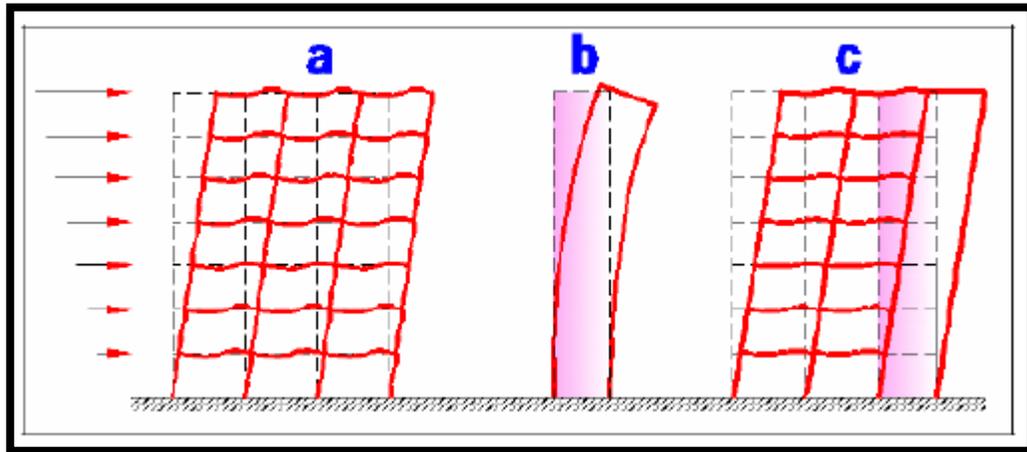


Fig. 2.3.- Deformación de un pórtico, un muro y un sistema pórtico-muro.

Fuente: Alcocer, Sergio (1995)

Es común que se denomine a los muros de concreto reforzado como “muros de corte” o “muros de cortante” porque resisten un alto porcentaje de la fuerza cortante lateral total. Sin embargo, estos términos son desfavorables y un tanto engañosos puesto que la mayoría de los muros se pueden diseñar de manera que tengan un comportamiento dominado por flexión, y que, por tanto exhiban un modo de falla dúctil.

Los muros estructurales bien diseñados ofrecen varias ventajas para su uso en zonas sísmicas:

1. Poseen una mayor rigidez que la de marcos de concreto reforzado.
2. Dada su alta rigidez, exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados.

3. Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos

Los muros estructurales deben diseñarse para resistir la variación del cortante en la altura (que es máximo en la base), del momento, que produce compresión en un extremo y tensión en el otro extremo opuesto, así como las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro (ver figura 2.4). La cimentación debe diseñarse para resistir el cortante y el momento máximo que pueda desarrollarse en la base del muro. El refuerzo en la base debe detallarse cuidadosamente para que las fuerzas puedan transferirse entre el muro y la cimentación; en particular, se debe enfatizar la unión y anclaje de varillas.

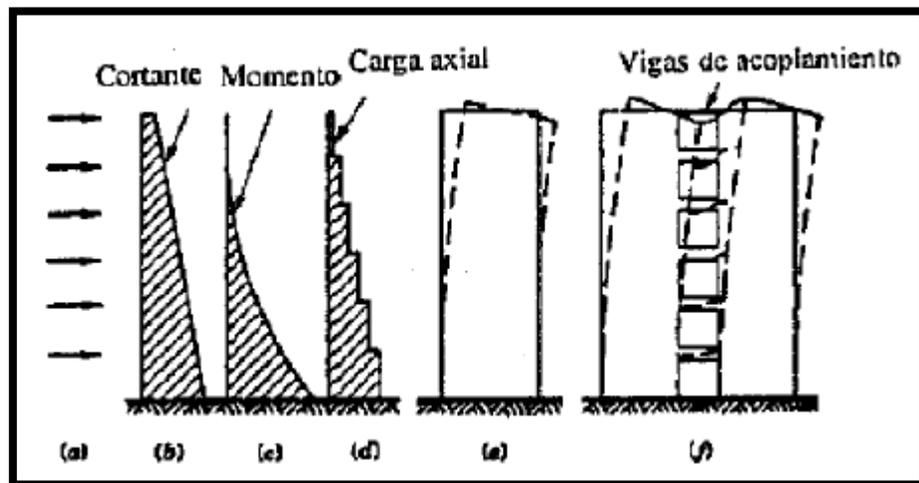


Fig. 2.4 Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado.

Fuente: Alcocer, Sergio (1995)

Los muros deben colocarse de manera que la distribución de rigidez en planta sea simétrica y que la configuración sea estable torsionalmente. Otro aspecto a considerar es que mientras mayor sea la carga gravitacional resistida por un muro, menor será la demanda por refuerzo de flexión y más fácil será la transmisión de momentos de

volteo a la cimentación. Por tanto a menor cantidad de muros, mayores son las fuerzas que deben ser transmitidas a la cimentación.

Clasificación De Muros Estructurales

Según Su Esbeltez

La esbeltez de un muro se cuantifica por la relación H_w/L_w , llamada relación de esbeltez; cuando esta relación es menor que 2, se clasifica como largo o esbelto, por el contrario si la relación es menor o igual a 2, se clasifica como corto o bajo. En los muros esbeltos la resistencia a la flexión controla el comportamiento del muro, mientras que en los bajos el cortante controla las deformaciones por flexión y la resistencia.

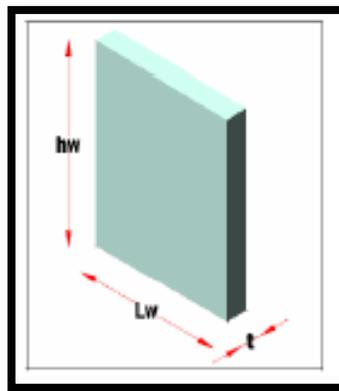


Fig.2.5.- Dimensiones del muro Estructural.

Fuente: Alcocer, Sergio (1995)

Según La Forma De Su Sección Transversal

Los muros pueden ser de forma rectangular, T, L ó U y otras formas más elaboradas. En algunas formas el muro tiene ensanchamiento en sus extremos, los

cuales se construyen para permitir el anclaje de vigas transversales, para colocar su refuerzo a flexión, etc.

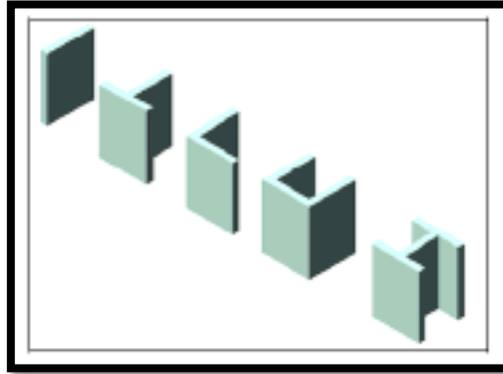


Fig.2.6.- Formas del Muro Estructural.

Fuente: Alcocer, Sergio (1995)

Según su Forma en Elevación

La mayoría de los muros de corte no sufren cambios en las dimensiones en elevación, la dimensión que cambia con frecuencia es el espesor. Cuando los muros de corte deben tener ventanas o puertas en su interior, se llaman muros con aberturas y requieren de una reformulación en la disposición del acero por interrupción de la sección transversal.

Según la ubicación en la Estructura

- ✓ Muros en el exterior del edificio
- ✓ Muros en el interior del edificio



Muros de relleno de pórticos

Tanto en el interior como en el exterior de edificios, una solución práctica al problema de rigidez y resistencia es el relleno de vanos de pórticos con muros de concreto o de mampostería reforzada.

Debido a la unión con la columna, los esfuerzos en éstas cambiarán sustancialmente. Si el refuerzo de la columna es suficiente para el nuevo estado, la unión con el muro podrá realizarse solamente por medio de pasadores soldados. En caso contrario, se debe construir un encamisado de la columna, monolítico con el muro.

Pórticos contrafuertes

A diferencia de los elementos anteriores, su colocación es perpendicular a la cara del edificio. Además de aportar rigidez, son útiles para tomar el momento de vuelco en edificios esbeltos. Debido a las limitaciones de espacio no siempre son factibles.

Pórticos arriostrados

Otra solución frecuente consiste en incluir varios pórticos de acero con diagonales anclados fuertemente a los diafragmas, como sustituto de los muros de rigidez.



Fig.2.7.- Refuerzo con Diagonales

Fuente: Salvador, Safina (2002)

Construcción de un nuevo sistema aporticado

En ocasiones es posible llevar a cabo una reestructuración total adosando la antigua estructura a nuevos pórticos perimetrales externos. Usualmente se combina con la incorporación de muros estructurales internos perpendiculares al sentido longitudinal de los pórticos.

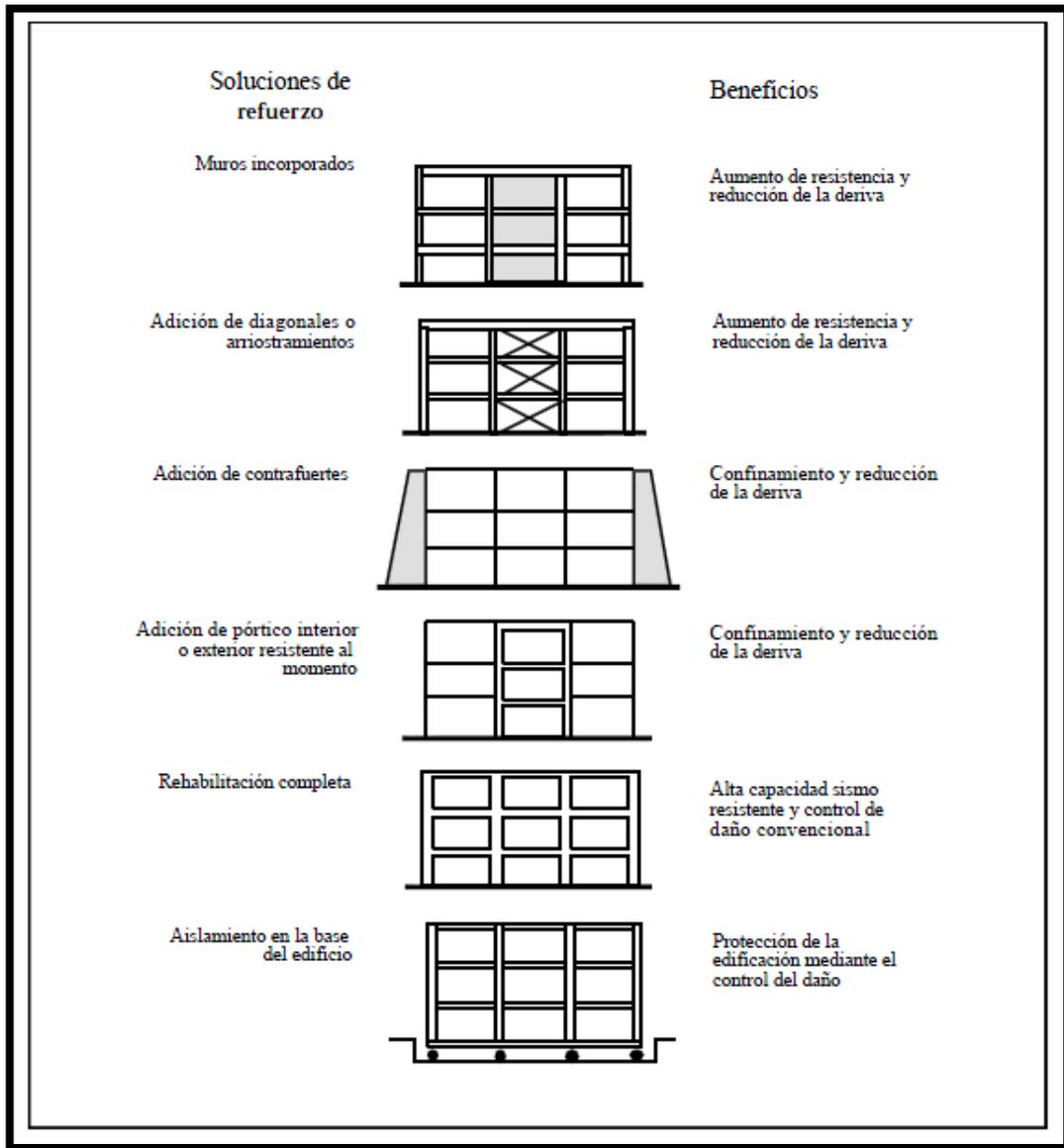


Fig.2.8.- Soluciones Conceptuales
Fuente: Salvador, Safina (2002)

Técnicas de Reforzamiento de Columnas

La falla de columnas individuales bajo cargas sísmicas es frecuentemente debido a un inadecuado diseño. Cuando las columnas de concreto armado muestran deterioro en su superficie y las varillas son visibles, este tipo de fallas pudo haberse causado



debido a insuficiente estribos, insuficiente anclaje, y el acero está ubicado en áreas críticas de la columna.

El daño a las columnas puede frecuentemente causar que pisos o incluso estructuras puedan colapsar. Esto es particularmente cierto cuando un piso no es lo suficientemente rígido y las fuerzas horizontales solo se transmiten a la cimentación a través de las columnas. Generalmente ocurre la denominada falla por corte de las llamadas columnas cortas. Estas son columnas que son impedidas de su libre movimiento y soportan la fuerza cortante en la parte libre de esta.

Encamisado con Concreto Armado

Las columnas pueden ser reforzadas con concreto encofrado o con concreto proyectado y refuerzo adicional. El reforzamiento con concreto encofrado tiene la ventaja que el trabajo puede ser realizado con poco ruido y el área circundante puede seguir siendo utilizado durante el proceso de reforzamiento. La desventaja de este tipo de reforzamiento es la gran cantidad de trabajo necesario para el encofrado y el problemático proceso de compactado.

La ventaja del concreto proyectado es en particular su gran versatilidad para los diferentes tipos de reforzamientos de elementos de una estructura y el rápido progreso una vez que el equipo está instalado. El gran equipo y la necesaria experiencia del operador, quien tiene una gran influencia en la calidad del trabajo, son las desventajas de este procedimiento. Otra desventaja del concreto proyectado es que es ruidoso y un poco sucio.

Debido a la versatilidad del concreto armado en el reforzamiento de estructuras es un procedimiento frecuentemente utilizado. El alto rango de su uso es debido a la posibilidad de variación los materiales del concreto (agregados y aditivos) y su



aplicación a diferentes superficies. El reforzamiento adicional requerido para un elemento de una estructura toma fuerzas adicionales de tensión y cortante.

Los agujeros necesarios para el anclaje son realizados utilizando martillos rotatorios o martillos combinados. Donde el refuerzo es ubicado muy cerca, como es frecuentemente el caso en columnas, máquinas perforadoras especiales son utilizadas para cortar a través del acero.

El agujero de anclaje es llenado con adhesivo y el refuerzo de acero colocado en él. En varios casos, la buena adhesión entre el elemento existente y el refuerzo es importante. Por esta razón, una gran importancia se le debe dar a la preparación de la superficie. Es también importante la conexión del refuerzo en la cimentación y la estructura para asegurar una óptima transmisión de fuerzas.

Los elementos de la estructura primero deben ser limpiados de polvo y pedazos sueltos. Las varillas de acero dañadas deben ser reemplazadas. El acero de refuerzo debe estar libre de aceite y pintura. Un agente primario se debe aplicar para asegurar una buena adherencia entre el antiguo y el nuevo concreto. Usualmente es utilizada pasta de cemento, productos de resina sintéticos, etc. El uso de anclaje adicional de acero mejora la transmisión de fuerzas cortantes.



Fig. 2.9.- Colocación del refuerzo en una columna de una edificación.

Fuente: Ariel Dante Espeche

Refuerzo con el Uso de Ángulos

Es junto con la técnica mencionada anteriormente, una de las más extendidas en obras de refuerzo de columnas de concreto. La intervención se ejecuta disponiendo de ángulos de acero en las cuatro esquinas del elemento y se los arriostra transversalmente entre sí por medio de presillas soldadas, cables o tornillos pretensados. Para conseguir una unión adecuada entre la columna y los ángulos, se interpone un mortero de alta resistencia a compresión, para que actúe como elemento de reparto y para que evite la concentración de tensiones y cree un contacto lo más uniforme posible.

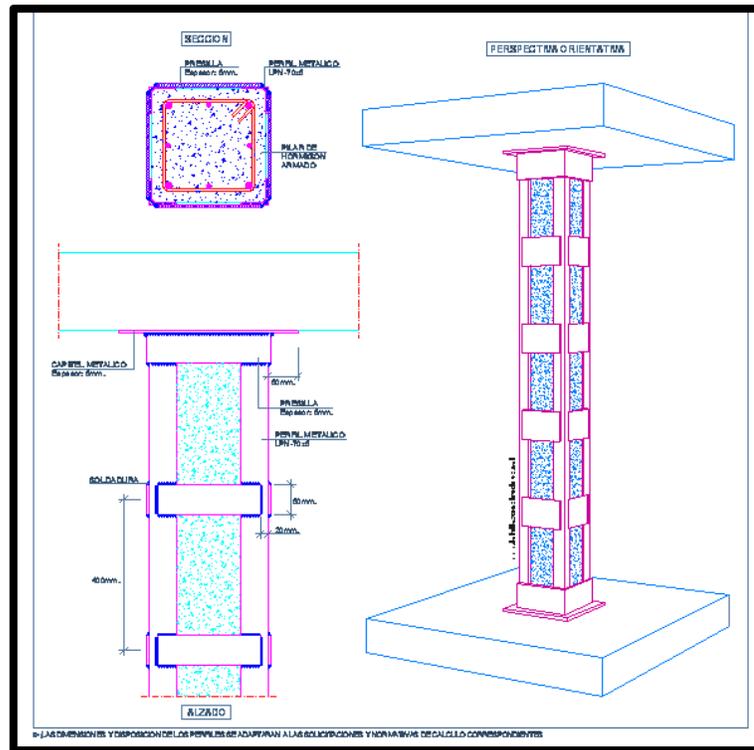


Fig.2.10.- Refuerzo de columnas con el uso de ángulos y presillas

Fuente: Ariel Dante Espeche

Reforzamiento con encamisado de acero

En muchos casos, las columnas son encajonadas en un encamisado de acero. El cual es de aproximadamente 5 mm de espesor, el mismo que debe ser soldado longitudinalmente en el sitio. El espacio de 2 a 3 cm que queda entre el concreto y el encamisado de acero es relleno con grout de alta resistencia. Con columnas rectangulares en particular, el anclaje del encamisado en el concreto es utilizado como sustitución del estribo.

Normalmente, los conectores son utilizados para transmitir los momentos de la cimentación a la estructura.

Una buena adherencia se logra eliminando las aristas y todo el concreto dañado del núcleo de la columna original. Luego se debe escarificar la superficie de concreto viejo,

tanto de la columna como de la viga y/o losa. La superficie debe de estar seca antes de aplicar el conector de adherencia, adhesivo de base epóxica, antes de vaciar el concreto fluido.

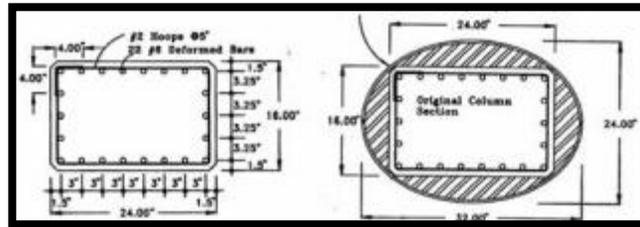


Fig. 2.11.- Sección de una columna reforzada con un encamisado metálico cilíndrico relleno con mortero

Fuente: Ariel Dante Espeche

Reforzamiento con planchas de acero unidas

Las columnas de concreto armado pueden ser reforzadas utilizando bandas de acero unidas o encamisadas con planchas completas de acero. Los cuales no deben ser usados en situaciones de temperaturas elevadas. ($> 55^{\circ} \text{C}.$).

Para una buena adherencia se escarificar la cara de concreto, formando una superficie plana y rugosa, si fuera necesario se rellenara las cavidades.

Los componentes de acero son soldados juntos y unidos al elemento utilizando conectores o anclajes. Las planchas de acero deben ser preparadas con chorro de arena o lijado eléctrico. El encamisado de acero es adherido con un doble componente adhesivo de resina (epóxica o un doble componente adhesivo de resina) epóxica es inyectado después.

Este tipo de reforzamiento con planchas de acero es utilizado para reforzar o reparar columnas mientras los ambientes están en uso, debido a que el trabajo causa menos ruido y desperdicios.

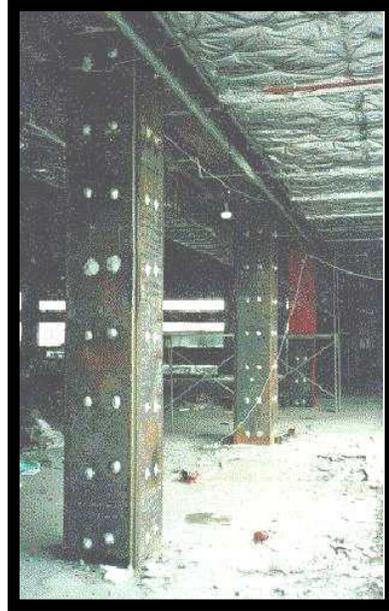


Fig.2.12.- Vista de las Planchas de acero colocadas.

Fuente: Ariel Dante Espeche

Refuerzo con materiales compuestos

Se define por material compuesto a aquel que está formado por la unión de dos más materiales de características físicas y mecánicas distintas con el fin de obtener un nuevo material que permita aprovechar óptimamente el aporte de cada material individual.

Los materiales compuestos que por lo general se emplean para el refuerzo de estructuras son las láminas de polímeros reforzados con fibras. Las fibras más utilizadas son las de vidrio y carbono. La elección del tipo depende de varios factores, incluidos el tipo de carga y las condiciones medio ambientales del entorno de la

estructura. Las fibras se pueden conseguir a modo de elementos preformados o bien como planchas o láminas. En general, las bandas son de 1 a 2 mm de espesor y se fabrican en una amplia variedad de anchos, en tanto que los elementos preformados (mantas) se suelen emplear en almas de vigas para cubrir el cortante o bien para el confinamiento de columnas. Los adhesivos más comúnmente usados son las resinas epoxi, siendo su formulación dependiente de las condiciones ambientales (humedad relativa y temperatura).

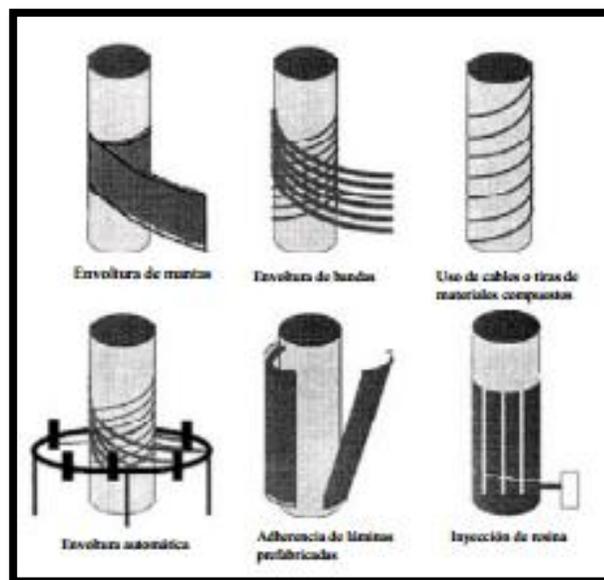


Fig. 2.13.- Diferentes métodos de aplicación de materiales compuestos como refuerzo de columnas circulares

Fuente: Ariel Dante Espeche

Vigas de Concreto Armado

En varios casos, el daño a las vigas, nudos, etc., y soportes no es causado por falla en el diseño o en el trabajo de ejecución. Estos elementos estructurales son usualmente dañados por la falla o deformación de otros elementos estructurales del edificio. Como por ejemplo las placas, columnas, etc.

Reforzamiento con concreto armado

Las vigas de concreto armado pueden ser reforzadas dándoles un recubrimiento adicional de concreto, el cual debe estar de acuerdo al diseño. Se colocan nuevos estribos fijados con expansores de anclaje de base poliéster. El acero longitudinal debe estar embebido en concreto y anclada a las columnas.

El concreto compactado debe ser colocado cuidadosamente para asegurar que no existan fallas y que no existan puntos débiles. Se debe vaciar por un solo lado de la viga hasta que aparezca del otro lado, evitándose la formación de bolsas de aire. Además, se debe utilizar vibradores para una adecuada compactación.

La transmisión de esfuerzos se puede lograr adecuadamente con el uso de aditivos.

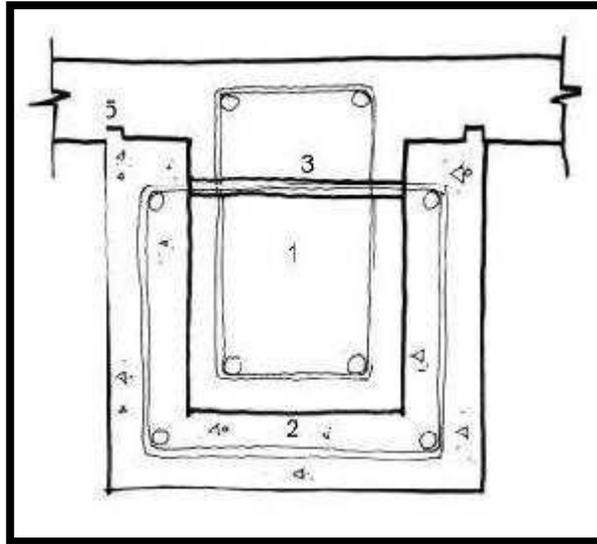


Fig.2.14. Viste en corte de la Ubicación del acero de refuerzo.

Fuente: Ariel Dante Espeche



Reforzamiento con concreto rociado

En general, cuando las vigas de concreto armado son reforzadas con concreto rociado, el refuerzo adicional también es necesario. Este refuerzo adicional debe ser anclado en el elemento estructural existente lo cual se logra perforando la viga existente y fijándolo con expansor de anclaje de base poliéster. Para luego colocar el nuevo acero longitudinal distanciado del existente con separadores. Las puntas del acero longitudinal se deben anclar a las columnas con expansor de anclaje de base poliéster, con una longitud de anclaje según el proyecto.

La superficie de concreto debe ser preparada en pendiente y escarificada. Para lograr una adecuada adherencia se debe aplicar un conector de adherencia formado por un adhesivo de base epóxica de baja viscosidad directamente al sustrato seco.

El concreto fluido se debe vaciar con un especial cuidado respetando su tiempo de manipulación, secado y curado, y debe ser colocado sin interrupción por un solo lado.

Reforzamiento con planchas de acero

Como con los pisos de concreto armado, el reforzamiento de vigas de concreto armado puede ser con refuerzo adherido. En particular, las ventajas de este método de reforzamiento son la no-modificación de la altura de piso a techo, el poco ruido y suciedad causada.

Se debe eliminar los revestimientos de pintura y resane del mortero, lijar la superficie del concreto, para de esta manera lograr una superficie plana y rugosa. Antes de colocar el puente de adherencia la superficie debe de limpiarse con aire comprimido o acetona y debe estar seca. Las planchas de acero deben ser preparadas con chorro de arena o lijamiento metálico y deben ser limpiadas y secadas con chorro

de aire comprimido. Las planchas son fijadas a la viga con tornillos y tuercas, los cuales son embebidos en la viga con expansor de anclaje de base poliéster.

Este tipo de reforzamiento no debe ser utilizado en temperaturas muy elevadas.

La aplicación del acero requiere solo una pequeña cantidad de perforaciones para el anclaje en la viga existente, lo cual es una ventaja, debido a que usualmente estas tienen las varillas de acero muy juntas.



Fig.2.15.- Planchas de Acero colocadas en vigas.

Fuente: Ariel Dante Espeche

Reforzamiento con bandas de acero

Este método es muy conveniente cuando no se desea interrumpir el funcionamiento de la estructura. La superficie debe estar libre de revestimiento de pintura y tarrajeo. Se debe tener una superficie plana y rugosa. Las bandas de acero son fijadas a la viga con tornillos y tuercas, los cuales son embebidos en la viga con

expansor de anclaje de base poliéster. Las bandas deben ser presionadas fuertemente con la ayuda de las tuercas, respetando su tiempo de manipulación y secado. El espesor del adhesivo debe ser uniforme a lo largo de todo el refuerzo.

