

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE LOS MODULOS A Y C DE
LA SEDE ADMINISTRATIVA DE LA UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA
EXPERIMENTAL LIBERTADOR UBICADA EN EL PARAÍSO,
CARACAS.**

Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Bachilleres
Ng Chang Fonny
Sánchez Antequera Ricardo David
Para optar por el título de
Ingeniero Civil

Caracas, diciembre de 2014

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE LOS MODULOS A Y C DE
LA SEDE ADMINISTRATIVA DE LA UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA
EXPERIMENTAL LIBERTADOR UBICADA EN EL PARAÍSO,
CARACAS.**

TUTOR ACADÉMICO: Prof Norberto Fernández

Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Bachilleres
Ng Chang Fonny
Sánchez Antequera Ricardo David
Para optar por el título de
Ingeniero Civil

Caracas, diciembre de 2014

ACTA

El día **17/12/2014** se reunió el jurado formado por los profesores:

~~EBERAN FERREIRO~~
 María E. Knody
 Norberto Fernandez

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **"EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE LOS MÓDULOS A Y C DE LA SEDE ADMINISTRATIVA DE LA UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA EXPERIMENTAL LIBERTADOR UBICADA EN EL PARAÍSO, CARACAS"**.

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Fonny Ng Chang	19	Diecinueve
Br. Ricardo David Sánchez Antequera	19	Diecinueve

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO

~~m/m~~
 María E. Knody
 Norberto Fernandez

Caracas, 17 de Diciembre de 2014

Aprobado por el Consejo de Escuela de Ingeniería Civil en la Sesión del 13/02/2006

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Mie Hai Chang y Kin Wah Ng por siempre darme incondicionalmente su apoyo.

A la Universidad Central de Venezuela, no solo por formarme como profesional sino también por cultivar experiencias de la vida cotidiana.

A mi tutor Norberto Fernández, por su asesoría y paciencia durante este proceso, por la oportunidad de poder trabajar en este TEG y agradezco muchísimo todos los conocimientos que me dio para lograr culminar este trabajo de manera exitosa.

A José Vicente Ayala por acompañarme durante estos largos años, y brindarme su apoyo y a mis queridos amigos Wilnezky López, Ronald Bracamonte y Lyanne Flores que siempre han estado allí tanto para lo académico como lo personal.

A mi compañero de tesis, que con el apoyo de uno hacia el otro hemos logrado alcanzar nuestras metas.

Al Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela por proporcionar el equipos y personal necesario para el alcance de nuestros objetivos.

A la Universidad Pedagógica Experimental Libertador por su confianza de dejarnos realizar el análisis de su nueva sede de administración.

Fonny Ng Chang

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer principalmente a mi familia, quienes me han apoyado y dado su amor incondicional durante toda mi vida, son las personas que más aprecio en esta vida.

A Mauviel Ramilo, por acompañarme incondicionalmente durante todo este gran viaje que ha sido estudiar en mi querida UCV, y por todo el cariño que me ha brindado.

Al profesor Norberto Fernández, por guiarnos a lo largo de la realización de este trabajo especial de grado.

A mi compañera Fonny Ng, una mujer emprendedora, muy trabajadora, y gran amiga.

A la ilustre Universidad Central de Venezuela y a todos sus profesores, no solo por brindarme muy apreciados conocimientos, sino por ayudarme a crecer como persona.

A mis compañeros con los que he compartido a lo largo de mis estudios, quienes me han enseñado el valor del trabajo en equipo.

Al Instituto de Materiales y Modelos Estructurales por proveer los equipos y personal necesario para realizar el escaneo del acero estructural.

Ricardo David Sánchez Antequera

iii

Ng C. Fonny

Sánchez A. Ricardo D.

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE LOS MODULOS A Y C DE
LA SEDE ADMINISTRATIVA DE LA UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA
EXPERIMENTAL LIBERTADOR UBICADA EN EL PARAÍSO,
CARACAS.**

Tutor académico: Prof. Norberto Fernández.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2014, n° de pág 110.

Palabras claves: sismo, vulnerabilidad, capacidad, demanda, reforzamiento.

Para mediados del año 1986, aún cuando las normativas de construcción no tomaban en cuenta los altos riesgos sísmicos del país, la Universidad Pedagógica Experimental Libertador presentó un proyecto de ampliación de la casa de estudio, en donde se pretendía construir una sede de administración constituida por 3 módulos A, B y C.

Los trabajadores de la casa de estudio aseguran que la construcción fue muy lenta, y para mediados de los años 1996 fue paralizada por problemas presupuestarios. Se logró construir hasta aquel entonces solo los elementos estructurales del módulo B, gran parte del módulo C y el primer piso del módulo A.

Hoy en día se pretende continuar con la construcción, por lo que el presente análisis se realizó con el propósito de evaluar la vulnerabilidad sísmica de los módulos A y C, a fin de determinar las posibilidades de continuar la construcción en su estado actual según las normativas vigentes.

Para ello se realizó un levantamiento geométrico en sitio, seguidamente se determinaron los parámetros sísmicos a través de la Normas Venezolanas COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, y FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de obras de concreto Estructural”, en donde se estableció el Nivel de Diseño, y el Factor de Reducción de Respuesta presente en las estructuras.

Para cada uno de los módulos se plantean dos modelos en el programa de análisis ETABS. El módulo A por no estar completamente construido se modeló una estructura en la cual todos los pisos tenían la misma geometría y otra estructura en donde presenta una reducción de las dimensiones de las columnas a partir del piso 3. Para el módulo C se analizó la estructura presente en sitio, y luego se realizó el análisis tomando en cuenta la inercia agrietada.

Posteriormente se determinaron los valores límites de desplazamiento, los períodos de vibración, las cargas axiales y demanda de corte. Adicionalmente se construyeron los diagramas de interacción y curva de capacidad a corte, para lo cual se determinó el posible tipo de falla de las estructuras. Y por último se calculó la relación demanda-capacidad a corte en el piso 1 del módulo A, resultando mayor que la unidad, concluyendo que las estructuras no son capaces de resistir el sismo de diseño especificado en la norma COVENIN 1756-2001, es decir, éstas son vulnerables ante la ocurrencia de un evento sísmico.

Debido a esto, se realizaron propuestas conceptuales de reforzamiento estructural que aportan a la estructura una condición más estable.

ÍNDICE

CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento de problema.....	2
1.2. Objetivos.....	4
1.2.1. Objetivo general.....	4
1.2.2. Objetivos específicos.....	4
1.3. Justificación.....	5
CAPÍTULO II.....	6
2. MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Sismo.....	6
2.2. Diseño de edificaciones sismorresistentes.....	6
2.3. Diseño por esfuerzo de trabajo.....	7
2.4. Diseño por resistencia máxima.....	8
2.5. Mecanismo de fallas.....	9
2.5.1. Falla dúctil.....	9
2.5.2. Falla frágil.....	9
2.6. Sección agrietada.....	10
2.7. Diagrama de interacción.....	11
2.8. Diseño por capacidad de corte en vigas.....	12
2.9. Diseño por capacidad de corte en columnas.....	14
2.10. Desarrollo de la resistencia de los miembros.....	16
2.11. Zonificación sísmica en Venezuela.....	17
2.12. Nivel de diseño.....	18

CAPÍTULO III.....	20
3. MÉTODO.....	20
3.1. Recopilación de información.....	20
3.2. Elaboración de los modelos.....	20
3.2.1. Dimensionado de las estructuras.....	21
3.2.2. Propuesta de cargas aplicadas a la estructura.....	21
3.3. Análisis estructural.....	21
3.4. Análisis de resultados.....	21
CAPÍTULO IV.....	23
4. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	23
4.1. Ubicación de la edificación	23
4.2. Descripción detallada de los edificios	23
4.3. Descripción de la información estructural	46
CAPÍTULO V.....	51
SELECCIÓN DEL NIVEL DE DISEÑO Y FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA (R).....	51
5.1. Selección del nivel de Diseño.....	51
5.1.1. Revisión de la norma COVENIN 1753-1987.....	64
5.2. Selección de factor de Reducción de Respuesta	68
CAPÍTULO VI.....	69
6. ANÁLISIS SÍSMICO.....	69
6.1. Análisis de cargas.....	69
6.1.1. Acciones permanentes	69
6.1.2. Acciones variables.....	73

6.2.	Espectro de diseño	73
6.3.	Combinaciones de carga	77
6.4.	Modelos	79
6.4.1.	Módulo A.....	79
6.4.1.1.	Modelo 1.....	79
6.4.1.2.	Modelo 2.....	80
6.4.2.	Módulo C	80
6.4.2.1.	Modelo 1.....	80
6.4.2.2.	Modelo 2.....	81
6.5.	Chequeo del cortante basal	82
6.5.1.	Módulo A.....	83
6.5.2.	Módulo C	84
6.6.	Periodos y masas participativas	86
6.6.1.	Módulo A.....	86
6.6.2.	Módulo C	87
CAPÍTULO VII.....		89
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		89
7.1.	Modulo A.....	90
7.1.1.	Derivas	90
7.1.2.	Chequeo a flexión.....	91
7.2.	Modulo C	95
7.2.1.	Derivas	95
7.2.2.	Chequeo a flexión.....	95
7.2.3.	Chequeo de capacidad a corte de la columna.....	97

7.2.4. Relación demanda capacidad a corte de la estructura	101
7.3. Chequeo de separaciones mínimas	102
CAPÍTULO VIII.....	105
REFORZAMIENTO.....	105
8.1. Propuesta de reforzamiento.....	105
8.1.1. Propuesta de reforzamiento 1.....	105
8.1.2. Propuesta 2	106
CAPÍTULO IX.....	109
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
9.1. Conclusiones	109
9.2. Recomendaciones	110
CAPÍTULO X.....	111
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura1. Movimiento de las placas Tectónicas. La tierra hace 200 millones de años (izq.), la tierra en la actualidad (der). Fuente: La investigación sísmológica en Venezuela, 2002.	6
Figura2. Comportamiento inelástico de una estructura. Fuente: Nelson Salas, 2013.....	9
Figura3. Distribución de deformaciones. Fuente: Arthur, H., 2001.....	11
Figura4. Distribución de deformación sobre un diagrama de interacción. Fuente: Arthur, H., 2001.....	12
Figura5. Momentos máximos probables en los extremos de la viga. Fuente: Salas, 2013.	13
Figura6. Diseño por corte. Fuente: Norberto, F., 2013.....	14
Figura7. Diagrama de corte. Fuente: Goncálvez, M y Ynfante, R, 2008.	15
Figura8. Zonificación sísmica de Venezuela. Fuente: NVC 1756-01.	18
Figura9. Ubicación de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador, Caracas. Fuente: Google Earth,2014.....	23
Figura10. Bosquejo de la sede administrativa de la UPEL. Fuente: UPEL, 2014.....	24
Figura11. Configuración de los ejes. Fuente: elaboración propia 2014.....	24
Figura12. Fachada posterior del Módulo C.	25
Figura13. Losa Nervada de Techo en el módulo C. fuente: elaboración propia ,2014.....	27
Figura14. Espacios Vacíos en Losa del módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.....	27
Figura15. Espacios Vacíos en el Módulo C en plano de planta. Fuente: elaboración propia, 2014.....	28
Figura16. Espacio vacío en el nivel Techo. Fuente, elaboración propia, 2014...	28
Figura17. Espacio vacío en el nivel Techo en plano de Planta. Fuente: elaboración propia, 2014.....	28
Figura18. Escalera del módulo C. fuente: elaboración propia, 2014	29