Las bandas de acero se adhieren a la estructura por medio de pernos. Los cuales se requieren para transmitir las fuerzas de corte de la viga a la losa en compresión, según sea el caso. Se utilizan sistemas de anclajes con adhesivos. Es importante que los pernos de anclaje tengan una adecuada resistencia a la corrosión.

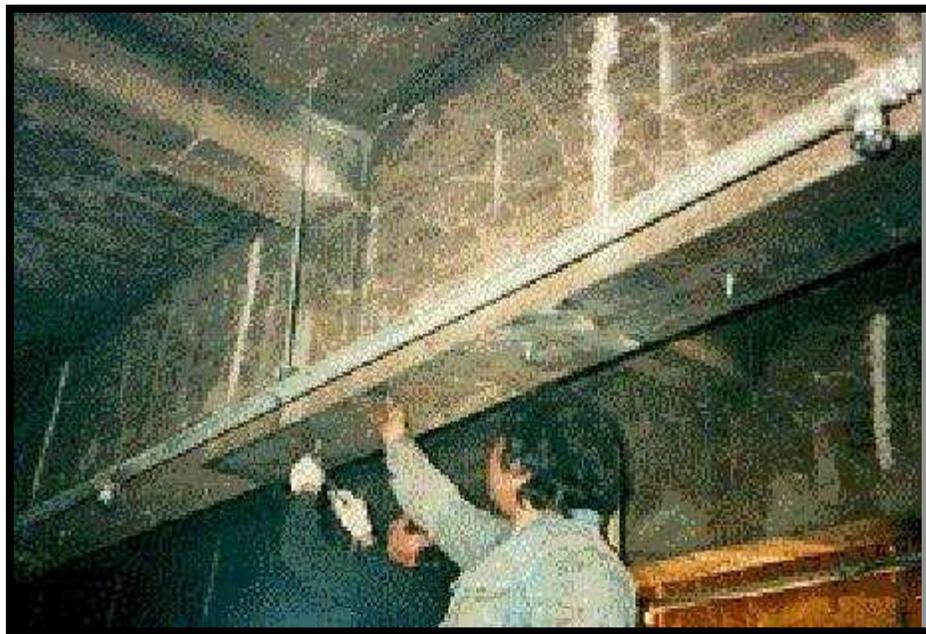


Fig.2.16.- Colocación de Bandas de Acero en Vigas

Fuente: Ariel Dante Espeche

Reforzamiento con pretensado externo

El reforzamiento o reparación correctiva de vigas de concreto armado puede ser llevado a cabo utilizando un pretensado longitudinal o transversal.

El pretensado longitudinal es usualmente utilizado en los elementos de la parte exterior de la estructura. Esto elimina el costoso de trabajo de instalación de un tensionado en la parte interna.

Las medidas de protección contra la corrosión deben ser muy cuidadosas en los elementos post-tensores, ya que de ellos depende el reforzamiento.

El tensionado transversal de vigas de concreto armado conlleva a una gran cantidad de perforaciones debido al gran número de estribos a ser tensionados.

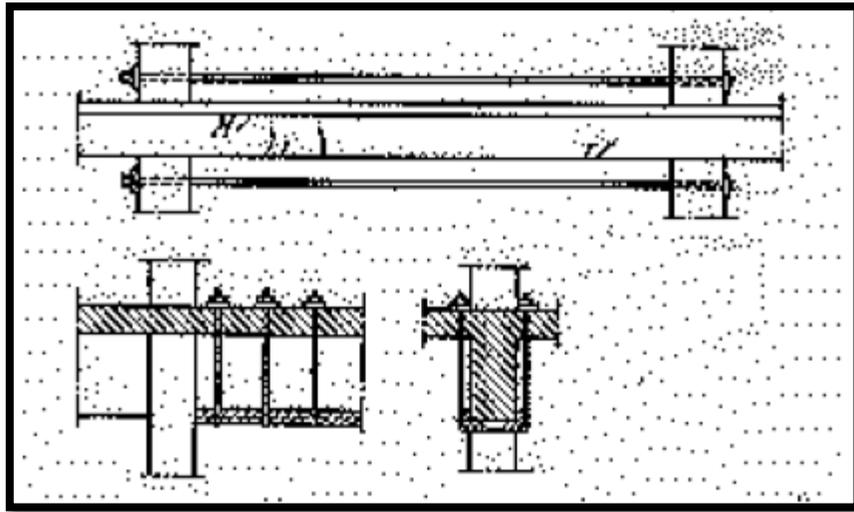


Fig.2.17.- Ilustración de la Colocación del Pretensado Externo en Vigas

Fuente: Ariel Dante Espeche

Métodos de Reforzamiento Sísmico

Algunas de las técnicas disponibles para incrementar principalmente la resistencia última y rigidez de una estructura son las siguientes:



Adición/relleno con muros de cortante sobre/dentro de marcos existentes

Es un método muy efectivo para rigidizar estructuras y/o corregir problemas de torsión. Las estructuras flexibles que presenten desplazamientos laterales grandes, perjudiciales para los muros de mampostería no estructurales existentes, pueden ser rigidizados con este método.

Los elementos añadidos o adicionados pueden ser elementos de concreto vaciados en sitio o prefabricados. Los nuevos elementos pueden ser colocados ya sea en el exterior o en el interior del edificio, sin embargo la primera opción es la más fácil ya que no se requiere la remodelación interior del edificio, aunque se puede alterar la apariencia y disposición de la fachada. Un aspecto importante y delicado es la conexión entre el nuevo elemento adicionado y el existente.

Los paneles de relleno pueden ser de concreto vaciado en sitio, concreto prefabricado o de mampostería reforzada. Las variantes posibles para los paneles de relleno son:

- ✓ Muro de cortante de relleno dentro del marco existente.
- ✓ Muro de cortante de relleno dentro de abertura en muro existente.
- ✓ Aumento del espesor de muro de cortante existente.

La adición a la estructura o a un elemento existente de nuevos elementos de concreto reforzado como vigas o columnas o ambos conformando un marco puede aumentar la resistencia, rigidez o estabilidad. También se deben tener en cuenta los requerimientos para la preparación del concreto y conexión entre elementos descritos anteriormente.



Adición/relleno con elementos metálicos (marcos, paneles) sobre/dentro de marcos existentes

Los nuevos elementos metálicos adicionados o como relleno a la estructura existente sirven para disminuir el desplazamiento lateral de la estructura durante sismos y corregir problemas de torsión. La conexión de los nuevos elementos metálicos adicionados externamente a la estructura existente requiere de elementos macizos (perfiles tipo I, H) perfectamente anclados conformando un elemento estructural compuesto y que garanticen el trabajo en conjunto de toda la estructura reforzada. Los elementos metálicos de relleno pueden consistir en:

- ✓ Marcos metálicos arriostrados (riostros en X).
- ✓ Marcos metálicos arriostrados (riostros en K).
- ✓ Panel metálico con abertura.
- ✓ Panel metálico sin abertura.

La instalación de arriostramientos metálicos puede ser una solución efectiva cuando son requeridas grandes aberturas. La técnica de arriostramiento metálico ofrece las siguientes ventajas potenciales sobre otras técnicas debido a:

- ✓ Se puede proporcionar mayor resistencia y rigidez.
- ✓ Aberturas para la luz natural o circulación se pueden hacer fácilmente.
- ✓ El incremento de masa asociado con el trabajo de intervención es comparativamente pequeño y por lo tanto el costo de la cimentación puede ser optimizado.
- ✓ La mayor parte del trabajo de reforzamiento puede ser llevado a cabo con elementos prefabricados y la perturbación de los ocupantes puede ser minimizada.

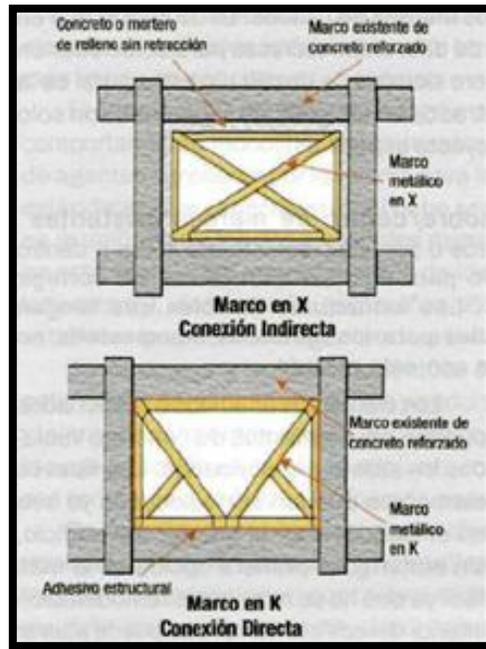


Fig.2.18.- Marcos metálicos de relleno en X y en K. Conexión indirecta y directa
Fuente: Jorge Rendón Ospina. Jorge Zambrano López

Tipo de conexión	Sub- clasificación	Ejemplos
Simple	Conexiones a tracción	- Tracción directa. - Miembros colgados - Arriostramientos
	Conexiones a compresión	- Empalmes de columna - Planchas bases de vigas y columnas
	Conexiones a corte, en pórticos	- Con uno o dos angulares al alma de la viga. - Con una plancha al alma de la viga - Plancha extrema en la viga - Conexiones con perfil T - Conexiones de asiento
De Momento	Totalmente restringidos (FR)	- Mediante planchas soldadas o empernadas a las alas. - Mediante perfil T - Plancha extrema
	Parcialmente restringidas (PR)	- Conexión al alma de la viga mediante: angular simple ó doble; plancha de corte; plancha extrema, angular de asiento.

Fig.2.19.- Clasificación de las conexiones
Fuente: Arnaldo Gutiérrez



Generalidades en las Conexiones Soldadas

La soldadura es un proceso mediante el cual se unen elementos metálicos, calentándolos hasta el estado fluido o casi fluido y aplicando o no presión entre ellos.

Entre las ventajas de las soldaduras frente a otros tipos de unión se pueden mencionar:

- ✓ Rigidez: se obtienen estructuras más rígidas.
- ✓ Sencillez: se elimina material en algunas conexiones no pertenecientes al sistema resistente a sismos (placas, ángulos, conectores).
- ✓ Economía: menor trabajo en taller.

Y entre sus desventajas es posible mencionar las siguientes:

- ✓ Se inducen altas temperaturas al acero durante la aplicación de la soldadura.
- ✓ Requiere mayor supervisión en obra.
- ✓ Necesita mano de obra calificada.
- ✓ Las condiciones climáticas y ubicación de la obra afectan la calidad final.
- ✓ Inspección costosa: se requiere la asistencia de un laboratorio calificado.

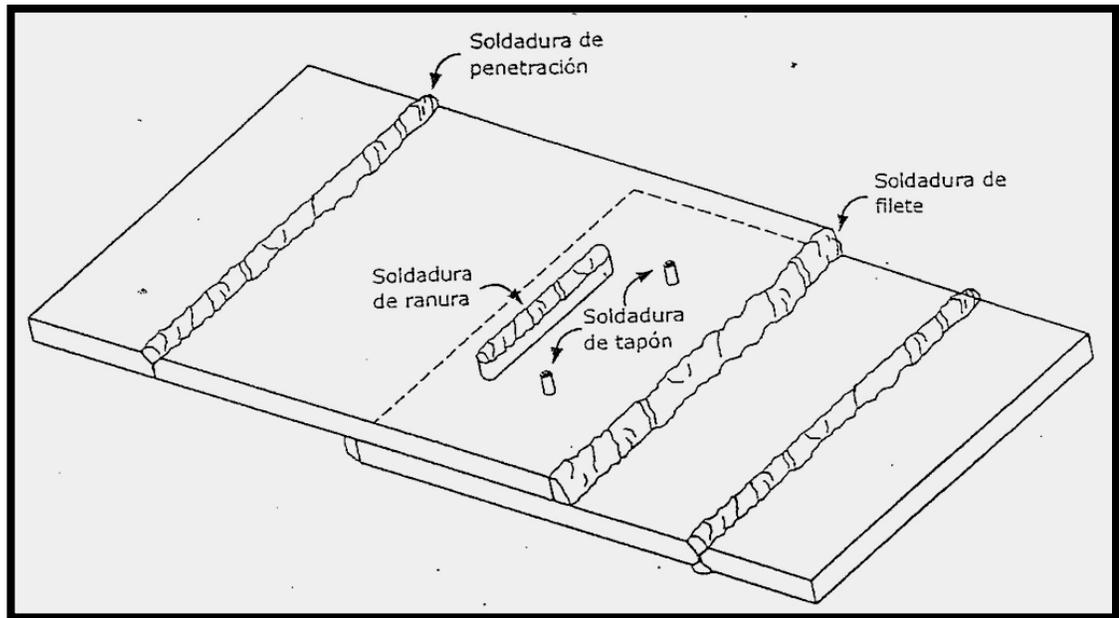


Fig. 2.20.- Tipos de Soldadura

Fuente: Ing. Luis Núñez

Estados Límites en Conexiones Soldadas

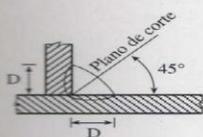
Algunos de los estados límites o modos de falla que pueden controlar la resistencia de una conexión soldada están relacionados con el estado tensional por corte en el cordón de la soldadura, donde además se pueden producir entre otros:

- ✓ Fluencia en la sección gruesa de los elementos plancha unidos.
- ✓ Fractura en la sección neta de los elementos plancha unidos.
- ✓ Falla por bloque de cortante de los elementos plancha unidos.

Tipo de Soldadura	Solicitación	Resistencia de Diseño ϕR_n
A. Penetración Completa	Tracción perpendicular al área efectiva	La del metal base calculada con $\phi = 0.90$ y el F_y del material base
	Compresión perpendicular al área efectiva	
	Tracción o compresión paralela al eje de soldadura	El menor valor entre: $\phi R_n = 0.90 (0.60 F_y) A$ $\phi R_n = 0.80 (0.60 F_{EXX}) A_w$
	Corte en el área efectiva	
B. Penetración Parcial	Compresión normal al área efectiva	La del metal base calculada con $\phi = 0.90$ y F_y del metal base
	Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura	El menor valor entre: $\phi R_n = 0.90 F_y A$ $\phi R_n = 0.80 (0.60 F_{EXX}) A_w$ $\phi R_n = 0.75 (0.60 F_{EXX}) A_w$
	Tracción normal al área efectiva	
	Corte paralelo al eje de la soldadura	
C. Filete	Tracción o Compresión paralela al eje de la soldadura	La del metal base calculada con $\phi = 0.90$ y el F_y del material base
	Corte en el área efectiva	$\phi R_n = 0.75 (0.60 F_{EXX}) A_w$
D. Tapón y Canal	Corte en el área efectiva	

Nota: 1. F_{EXX} se refiere a la resistencia mínima de agotamiento en tracción del electrodo, es decir, F_y .
 A_w es el área efectiva del cordón de soldadura
 A es área del metal base

Tabla 4.2.10 **Tamaño mínimo de las soldaduras de filete, D, a realizar en un solo pase**



Espesor de la pieza más gruesa, mm	Tamaño mínimo de la soldadura, D en mm
Hasta 6 inclusive	3
más de 6 hasta 13	5
más de 13 hasta 19	6
más de 19	8

Los tamaños máximos de soldaduras de filete que pueden utilizarse a lo bajo de los bordes de las partes conectadas serán:

- En los bordes de los materiales de hasta 6 mm de espesor, el tamaño máximo puede ser igual al espesor del metal base.
- En los bordes de los materiales de más de 6 mm de espesor el tamaño máximo será 2 mm menor que ese espesor, a menos que se señale especialmente en los planos que la soldadura ha de ser reforzada para obtener un espesor de garganta total.

Fig. 2.21.- Resistencia de diseño de las Soldaduras y Tamaño mínimo de las mismas

Fuente: Ing. Eliud Hernández



BASES LEGALES

El organismo encargado de garantizar la realización y actualización de las normas por las que debe guiarse todo ingeniero es COVENIN. Estas normas poseen los parámetros y principios que regirán los proyectos referentes a la construcción, rehabilitación u adecuación de cualquier obra de Ingeniería Civil. Para el presente proyecto de investigación que trata de esto último, las normas vigentes que se aplicarán para su elaboración son las siguientes:

NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”

Dicha norma establece los criterios de análisis y diseño para edificaciones ubicadas en zonas donde pueden ocurrir eventos sísmicos, permite clasificarlas siguiendo distintos criterios, y presenta los requisitos y recomendaciones necesarias para obtener un comportamiento sísmico satisfactorio de las estructuras. En general, tiene como objetivo el de proteger vidas, aminorar los daños esperados en las edificaciones esenciales, así como mantener su operatividad.

NORMA VENEZOLANA COVENIN 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”

Establece los requisitos para el proyecto y ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional. Aplica a todos los aspectos relativos, al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación; estableciendo materias fundamentales como lo son, los materiales a utilizar, las propiedades que deben poseer los mismos, el diseño de los elementos, la distribución y colocación del acero, los sistemas estructurales, y todo un conjunto de teorías y detalles que el Ingeniero debe manejar.



NORMA VENEZOLANA COVENIN 1618-1998 “Estructuras de Acero para edificaciones. Método de los Estados Límites”

Presenta los criterios y requisitos mínimos para el proyecto, fabricación, montaje, construcción, inspección y mantenimiento de las estructuras de acero y las estructuras mixtas acero-concreto para edificaciones, así como la de sus miembros, componentes, juntas y conexiones, que se proyecten o ejecuten en el territorio nacional. Dicha norma se aplicará tanto a las edificaciones nuevas como a la evaluación, adecuación, rehabilitación, reforzamiento o reparación de edificaciones existentes.

NORMA VENEZOLANA COVENIN 2002-1998 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”

Determina los criterios y acciones mínimas que deben tomarse en cuenta durante el proyecto, fabricación, montaje y construcción de las obras que se ejecuten en el territorio nacional; definiendo por acciones “los fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los elementos de una edificación; como las cargas, los asentamientos, los efectos de la temperatura”.



CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO



CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Consideraciones Generales

En este capítulo se presenta la metodología utilizada en el desarrollo de los objetivos planteados para la realización de este Trabajo de Grado, mediante técnicas y procedimientos. En función del problema de esta investigación se seleccionaron distintos métodos que sustentaron el tipo de investigación utilizada, la modalidad de estudio, su población y muestra, así como los instrumentos de recolección de datos que permitieron suministrar la información necesaria.

Tipo de Investigación

Investigación es el concepto fundamental de este trabajo de grado, por lo cual el autor Cerro y Bervian 1989 la definen como “Una actividad encaminada a la solución del problema; siendo su objetivo el de hallar respuestas a preguntas mediante el empleo de procesos científicos”.

La metodología que responde a esta investigación, cuyo objetivo es proponer una adecuación estructural a la U.E. Dr. Lisandro Lecuna corresponde a la Investigación Proyectiva según Jacqueline Hurtado (Agosto 2007) la cual propone soluciones a una situación determinada a partir de un proceso de indagación. Implica explorar, describir, explicar y proponer alternativas de cambio, mas no necesariamente ejecutar la propuesta. En esta categoría se incluye a los “Proyectos Factibles” (Upel, 2003).



Diseño de Investigación

Para el desarrollo de la presente investigación la estructura a seguir para el control de la misma a fin de encontrar resultados confiables, fue definida como “*Investigación de Campo*” (Arias 1997); ya que la recolección de datos se efectúa directamente de la “U.E. Dr. Lisandro Lecuna” lugar donde ocurren los fenómenos analizados y se soporta con estudios de otros autores en menor grado.

Población y Muestra

Según Jacqueline Wigodski S. (2010) la población se refiere al “conjunto total de individuos, objetos o medidas que poseen algunas características comunes observables en un lugar y en un momento determinado”. En el presente trabajo, la población o universo está representada por todas aquellas escuelas que responden a la tipología “Antiguo II”; para las cuales, las conclusiones que se obtengan serán válidas y recomendables.

De igual forma, Jacqueline Wigodski S. (2010) define la muestra como “un subconjunto fielmente representativo de la población”; por lo que, la muestra en este caso se clasifica como “*Muestra No Probabilística*” del *Tipo Intencional* representada por la “U.E. Dr. Lisandro Lecuna”, que corresponde a la tipología antes mencionada, y se encuentra ubicada en el municipio Naguanagua del estado Carabobo.

Técnicas e Instrumento de Recolección de Datos

El recurso principal que se utilizó para obtener los datos necesarios para el desarrollo de la investigación, se basó en la recolección de la información a partir del trabajo de grado titulado “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna Tipo Antiguo II” Márquez y Rodríguez (Abril 2008).



Por otra parte, se empleó la técnica de observación no estructurada (Arias 1997), a través del uso de una cámara fotográfica; el cual permitió determinar los diferentes elementos que la clasifican dentro de la tipología “Antiguo II”.

FASES METODOLÓGICAS PLANTEADAS

FASE I: Recolección de Datos

Mediante la aplicación de las técnicas e instrumentos de recolección de datos antes mencionados, se pudo comprobar el estado actual de la “U.E. Dr. Lisandro Lecuna”; y por medio de análisis llevados a cabo empleando el software de cálculo estructural ETABS Vs9.7.3, se constató el comportamiento que tendría la edificación ante cargas sísmicas. La elaboración de los planos permitió verificar las características estructurales y arquitectónicas, clasificándola dentro de la tipología antiguo II. Las cargas necesarias para su diseño y los resultados de la evaluación sismorresistente fueron extraídos del trabajo de grado mencionado previamente, permitiendo abordar una estrategia de adecuación bajo las normas venezolanas vigentes.

A continuación se presenta una vista aérea de la ubicación de la citada institución.



Fig. 3.1.- Vista de Planta de la Institución.

Fuente: Elaboración Propia.

Otra fuente importante de información resultó de la comparación entre los planos de arquitectura e imágenes encontradas de otras instituciones que responden a la tipología de la unidad educativa Dr. Lisandro Lecuna, verificando las mismas como estructuras aporricadas de concreto armado, formadas por dos módulos contiguos, el módulo principal y dos módulos anexos (ver figura 3.2) conectados rígidamente en algunas escuelas, o desconectados por medio de juntas de construcción; correspondiendo éste último caso al de la institución motivo de la presente investigación.

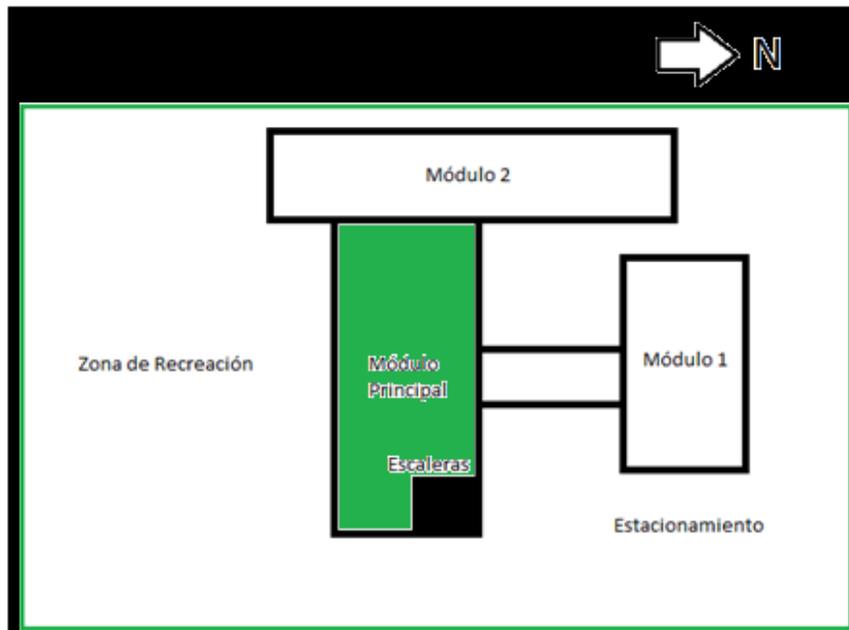


Fig. 3.2. Distribución en planta de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna

Fuente: Elaboración Propia

Las similitudes arquitectónicas con otras escuelas de la misma tipología resultan muy marcadas, como puede observarse en las imágenes siguientes.



Fig. 3.3.- Módulo Principal de dos escuelas del Tipo Antiguo II, localizadas en Guarenas (foto izquierda) y en Caracas (foto derecha).

Fuente: Lee y Abou



Fig. 3.4.- Módulo Principal de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.

Fuente: Elaboración propia.



Descripción de la Edificación

El presente trabajo de investigación representa una continuación directa del trabajo de grado presentado por los autores Márquez y Rodríguez, titulado “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna Tipo Antiguo II, Municipio Naguanagua”; por lo que los aspectos presentados en el desarrollo de la siguiente fase metodológica fueron extraídos de la misma y verificados en la forma como se explicó en la recolección de datos.

La Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna ubicada en la Avenida Universidad entre la Calle Salon y Calle Puerto Cabello en el Municipio Naguanagua del Estado Carabobo, fue construida como la mayoría de su tipo, entre los años 1950 y 1960, de acuerdo con la información suministrada por empleados de la época que aún laboran en el plantel. No se encontró un documento que cite la fecha exacta de la construcción de la institución; y según la arquitectura de la fachada, la presencia de parasoles a los laterales, ubicación de las columnas, vigas y otros elementos, permite clasificar a la edificación dentro de la tipología antiguo II.

Está conformada por tres módulos, uno principal de dos pisos (ver figura 3.5), distribuido de la siguiente manera: siete (7) aulas de clases en la planta baja y nueve (9) aulas de clases en el nivel uno, con capacidad aproximada de 30 alumnos por aula, permitiendo la educación a un total de 480 estudiantes por turno.



Fig. 3.5.- Vista de frente del módulo principal de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.

Fuente: Márquez y Rodríguez.

En la actualidad la escuela funciona en dos turnos: mañana y tarde (ambos con la misma capacidad de alumnos). Adicionalmente, cuenta con un anexo que funciona como comedor de la escuela (módulo 1), y otro que a pesar de sus características de escenario para la realización de eventos, es utilizado como depósito de pupitres en mal estado (módulo 2). Para efectos de adecuación la presente investigación se centra en el primero de los módulos mencionados, por ser el más desfavorable de la escuela, ya que de ocurrir un evento sísmico representaría el espacio que resguardaría a los estudiantes y maestros que hacen vida en él durante la mayor parte del día (ver anexo P01, P02, P05, P06).

Descripción Estructural del Módulo Principal

La Unidad Educativa “Dr. Lisandro Lecuna”, es una estructura aporticada. El módulo a reforzar en este estudio es el denominado “módulo principal” (ver figura 3.2), y está conformado por doce (12) pórticos transversales, separados a una distancia de 3.53m, designados desde el eje A hasta el L; y seis (6) pórticos longitudinales, separados a una distancia de 3.28m entre los ejes 1-2 y 5-6; 3.27m entre los ejes 2-3 y 4-5, y 4.46m entre los ejes 3-4, tal como se indica en la figura 3.6.

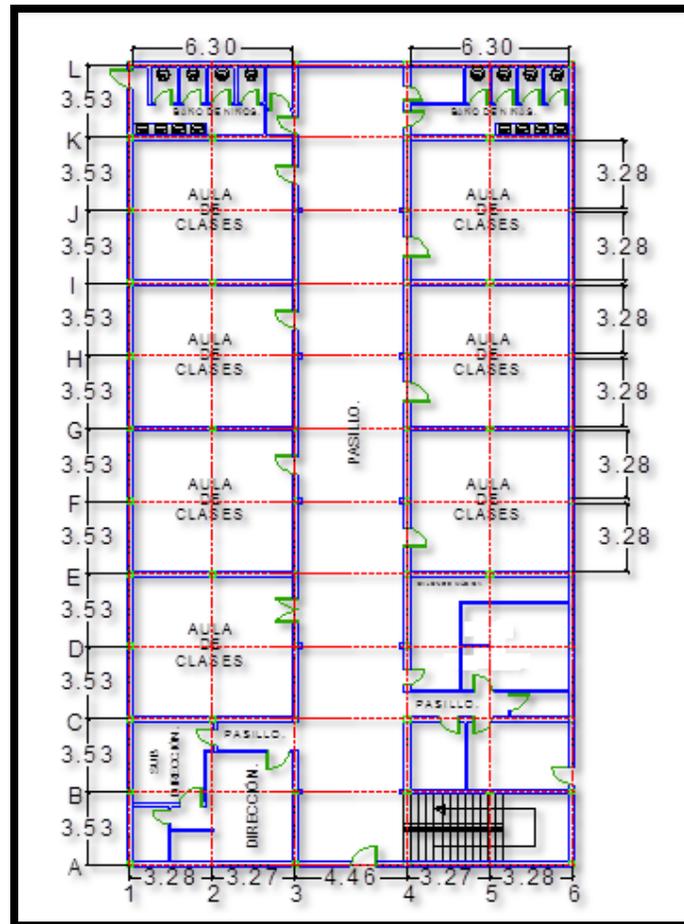


Fig. 3.6.- Esquema del plano de planta del módulo principal de la “U.E. Dr. Lisandro Lecuna”.

Fuente: Elaboración propia.



Las dimensiones de los elementos estructurales que integran los pórticos se resumen en la tabla siguiente.

Elemento	Dimensiones (m)
Columnas	0,25x0,25
Vigas Longitudinales; en entepiso y techo, ejes 1, 3, 4 y 6	0,25x0,55
Vigas Corona, ejes 1 y 6	0,25x0,25
Vigas Transversales; en el entepiso ejes A, B, C, D; E, F, G, H, I, J, K y L, y entre los ejes 1-3 y 4-6. En el techo con una inclinación de $\Theta=10^\circ$	0,25x0,55

Tabla. 3.1-. Dimensiones de Elementos estructurales tipo antiguo II.

Fuente: Márquez y Rodríguez.

Las losas que conforman la estructura de la institución son nervadas, armadas en una sola dirección, y poseen un espesor de 20cm, esto es tanto para la losa de entepiso como para la losa de techo. El área correspondiente a los salones de clase esta armada en la dirección longitudinal; y en el área que corresponde al pasillo central se encuentra armada en la dirección transversal (ver figura 3.7). El área de la losa entepiso es aproximadamente de 818.38m^2 , mientras que para la losa de techo el área es aproximadamente de 811.07m^2 (ver anexo P03, P04).

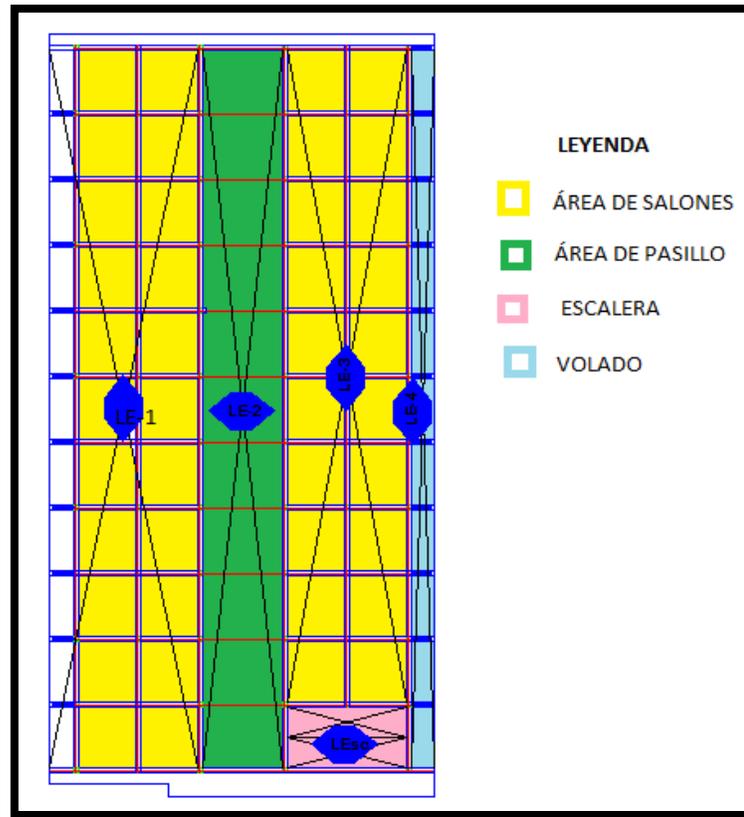


Fig. 3.7.- Ubicación y Distribución de las losas de entrapiso.

Fuente: Elaboración propia.

La escalera que permite el acceso al nivel 1 fue construida de concreto armado, para la cual en el estudio realizado previamente se verificó la ausencia de viga auxiliar. Las dimensiones características de la misma se resumen en la tabla que sigue.

Descripción	Peso
Huella	0,30
ContraHuella	0,17
Espesor de Losa Maciza Escalera	0,15

Tabla 3.2.- Materiales con sus respectivos pesos.

Fuente: Márquez y Rodríguez.



La tabiquería corresponde en su mayoría a ladrillos macizos de concreto de 25cm de espesor, y para algunas de las paredes que dividen espacios que en general han sido productos de las modificaciones en la arquitectura según las necesidades, se consideran bloques de arcilla de 10cm. El friso se estimó aproximadamente de 2.5cm de espesor.

La escuela, posee a su vez parasoles ubicados en las fachadas norte y sur (ver anexos imagen 1 y 2). Dichos parasoles poseen un área aproximada de 2.42m^2 , y están ubicados en los ejes A1 hasta K1, y B6 hasta L6. En base al estudio de vulnerabilidad realizado previamente a la institución, se consideró que los mismos, están contruidos con bloques de arcilla de 10cm de espesor, frisado por ambas caras.

En cuanto a las propiedades de los materiales, se asumió para el concreto una resistencia cilíndrica $f'c=163 \text{ Kg/cm}^2$ (dato suministrado por el estudio de vulnerabilidad) y un módulo de elasticidad igual a $192.783,8946 \text{ Kg/cm}^2$. Para el acero de refuerzo, el módulo de elasticidad asumido es de $2.100.000,00 \text{ Kg/cm}^2$ siendo el tipo de acero A-36. Las cantidades y los diámetros de este último elemento presente en los elementos estructurales se muestran a continuación.

Elemento	Acero	
	Longitudinal	Transversal
Nodo de las Columnas	4 ϕ 1/2"	1/4"
Columnas	4 ϕ 1/2"	1/4" @ 25cm
Vigas	4 ϕ 3/4"	1/4" @ 20cm
Columnas Intermedias	4 ϕ 1/2"	1/4" @ 25cm

Tabla 3.3.- Acero de Refuerzo de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.

Fuente: Márquez y Rodríguez.



Las cargas permanentes y variables de los diferentes elementos estructurales y no estructurales utilizadas para el análisis y posterior cálculo del refuerzo propuesto a la institución se resumen en las tablas 3.4 y 3.5.

Cargas Permanentes (Ton)	
Columnas	74,38
Vigas Longitudinales	130,80
Vigas Transversales	155,38
Parasoles	9,13
Tabiquería	799,98
Escalera	19,70
Losa Entrepiso	322,08
Losa Techo	254,68
1766,13	
Cargas Variables (Ton)	
Aulas	88,12
Pasillos	34,64
Escalera	6,99
129,75	
Wtotal = 1895,88 Ton	

Tabla. 3.4.- Peso de la Estructura.

Fuente: Márquez y Rodríguez



Tipo de Área	Carga Permanente (Kg/m ²)	Carga Variable (Kg/m ²)
Salones (Nivel Entrepiso)	1002	300
Pasillo central (Nivel Entrepiso)	1002	400
Escalera	705	500
Volados	408	100
Losa de techo	908	100

Tabla 3.5. Variables a considerar.

Fuente: Márquez y Rodríguez.

Para el análisis sísmico y posterior adecuación de la estructura, es necesario el cálculo del centro de masa y centro de rigidez, lo que permite determinar excentricidades y el riesgo torsional que sufriría la estructura ante un evento sísmico, dicha condición resultaría perjudicial especialmente para los elementos verticales presentes en la edificación; por lo que dicho aspecto resulta relevante para ser tomado en cuenta en el presente estudio. Las coordenadas del centro de masa de los dos niveles que conforman el módulo en estudio (módulo principal) pueden ser observadas en la tabla 3.6.

Nivel	Ubicación	
	X (m)	Y (m)
Entrepiso	8,80	19,22
Techo	8,70	19,52

Tabla 3.6. Coordenadas del Centro de Masa

Fuente: Márquez y Rodríguez.



Cálculo del Centro de Rigidez

Los elementos principales que absorben las fuerzas sísmicas horizontales son evidentemente, las columnas y vigas. Cada elemento de la construcción posee una Rigidez en cada nivel, entendiéndose por tal a la fuerza necesaria que hay que aplicarle a dicho nivel para provocarle un desplazamiento unitario con respecto al inferior. Por lo tanto conocida la Rigidez de los elementos que componen un nivel se puede conocer la Rigidez total del nivel.

En las edificaciones de estructuras regulares en planta, el cálculo del centro de rigidez por nivel se basa en el uso de métodos como el método de Wilbur, Muto, Camargo entre otros, a partir de las características estructurales de cada uno de los pórticos.

Para obtener el Centro de Rigidez de la edificación se utilizó el Método de Wilbur, el cual es aplicable a estructuras de corte, es decir, pórticos regulares constituidos por elementos estructurales de momento de inercia constante. Las fórmulas de Wilbur se basan en las siguientes hipótesis:

- ✓ Los giros en todos los nodos de un nivel y de los niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de fundación, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según el caso.
- ✓ El esfuerzo de corte en los dos pisos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a este.

De acuerdo a las consideraciones de éste método, y las características estructurales de la edificación en estudio, se tomo la altura máxima en el nivel entrepiso (4,33metros) y se hizo constante en todos los pórticos de dicho nivel, además se eliminó las vigas de amarre en los ejes 1 y 6. Tomando en cuenta que estos elementos

son simétricos en la estructura, no alterará de manera brusca el resultado buscado. Como se puede observar en las siguientes figuras.

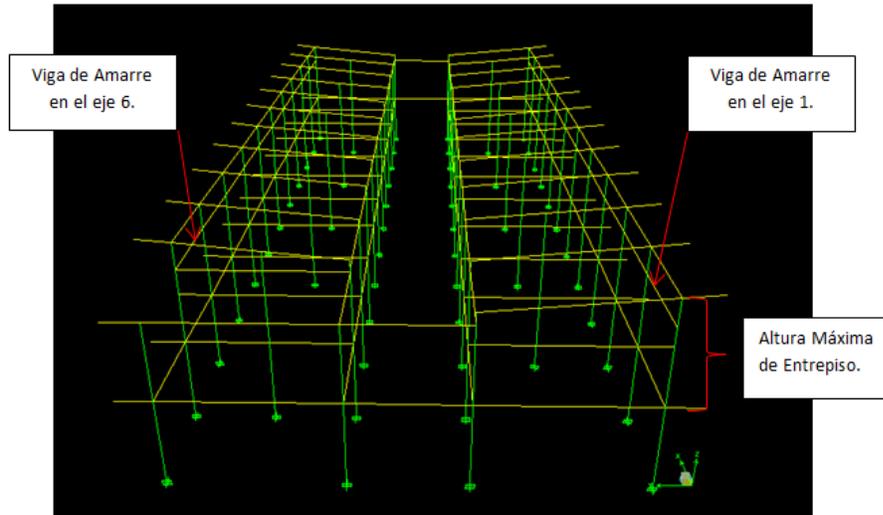


Fig. 3.8.- Aspecto a Modificar de la Estructura de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna para el cálculo del Centro de Rigidez.

Fuente: Elaboración propia

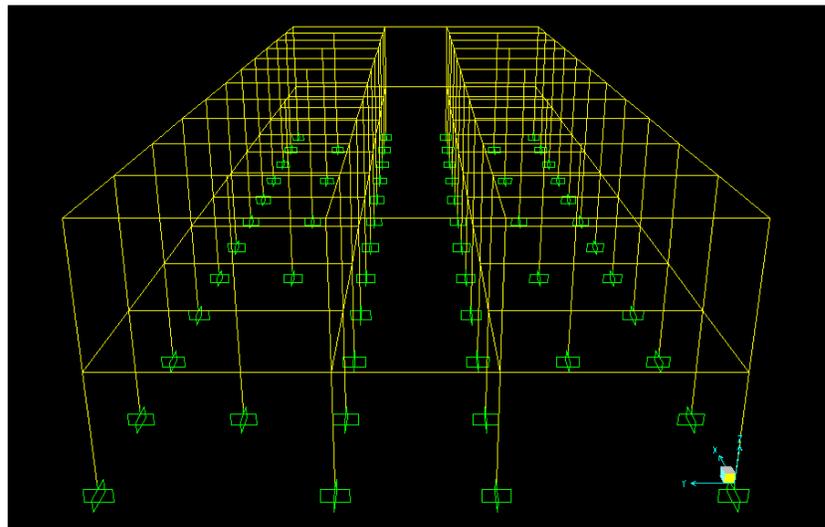


Fig. 3.9.- Estructura de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna para el cálculo del Centro de Rigidez.

Fuente: Elaboración propia



Para determinar las coordenadas del Centro de Rigidez (X_{cr}, Y_{cr}) del nivel uno y el nivel techo se realizó el siguiente procedimiento:

1. Fijar un sistema de ejes coordenados.
2. Determinar las rigideces aproximadas de los pórticos en dirección X e Y, de la siguiente manera:
 - ✓ Calcular las inercias de las columnas y vigas, pertenecientes a cada nivel, de cada pórtico ubicado ya sea en X e Y.

Elemento	Inercia
Columnas (0.25 x 0.25)m	32552,08 cm ⁴
Vigas (0.25 x 0.55)m	346614,58 cm ⁴

Fig. 3.7.- Inercia de los elementos.

Fuente: Elaboración propia

- ✓ Calcular las rigideces de todas las columnas y vigas pertenecientes a los niveles de las edificaciones ($K = I / L$)
- ✓ Realizar las sumatorias de las rigideces tanto de las columnas como de las vigas, para cada nivel.

Pórticos en dirección X

Columnas Pórticos 1, 3, 4 y 6					
Nivel	Nº Columnas	Inercia (I)	Altura Col.	Rigidez (K)	ΣK
N2	12	32552,08	433	75,178	902,136
N1	12	32552,08	345	94,354	1132,246

Vigas Pórticos 1,3 y4					
Nivel	Nº Vigas	Inercia (I)	Longitud	Rigidez (K)	ΣK
N2	11	346614,58	353	981,911	10801,021
N1	11	346614,58	353	981,911	10801,021



Vigas Pórtico 6					
Nivel	N° Vigas	Inercia (I)	Longitud	Rigidez (K)	ΣK
N2	1	0,0000001	353	0,000	9819,110
N2	10	346614,58	353	981,911	
N1	11	346614,58	353	981,911	10801,021

Pórticos en dirección Y

Columnas Pórtico A					
Nivel	N° Columnas	Inercia (I)	Altura Col.	Rigidez (K)	ΣK
N2	4	32552,08	433	75,178	300,712
N1	4	32552,08	345	94,354	377,415

Columnas Pórticos B, C', D, D', F, F', H, H', J, J', L, L'.					
Nivel	N° Columnas	Inercia (I)	Altura Col.	Rigidez (K)	ΣK
N2	2	32552,08	433	75,178	150,356
N1	2	32552,08	345	94,354	188,708

Columnas Pórticos B', C, E, E', G, G', I, I', K, K'.					
Nivel	N° Columnas	Inercia (I)	Altura Col.	Rigidez (K)	ΣK
N2	3	32552,08	433	75,178	225,534
N1	3	32552,08	345	94,354	283,062



Columnas Pórtico L					
Nivel	N° Columnas	Inercia (I)	Altura Col.	Rigidez (K)	ΣK
N2	4	32552,08	433	75,178	300,712
N1	4	32552,08	345	94,354	377,415

Vigas Pórtico A					
Nivel	N° Vigas	Inercia (I)	Longitud	Rigidez (K)	ΣK
N2	1	346614,58	446	777,163	1835,528
N2	2	346614,58	655	529,183	
N1	1	346614,58	446	777,163	1835,528
N1	2	346614,58	655	529,183	

Vigas Pórticos B, C', D, D', F, F', H, H', J, J', L, L'					
Nivel	N° Vigas	Inercia (I)	Longitud	Rigidez (K)	ΣK
N2	1	346614,58	655	529,183	529,183
N1	1	346614,58	655	529,183	529,183

Vigas Pórticos B', C, E, E', G, G', I, I', K, K'					
Nivel	N° Vigas	Inercia (I)	Longitud	Rigidez (K)	ΣK
N2	1	346614,58	328	1056,752	2116,735
N2	1	346614,58	327	1059,983	
N1	1	346614,58	328	1056,752	2116,735
N1	1	346614,58	327	1059,983	



Vigas Pórtico L					
Nivel	Nº Vigas	Inercia (I)	Longitud	Rigidez (K)	Σ K
N2	1	346614,58	446	777,163	1835,528
N2	2	346614,58	655	529,183	
N1	1	346614,58	446	777,163	1835,528
N1	2	346614,58	655	529,183	

Determinar las rigideces laterales de los pórticos tanto en dirección X como en Y, de acuerdo a las fórmulas de Wilbur

Para el primer nivel:

$$R_{N1} = \frac{\frac{48 \cdot E}{h_1}}{\frac{4 \cdot h_1}{\Sigma K_{C1}} + \frac{h_2 + h_1}{\Sigma K_{V1} + \frac{\Sigma K_{C1}}{12}}} \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

Para el nivel techo:

$$R_{N2} = \frac{\frac{48 \cdot E}{h_2}}{\frac{4 \cdot h_2}{\Sigma K_{C2}} + \frac{h_2}{\Sigma K_{V2}} + \frac{h_2 + 2 \cdot h_1}{\Sigma K_{V1}}} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

Pórticos en dirección X

Rigidez Pórtico 1					
Nivel	Altura	M. d Young	Σ K _C	Σ K _V	R
N2	433	192783,89	902,136	10801,021	10354,409
N1	345	192783,89	1132,246	10801,021	20788,744



Rigidez Pórtico 3					
Nivel	Altura	M. d Young	ΣK_C	ΣK_V	R
N2	370	192783,89	902,136	10801,021	14106,357
N1	345	192783,89	1132,246	10801,021	20882,330

Rigidez Pórtico 4					
Nivel	Altura	M. d Young	ΣK_C	ΣK_V	R
N2	370	192783,89	902,136	10801,021	14106,357
N1	345	192783,89	1132,246	10801,021	20882,330

Rigidez Pórtico 6					
Nivel	Altura	M. d Young	ΣK_C	ΣK_V	R
N2	433	192783,89	928,683	10741,265	10636,080
N1	345	192783,89	1132,246	10801,021	20788,744

Pórticos en dirección Y

Rigidez Pórtico A					
Nivel	Altura	M. d Young	ΣK_C	ΣK_V	R
N2	320	192783,89	300,712	1835,528	5805,402
N1	345	192783,89	377,415	1835,528	6684,406

Rigidez Pórticos B, C', D, D', F, F', H, H', J, J'.					
Nivel	Altura	M. d Young	ΣK_C	ΣK_V	R
N2	433	192783,89	150,356	529,183	1477,966
N1	345	192783,89	188,708	529,183	3068,659



Rigidez Pórticos B', C, E, E', G, G', I, I', K, K'.					
Nivel	Altura	M. d Young	ΣK_C	ΣK_V	R
N2	433	192783,89	225,534	529,183	2012,344
N1	345	192783,89	283,062	529,183	4269,188

Rigidez Pórtico I					
Nivel	Altura	M. d Young	ΣK_C	ΣK_V	R
N2	433	192783,89	300,712	1835,528	3234,410
N1	345	192783,89	377,415	1835,528	6585,078

3. Definir las distancias de cada pórtico (X_i , Y_i), respecto al sistema de coordenadas seleccionado.
4. Tabular los datos y determinar las coordenadas del Centro de Rigidez, con ayuda de las siguientes ecuaciones:

$$X_{cr} = \frac{\sum F_i * X_{cmi}}{\sum F_i} \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum F_i * Y_{cmi}}{\sum F_i} \quad (\text{Ecuación 3.4})$$



Nivel 1

Pórtico	Rx	Ry	Xi	Yi	Rx*Yi	Ry*Xi
1	20788,744	-	0	0	0	0
3	20882,330	-	0	655	13677926,25	0
4	20882,330	-	0	1101	22991445,49	0
6	20788,744	-	0	1756	36505034,04	0
A	-	6684,406	0	0	0	0
B	-	3068,659	353	0	0	1083236,666
B'	-	4269,188	353	0	0	1507023,276
C	-	4269,188	706	0	0	3014046,552
C'	-	3068,659	706	0	0	2166473,333
D	-	3068,659	1059	0	0	3249709,999
D'	-	3068,659	1059	0	0	3249709,999
E	-	4269,188	1412	0	0	6028093,103
E'	-	4269,188	1412	0	0	6028093,103
F	-	3068,659	1765	0	0	5416183,332
F'	-	3068,659	1765	0	0	5416183,332
G	-	4269,188	2118	0	0	9042139,655
G'	-	4269,188	2118	0	0	9042139,655
H	-	3068,659	2471	0	0	7582656,664
H'	-	3068,659	2471	0	0	7582656,664
I	-	4269,188	2824	0	0	12056186,21
I'	-	4269,188	2824	0	0	12056186,21
J	-	3068,659	3177	0	0	9749129,997
J'	-	3068,659	3177	0	0	9749129,997
K	-	4269,188	3530	0	0	15070232,76
K'	-	4269,188	3530	0	0	15070232,76
L	-	6585,078	3883	0	0	25569859,42
Σ	83342,148	86647,953			73174405,78	169729302,7

Coordenadas del Centro de Rigidez del Nivel 1	
X (m)	19,59
Y (m)	8,78

Fig. 3.8.- Coordenadas del Centro de Rigidez del Nivel 1

Fuente: Elaboración propia



Nivel Techo

Pórtico	Rx	Ry	Xi	Yi	Rx*Yi	Ry*Xi
1	10354,409	-	0	0	0	0
3	14106,357	-	0	655	9239663,961	0
4	14106,357	-	0	1101	15531099,27	0
6	10636,080	-	0	1756	18676956,58	0
A	-	5805,402	0	0	0	0
B	-	1477,966	353	0	0	521722,0829
B'	-	2012,344	353	0	0	710357,4745
C	-	2012,344	706	0	0	1420714,949
C'	-	1477,966	706	0	0	1043444,166
D	-	1477,966	1059	0	0	1565166,249
D'	-	1477,966	1059	0	0	1565166,249
E	-	2012,344	1412	0	0	2841429,898
E'	-	2012,344	1412	0	0	2841429,898
F	-	1477,966	1765	0	0	2608610,415
F'	-	1477,966	1765	0	0	2608610,415
G	-	2012,344	2118	0	0	4262144,847
G'	-	2012,344	2118	0	0	4262144,847
H	-	1477,966	2471	0	0	3652054,581
H'	-	1477,966	2471	0	0	3652054,581
I	-	2012,344	2824	0	0	5682859,796
I'	-	2012,344	2824	0	0	5682859,796
J	-	1477,966	3177	0	0	4695498,747
J'	-	1477,966	3177	0	0	4695498,747
K	-	2012,344	3530	0	0	7103574,745
K'	-	2012,344	3530	0	0	7103574,745
L	-	3234,410	3883	0	0	12559215,16
Σ	49203,204	43942,916			43447719,81	81078132,39

Coordenadas del Centro de Rigidez del Nivel Techo	
X (m)	18,45
Y (m)	8,83

Fig. 3.9.- Coordenadas del Centro de Rigidez del nivel Techo.

Fuente: Elaboración propia

Acero de Refuerzo en losa de Entrepiso y Techo

Por medio de los lineamientos que presenta la Norma COVENIN 1753-2006 “Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural”, en cuanto a la calidad de los materiales y todos los requisitos exigidos por la misma para el cálculo de losas nervadas en una dirección, como el caso de las existentes en la institución motivo del presente trabajo; se utilizó el software IP3 versión 3.0 para el modelado de dos de las losas que presentan mayor demanda de carga en la edificación, permitiendo conocer el diagrama de momento de las mismas y a su vez, los requerimientos mínimos de acero.

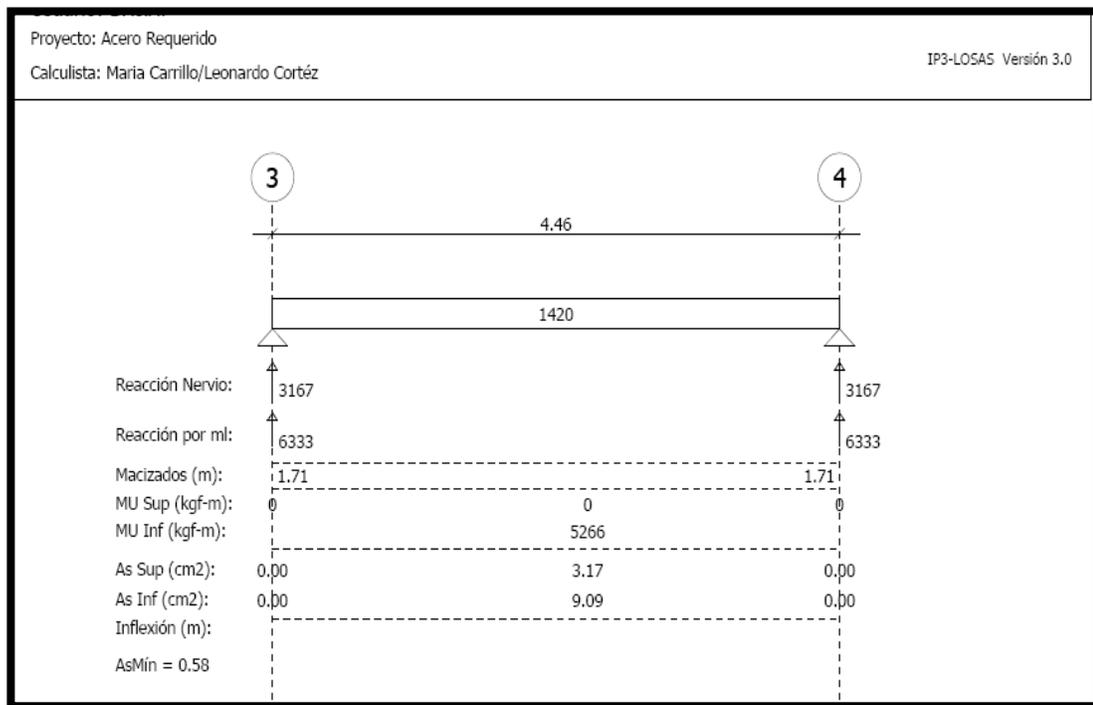


Fig 3.10. Losa de Entrepiso 2

Fuente: Elaboración Propia.

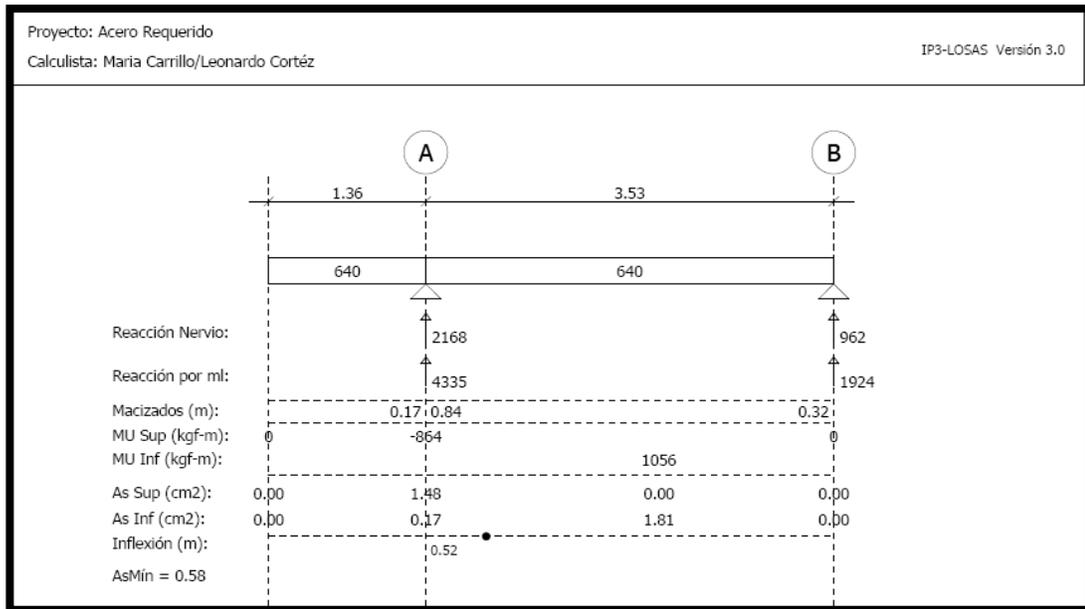


Fig.3.11. Losa de Techo 4

Fuente: Elaboración Propia.