Figura19. Columnas que sirven de apoyo para el descanso de la Escalera. Fuente: elaboración propia, 2014.....	29
Figura20. Medición de Contrahuella del Escalón. Fuente: elaboración propia, 2014.....	30
Figura21. Situación actual módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.....	30
Figura22. Losa Reticular del Módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.	33
Figura23. Losa Nervada del Módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.	33
Figura24. Plano de Planta PB módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.	34
Figura25. Envigado nivel MZ, módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.	35
Figura26. Envigado piso 1 y piso 2, módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.....	36
Figura27. Envigado piso 3 y 4, módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014. ...	37
Figura28. Envigado nivel techo, módulo C. fuente: elaboración propia, 2014....	38
Figura29. Corte C-C, módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.....	39
Figura30. Corte D-D módulo C .fuente: elaboración propia, 2014.....	40
Figura31. Plano de Planta PB módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.	41
Figura32. Envigado nivel MZ, módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.	42
Figura33. Envigado piso 1, módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.	43
Figura34. Corte E-E módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.	44
Figura35. Corte F-F, módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.....	45
Figura36. Esquema Art. 18.3.2.b.1 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014	52
Figura37. Esquema Art. 18.3.2.b.3 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014	52
Figura38. Esquema Art. 18.3.2.b.4 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014	52
Figura39. Esquema Art. 18.4 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014.	56
Figura40. Esquema Art. 18.5 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014.	60
Figura41. Losa nervada tipo. Fuente elaboración propia, 2014	69
Figura42. Espectro de diseño para R=4. Fuente: elaboración propia, 2014.	77
Figura43. Modelo en ETABS módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.	80

Figura44. Modelo en ETABS módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.	81
Figura45. Modo de vibración 1,2 y 3 módulo A modelo 1.fuente: elaboración propia, 2014	86
Figura46. Modo de vibración 1,2 y 3 módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014	87
Figura47. Corte de columnas C7, C8, D7, D8, E7 y E8. Barras longitudinal #11 y estribos 3/8". Fuente: elaboración propia, 2014.	97
Figura48. Corte de columnas E7' y E8' .Barras longitudinales #11 y estribos 3/8".Fuente: elaboración propia, 2014.....	98
Figura49. Diagrama de interacción y curva capacidad a corte dirección x, falla frágil. Fuente: elaboración propia, 2014.	98
Figura50. Diagrama de interacción y curva capacidad a corte dirección y, falla frágil. fuente: elaboración propia, 2014.	99
Figura51. Diagrama de interacción y curva capacidad a corte dirección x, falla dúctil. fuente: elaboración propia, 2014.....	100
Figura52. Diagrama de interacción y curva capacidad a corte dirección y, falla dúctil. Fuente: elaboración propia, 2014.	100
Figura53. Separación entre el módulo B y C. fuente: elaboración propia,2014	103
Figura54. Propuesta de reforzamiento 1. Fuente: elaboración propia, 2014....	106
Figura55. Propuesta de reforzamiento 2. Fuente: elaboración propia, 2014....	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Rango de disminución de inercia gruesa. Fuente: Paulay, T y Priesley,M, 1992.....	11
Tabla 2. Nivel de diseño según la zona sísmica y grupo de estructura. Fuente: NVC 1756-01.....	19
Tabla 3. Alturas de entrepiso del Módulo C.....	25
Tabla 4. Dimensiones de Columnas por Planta del Módulo C.....	26
Tabla 5. Dimensiones de Vigas por Planta del Módulo C.....	26
Tabla 6. Dimensiones de Columnas del módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.....	31
Tabla 7. Dimensiones de Vigas en el nivel de Mezzanina del módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.	32
Tabla 8. Dimensiones de Vigas en el nivel de P1 del módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.	32
Tabla 9. Resultado del detector de refuerzo de concreto Columna E1. Fuente: Elaboración propia, 2014.....	46
Tabla 10. Resultado del detector de refuerzo de concreto Columna B4. Fuente: Elaboración propia, 2014.....	47
Tabla 11. Resultado del detector de refuerzo de concreto Columna C3. Fuente: Elaboración propia, 2014.....	47
Tabla 12. Resultados del detector de refuerzo de concreto Nudo C4 Fuente: Elaboración propia,2014	48
Tabla 13. Resultado del detector de refuerzo de concreto Mini Columna de Escalera. Fuente: Elaboración propia,2014	48
Tabla 14. Resultado del detector de refuerzo de concreto Columna E8. Fuente: Elaboración propia,2014.....	49
Tabla 15. Resultado del detector de refuerzo de concreto Viga E. Fuente: Elaboración propia,2014	49
Tabla 16. Resultado del detector de refuerzo de concreto Viga 8 .Fuente: Elaboración propia,2014.....	50

Tabla 17. Longitud de confinamiento, Lcf. Fuente: FONDONORMA 1753-2006.....	53
Tabla 18. Resumen del chequeo nivel de deseno ND3 en vigas. Modulo A. fuente: elaboración propia, 2014.	54
Tabla 19. Resumen del chequeo nivel de deseno ND3 en vigas. Modulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.	55
Tabla 20. Resumen de las vigas a ser chequeada por el artículo 18.3.4. Fuente: elaboración propia, 2014.	56
Tabla 21. Resumen chequeo ND3, en columnas modulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.	58
Tabla 22. Resumen de chequeo ND3 en columnas, modulo c. Fuente: elaboración propia, 2014.	58
Tabla 23. Resumen de las columnas a ser chequeados por el artículo 18.4.5. Fuente: elaboración propia, 2014.	59
Tabla 24. Resumen de la columna a ser chequeada por el artículo 18.5.3. Fuente: elaboración propia, 2014.	60
Tabla 25. Resumen de las columnas a ser chequeadas por el artículo 18.4.5. Fuente: elaboración propia, 2014.	63
Tabla 26. Resumen de Vigas chequeadas por Artículo 18.2.1. Fuente: elaboración propia, 2014.	64
Tabla 27. Resumen de las columnas a ser chequeadas por el artículo 18.3.4.2.1 y 18.3.4.4. Fuente: elaboración propia, 2014.....	66
Tabla 28. Tabla 6.4 “factor de reducción de respuesta”. Fuente: NVC 1756-01.....	68
Tabla 30. Cargas permanentes para el análisis del módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.	72
Tabla 31. Cargas variables para el análisis del módulo A y C. Fuente: elaboración propia, 2014	73
Tabla 32. Valores de T^+ . Fuente: NVC 1756-01.	76
Tabla 33. Valores de T^* , β , p , ϕ . Fuente: COVENIN 1756-2001.....	76