Es importante destacar, que no se cuenta con información acerca del acero de refuerzo presente en las losas nervadas que conforman la institución, por lo que no se pudo determinar si las mismas requieren de un refuerzo que les proporcione un comportamiento sismorresistente aceptable y dentro del marco normativo vigente.

FASE II: Diagnóstico de la Situación Estructural con fines de Adecuación.

El diagnóstico realizado en el trabajo de grado denominado: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna, Tipo Antiguo II, ubicada en el municipio Naguanagua” concluye que la estructura en estudio está expuesta a un gran riesgo sísmico y debe ser reforzada. Las principales causas arrojadas en dicho diagnóstico son las siguientes:



- ✓ Insuficiente sección transversal en las columnas y vigas; esto se debe en el caso de las columnas, a que las dimensiones de la misma son de 25x25cm, lo que no cumple con las dimensiones mínimas requeridas por la Norma sismorresistente vigente. De igual forma, para ambos elementos, la resistencia a compresión del concreto es de 163 Kg/cm², lo que en la misma medida no satisface lo mínimo requerido.
- ✓ En las fachadas laterales específicamente en los ejes 1 y 6 se presentan fallas por corte en las columnas, comúnmente llamado “Efecto de Columna Corta”. Este efecto se produce ya que las paredes adosadas a la estructura disminuyen las luces de las columnas haciéndolas más cortas y como consecuencia aumentando su rigidez.
- ✓ La escasa presencia del acero de refuerzo en los elementos estructurales, de zona de confinamiento en los solapes de las armaduras longitudinales, de zona de confinamiento en la cercanía de los nodos y también en ellos, y la ausencia de vigas entre los ejes 3 y 4 de la edificación escolar tanto en el nivel entrepiso como en el nivel techo.

Lo antes expuesto, son características permitidas por la norma MOP de 1967 (vigente para la construcción de la edificación), pero en la actualidad no cumplen con las exigencias sismorresistentes de la norma COVENIN 1756-1:2001, trayendo como consecuencia que la estructura presente un comportamiento inadecuado frente a cargas laterales.

Para la fecha de construcción de la edificación no se tomaba en cuenta la zona sísmica por lo tanto es un aspecto importante a considerar ya que la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna se encuentra en una zona sísmica 5, la cual presente amenaza



alta, además por no existir una Norma Sismorresistente para la época se asume un nivel de diseño 1, que es un diseño sin consideraciones sismorresistentes.

Como solución se recomienda el diseño de un modelo de adecuación estructural para la rehabilitación que garantice las siguientes condiciones:

- ✓ Diseño de elemento capaz de resistir las fuerzas cortantes generadas por la excitación de la masa que corresponde al peso propio de la estructura y la masa aportada por el uso de la edificación ante un sismo.
- ✓ Diseño de elementos capaces de controlar los desplazamientos o derivas generadas por la flexión de elementos estructurales ante un sismo.

El desarrollo conceptual del modelo de adecuación para la rehabilitación está gobernado por tres premisas:

1. El modelo debe ser tal que no altere el funcionamiento por cargas verticales de la estructura constituida, ya que se ha demostrado a lo largo de su vida útil que la estructura es eficiente para acciones verticales. Por lo que el sistema de adecuación es una estructura totalmente independiente a nivel de comportamiento estructural de la edificación, diferenciando así el sistema de cargas verticales del sistema resistente a sismos.
2. La idea principal es “sostener” la estructura a la hora de que sea perturbada por acciones horizontales causadas por los eventos sísmicos y que los elementos que constituyan el modelo de rehabilitación presenten el total de la oposición a las fuerzas generadas por tales acciones, siendo capaz de transmitir dichas acciones al suelo o disipar la energía mediante deformaciones inelásticas.



3. El modelo debe ser económico y factible sin interrumpir en el libre desenvolvimiento de la institución desde el punto de vista funcional.

FASE III: Concepción del Modelo Matemático

A partir de la información suministrada por el trabajo de grado titulado: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna, Tipo Antiguo II, ubicada en el municipio Naguanagua”; cuyo resumen de las cargas y valores de diseño fue presentado en las tablas de la primera fase del presente capítulo, se inicia el procedimiento que arrojará las estrategias de adecuación y reforzamiento de la estructura del mencionado plantel; haciendo uso de un software de cálculo estructural, que en este caso se trató del ETABS Vs 9.7.3. De esta manera, la edificación será analizada tomando en consideración los efectos traslacionales y torsionales tal como lo explica la norma COVENIN 1756-2001 en su capítulo 9.

El efecto de columna corta describe una marcada reducción de su longitud libre debido a que ha sido arriostrada lateralmente por tabiquería o cualquier otro elemento no estructural, dicho efecto es considerado una irregularidad vertical por la mencionada norma COVENIN, y esta presente de forma notoria en la estructura de la institución motivo de esta investigación; impidiendo que la misma sea capaz de disipar energía deformándose y atribuyéndole un tipo de falla frágil, de verse afectada por una carga lateral inesperada como corresponde a los sismos.

Debido a la mencionada irregularidad y bajo un marco normativo, el modelado de la estructura se realizará mediante el método de “Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con tres grados de libertad por nivel”, el cual toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación; tal como se explica en el artículo 9.6 de la mencionada norma.

Posterior a la definición de las secciones que componen la edificación, se aplican las cargas de las losas directamente sobre las vigas de carga; donde dichas



solicitaciones son calculadas tomando en cuenta la combinación de carga que produzca el efecto más desfavorable, lo cual puede ocurrir cuando una o más solicitaciones actúan simultáneamente, por lo que se estudiarán las combinaciones de la tabla siguiente.

Combinaciones de Solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente
1. $U = 1,4.CP$
2. $U = 1,2.CP + 1,6.CV$
3. $U = 1,2.CP + CV + S$
4. $U = 1,2.CP + CV - S$
5. $U = 0,9. CP + S$
6. $U = 0,9.CP - S$

Tabla 3.10 Combinaciones de Solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente.

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural.

El análisis estructural se realizará a través del método del espectro de respuesta el cual tiene grandes ventajas, ya que envuelve el cálculo de solo los valores máximos de los desplazamientos en los miembros, además no se incluye en el modelado el efecto de la tabiquería, debido a que su aporte en la rigidez de la estructura cesa al producirse la rotura de los mismos, por lo que no es tomado en cuenta como sistema estructural resistente a sismos. El espectro de diseño se obtiene a partir de diversos parámetros que se presentan a continuación:



Factor de Importancia (α)	1,3
Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (ϕ)	0,90
Coefficiente de aceleración horizontal (A_0)	0,30
Período de vibración de respuesta dúctil (T^+)	0,1.(R-1)
Factor de magnificación (β)	2,8
$C = \sqrt[4]{\frac{R}{\beta}}$	0,9193
Exponente del espectro (ρ)	1
Máximo periodo (T^*)	1

Fig. 3.11 Parámetros para la construcción del espectro de diseño.

Fuente: “Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica en la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna, tipo antiguo II, municipio Naguanagua”

La edificación en estudio se fundamenta en un sistema estructural constituido por pórticos, calificándola según la Norma COVENIN 1756-1:2001 como tipo 1, y como sus elementos estructurales están diseñados para resistir únicamente acciones gravitacionales; es decir, no es necesaria la aplicación de los requisitos de la mencionada norma, se evaluará con un Nivel de Diseño 1. Por estas consideraciones conjuntamente con la poca capacidad de disipar la energía se asume un $R = 2$ para el espectro de diseño con que se evaluará.

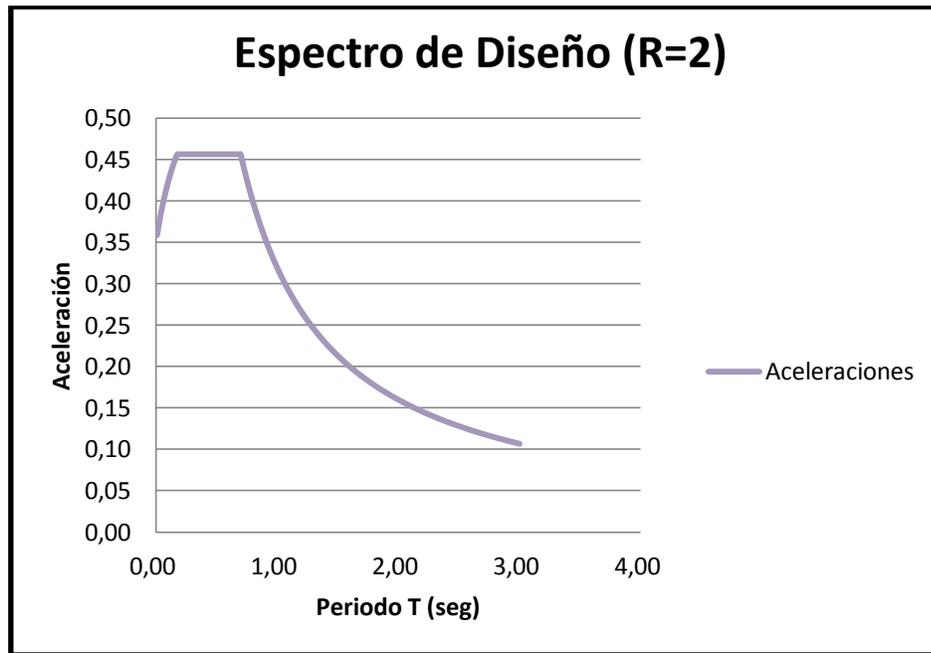


Fig. 3.12.- Espectro de diseño con R=2

Fuente: Elaboración propia

El modelo de adecuación se diseñará con un espectro de diseño de R=3, ya que por ser una estructura construida hace más de 50 años, a pesar de ser reforzada, no se le aportaría unas condiciones de ductilidad como las que caracterizarían a una estructura nueva; por otro lado se pretende trabajar con un nivel de seguridad apropiado para el cálculo del refuerzo. De esta forma, la institución correspondería con una estructura mixta acero-concreto, por lo tanto se califica como tipo III según la Norma COVENIN 1756-1:2001 y además debe cumplir todos los requerimientos del Nivel de Diseño 3 de la norma antes mencionada, aportándole mayor ductilidad y capacidad de disipar energía a la nueva estructura, principalmente por estar ubicada en una zona sísmica 5.

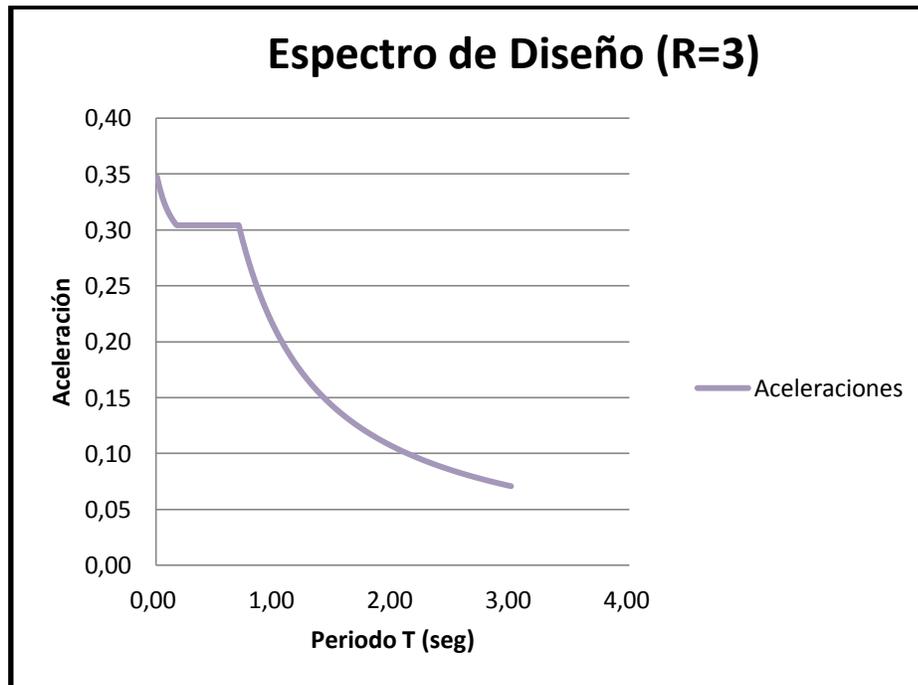


Fig. 3.13.- Espectro de diseño con R=3

Fuente: Elaboración propia

La norma sísmica vigente en su artículo 8.6, propone tres posibles formas de combinación de efectos para miembros estructurales que se diseñarán considerando el efecto que produciría un sismo sobre la misma; en este caso, los efectos de torsión accidental se combinarán con la misma sollicitación debida a la componente sísmica ortogonal como, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las sollicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo, tomándose éstas últimas de iguales intensidades.



FASE IV: Análisis Estructural de la Estructura sin Reforzar

La elaboración del modelo matemático nos permite evaluar el comportamiento sismorresistente de la estructura a través de los diferentes modos de vibración para descartar algún error de modelaje, determinar los desplazamientos horizontales y sus derivas inelásticas asociadas en cada una de las juntas producidas por las acciones sísmicas y gravitacionales, las deflexiones producidas en los elementos horizontales de acuerdo a los distintos casos de carga, y la capacidad cortante de los elementos verticales.

Todos estos resultados se compararán con los parámetros establecidos por la norma vigente sismorresistente, evidenciando que tan complejas son todas las deficiencias que se necesitan solventar para diseñar una adecuación estructural a la norma antes mencionada y lograr la rehabilitación de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.

FASE V: Selección del Modelo Estructural de Adecuación

En base a los objetivos propuestos y a la problemática estructural planteada de la institución, es posible realizar una evaluación y comparación entre diferentes sistemas de rehabilitación que pudiesen ser aplicados como propuesta de adecuación del presente trabajo, considerando aquel que mejor se adapte a la configuración actual de la estructura.

A continuación se describen tres métodos de rehabilitación, sobre los cuales se realizaría la selección a proponer, bajo el criterio expresado previamente:

✓ Pórticos arriostrados concéntricamente

Surgen como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura. La presencia de las barras diagonales o riostras modifica significativamente el

comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada (con triangulaciones). Las acciones laterales de viento y sismo inducen en la estructura principalmente esfuerzos axiales de tracción y compresión. Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

Se pueden plantear diferentes configuraciones, como se muestra esquemáticamente en la figura 3.14. La adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos.

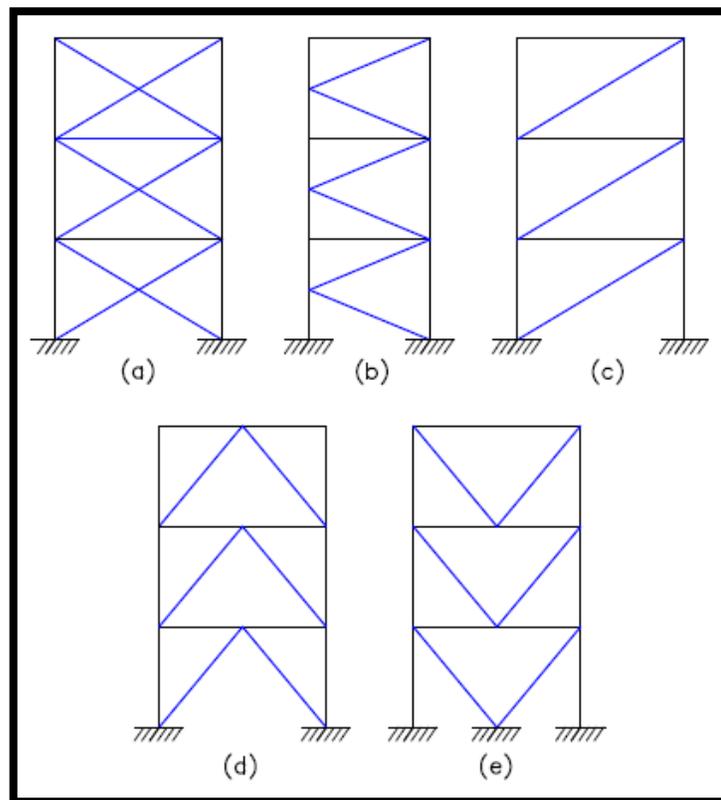


Fig. 3.14. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida y (e) en V.

Fuente: Crisafulli.

Las especificaciones sísmicas AISC consideran dos categorías de pórticos arriostrados concéntricamente: especiales y ordinarios, según su nivel de desempeño. Desde el punto de vista arquitectónico, los pórticos no arriostrados pueden considerarse como menos intrusivos, debido a que otorgan mayor libertad al diseñador en la distribución de los espacios.

Los arriostramientos concéntricos de acero presentan ventajas significativas para la rehabilitación sísmica de estructuras (ver figura 3.15), ya que permiten fabricar los componentes de acero en taller y luego montarlos en obra con alteraciones mínimas de la actividad que se desarrolla en la construcción.

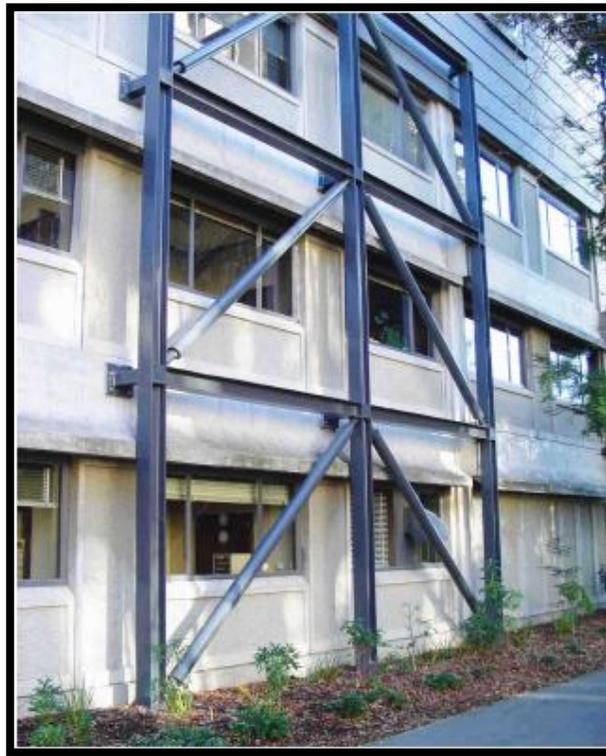


Fig. 3.15. Vista de un pórtico arriostrado utilizado para la rehabilitación de una estructura existente de concreto armado.

Fuente: Crisafulli.

Adicionalmente, en ciertos casos, es posible colocar solamente riostras de acero para rehabilitar estructuras aporricadas existentes, tal como se muestra en la figura 3.16.



Fig. 3.16. Ejemplo de rehabilitación mediante el agregado de riostras de acero.

Fuente: Crisafulli.

En el caso de la rehabilitación de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna, se pretende evitar alteraciones en la arquitectura de la fachada, debido en primer lugar a que se trata de una institución con una larga trayectoria, representando así un patrimonio para los habitantes del municipio donde se encuentra ubicada, y dichos arriostramientos podrían resultar en una dificultad en el mantenimiento del plantel; ya que por otro lado, abarcaría parte de la zona de recreación del alumnado.

✓ Muros en el exterior del edificio

Esta solución se emplea generalmente cuando las limitaciones de espacio y de continuidad de uso del edificio hacen preferible el trabajo en la periferia. Para asegurar la transmisión de esfuerzos por medio del diafragma a los muros se emplean vigas colectoras en los bordes de la losa. No es recomendable para edificios muy largos.

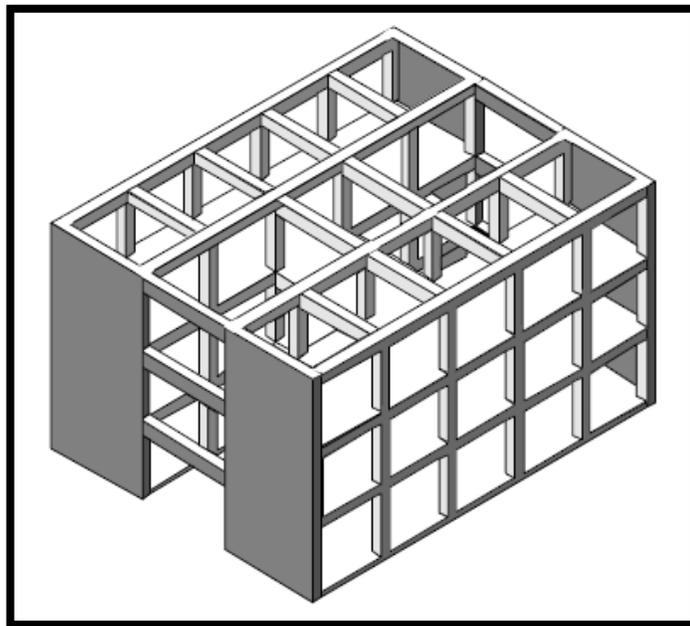


Fig. 3.17. Muros estructurales en la periferia.

Fuente: T. Guevara.

De igual forma que la alternativa anterior, para el caso de la rehabilitación, la adición de muros de corte resultaría en un cambio en la arquitectura de la institución, o en su distribución interna de los espacios, pudiendo impedir el paso de la luz natural a las aulas de clase. El método constructivo resulta invasivo, ya que implica la demolición de paredes y abarcar zonas destinadas actualmente para otros usos.

✓ **Encamisado con elementos de acero y concreto de los elementos estructurales**

Su diseño estructural, se basa principalmente en la mejora de la resistencia de la columna actual, al generar un estado triaxial de tensiones que confinan la sección transversal, una de las técnicas consiste en el inyectado de lechada o mortero, en el espacio que queda entre la columna y la lámina. El método de inyeccionado a presión de la lechada provoca un estado de tensión de tracción en la camisa, que al reaccionar con la columna, genera un confinamiento activo. De todos modos se menciona que también se ejecutan camisas pegadas con resina epoxi.

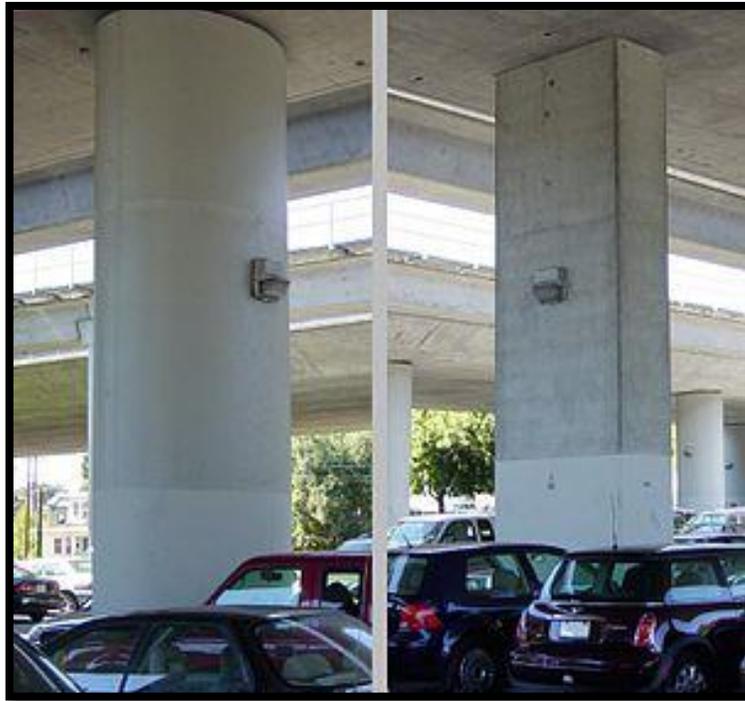


Fig. 3.18. Ejemplo de columnas encamisadas con planchas de acero

Fuente: Crisafulli.

La alternativa de encamisado de las columnas en la propuesta de adecuación resultó ventajosa, debido principalmente a que su ejecución podría ser llevada a cabo



por etapas, con muy poca perturbación de las actividades de la institución; no implica cambios en la arquitectura, ni en la distribución de los espacios, criterio principal para la escogencia del sistema de rehabilitación para la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.

Por su parte, la adición de perfiles metálicos como reforzamiento de las vigas de carga y auxiliares, no presentan ningún tipo de impedimento arquitectónico para su colocación y se acopla satisfactoriamente a la rehabilitación de las columnas encamisadas con planchas de acero a través de las conexiones. En las fases siguientes se expone el diseño y detallado del presente sistema de adecuación implementado como alternativa de solución de los problemas estructurales de la institución.

FASE VI: Concepción y Diseño de la adecuación estructural

Posterior a la evaluación del estado actual de la estructura se pudo comprobar que la misma posee una insuficiente resistencia lateral; así mismo, la capacidad de deformación o ductilidad resulta muy baja para las fuerzas gravitacionales y sísmicas a las que estaría sometida; por lo tanto son éstos dos factores los que gobiernan la capacidad sísmica del edificio y en los cuales se basa el método de reforzamiento más adecuado, así como también las medidas de reparación y protección de ser necesarias.

La propuesta que se presenta para aumentar la resistencia a flexión, cortante, torsión y carga axial de los elementos que conforman la estructura, utiliza la técnica de adición de elementos metálicos o perfiles adheridos y/o anclados externamente a las vigas o columnas existentes, conformando un elemento estructural compuesto con el fin de darle al mismo una mayor capacidad de soportar cargas y una mayor rigidez o disminución de las deformaciones.

En general se realizan los siguientes planteamientos:

- ✓ En las columnas, con el propósito de mejorar fundamentalmente la capacidad a cortante y/o el confinamiento del concreto a compresión, se busca

incrementar principalmente la capacidad de deformación o ductilidad; esto debido a que las mismas presentan un escaso y deficiente refuerzo transversal. Por lo tanto, a través de la colocación de planchas de acero en todas las caras de las columnas y en toda su longitud se busca obtener los resultados expresados anteriormente; es decir, un aumento en la capacidad de carga. Las figuras siguientes ejemplifican la técnica descrita.

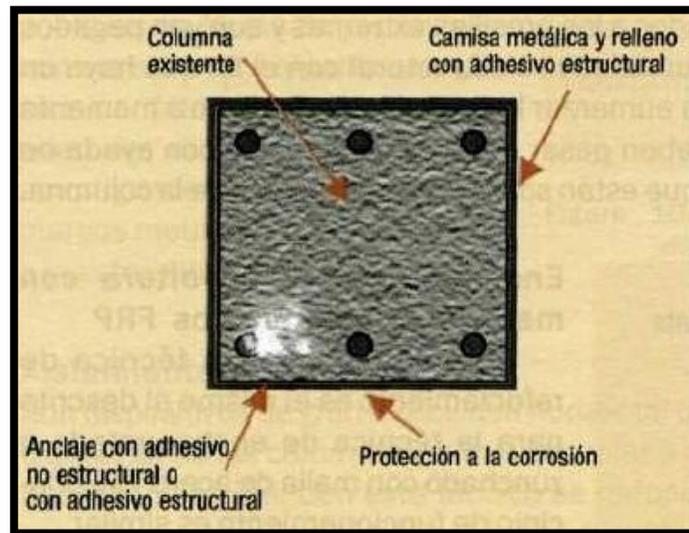


Fig. 3.19.- Ejemplo de encamisado de acero en columnas con el uso de planchas.
Fuente: Rendón Ospina y Zambrano.

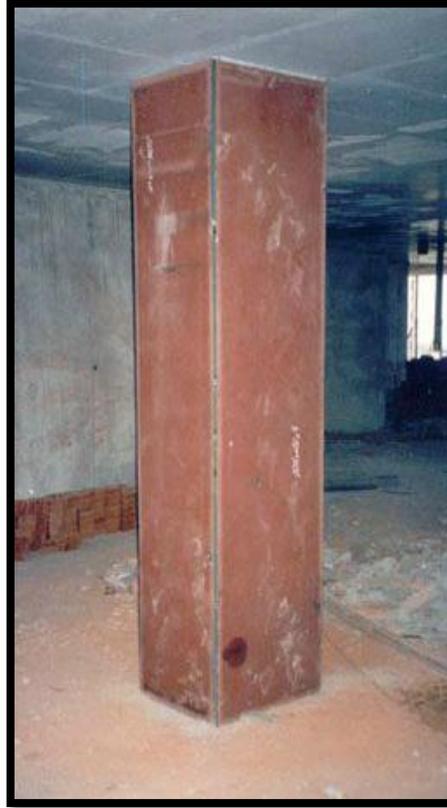


Fig. 3.20.- Ejemplo de encamisado de columnas.

Fuente: www.oriongrupo.com/ImageViewer/XML_View.asp?26

Para la ejecución del modelo matemático de rehabilitación se conformaron cuatro planchas de acero de 8 mm de espesor colocadas a una distancia de 5 cm de cada cara de la columna actual; dicho espacio fue modelado con concreto cuya resistencia a compresión será de 210 Kg/cm^2 . La figura 3.10 describe el procedimiento anterior, la cual fue aplicada en todos los elementos verticales presentes en la institución.

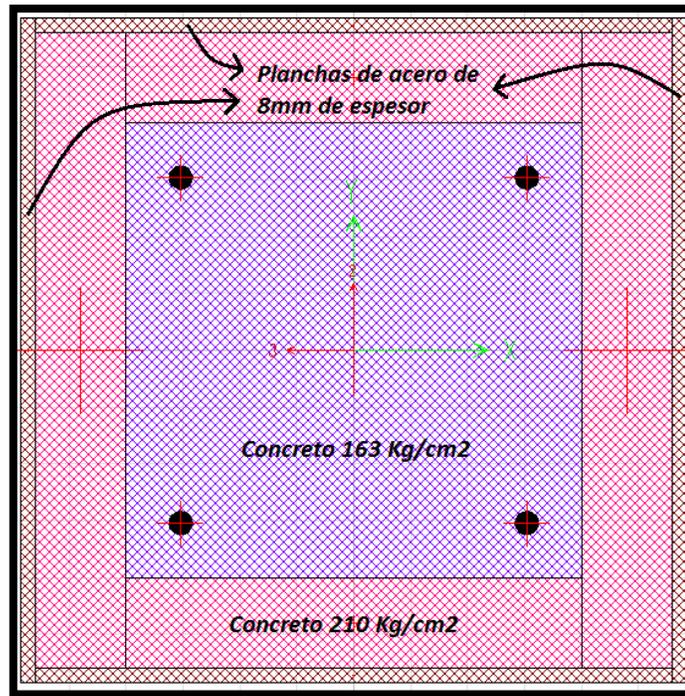


Fig. 3.21.- Corte transversal de una sección de columna rehabilitada.

Fuente: Elaboración propia.

- ✓ En el caso de las vigas, se propone la adición de perfiles metálicos tipo I, lo cual ayuda a disminuir el desplazamiento lateral de la estructura durante sismos, corrige los problemas de torsión, y aumenta la capacidad a flexión del elemento.

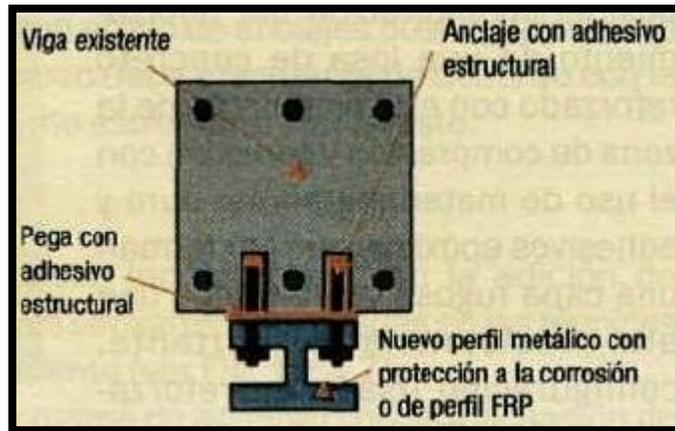


Fig. 3.22.- Ejemplo de adición de un perfil de acero tipo I.

Fuente: Rendón Ospina y Zambrano.

Para la rehabilitación, se modelaron perfiles IPN en la cara inferior de las vigas de concreto existentes, como se observa en la figura 3.12; resultando de la forma siguiente:

- ✓ Las vigas de carga del entrepiso con perfiles IPN 220.
- ✓ Las vigas auxiliares del entrepiso con perfiles IPN 100.
- ✓ Las vigas de carga y las vigas coronas del techo luego de realizado el análisis estructural no requirieron de la colocación del refuerzo.

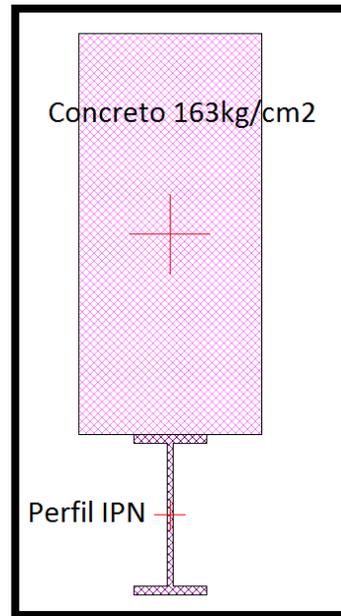


Fig. 3.23.- Corte transversal de una sección de viga rehabilitada.

Fuente: Elaboración propia.

Propuesta de Solución para el Efecto de Columna Corta

Un aspecto importante a tener en cuenta, es que la estructura presenta falla frágil de cortante en columnas acortadas por el efecto restrictivo al desplazamiento causado por elementos no estructurales, debido que las paredes perimetrales de la edificación (1,22m de alto) restringe los desplazamientos en sentido lateral (ver imagen 2).

Conforme disminuye la altura efectiva de la columna, la fuerza cortante que actúa sobre ella aumenta considerablemente.

Cuando la fuerza sísmica actúa en la estructura, la losa se desplaza lateralmente y arrastra la columna, pero ésta se topa con la mampostería y no puede desplazarse, entonces se produce una distorsión angular en la parte libre de la columna, lo que provoca su fractura diagonal o falla por corte, como se muestra en las figuras siguientes.

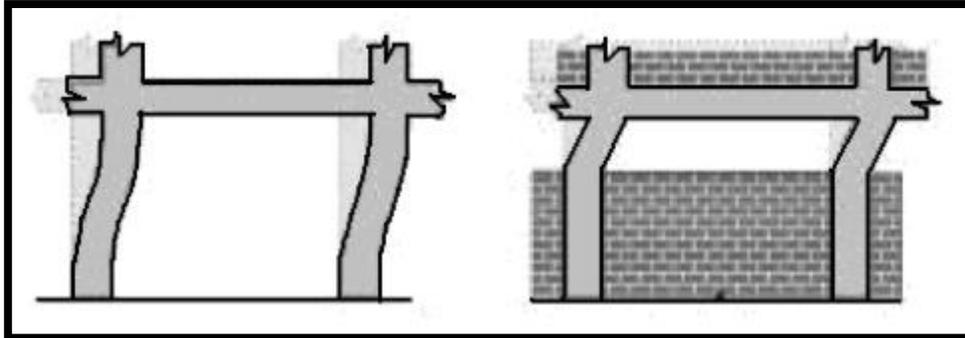


Fig. 3.24. Fi. Columna Restringida en su desplazamiento lateral.

Fuente: Rendón Ospina y Zambrano.

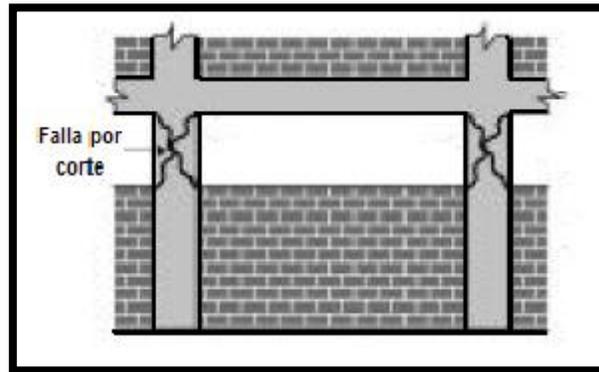


Fig. 3.25. Falla por corte en columnas cortas.

Fuente: Rendón Ospina y Zambrano.

Se han realizado varias investigaciones sobre el efecto de columna corta y las posibles técnicas constructivas o de reforzamiento para evitar el fallo de estas columnas ante la acción sísmica.

Uno de los estudios más trascendentales fue el realizado en la Universidad de Texas (Austín) en 1980, en el cual se concluyó que lo mejor es evitar la construcción de columnas corta o la alternativa más recomendable en estos casos es dejar una separación entre la columna y el muro de relleno para que esta se deforme durante la sollicitación sísmica.



Por lo consiguiente se presenta como solución, colocar una junta entre los muros de mampostería y las columnas de la edificación para solventar el efecto de columna corta, aprovechando la demolición de las paredes en las zonas cercanas a los elementos verticales para su rehabilitación (ver plano 10).

FASE VII: Análisis Estructural de la propuesta de adecuación

El objetivo de la adecuación propuesta para la U.E Dr. Lisandro Lecuna es la de proporcionarle la capacidad sísmica requerida por las normas vigentes y confirmar su capacidad, por lo que la estructura intervenida debe ser reevaluada en los aspectos que se consideraron en la etapa IV (comportamiento sismorresistente, derivas inelástica, deflexiones y capacidad cortante) tomando en cuenta los efectos de la adecuación en la rigidez, resistencia y deformación o ductilidad en el modelo matemático de la estructura.

FASE VIII: Detallado de la adecuación

Para evitar que las conexiones de la estructura fallen en caso de la ocurrencia de un sismo, es necesario realizar un diseño detallado de las mismas, de manera tal de garantizar la transmisión de esfuerzos producidos por las acciones dinámicas entre los elementos nuevos y los existentes.

En el diseño de la rehabilitación de la U.E Dr. Lisandro Lecuna, se presentan dos tipos de conexiones, entre la unión del perfil IPN y la viga de concreto que garantice que el miembro trabaje como una sección compuesta; y la unión entre el perfil IPN y la cara de la columna que ha sido encamisada con un plancha de acero de 8mm de espesor, tal como se muestra en la siguiente figura.

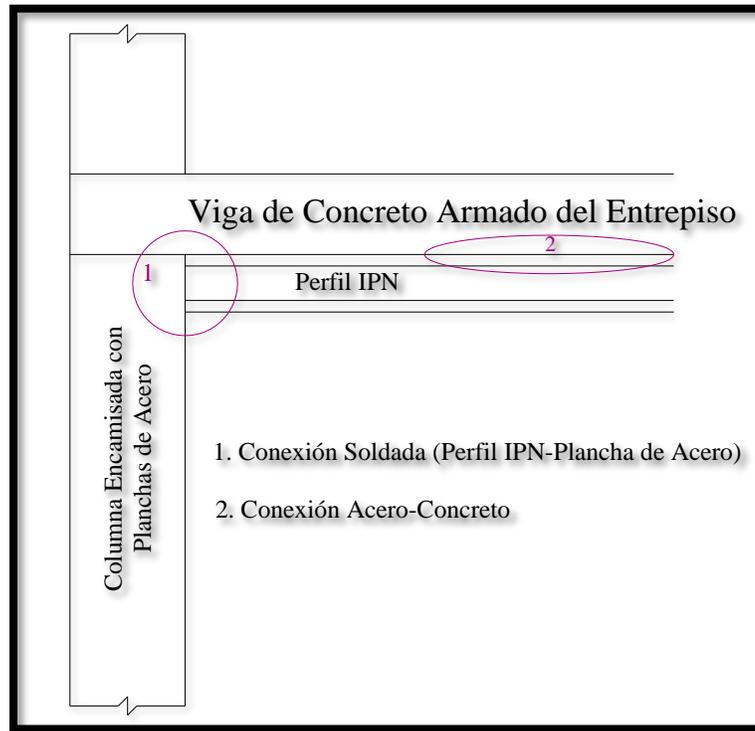


Fig.3.26.- Ubicación y Tipo de Conexiones

Fuente: Elaboración Propia

Conexión Soldada

Conforme a la Norma ANSI/AISC 358-05 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” se requiere que las conexiones viga-columna resistentes a momento se diseñen para las Fuerzas Resistentes Máximas Probables de la viga a conectar, considerando la formación de rótulas plásticas en la misma ante acciones gravitacionales y sísmicas, a fin de permitir que la estructura incurriere de manera estable en el rango inelástico y disipe energía sin que se presente una falla frágil en la conexión.

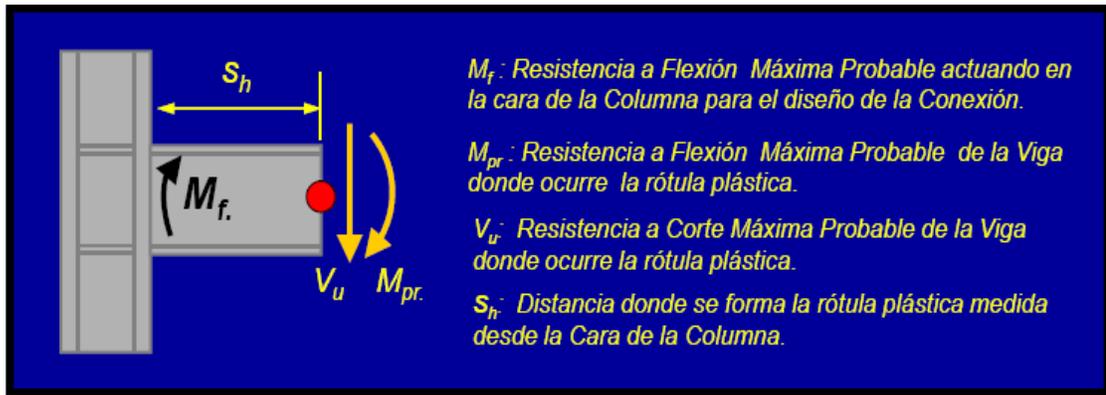


Fig. 3.27.-. Diseño Sismorresistente de Conexiones a Momento
Fuente: Diseño de Conexiones END PLATE por la AISC 358.

La conexión soldada permitirá la unión entre los dos elementos metálicos presentes, definiendo una condición de rigidez del conjunto, la cual se diseñará del tipo soldadura de filete, común en obras de ingeniería, con junta del tipo T; limitándose a calcular la longitud necesaria de los cordones, su espesor y la calidad del metal de aporte.

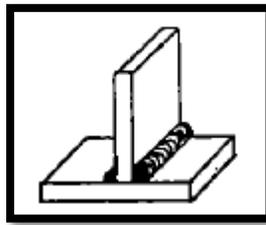


Fig. 3.28-. Junta Tipo T
Fuente: María Fratelli.

La soldadura de filete se diseñará para resistir los esfuerzos de corte, se ubicará en el ala superior del perfil, punto crítico al momento de la ocurrencia de la falla y en el alma del mismo (ver anexo P07). El procedimiento de diseño se especificará en el siguiente capítulo.

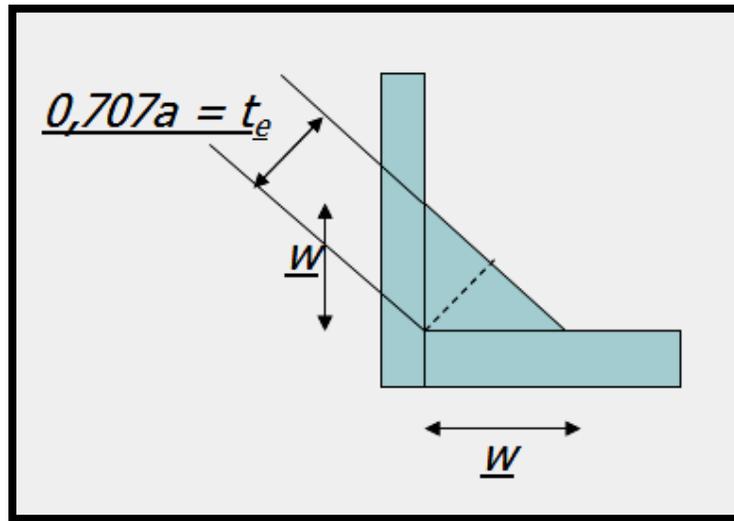


Fig.3.29.- Soldadura de Filete

Fuente: Diseño de Conexiones END PLATE por la AISC 358.

De igual forma se especifica el uso de soldadura de ranura de penetración completa en el ala inferior del perfil, el cual transmitirá el esfuerzo a compresión del elemento.

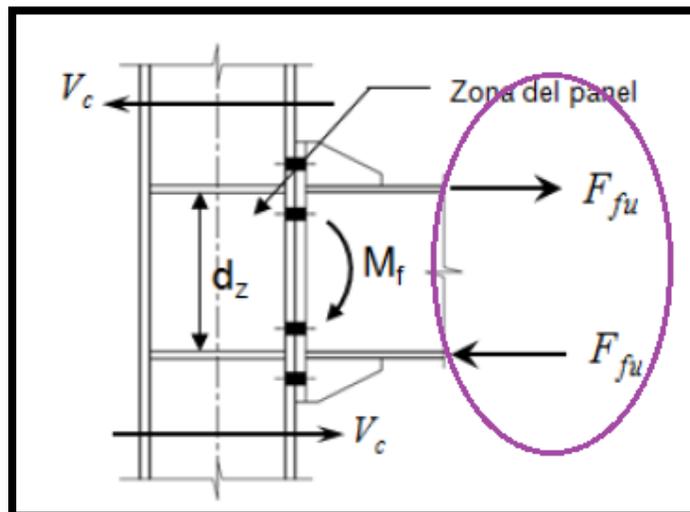


Fig.3.30.- Ejemplo de Ubicación de la Fuerza de Diseño para la soldadura de filete

Fuente: Diseño de Conexiones END PLATE por la AISC 358.

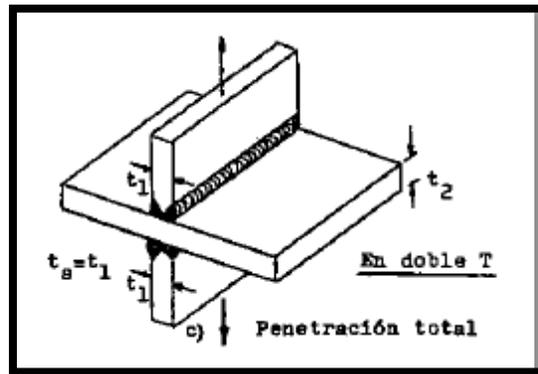


Fig.3.31.- Ejemplo de Soldadura de Ranura

Fuente: Diseño de Estructuras Metálicas LRFD. María Fratelli.



CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS



CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Análisis estructural del modelo matemático no rehabilitado.

Al realizar el análisis estructural al modelado sin rehabilitar, se obtuvieron los valores de distintos aspectos importantes que se evaluarán con las normas vigentes sismorresistentes, determinando las distintas deficiencias presentes.

Según lo contemplado en la Norma COVENIN 1756:2001 en su sección 9.4.4.b. para estructuras de menos de 3 pisos, el número de modos a incorporar por cada dirección ortogonal es igual al número de pisos. De acuerdo a lo antes descrito, en la siguiente tabla se presenta los modos de vibración de la estructura con un factor de reducción de respuesta igual a 2.

Modos de Vibración	Período (s)
1	0,9419
2	0,9303
3	0,9130
4	0,8982
5	0,8606
6	0,8091

Tabla 4.1.- Modos de Vibración y Periodos correspondientes al modelo no rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.

Fuente: Elaboración propia.



Los valores obtenidos corresponden a un comportamiento sismorresistente no deseado en la estructura. Son altos, ya que la misma disiparía la energía producida por los sismos a través de la deformación de sus elementos, condición que no fue considerada en su diseño porque en la fecha de construcción no existía una normativa referente a este tema, por lo tanto sus elementos no poseen dimensiones ni características sismorresistentes, conduciendo a una falla frágil.

La determinación de las derivas es fundamental, ya que establecen un factor importante dentro de la evaluación de las estructuras, representando un indicador de daño significativo.

Para la verificación de derivas, se utilizan los valores de desplazamientos inelásticos, que se obtienen multiplicando los desplazamientos elásticos por el coeficiente de reducción de respuesta estructural, controlando que los desplazamientos inelásticos cumplan con ser menores a los admisibles definidos en la Norma COVENIN 1756:2001 en su capítulo 10. En la siguiente tabla se presentan los mayores desplazamientos horizontales y derivas en ambos direcciones ortogonales.

ESTRUCTURA NO REHABILITADA				
Desplazamientos Máximos Horizontales			Derivas Inelásticas	
Sentido	X (cm)	Y (cm)	X	Y
Techo	14,35	19,08	0,023	0,044
Entrepiso	10,23	11,1	0,046	0,050

Tabla. 4.2.- Desplazamientos horizontales y derivas máximas de modelo no rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna

Fuente: Elaboración propia.



La norma antes citada, en la tabla 10.1 establece los parámetros para el control de deriva, esta depende del tipo y disposición de los elementos no estructurales y el grupo de la edificación. El modelo en estudio es grupo A y es susceptible de sufrir daños por deformaciones de la estructura, por lo tanto tiene un valor límite de 0,012 (12%). Como se observa en la Tabla 4.2 en la dirección larga (X) la mayor deriva en sus dos niveles es de 46‰ y en la dirección corta (Y) es de 50‰, ambos valores superan notablemente los límites de la norma.

Hay que señalar que en dicho modelo no se tomo en cuenta el efecto rigidizador de las paredes, el cual tiene un efecto positivo para el control de derivas, ya que disminuye notablemente las mismas y podrían entrar en el rango permitido.

En cuanto a los elementos estructurales del modelo estudiado (vigas y columnas) se puede observar de acuerdo al análisis estructural realizado con el programa Etabs Vs 9.7.3 que la mayoría de ellos no cumplen los chequeos, ya que no soportan las solicitaciones producidas por las fuerzas horizontales, mientras que para las cargas verticales la edificación ha demostrado por años soportar las distintas solicitaciones generadas.

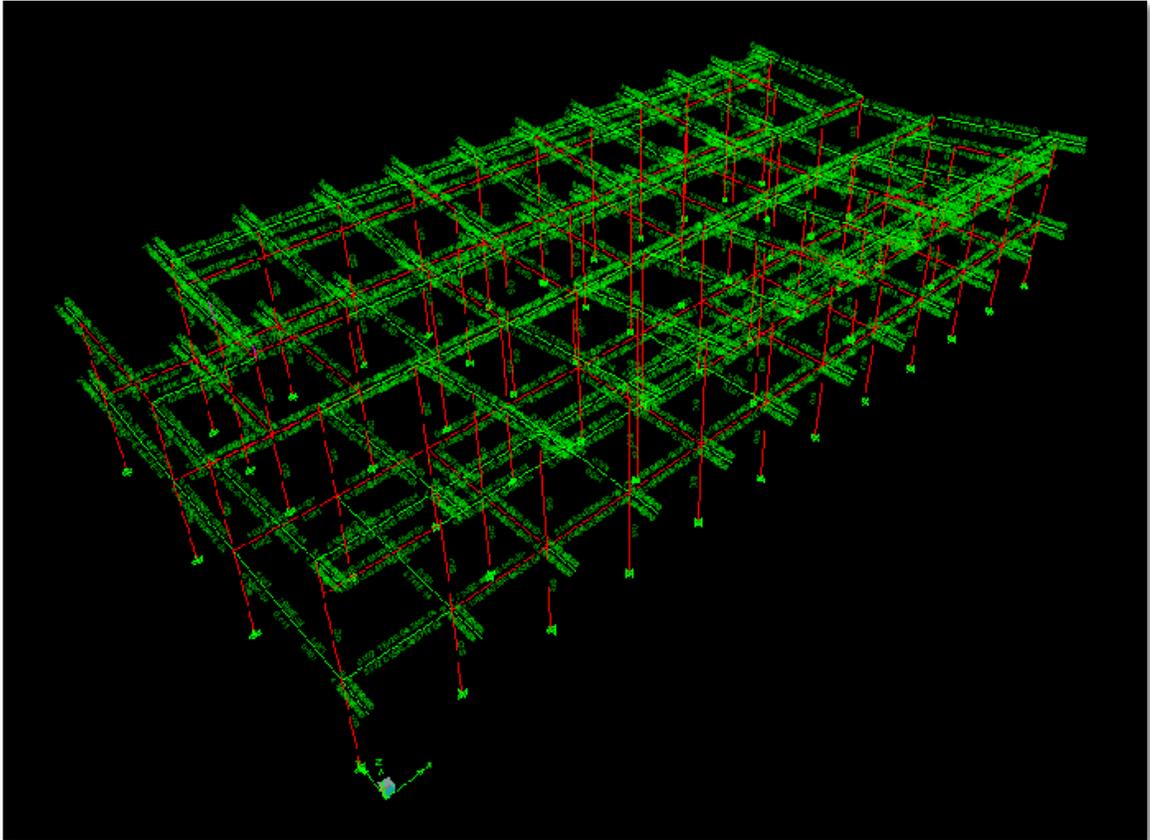


Figura 4.1.- Análisis estructural del modelo no rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna

Fuente: Elaboración propia.

La principal causa que genera la falla de los elementos es la poca capacidad para soportar los esfuerzos cortantes. Según la Norma COVENIN 1753:2006 en su capítulo 18.4.2 (Requisitos en las Columnas para un Nivel de Diseño 3) señala que la menor dimensión transversal de una columna, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no será menor de 30cm, y en el modelado en estudio todas las dimensiones transversales de las columnas son de 25cm; a esto se le añade que no cumple con los requerimientos presente en la norma antes mencionada con respecto al refuerzo de acero longitudinal, transversal y las zonas de confinamiento. Otro



aspecto importante a considerar es la presencia de la irregularidad estructural de columna corta, establecida en la Norma 1756:2001 en su capítulo 6. En la figura que se presenta a continuación, se observa los resultados del análisis estructural de una de las columnas con más solicitaciones en la estructura evaluada.

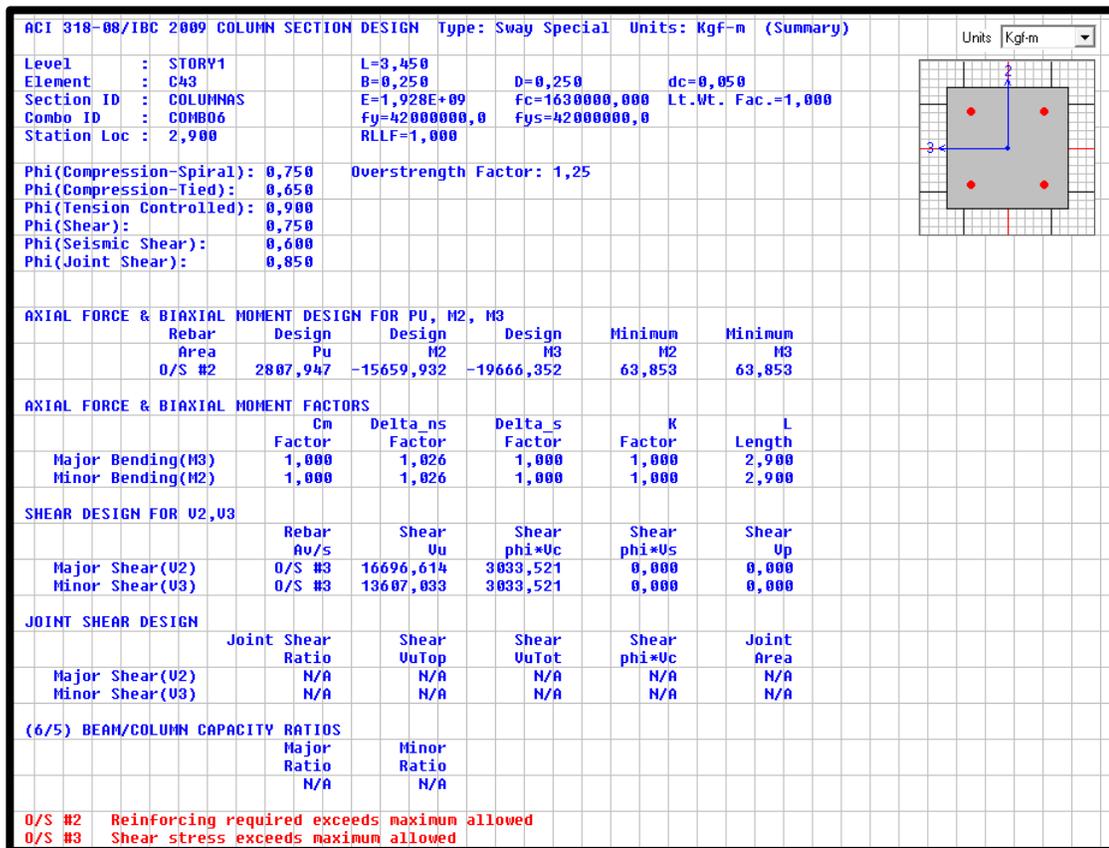


Figura 4.2.- Información de la columna en el análisis estructural del modelo no rehabilitado.