Tabla 34. Parámetros para el chequeo del corte basal módulo A. fuente: elaboración propia, 2014	83
Tabla 35. Chequeo del corte basal módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.....	84
Tabla 36. Parámetros para el chequeo del corte basal módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.	84
Tabla 37. Chequeo del corte basal módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.....	85
Tabla 38. Periodos y participación de masa Módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.....	86
Tabla 39. Periodos y participación de masa módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.....	88
Tabla 40. Derivas máximas módulo A. Fuente : elaboración propia, 2014.	91
Tabla 41. Cuantía geométrica módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014... ..	92
Tabla 42. As requerido, módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.	94
Tabla 43. Derivas máximas módulo C. fuente: elaboración propia,2014....	95
Tabla 44. Cuantía geométrica módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.....	96
Tabla 45. Área de acero requerido módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.....	96
Tabla 46. Capacidad y demanda a corte en dirección x. Fuente: elaboración propia, 2014.....	101
Tabla 47. Capacidad y demanda a corte en dirección y. Fuente: elaboración propia, 2014.....	101
Tabla 48. Relación demanda/capacidad a corte de la estructura. Fuente; elaboración propia, 2014.	102
Tabla 49. Separación mínima entre el módulo B y C. fuente: elaboración propia, 2014.....	103

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Venezuela es un país de alta actividad sísmica, por lo tanto, es importante que las estructuras de los edificios que se construyan se diseñen tomando en cuenta un riguroso criterio Sismorresistente. Estos criterios son actualizados con cierta regularidad en función de los nuevos avances o descubrimientos que se realicen en el campo de investigación sísmológico, entonces, es importante revisar las edificaciones que se encuentren construidas, para verificar si éstas se adaptan a dichos criterios.

La sede administrativa de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador es una edificación compuesta de tres módulos (A, B, y C) cuya construcción se encuentra inconclusa. En búsqueda de reanudar dicha construcción es necesario verificar que las estructuras presentes cumplan los criterios sismorresistentes actuales del país. Es por esto que el objetivo del presente Trabajo Especial de Grado es realizar una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la estructura de los módulos A y C de la edificación mencionada, aplicando los criterios establecidos en las normativas vigentes.

El método aplicado para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios mencionados consistió en realizar los planos de la estructura presente en el sitio, caracterizar dichas estructuras según el uso que se le asigne, ubicación, y tipo de estructura, modelarlas mediante el uso del programa de análisis y diseño estructural “*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*” (ETABS) versión 9.7.4, y en función de sus resultados, usar los criterios establecidos en las normativas vigentes para verificar si las estructuras son sísmicamente vulnerables.

1.1. Planteamiento de problema

Las catástrofes ocasionadas por fuerzas sísmicas durante las últimas décadas han demostrado lo devastador que puede ser este fenómeno, sobre todo ante estructuras que presentan mal comportamiento ante dichas fuerzas ya sea porque fueron diseñadas con normativas antiguas o inadecuadas, como por ejemplo en Venezuela. Esto se puede evidenciar en los terremotos ocurridos en los años de 1967 en Caracas y en 1997 en el Cariaco (FUNVISIS 2002), que generaron pérdidas humanas significativas, originando la necesidad de extender los nuevos criterios sismorresistentes a estructuras existentes.

Según una investigación realizada por la Fundación Venezolana de Investigación Sismológica (FUNVISIS, 2002), el país presenta una alta probabilidad de actividad sísmica debido a que geográficamente se encuentra entre dos placas tectónicas (Placa del Caribe y Placa de Sudamérica) y está formado por grandes sistemas de fallas, concluyendo que en Venezuela existe siempre la posibilidad de la ocurrencia de un sismo en cualquier momento.

Por lo tanto, generar acciones preventivas y/o correctivas para estructuras vulnerables es de gran importancia, sobre todo en las grandes ciudades como Caracas, que por ser la ciudad Capital, está en la presencia de una gran cantidad de estructuras de uso residencial, educacional, institucional, etc. y por ende una numerosa cantidad de habitantes que podrían ser afectados ante un efecto sísmico. Caso que se presenta en los edificios A y C de la sede administrativa de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL) ubicada en el Paraíso – Caracas, edificaciones que fueron presentadas como proyecto aproximadamente en el

año 1986 y pocos años después se paralizaron las labores de construcción por falta de recursos.

La Universidad Pedagógica Experimental Libertador en su búsqueda por continuar la construcción de la edificación, necesita apoyo con la finalidad de desarrollar un levantamiento Geométrico de los elementos estructurales de los edificios, debido a que al momento de tratar de ubicar la documentación del proyecto, las entidades responsables alegan que los archivos han sido destruidos en el incendio ocurrido en la Torre Este de Parque Central. Además, es importante realizar todas las verificaciones básicas del cumplimiento de las normativas de construcción vigentes, determinando si la estructura existente amerita alguna adaptación a dicha normativa y si presenta riesgos que afecten la seguridad de las personas que intervendrán en la continuación de la construcción o en su futura habitabilidad.

En vista de lo anterior, el propósito del presente Trabajo Especial de Grado es evaluar la resistencia ante amenazas sísmicas de los módulos “A y C” de la sede administrativa de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura de los edificios A y C de la sede administrativa de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL) del Paraíso-Caracas, aplicando los criterios establecidos en las normas vigentes.