Fuente: Elaboración propia.

De la información de la Figura 4.2, es importante señalar que la columna no cumplen con los requisitos del programa Etabs Vs 9.7.3 ya que el refuerzo requerido de la sección es mayor al refuerzo que posee la misma y además el esfuerzo cortante que soporta excede al máximo permitido.



Algunas vigas presentan la misma deficiencia que las columnas, generadas principalmente por la torsión producida en la estructura por las acciones sísmicas, producido por la falta de rigidez, como se observa en la siguiente figura, que nos muestra los resultados del análisis estructural de una de las vigas con mas solicitaciones en la estructura evaluada.

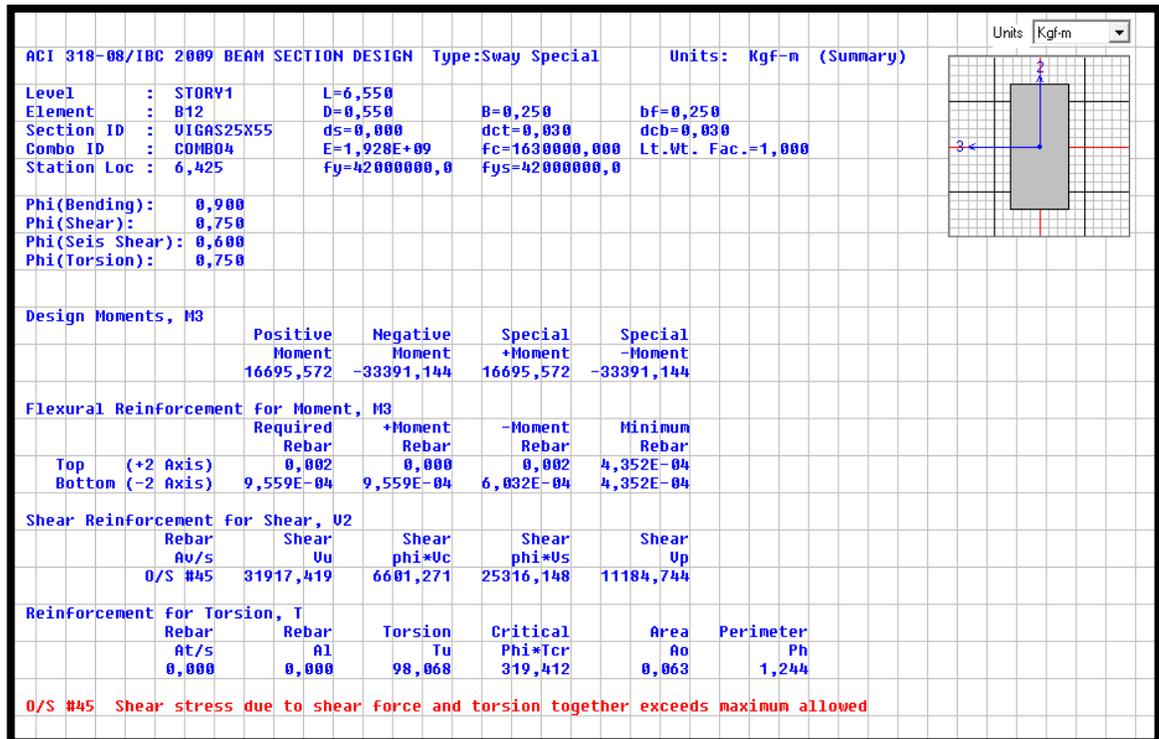


Figura 4.3.- Información de la viga en el análisis estructural del modelo no rehabilitado.

Fuente: Elaboración propia.

De la información de la Figura 4.3, es importante señalar que la viga no cumple con los requisitos del programa Etabs Vs 9.7.3 porque el esfuerzo cortante debido a la fuerza cortante y a la torsión en conjunto excede el máximo permitido.

Análisis estructural del modelo matemático rehabilitado.

Luego de realizar el análisis estructural original y diseñar la rehabilitación, se evaluaron los mismos aspectos para obtener una comparación de los resultados y



comprobar que todos ellos cumplan con los requisitos de la Norma COVENIN 1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes.

Según la Norma citada anteriormente, en su sección 9.4.4.b. para estructuras de menos de 3 pisos, el número de modos a incorporar por cada dirección ortogonal es igual al número de pisos. De acuerdo a lo antes descrito, en la siguiente tabla se presentan los modos de vibración de la estructura con un factor de reducción de respuesta igual a 3.

Modos de Vibración	Período (s)
1	0,3466
2	0,3225
3	0,3216
4	0,2170
5	0,2078
6	0,2010

Tabla 4.3.- Modos de Vibración y Periodos correspondientes al modelo rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna.

Fuente: Elaboración propia.

Los valores expresados en la Tabla 4.3, representan un comportamiento sismorresistente deseado para el modelo, ya que se logró controlar las fallas de los elementos, las derivas y aumentar la rigidez a la estructura. Al mismo tiempo se le asignó la capacidad de disipar la energía a través de su deformación pero de una manera controlada.

Otro aspecto importante de comparación, son las derivas de la estructura que puede ser causante de grandes daños, por lo tanto es vital cumplir con los requerimientos de la norma vigente. En la siguiente tabla se presentan los mayores desplazamientos horizontales y derivas en ambas direcciones ortogonales.



ESTRUCTURA REHABILITADA				
Desplazamientos Máximos Horizontales			Derivas Inelásticas	
Sentido	X (cm)	Y (cm)	X	Y
Techo	1,33	1,72	0,004	0,006
Entrepiso	0,58	0,7	0,003	0,003

Tabla. 4.4.- Desplazamientos horizontales y derivas máximas de modelo rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna

Fuente: Elaboración propia.

La rigidez aportada por las nuevas secciones de los elementos estructurales en el modelado fueron suficientes para que los valores de las derivas cumplieran con los requisitos de la Norma para Edificaciones Sismorresistente pertenecientes al Grupo A que es de 12%. Como nos muestra la tabla 4.4, la máxima deriva en la dirección larga (X) es del 4‰ y en la dirección corta (Y) es de 6‰, notándose considerablemente una gran mejora en los desplazamientos horizontales que sufre la estructura ante fuerzas sísmicas.

El análisis estructural del nuevo modelado rehabilitado, cumple con todos los chequeos en los elementos de acero y los que no fueron reforzados, evidenciando que la estructura tiene la capacidad para disipar la energía de un sismo y comportarse como se diseño, como se muestra en las figuras siguientes.

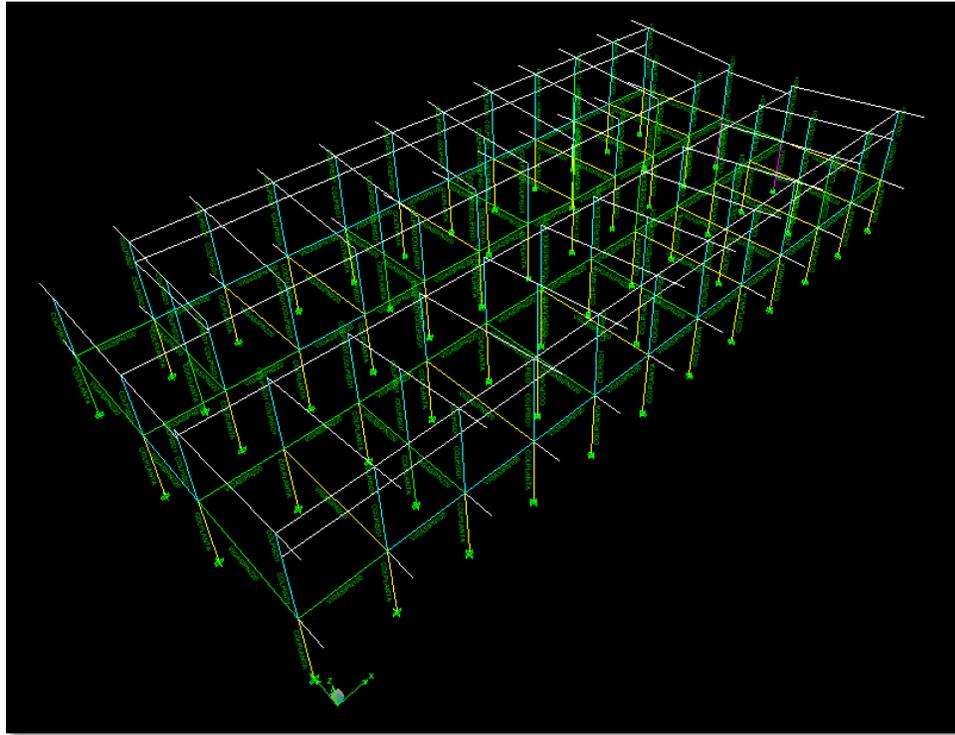


Figura 4.4.- Análisis estructural de los elementos de acero del modelo rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna

Fuente: Elaboración propia.

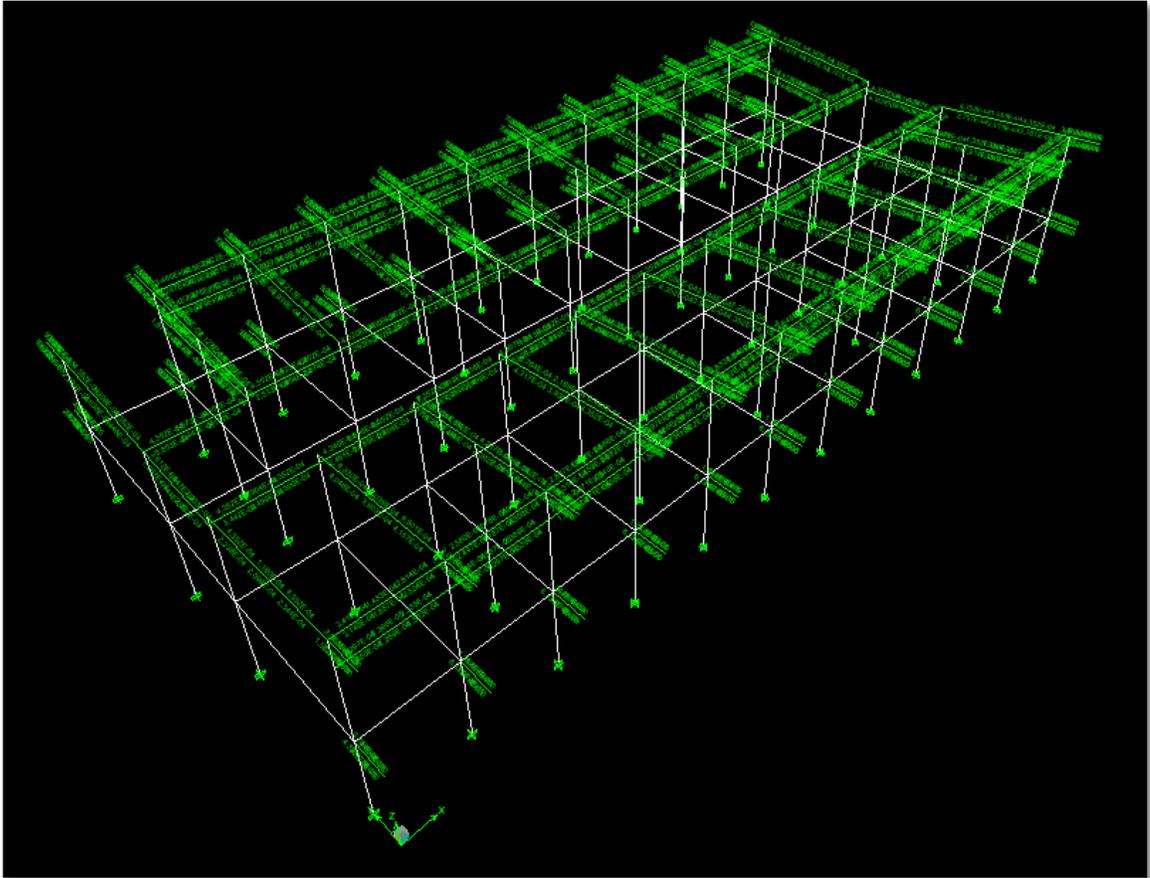


Figura 4.5.- Análisis estructural de los elementos de concreto del modelo rehabilitado de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna

Fuente: Elaboración propia.

Al otorgarle más inercia a los elementos verticales y reforzar con planchas de acero, fue solventada la deficiencia a esfuerzos de corte y la carencia de acero de refuerzo otorgándole mayor rigidez a la sección y ayudando al comportamiento de la estructura en general. Estos fueron diseñados para que el coeficiente de demanda/capacidad estuviera en el rango de 0,5 a 0,9 ofreciendo una holgura por ser una estructura rehabilitada. En la siguiente Figura se presenta la misma columna que se estudio anteriormente, en este caso ya reforzada.



PROPUESTA DE ADECUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD EDUCATIVA “DR. LISANDRO LECUNA” CONFORME A LA NORMA COVENIN 1756-1:2001 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES

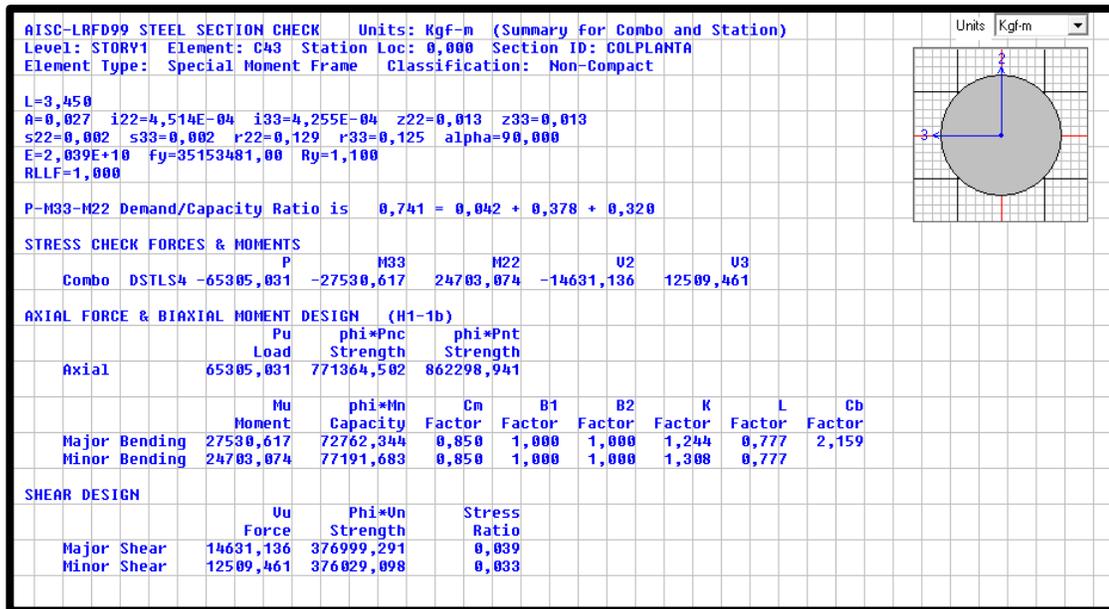


Figura 4.6.- Información de las columnas de acero en el análisis estructural del modelo rehabilitado.

Fuente: Elaboración propia.

La deficiencia de las vigas ha sido mejorada gracias a la colocación del perfil IPN, ya que este soporta todo el esfuerzo cortante producido por los efectos sísmicos, evitando la falla del elemento. En las vigas de mayor luz (6,55 metros) se realizó un arriostramiento en la mitad de su longitud con un perfil IPN80, ya que podían presentar pandeo lateral por su gran esbeltez. Este elemento de arriostramiento no participa en el comportamiento de toda la estructura ya que solo está diseñada para lo antes mencionado. En la siguiente Figura se presenta la misma viga que se estudio anteriormente, en este caso ya reforzada.

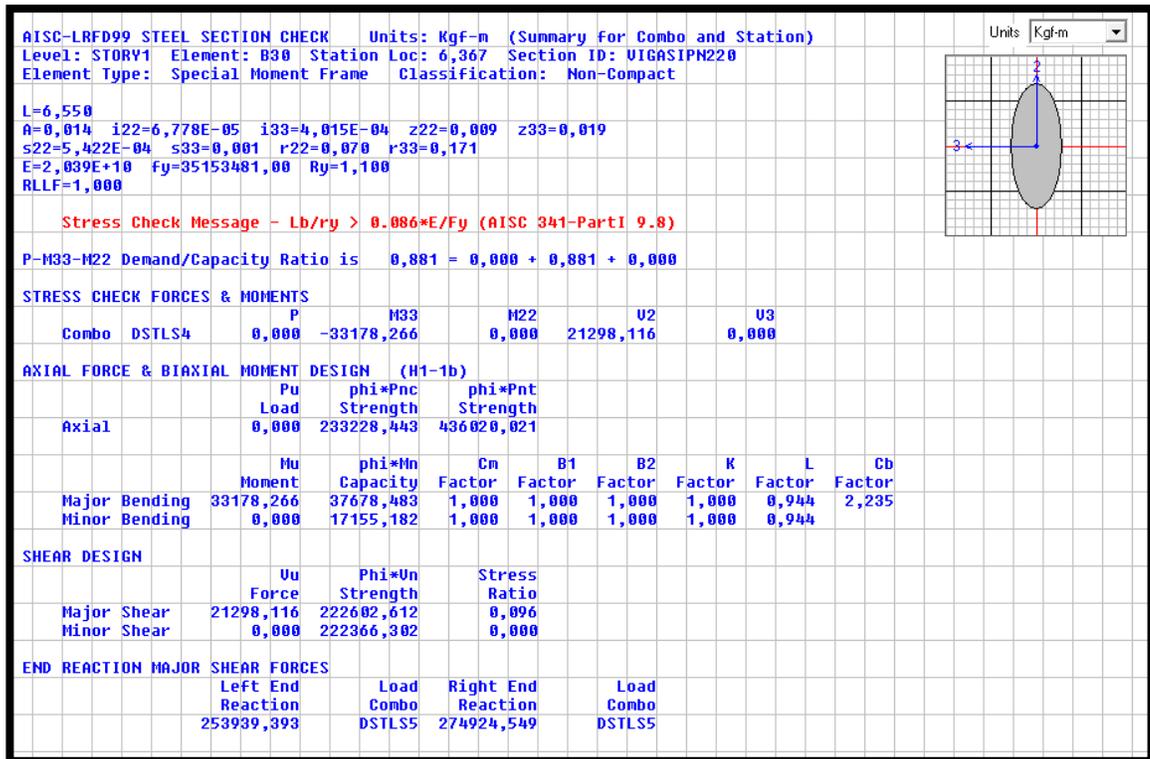


Figura 4.7.- Problema de Esbeltez en vigas rehabilitadas con una luz de 6,55metros.

Fuente: Elaboración propia.

Al igual que los elementos verticales, las vigas rehabilitadas fueron diseñadas para que el coeficiente de demanda/capacidad estuviera en el rango de 0,5 a 0,9 ofreciendo una holgura por ser una estructura rehabilitada.

Diseño de conexiones soldadas

Es importante señalar que resulta complejo estudiar el comportamiento de las conexiones, que a pesar de estar comprobado que la mayoría de las fallas estructurales se originan en las mismas, en algunos casos no se les da la importancia necesaria. A continuación se presenta el procedimiento de diseño de la soldadura de



filete para la conexión de un IPN 220 con una longitud de 6,55m, que se considera el más desfavorable:

- ✓ Momento Plástico Probable:

$$M_{pr} = Z_x * F_y \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

Donde:

M_{pr} : Momento plástico probable en la viga.

Z_x : Módulo de plasticidad.

F_y : Esfuerzo de fluencia.

$$M_{pr} = 324 \text{ cm}^3 * 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathbf{M_{pr} = 11340 \text{ kg-m.}}$$

- ✓ Fuerza Cortante en la Rótula Plástica de la Viga.

$$W = 1.2 * (CP + PP) + \gamma * CV \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

Donde:

W : Fuerza Gravitacional que soporta la viga.

CP : Carga permanente que actúa sobre la viga.

PP : Peso propio de la viga.

CV : Carga variable que actúa sobre la viga.

$$W = 1.2 * \left(2270 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 204 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) + 1060 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{W = 4030 \text{ kg/m.}}$$



- ✓ Cortante en la rótula plástica.

$$Vg = \frac{W * Lh}{2} \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

Donde:

Vg: Cortante debido a fuerzas gravitatorias.

W: Fuerza Gravitacional que soporta la viga.

Lh: Distancia entre rótulas.

$$Vg = \frac{4030 \frac{kg}{m} * 6.15 m}{2}$$

$$\mathbf{Vg = 12397.25 kg}$$

$$Vub = \frac{2 * Mpr}{Lh} + Vg \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

Donde:

Vub: Cortante en la rótula plástica de la viga.

Mpr: Momento plástico probable en la viga.

Lh: Distancia entre rótulas.

Vg: Cortante debido a fuerzas gravitacionales.

$$Vub = \frac{2 * 11340 kg - m}{6.15 m} + 12397.25 kg$$

$$\mathbf{Vub = 16080.05 kg.}$$



- ✓ Momento máximo probable a la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} * Sh \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

Donde:

M_f: Momento máximo probable en la cara de la columna.

M_{pr}: Momento plástico probable en la viga.

V_{ub}: Cortante en la rótula de la viga.

Sh: Distancia de la columna a la rótula plástica.

$$M_f = 11340 \text{ kg} - m + 16080.05 \text{ kg} * 0,20 \text{ m}$$

M_f = 14556.01 kg-m

- ✓ Propiedades de las soldaduras

Las soldaduras es el proceso mediante el cual se unen elementos metálicos, calentándolos hasta el estado fluido o casi fluido. Para una eficiente soldadura de acero es importante la elección de las secciones y perfiles, conjuntamente con un material de aporte compatible.

Los electrodos utilizados en soldaduras de acero, están normalizados por la American Welding Society AWS y existen gran variedad para poder hacer un ajuste apropiado de las propiedades y características resistentes del metal de aporte, en relación con el metal base.

En la siguiente tabla se indica los valores de los electrodos compatibles con el metal base de los miembros a soldar.

Electrodos	Resistencia límite a tracción del metal de aporte F_{Exx} (Kg/cm ²)	Esfuerzo cortante de diseño de la soldadura ϕF_w (Kg/cm ²) *
E60XX	4.220	1.899,0
E70XX	4.920	2.214,0
E80XX	5.630	2.533,5
E90XX	6.330	2.848,5
E100XX	7.030	3.163,5
E110XX	7.730	3.478,5

Figura 4.8.- Compatibilidad de electrodos
Fuente: Fratelli, Maria

Es de gran importancia saber que las soldaduras de filetes aportan capacidad resistente en las conexiones ya que están diseñadas para resistir sollicitaciones de corte, tracción y compresión. Por lo antes descrito, se presenta la siguiente tabla donde se muestra el esfuerzo cortante de diseño de la soldadura de acuerdo al tipo de electrodo.

Metal base	Electrodos	Máximo F_y del metal base (Kg/cm ²)
Sidetur AE 25, DIN ST 37, ST 42 ASTM A36, A53 Grado B, A375, A500, A501, A529 y A570 grados D y E	E60XX E70XX	$F_y \leq 2.900$
Sidetur AE 35, ASTM A242, A441, A572 grados 42 a 60, A588, DIN ST 52	E70XX	$F_y \leq 3.800$
ASTM A572 grado 65	E80XX	$F_y \leq 4.150$
ASTM A514, espesores mayores a 63 mm	E100XX	$F_y \leq 7.030$
ASTM A514 espesores iguales o menores a 63 mm	E110XX	$F_y \leq 7.030$

Figura 4.9.- Esfuerzos en el metal de aporte en soldaduras de filete
Fuente: Fratelli, Maria



Para las conexiones del presente trabajo de grado, se diseñara la conexión del perfil IPN y la plancha de acero con electrodos E70XX ya que el material base es un acero ASTM A 572 Grado 50.

- ✓ Soldadura del ala superior de la viga.

Fuerza de diseño para la soldadura de filete

$$Ffu = \frac{Mf}{db - tfb} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

Donde:

Ffu: Fuerza en las alas de la viga.

Mf: Momento máximo probable en la cara de la columna.

db: Altura del perfil.

tfb: Espesor de las alas.

$$Ffu = \frac{14556.01 \text{ kg} - m}{0.22m - 0.0122m}$$

$$\mathbf{Ffu = 70048.17 \text{ kg.}}$$

$$Fced = \frac{Sx * Fy}{db - tfb} \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

Donde:

Fced: Fuerza de cedencia elástica en las alas de la viga.

Sx: Módulo elástico de la sección con respecto a su eje mayor.

Fy: Esfuerzo de fluencia.



db: Altura del perfil.

tfb: Espesor de las alas.

$$F_{ced} = \frac{278 \text{ cm}^3 * 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{22\text{cm} - 1.22\text{cm}}$$

$$\mathbf{F_{ced} = 46823.87 \text{ kg}}$$

$$F_{filete} = F_{fu} - F_{ced} \quad (\text{Ecuación 4.8})$$

Donde:

F_{filete} : Fuerza de diseño para soldaduras de filete.

F_{fu} : Fuerza en las alas de la viga.

F_{ced} : Fuerza de cedencia elástica en las alas de la viga.

$$F_{filete} = 70048.17\text{kg} - 46823.87 \text{ kg}$$

$$\mathbf{F_{filete} = 23224.3\text{kg}}$$

Longitud efectiva de la soldadura

$$L_{efc} = 2 * b_{fb} - twb \quad (\text{Ecuación 4.9})$$

Donde:

L_{efc} : Longitud efectiva de la soldadura.

b_{fb} : Ancho del perfil.

twb : Espesor del alma.



$$L_{efc} = 2 * (9.8cm) - 1.22cm$$

$$\mathbf{L_{efc} = 18.38cm}$$

Espesor de la soldadura

$$Dfb_{req} = \frac{F_{filete}}{0.707 * \phi Fw * L_{efc}} \quad (\text{Ecuación 4.10})$$

Donde:

Dfb_{req} : Diámetro requerido de soldadura.

F_{filete} : Fuerza de diseño para soldaduras de filete.

ϕFw : Esfuerzo cortante minorado de diseño de soldadura.

L_{efc} : Longitud efectiva de la soldadura.

$$Dfb_{req} = \frac{23224.3 \text{ kg}}{0.707 * 2214 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 18.38cm}$$

$$\mathbf{Dfb_{req} = 8.1mm}$$

- ✓ Soldadura del ala inferior de la viga.

Se utilizará soldadura de ranura a penetración completa para resistir el momento cedente inicial de la viga.

- ✓ Soldadura del alma de la viga.

$$L_v = \frac{db}{2} - t_{fb} \quad (\text{Ecuación 4.11})$$



Donde:

L_v : Longitud efectiva de la soldadura.

d_b : Altura del perfil.

t_{fb} : Espesor de las alas.

$$L_v = \frac{22\text{cm}}{2} - 1.22\text{cm}$$

$$L_v = 9.78\text{cm}$$

$$D_{wb_{req}} = \frac{V_{ub}}{2 * 0.707 * \phi F_w * L_v} \quad (\text{Ecuación 4.12})$$

Donde:

$D_{wb_{req}}$: Espesor requerido por la soldadura por corte.