1.2.2. Objetivos específicos

1. Elaborar planos geométricos de los edificios A y C.
2. Caracterizar la estructura de acuerdo a los criterios de la FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de obras en concreto estructural y COVENIN 1756-2001 “Estructuras Sismorresistentes”.
3. Estimar la demanda y la capacidad a corte de la estructura de los edificios A y C, ante la ocurrencia de un evento sísmico, según las disposiciones de las Normas Venezolanas FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural” y COVENIN 1756-2001 “Estructuras Sismorresiste

1.3. Justificación

Desde hace más de una década el proyecto de la construcción de los edificios A y C de la sede administrativa de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador se encuentra paralizado por falta de recursos, sin embargo, esto no ha impedido la idea de continuar su construcción para su habitabilidad, no obstante al tratar de ubicar la documentación del proyecto, el Ministerio actual manifiesta que los archivos se han perdido en el siniestro ocurrido en la Torre Este de Parque Central.

Por lo tanto a través de esta investigación se generarán planos geométricos que facilitarán la continuación de la construcción, además se realizará un informe preliminar en donde se verifica el cumplimiento de las normas vigentes y se determina la demanda-capacidad de los edificios, para tomar medidas preventivas o de rehabilitación en caso de ser necesario, de manera que se puedan prevenir pérdidas humanas en caso de un evento sísmico.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Puesto que el Trabajo Especial de Grado se enfoca en el estudio de respuesta sísmica, se presenta a continuación una serie de información para el entendimiento del desarrollo de la misma.

2.1. Sismo

Los movimientos sísmicos se definen como la vibración repentina de la corteza terrestre provocada por la liberación de energía debido al desplazamiento o la interacción de placas tectónicas que se transmite en forma de ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones a su paso a través de la superficie (FUNVISIS 2002). (Ver figura 1).

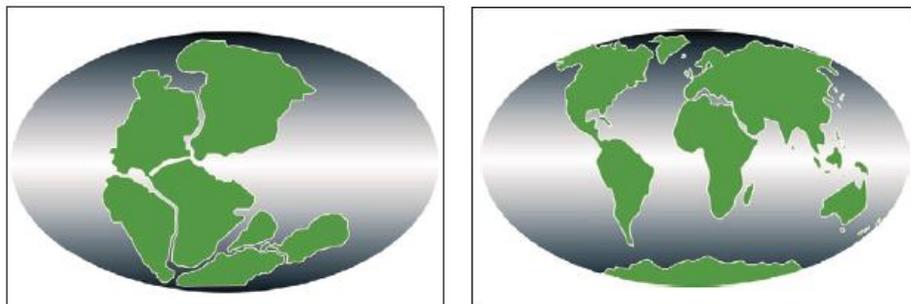


Figura1. Movimiento de las placas Tectónicas. La tierra hace 200 millones de años (izq.), la tierra en la actualidad (der). Fuente: La investigación sismológica en Venezuela, 2002.

2.2. Diseño de edificaciones sismorresistentes

A diferencia de las cargas gravitacionales usuales y el viento, la fuerza sísmica se caracteriza por producir una completa respuesta dinámica de

corta duración pero de una considerable intensidad, pudiendo esta repetirse a lo largo de la vida útil de la estructura, en forma aleatoria (Fratelli, 2007).

Para asegurar la estabilidad de las estructuras en caso de ocurrencia de un sismo y de salvaguardar las vidas humanas, se han creado normas y códigos que regulan el diseño de las estructuras sismorresistentes, que al momento de un movimiento sísmico puedan garantizar:

- Continuidad aceptable en el suministro de servicios esenciales como: electricidad, agua y gas.
- Integridad estructural y daños reducidos, con agrietamientos limitados en la estructura resistente y daños menores en los elementos no resistentes del sistema, sin que se logre alcanzar la resistencia límite en ninguna de las secciones, ni el colapso parcial o total.
- Toda estructura debe ser suficientemente rígida para soportar cargas actuantes y los efectos secundarios tales como las acciones reológicas y cambios notables de temperatura, evitando los desplazamientos laterales.
- Las deformaciones admisibles estipuladas en la NVC 1756-01 “Edificaciones Sismorresistentes”.

2.3. Diseño por tensión de trabajo

Para este tipo de diseño es importante que el material de los miembros de la estructura permanezca dentro del intervalo linealmente elástico, para evitar deformaciones permanentes cuando se quiten las cargas, es por ello que se diseñan suponiendo una variación lineal para la relación tensión – deformación lo que asegura que bajo las cargas de servicio los esfuerzos del acero y del concreto no exceden los esfuerzos permisibles de trabajo.

Las tensiones permisibles se consideran como una fracción fija (factor de seguridad) de la resistencia máxima o de la cedencia de los materiales (Park y Paulay, 1988).

2.4. Diseño por resistencia máxima

El diseño por capacidad está basado en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que conforman el sistema estructural para permitir la formación de un adecuado mecanismo de formación plástica (mecanismo falla), evitando la ocurrencia de fallas frágiles. Para ello se determinan ciertas zonas de la estructura sismorresistente que se diseñan y detallan para disipar la energía de forma dúctil y estable y que se denomina como “rotula plástica” (Salas, 2013). (Ver figura 2).

Según Salas, se deberá considerar lo siguiente para el diseño por capacidad:

- El edificio se comportará inelásticamente ante un sismo severo
- Aquellas partes de la estructura que entraran en el rango inelástico deberán localizarse en las vigas y no en las columnas; es decir el criterio columna fuerte-viga débil, así como lo estipula en la Norma Venezolana COVENIN (NVC) 1756-01: “Edificaciones Sismorresistentes”.