V_{ub} = Cortante en la rótula de la viga.

ϕF_w : Esfuerzo cortante minorado de diseño de soldadura.

L_v : Longitud efectiva de la soldadura.

$$D_{wb_{req}} = \frac{16080.05 \text{ kg}}{2 * 0.707 * 2214 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 9.78\text{cm}}$$

$$D_{wb_{req}} = 5.25\text{mm}$$

. Las tablas siguientes muestran los valores para las distintas longitudes de los perfiles IPN de Momento Máximo Probable en la Columna y Espesores de las Soldaduras de Filete tanto en el Ala Superior y el Alma.



Perfil	Longitud (m)	Mpr (kg-m)	W (kg/m)	Vg (kg)	Vub (kg)	Mf (kg-m)
220	6,55	11340	4030	12392	16080	14556
220	4,46	11340	4030	8181	13767	14093
220	3,53	11340	4030	6307	13553	14051
220	3,28	11340	4030	5803	13678	14076
220	3,27	11340	4030	5783	13685	14077

Tabla. 4.5- Momento Máximo Probable en la Columna según cada conexión.
Fuente: Elaboración propia.

Perfil	Longitud (m)	Ffu (kg)	Fced (kg)	Ffilete (kg)	Lefec (cm)	Dfb req (mm)
220	6,55	70048	46824	23224	18,38	8,1
220	4,46	67822	46824	20998	18,38	7,3
220	3,53	67616	46824	20792	18,38	7,2
220	3,28	67736	46824	20913	18,38	7,3
220	3,27	67743	46824	20920	18,38	7,3

Tabla. 4.6- Espesor de la soldadura de filete en el ala superior de la viga.
Fuente: Elaboración propia.

Perfil	Longitud (m)	Lv (cm)	Dwb req (mm)
220	6,55	9,78	5,3
220	4,46	9,78	4,5
220	3,53	9,78	4,4
220	3,28	9,78	4,5
220	3,27	9,78	4,5

Tabla. 4.7- Espesor de la soldadura de filete en el alma de la viga.
Fuente: Elaboración propia.



CAPÍTULO V

LA PROPUESTA



CAPÍTULO V

La Propuesta

De acuerdo a lo desarrollado en el presente trabajo de grado, se presenta una propuesta de adecuación estructural para la U.E. Dr. Lisandro Lecuna conforme a la Norma COVENIN 1756:2001, la cual consta de las siguientes especificaciones:

Rehabilitación de Columnas:

Como las dimensiones de todas las columnas no cumplen con lo establecido en la Norma COVENIN 1753:2006, se propone un incremento de su sección transversal de 5cm en cada una de las caras de la columna con concreto cuya resistencia será 210 kg/cm², siendo sus nuevas dimensiones (35x35) cm. Además se realizará un encamisado de toda la sección con planchas de acero ASTM A 572 Grado 50 con un espesor de 8mm.

Ante un evento sísmico se debe asegurar que la sección tenga un buen desenvolvimiento, por lo tanto esta conexión rígida se logrará mediante soldadura de las planchas a lo largo de su longitud, logrando aumentar su capacidad a corte y el área de acero en la sección.

Rehabilitación de Vigas:

Se presenta realizar una sección compuesta, uniendo las vigas de carga del nivel entepiso a perfiles de acero estructural IPN 220, y las vigas laterales del mismo nivel a perfiles IPN100 las cuales van de columna a columna. Para transmitir eficientemente las solicitaciones que soporta la viga de concreto, los perfiles se colocan por debajo asegurando su buen funcionamiento con conectores de corte a lo largo de todo el perfil. Las vigas de carga de una longitud de 6.55metros, serán



arriostradas lateralmente por perfiles IPN80 a la mitad de extensión, evitando de esta manera que la viga sufra alguna deformación lateral por su esbeltez, este elemento de arrostramiento no participa en el comportamiento de toda la estructura ya que solo está diseñada para lo antes mencionado.

De acuerdo al análisis estructural realizado a los modelados, se concluyó que no era necesario reforzar las vigas del nivel techo así como también no remover ninguno de los elementos de la edificación.

Para la conexión de las vigas y las columnas rehabilitadas, se propone una conexión soldada la cual asegura un comportamiento rígido, estará compuesta por soldadura de ranura a penetración completa para resistir el momento cedente inicial de la viga, más un refuerzo de soldadura de filetes a ambos lados y en el alma para resistir las solicitaciones originadas por las fuerzas horizontales y garantizar que la viga desarrolle toda su capacidad plástica. Las soldaduras se realizarán con electrodos E70XX.

La propuesta para solventar la presencia de Falla Frágil Cortante en columnas acortadas por el efecto restrictivo al desplazamiento causado por elementos no estructurales es colocar una junta entre los muros de mampostería y los elementos verticales mediante para permitir la deformación libre de los elementos, aprovechando la demolición de las paredes en las zonas cercanas a las columnas por motivo de su rehabilitación.

La concepción de la adecuación presente radica en la mejora del comportamiento sismorresistente de la estructura. Con el aumento de la rigidez producido por los nuevos elementos se asegura la capacidad de disipar energía a través de su deformación de manera controlada, lo cual se aprecia en los modos de vibración del modelado rehabilitado de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna. Además se disminuye considerablemente las derivas, cuyo porcentaje son de 4% en el eje largo y 6% en el eje corto, cumpliendo claramente los 12% que especifica la Norma vigente para este tipo de estructura.



CONCLUSIONES

1. Luego de conocer los aspectos vulnerables de la edificación, se planteó una metodología que permitiría mitigar los problemas estructurales presentes, la cual consiste en el aumento de la sección transversal de las columnas hasta obtener una dimensión de (35x35) cm y un encamisado de acero, una sección compuesta uniendo las vigas de carga del primer piso a perfiles IPN. La conexión entre estos elementos rehabilitados se realiza mediante soldaduras.
2. La propuesta presentada desarrolla una adecuación estructural de la Unidad Educativa Dr. Lisandro Lecuna conforme a la Norma COVENIN 1753:2001 la cual con el aumento de la rigidez se asegura la capacidad de disipar energía a través de la deformación de sus elementos de manera controlada, disminuye las derivas hasta valores aceptados por la normativa y desarrolla un comportamiento sísmico adecuado durante fuerzas sísmicas de esta manera se soluciona todas las deficiencias sismorresistentes que presenta la estructura.
3. El modelo de adecuación estructural que se propone fue considerado una de las mejores alternativas para la rehabilitación de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna. Tomando en cuenta los materiales utilizados y el proceso constructivo, del cual se pueden nombrar algunas ventajas que presenta:
 - ✓ Se estima que el tiempo de ejecución es corto, lo cual es de gran importancia ya que la edificación escolar es utilizada continuamente.
 - ✓ No se modificara la arquitectura de la edificación.
 - ✓ La mayoría de los materiales viene prefabricados ayudando al sistema constructivo.
 - ✓ Se utilizaron perfiles IPN los cuales son producidas por empresas nacionales.



RECOMENDACIONES

Permitiendo asegurar el cumplimiento de una propuesta integral de rehabilitación sísmica de la estructura de la “U.E. Dr. Lisandro Lecuna”, se presentan una serie de recomendaciones como apoyo a la investigación, con soluciones y detalles que de ser llevados a cabo, resultarían en un efectivo y eficaz desarrollo de los estudiantes y profesores que hacen vida en dicha institución, y de generaciones futuras.

- ✓ En primer lugar se plantea el estudio del cálculo de las instalaciones sanitarias de la institución, permitiendo la ejecución principalmente, de una reubicación de los tanques elevados, ya que los mismos aumentan considerablemente las solicitaciones de las columnas que lo soportan y son una masa inercial ubicada en el techo que no es despreciable incrementando las fuerzas sísmicas que esta sometida la estructura.
- ✓ Realizar un estudio del acero de refuerzo de las losas de entrepiso y techo, que permita determinar si las mismas requieren o no de algún tipo de refuerzo que asegure un comportamiento óptimo de las mismas en caso de la ocurrencia de un sismo, que a su vez trabaje conjuntamente con la propuesta presentada.
- ✓ Llevar a cabo un estudio de las fundaciones de la institución, con el cual se pueda calcular la respuesta de las mismas de implementarse dicha propuesta, como resultaría su conexión a las planchas que encamisán los elementos verticales, es decir, determinar si son capaces o no de soportar las nuevas cargas a las que estarían expuestas.
- ✓ Un estudio de factibilidad económica de la presente propuesta, serviría para ilustrar los costos en los que se incurrirían al llevarla a cabo.



PROPUESTA DE ADECUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA UNIDAD EDUCATIVA “DR. LISANDRO LECUNA” CONFORME A LA
NORMA COVENIN 1756-1:2001 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES



- ✓ Finalmente, continuando con la presente línea de investigación, se propone el estudio y comparación de nuevas propuestas de rehabilitación a la estructura, que tomen en cuenta las limitaciones del presente trabajo, a nivel constructivo y generen opciones para los organismos encargados de asegurar el buen comportamiento de las edificaciones escolares.

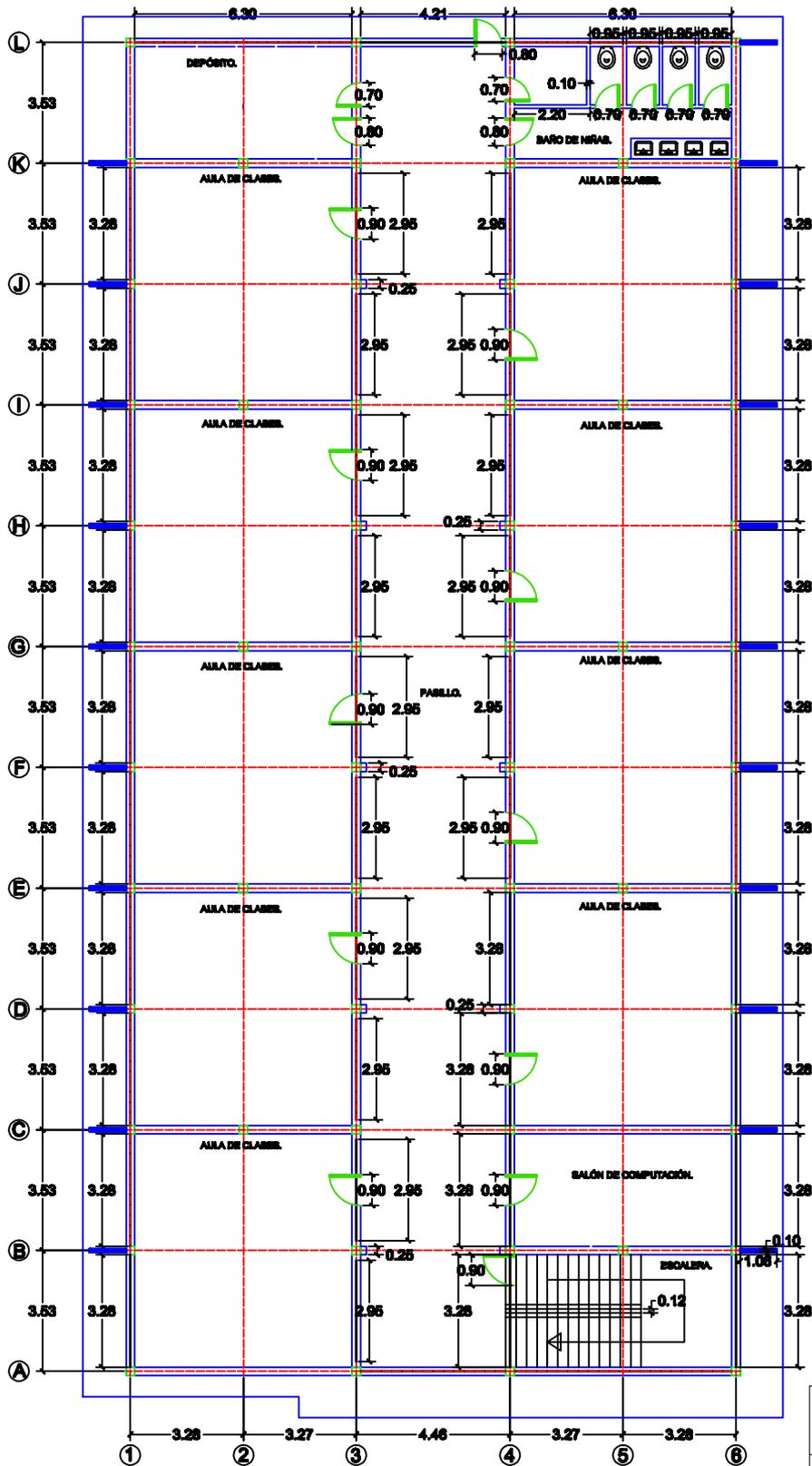


REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ FUNVISIS (Diciembre 2002). *La investigación Sismológica de Venezuela*. Caracas, Venezuela: Autor.
- ✓ Fidias G, Arias (1997). *Proyecto de Investigación. Introducción a la Metodología Científica*. 5ta Edición.
- ✓ Hurtado de Parrera, Jacqueline (2007). *El proyecto de Investigación. Comprensión logística de la Metodología y la Investigación*. 6ta Edición.
- ✓ López, Oscar A. (2009). *Indicadores de Riesgo Sísmico en Edificios Escolares de Venezuela*. Boletín IMME Volumen 47-N°1.
- ✓ Safina Melone, Salvador (2002). *Vulnerabilidad Sísmica en Edificaciones Esenciales*. España, Barcelona.
- ✓ Alcocer, Sergio (1995). *Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado: Muros Estructurales*. Mexico.
- ✓ Crisafulli, Francisco Javier. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Instituto Latinoamericano del Fierro y el Acero (ILAFA), Santiago, Chile.
- ✓ Dante Espeche, Ariel (2007) *Refuerzo de pilares con encamisado de hormigón solicitados a axil centrado*. Madrid.
- ✓ Rendón Ospina, Jorge y Zambrano López, Jorge (S.f) *Refuerzo de Estructuras frente a sismos*.
- ✓ Gutiérrez, Arnaldo. *Guía de Diseño de Soldaduras*.
- ✓ Fratelli, María Graciela (2003) *Diseño de Estructuras Metálicas LRFD*.
- ✓ Núñez, Luis y Hernández, Eliud (2010) *Conexiones en Estructuras Metálicas*. INESA.
- ✓ M. Medina, Jorge O. *El Problema Sísmico y la Arquitectura Sismorresistente*. Venezuela: Facultad de Arquitectura y Diseño. Universidad de Los Andes
- ✓ Abou Firas y Lee Carlos (2005) *Trabajo Especial de grado “Evaluación del riesgo sísmico en escuelas tipo Antiguo II”*. Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

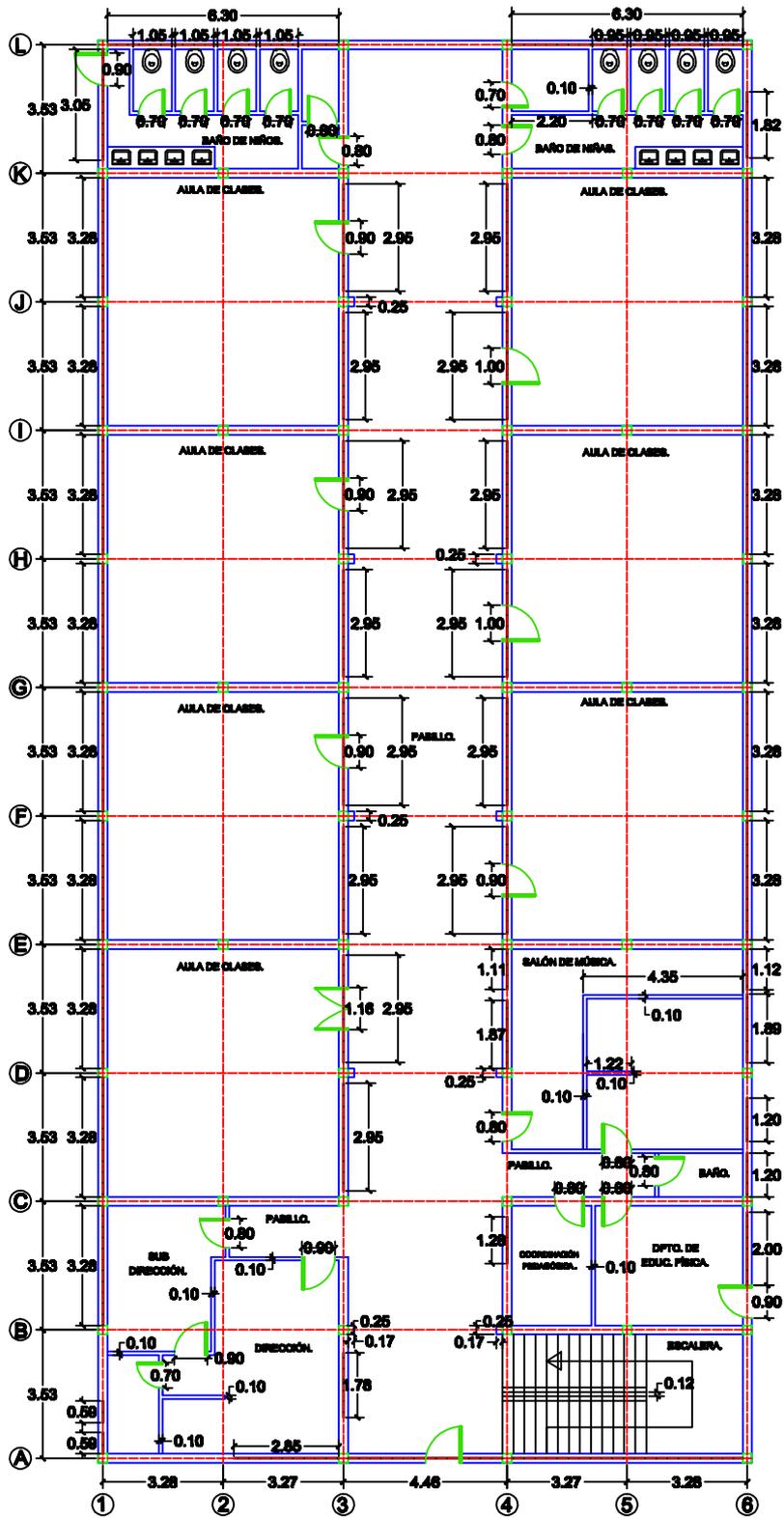


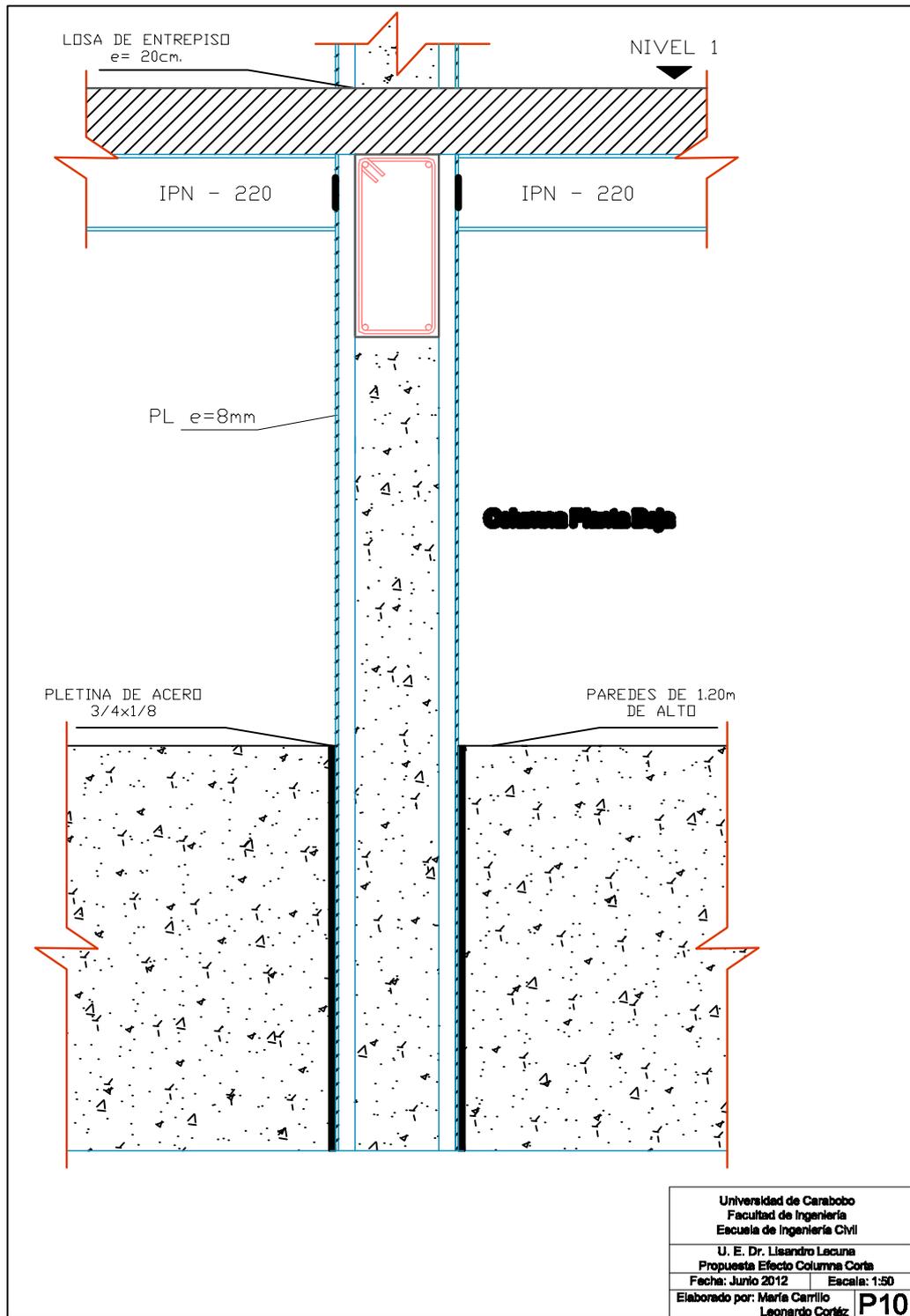
- ✓ COVENIN MINDUR – Provisional (2002-88) “*Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*” Norma Venezolana
- ✓ COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*”. Norma Venezolana
- ✓ Wigodski, J. (2010) *Metodología de la Investigación*. Disponible en URL: <http://metodologíaeninvestigación.blogspot.com/2010/07/poblacion-y-muestra.html> [consulta el 12 de Mayo de 2012].
- ✓ *Ingeniería Sísmica y la Construcción Civil*. Disponible en URL: <http://www.ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.com/> [consulta 14 de Diciembre de 2011]
- ✓ *Columna Corta* Disponible en URL: <http://ingesite.com/construccion/fallas/columna-corta/> [consulta 4 Abril de 2012]
- ✓ *Reparación y Refuerzo de estructuras en Concreto Reforzado*. Disponible en URL: http://www.proyectos.iingen.unam.mx/Proyectos_2005_2006/04/4.2 [consulta 10 Abril de 2012]



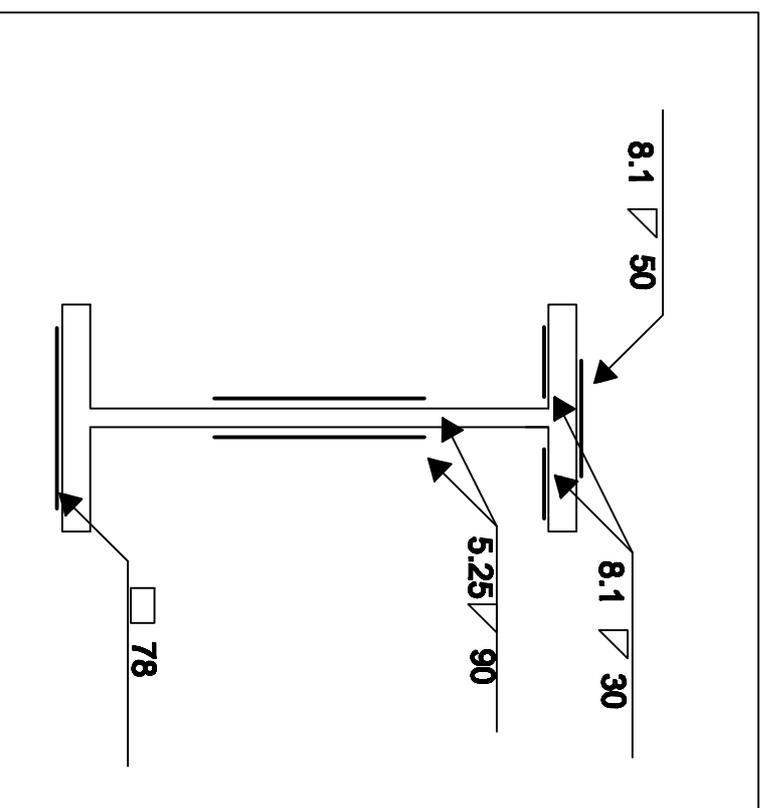
Universidad de Carabobo Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil	
U. E. Dr. Lisandro Lecuna Arquitectura Nivel 1	
Fecha: Junio 2012	Escala: 1:20
Elaborado por: María Camilo Leonardo Cortéz	