El diseño por capacidad de una estructura aporticada de concreto armado se caracteriza fundamentalmente en:

- Diseño por capacidad de corte en vigas
- Diseño por capacidad de corte en columnas
- Diseño por capacidad para la flexión y carga axial en columnas

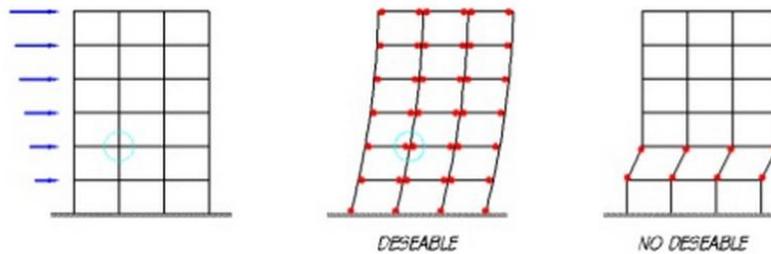


Figura2. Comportamiento inelástico de una estructura. Fuente: Nelson Salas, 2013.

2.5. Mecanismo de fallas

Es el proceso que ocurre cuando en el elemento estructural ocurre una falla debido a que se agota su capacidad portante ante una sollicitación dada. Estos mecanismos de falla pueden ser: frágil o dúctil.

2.5.1. Falla dúctil

La falla dúctil corresponde a aquella que se genera cuando el acero agota la capacidad resistente al cual está diseñada, es decir, el acero cede, dejando apreciar grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso, la cual genera alerta ante el peligro. (Teodoro, 2005).

2.5.2. Falla frágil

La falla frágil se genera cuando los elementos agotan su capacidad resistente sin haber permitido deformaciones que puedan disipar la energía, generando una ruptura de forma repentina pudiendo causar un colapso total de la estructura debido a los impactos inesperados que se producen cuando la energía se libera de forma imprevista y que son transmitidas a elementos no diseñados para soportar dicha carga. (Fernández, 1998).

Los mecanismos de fallas ocurren principalmente por falta de detallado y conocimiento del comportamiento de los materiales que conforman a los elementos, lo que trae posteriormente un mal diseño. Las fallas frágiles más frecuentes en el concreto armado son:

- Exceso de cuantía de refuerzo longitudinal: permite que el concreto se triture antes de que ceda el acero, proporcionando así la ductilidad al elemento.
- Pandeo local del acero longitudinal con un desprendimiento del concreto: ocurre cuando una columna está sometida a cargas de compresión muy altas y posee escasez de ligaduras.
- Poca capacidad a corte: se produce cuando un elemento estructural está sometido a fuerzas cortantes muy altas y no posee suficiente acero transversal.
- Fenómeno de columna corta: se origina por una disminución en su longitud efectiva debido a un confinamiento por medio de paredes de mampostería o muros de concreto armado, entre otros; aumentando su rigidez y originando una concentración de fuerzas cortantes en dicha columna. Al no tomar las previsiones del caso se tendrá una falla frágil.

2.6. Sección agrietada.

El criterio de sección agrietada toma en cuenta los deterioros acumulados de los elementos estructurales debido a las acciones sísmicas y a la interacción suelo y estructura, lo cual induce a disminuir la influencia de la inercia gruesa de la sección para realizar el análisis dinámico.

Según Paulay y Priesley (1992) el rango de disminución se expresa en la *tabla 1*:

Tabla 1. Rango de disminución de inercia gruesa. Fuente: Paulay, T y Priesley, M, 1992

	rango de disminución	valor recomendado
vigas	0.30-0.50 l_g	0.40 l_g
columna, $P > 0.5 * f'_c * A_g$	0.70-0.90 l_g	0.80 l_g
columna = $0.2 * f'_c * A_g$	0.50-0.70 l_g	0.60 l_g
columna = $-0.05 * f'_c * A_g$	0.30-0.50 l_g	0.40 l_g

2.7. Diagrama de interacción

El diagrama de interacción es el lugar que define la carga y momento de falla de una columna. (Arthur H, 2001)

Para la obtención del diagrama, se debe conocer la geometría de la sección, la ubicación y la cantidad de área de acero. (Ver figura 3).

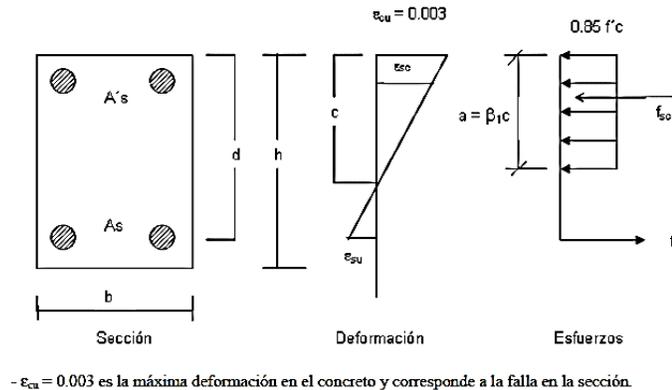
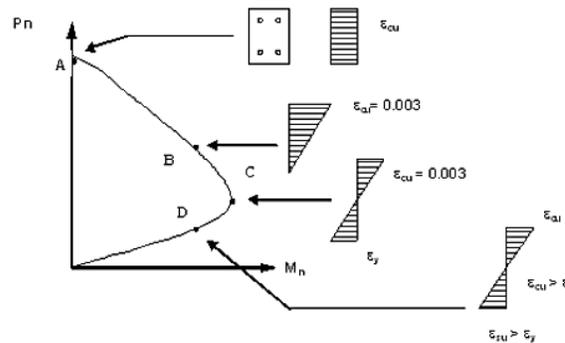


Figura3. Distribución de deformaciones. Fuente: Arthur, H., 2001.

En la figura 4 se muestra un diagrama de interacción, donde el eje vertical corresponde a la carga axial N y el eje horizontal el momento M , que juntos forman un solo par de valores N y M que producen un estado de falla.



Punto A: Compresión axial pura.

Punto B: Primer agrietamiento en una cara y cero tensión en otra. Columnas cortas.

Punto C: Máxima deformación en el concreto y fluencia en el refuerzo. Falla balanceada. Representa el cambio de falla en compresión para cargas altas por falla en tensión para cargas bajas.

Punto D: El refuerzo se deforma varias veces la deformación de fluencia ϵ_y , antes de que el concreto se agriete, implica un comportamiento dúctil. Columnas esbeltas.

Desde el punto C hacia arriba, el concreto falla por compresión antes que el acero falle en tensión; y hacia abajo, fluye primero el acero antes que falle el concreto por compresión.

Figura4. Distribución de deformación sobre un diagrama de interacción. Fuente: Arthur, H., 2001.

2.8. Diseño por capacidad de corte en vigas

Para garantizar la ductilidad las vigas deberán tener suficiente capacidad cortante, es decir, se debe diseñar de tal manera que falle primero a flexión antes de que falle a corte, por lo que el diseño deberá ser una muy buena aproximación al cortante máximo que se pueda desarrollar en el elemento. Por lo tanto la resistencia a corte requerida está relacionada con la resistencia a flexión del elemento, en función de los aceros colocados (Salas, 2013).

Debido a que la resistencia de cedencia casi siempre es mayor a la especificada y también por la probabilidad de que ocurra endurecimiento por deformación, la NVF 1753-06 recomienda utilizar tensiones de por lo menos $1,25f_y$ para su diseño.

La fuerza cortante de diseño V_e , en las zonas de cedencia (rotulas plásticas), se determinará como la suma del corte producido por las cargas estáticas más el cortante correspondiente a la máxima resistencia probable en los extremos M_{pr} basados en el esfuerzo de tracción del refuerzo. Los momentos extremos deberán considerarse en las dos direcciones, debido a la de dirección del sismo (Salas, 2013). (Ver figura 5).

$$V_e = \frac{wuln}{2} + \frac{M_{pri} + M_{prj}}{ln} \quad (\text{Ec1})$$

$$W_u = 1,2 C_p + 1,0 C_v \quad (\text{Ec2})$$

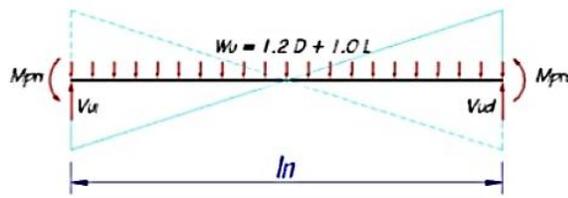


Figura5. Momentos máximos probables en los extremos de la viga. Fuente: Salas, 2013.

Sabiendo que,

$$\frac{A_v}{s} = \frac{v_e - \phi v_c}{\phi * f_y * d} \quad (\text{Ec3})$$

Donde,

A_v : área de acero por corte

S : separación de los estribos

V_c : aporte del concreto

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

d : altura útil

Y tomando como solución la más desfavorable, es decir, $V_c=0$ se tiene que el área de acero requerido para que el elemento falle a flexión antes del corte es

$$\frac{A_v}{s} = \frac{v_e}{\phi * f_y * d} \quad (\text{Ec4})$$

2.9. Diseño por capacidad de corte en columnas

Se calcula en función de la capacidad máxima a momento disponible en la columna, y de la altura libre de la columna (Salas, 2013). (Ver figuras 6 y 7).

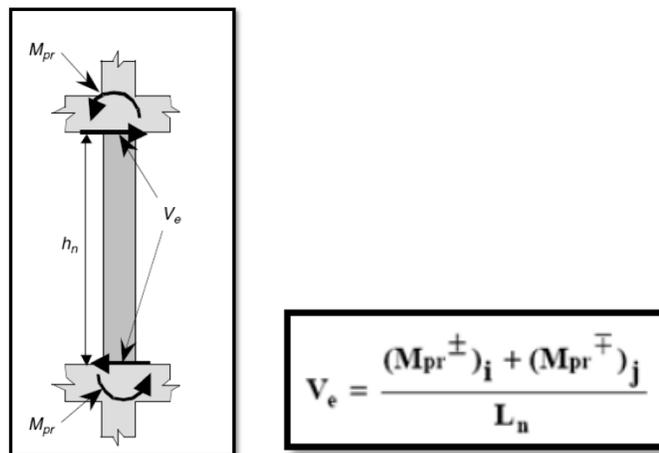


Figura6. Diseño por corte. Fuente: Norberto, F., 2013.

L_n : altura libre de la columna

V_e : corte de la columna

Sabiendo que,

$$V_n = V_s + V_c$$

$$\phi V_n = V_e$$

Vc: aporte del concreto

$$\text{Compresión} = 0.53 * \left(1 + 0.007 \frac{Nu}{Ag} \right) * \sqrt{f'c} * b * d \quad (\text{Ec5})$$

$$\text{Tracción: } 0.53 * \left(1 + \frac{Nu}{35Ag} \right) * \sqrt{f'c} * b * d \quad (\text{Ec6})$$

$$\text{Vs: aporte del acero} \quad \frac{Av * fy * d}{s} \quad (\text{Ec7})$$

Donde

Nu: carga axial

Ag: área gruesa

f'c: resistencia del concreto a compresión

b: ancho de la columna

d: altura útil

Av: área de refuerzo por corte dentro de una separación "s"

$$(Vc + Vs) = \frac{Ve}{\phi} \rightarrow Vs = \frac{Ve}{\phi} + Vc \rightarrow \frac{Av * fy * d}{s} = \frac{Ve}{\phi} + Vc \rightarrow \frac{Av}{s} = \left(\frac{Ve - \phi Vc}{\phi * fy * d} \right)$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{ve - \phi vc}{\phi * fy * d} \quad (\text{Ec8})$$

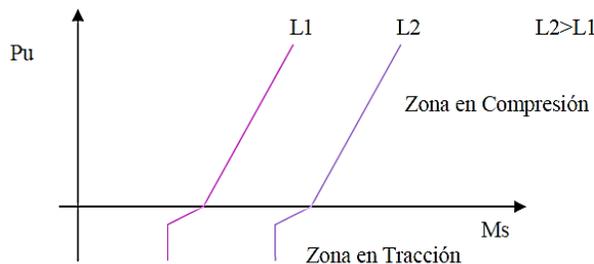


Figura7. Diagrama de corte. Fuente: Goncálvez, M y Ynfante, R, 2008.