P02



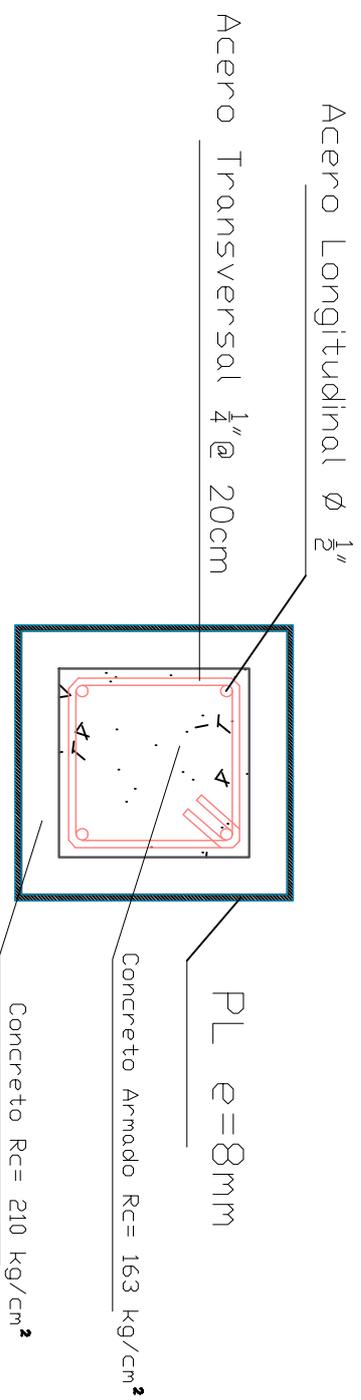


Detallado de Conexiones Metálicas con Soldaduras

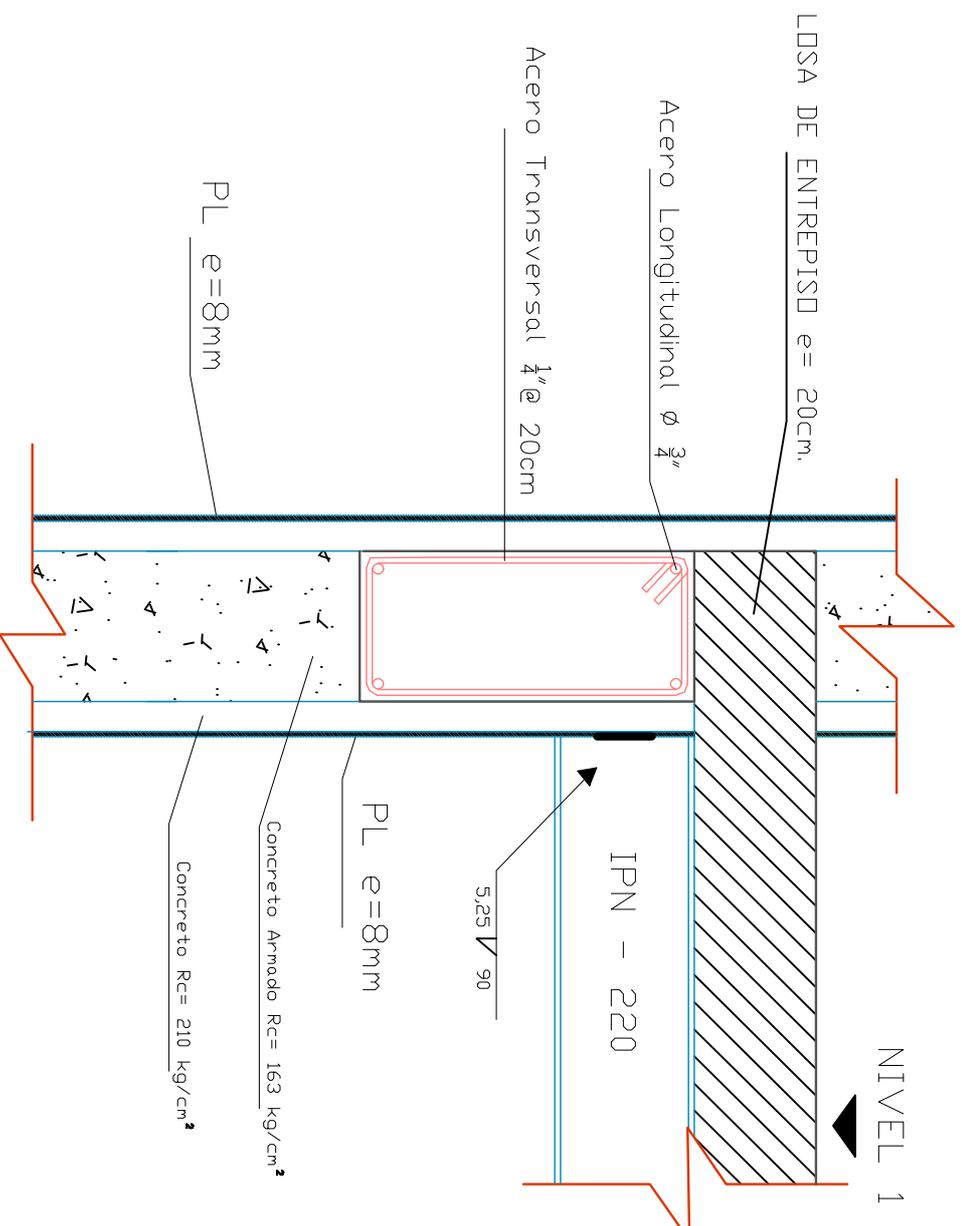


P07

Sección Transversal de Columna Rehabilitada

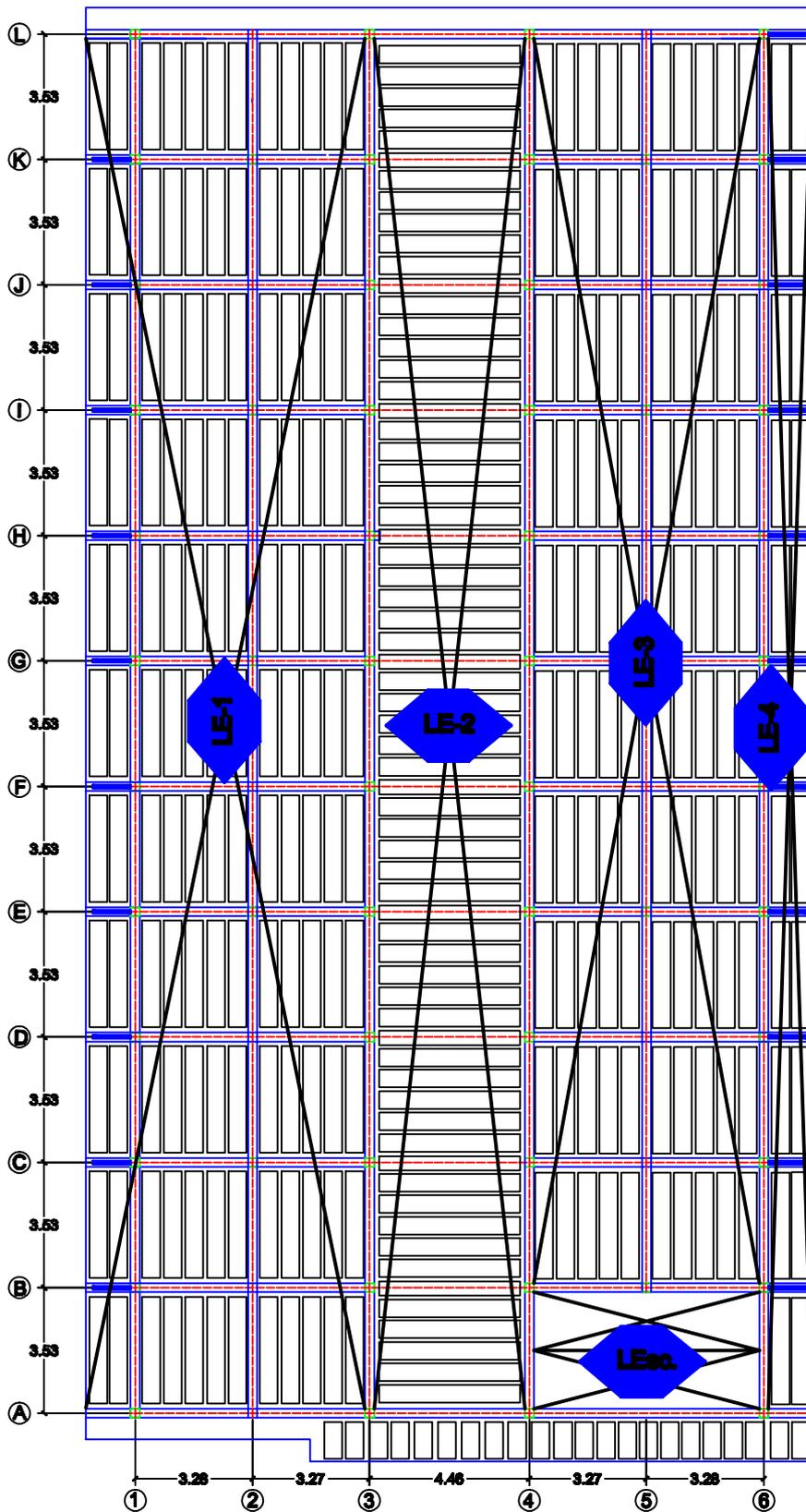


Universidad de Carabobo Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil
U. E. Dr. Lisandro Lacuna
Sección Transversal de Columna Rehabilitada
Fecha: Junio 2012 Escala: 1:100
Elaborado por: María Carrillo
Leonardo Cortéz
P09



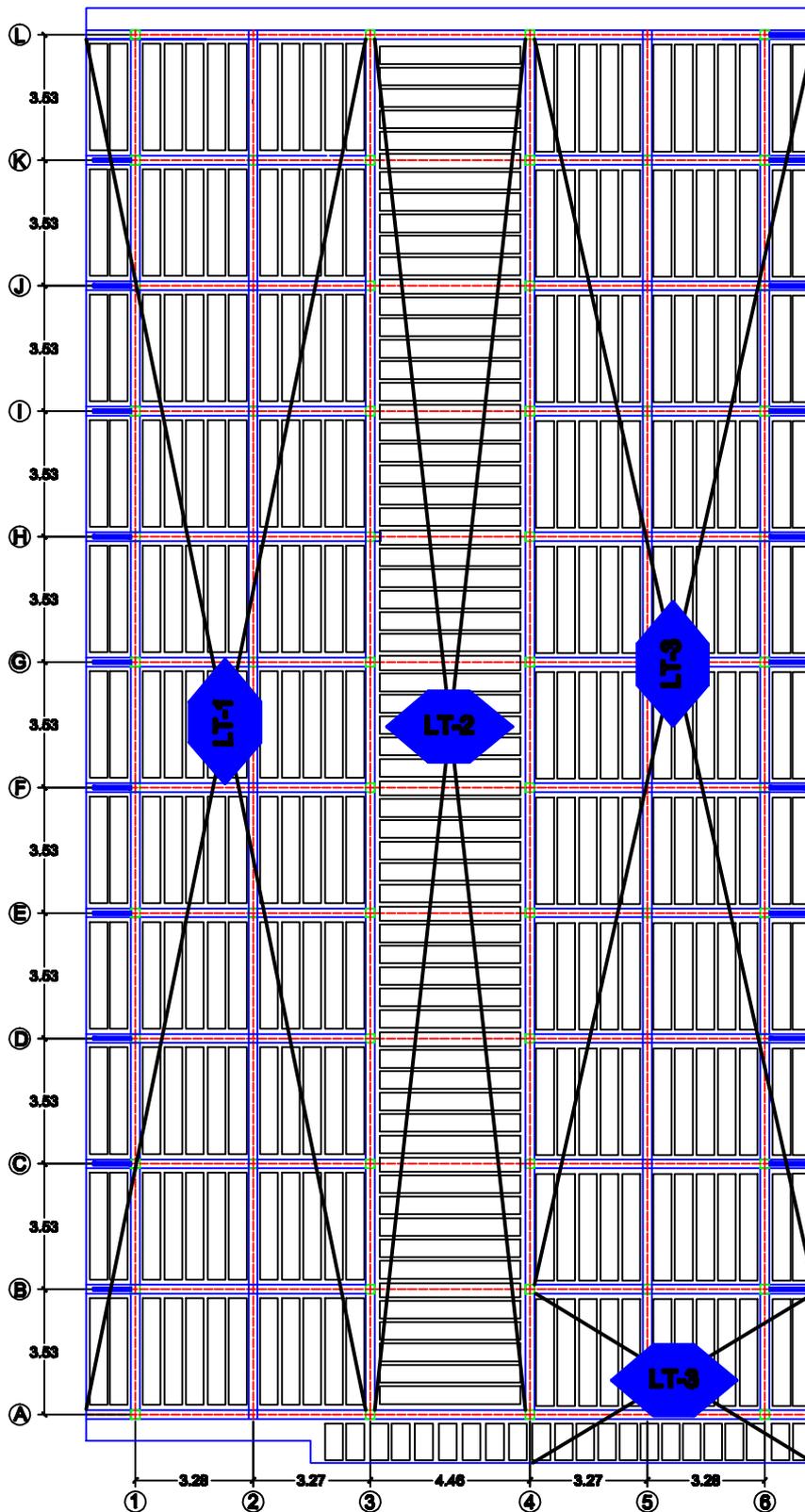
Detallado de Conexión Columna - Viga

Universidad de Carabobo Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil
U. E. Dr. Lisandro Lacuna Detallado Conexión Columna - Viga
Fecha: Junio 2012 Escala: 1:20
Elaborado por: María Carrillo Leonardo Cortéz
P08

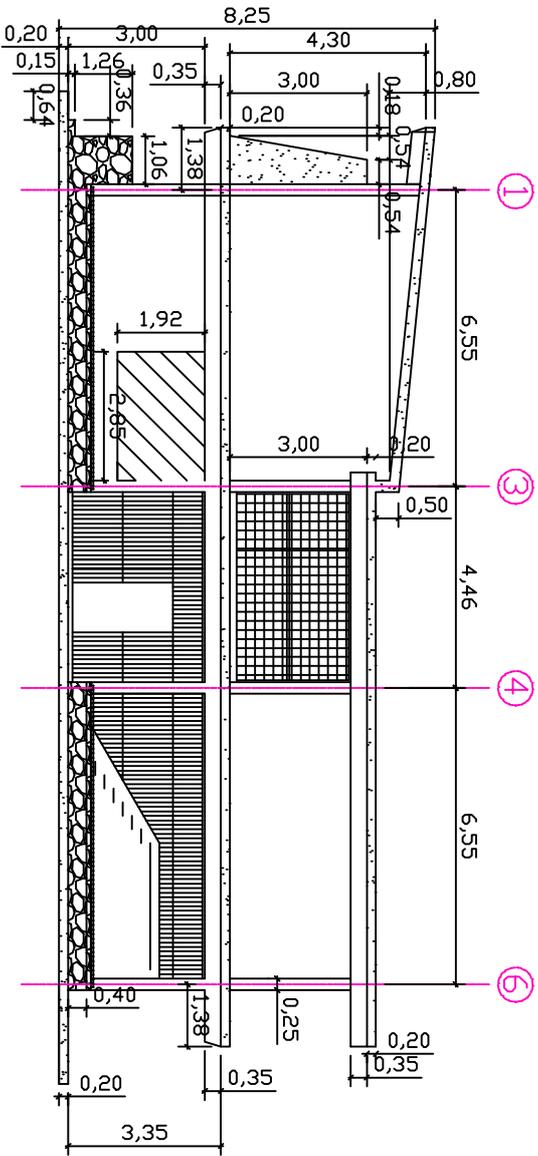


Universidad de Carabobo Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil	
U. E. Dr. Lisandro Lecuna Arquitectura Losa Entrepiso	
Fecha: Junio 2012	Escala: 1:20
Elaborado por: María Carrillo Leonardo Cortéz	

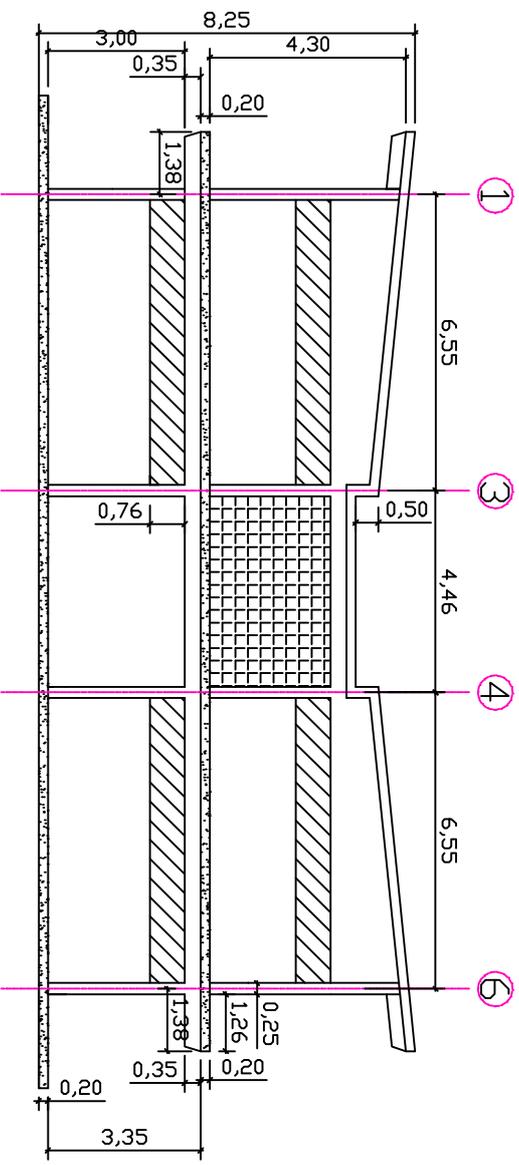
P03



Universidad de Carabobo Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil	
U. E. Dr. Lisandro Lecuna Arquitectura Losa de Techo	
Fecha: Junio 2012	Escala: 1:20
Elaborado por: María Carrillo Leonardo Cortéz	

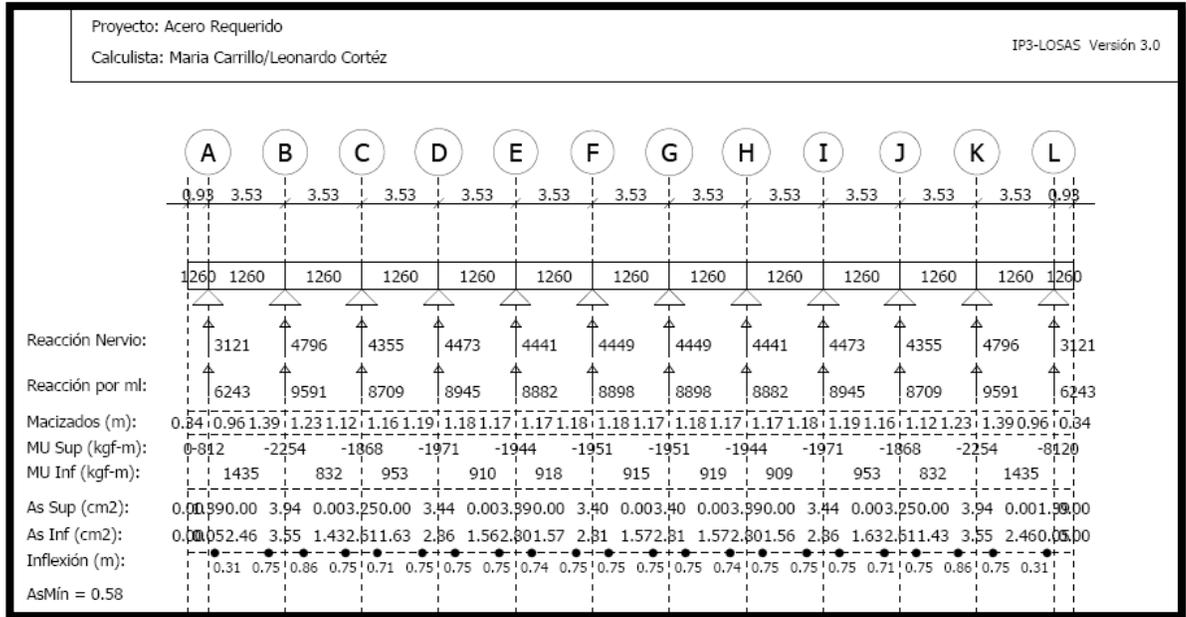


Universidad de Carabobo
 Facultad de Ingeniería
 Escuela de Ingeniería Civil
 U. E. Dr. Lisandro Lecuna
 Fachada Este
 Fecha: Junio 2012 Escala: 1:25
 Elaborado por: María Carrillo
 Leonardocortez **P05**

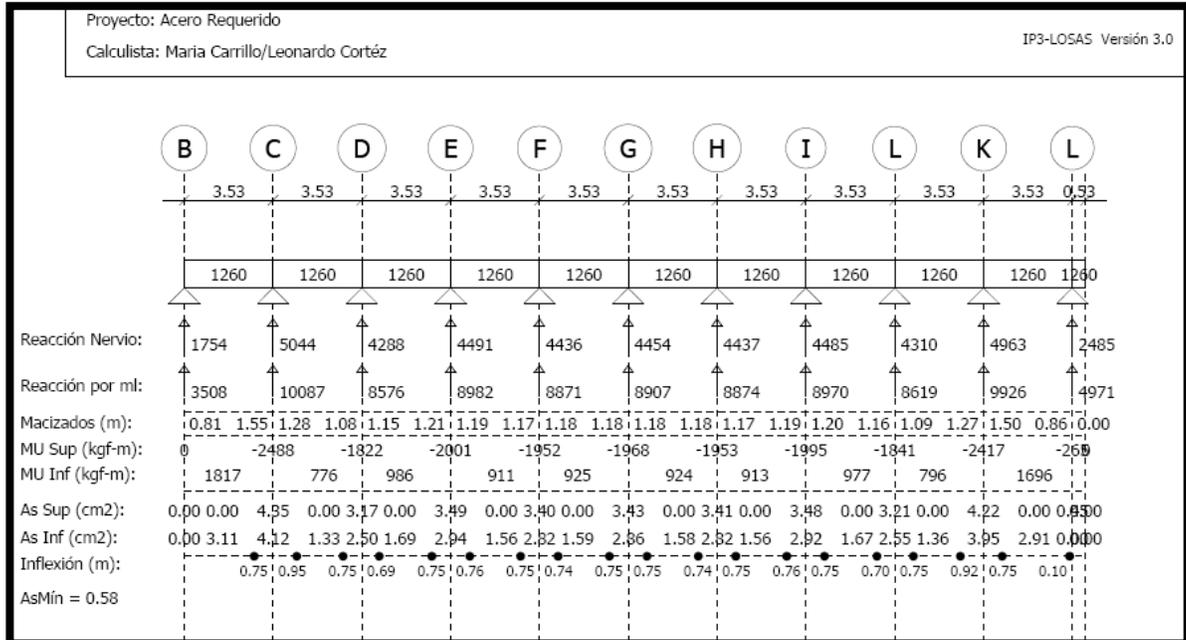


Universidad de Carabobo
 Facultad de Ingeniería
 Escuela de Ingeniería Civil
 U. E. Dr. Lisandro Lecuna
 Fachada Oeste
 Fecha: Junio 2012 Escala: 1:25
 Elaborado por: María Carrillo
 Leonardocortez **P06**

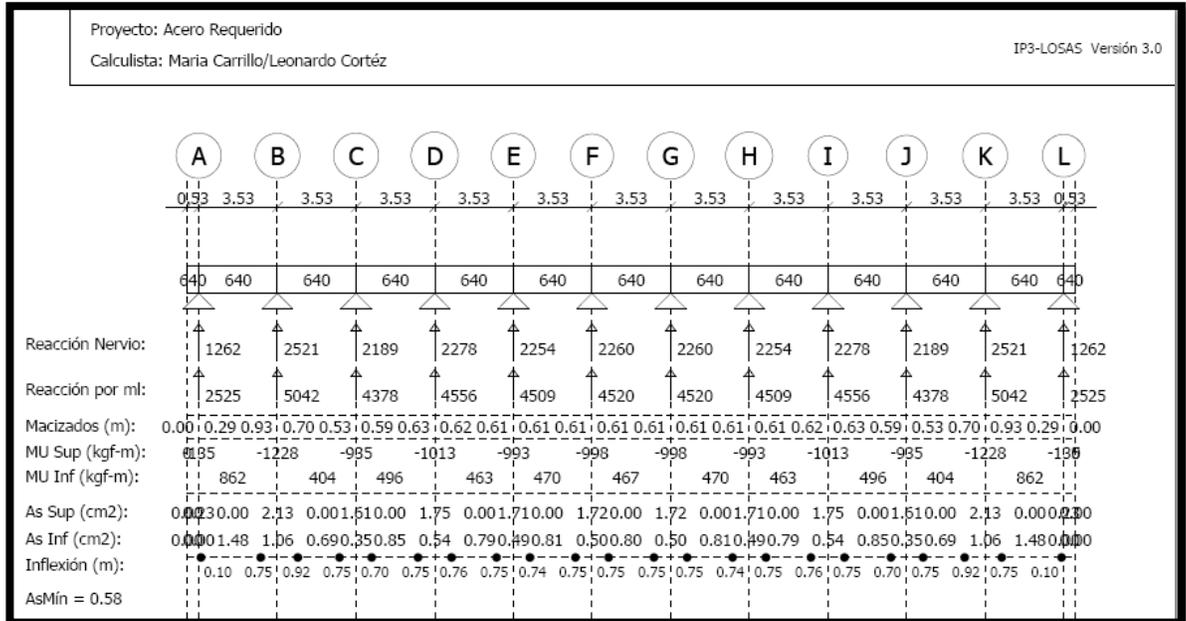
Losas de Entrepiso 1



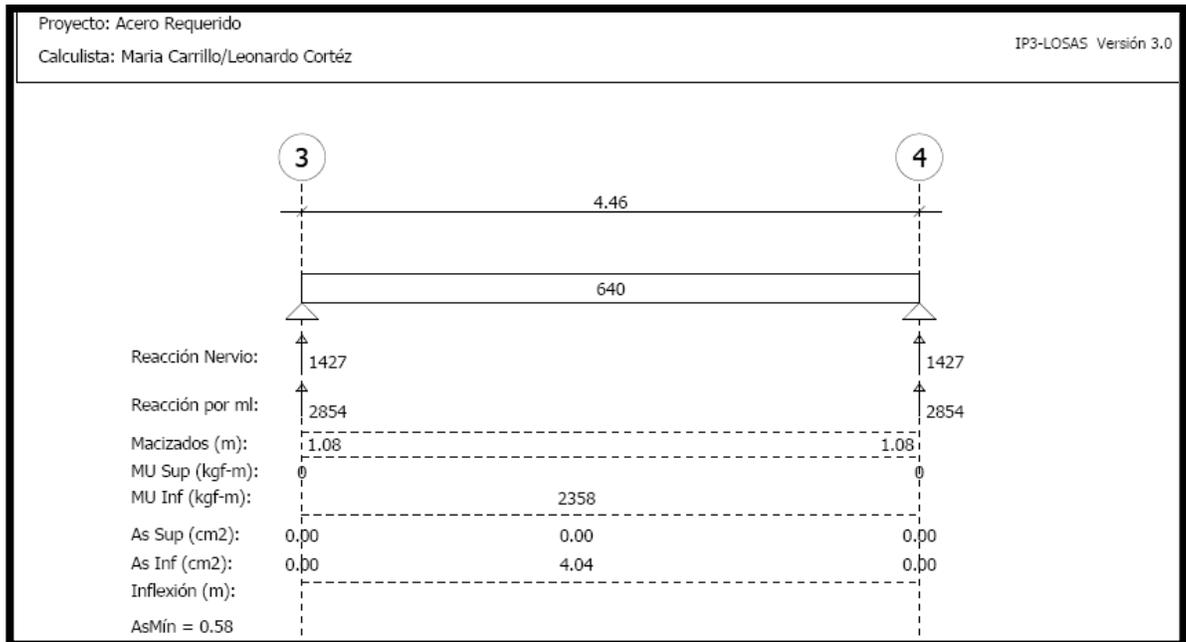
Losas de Entrepiso 3



Losa de Techo 1



Losa de Techo 2



Losa de Techo 3

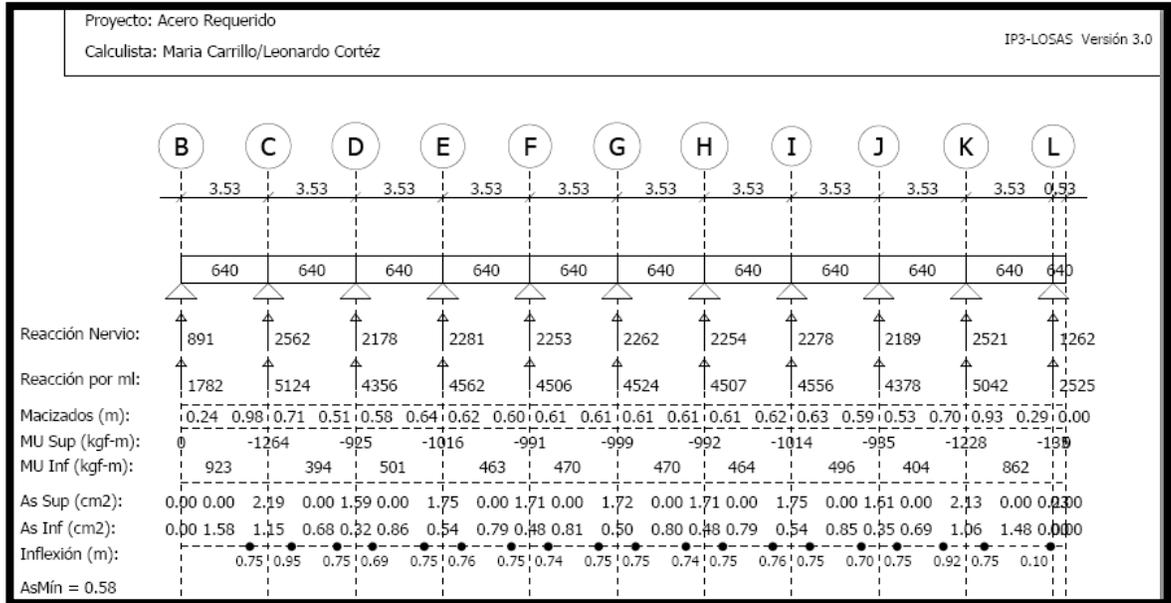


IMAGEN 1. Ubicación de los parasoles y efecto de columna corta, fachada sur.



IMAGEN 2. Ubicación de los parasoles y efecto de columna corta, fachada norte.



Imagen 3. Ausencia de Mampostería en el eje A entre ejes 3 y 4, nivel uno.



Imagen 4. Ausencia de viga en el sector de la escalera.