2.10. Desarrollo de la resistencia de los miembros

Las estructuras presentan desviaciones inevitables en la resistencia real del concreto y la del acero debido a las tolerancias constructivas y a las hipótesis tomadas en la deducción de ecuaciones de resistencia, es por ello que una característica esencial del diseño sísmico se basa en conocer las variaciones posibles de las resistencias probables de los miembros estructurales de tal manera de evitar todos los tipos de falla frágil.

La resistencia probable de miembros se puede clasificar en:

- Resistencia nominal o ideal

Se obtiene teóricamente precediendo el comportamiento de falla de la sección geométrica supuesta de esta y de las resistencias especificadas de los materiales (Park y Paulay, 1983).

Esto quiere decir que el cálculo se realiza sin la aplicación de factores de minoración; los momentos teóricos se calculan considerando el acero colocado y la resistencia cedente especificada del material.

- Resistencia de diseño o confiable

Es aquella que se obtienen luego de aplicar los factores de minoración a la resistencia nominal, con el fin de dar seguridad adecuada contra un aumento de cargas de servicio más allá de las especificaciones en de diseño para que sea sumamente improbable la falla, además de asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas (Park y Paulay, 1983).

- Resistencia probable

Es aquella que toma en consideración que la resistencia de los materiales generalmente son mayores que las resistencias especificadas.

Como por ejemplo la resistencia de cedencia del acero puede ser hasta 20% mayor que la especificada y en el caso del concreto hasta un 30% o incluso superior a una edad mayor o si el material se comprime triaxialmente (Park y Paulay, 1983).

- Sobrerresistencia

En este caso, se toman todos los factores posibles que puedan aumentar la resistencia, estas incluyen una resistencia del acero y de concreto más elevada que la especificada más la resistencia del acero debido al endurecimiento por deformación debido las grandes deformaciones, tamaños de sección más grandes que los supuestos, refuerzo adicional colocados para fines constructivos que no se toman encuentra en los cálculos y por la compresión axial en los miembros a flexión debido a la restricción lateral (Park y Paulay, 1983).

2.11. Zonificación sísmica en Venezuela

No todas las regiones del globo están igualmente sujetas a sismo, ya que los epicentros en donde se libera el 95% de la energía producida por los movimientos tectónicos son diferentes en todo el mundo.

Los movimientos sísmicos son generalmente complicados y aleatorios, en razón de los múltiples tipos de mecanismos de liberación de energía posibles, en suelos de compleja y variada constitución que originan las ondas sísmicas. (Fratelli, 2007).

En Venezuela, se ha dividido el país según su ubicación y tipo de suelo en 8 zonas sísmicas que varían en una escala del 0, que representa una zona de sismicidad nula, hasta 7, que representa una zona de alta sismicidad (COVENIN 1756-2001). (Ver *figura 8*).

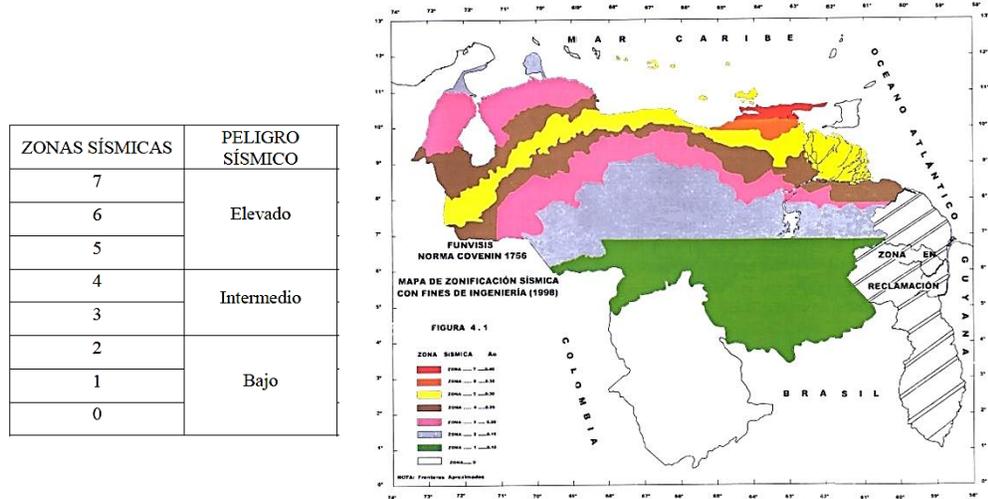


Figura8. Zonificación sísmica de Venezuela. Fuente: NVC 1756-01.

2.12. Nivel de diseño

La NVC 1756-01, clasifica 3 niveles de diseño que se deberán tomar en cuenta de acuerdo a dos factores: el uso o “grupo” según lo especifica el Capítulo 6 de la norma y a la zona sísmica en donde se ubica el edificio, Capítulo 4 de la misma norma, así como se muestra en la *tabla 2*.

Nivel de diseño 1: el diseño no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales

Nivel de diseño 2: requiere de la aplicación de algunas especificaciones para el adecuado diseño sismorresistente, con el fin de conferir cierta ductilidad a los sistemas estructurales, evitando fallas prematuras en ciertos elementos portantes del sistema.

Nivel de diseño 3: requiere la estricta aplicación de la totalidad de las especificaciones de la norma para el diseño y construcción en zonas sísmicas.

Tabla 2. Nivel de diseño según la zona sísmica y grupo de estructura. Fuente: NVC 1756-01.

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

CAPÍTULO III

MÉTODO

Para el cumplimiento del objetivo general y los objetivos específicos del presente Trabajo Especial de Grado se realizará la siguiente serie de actividades:

3.1. Recopilación de información

Se realizó una recopilación de planos arquitectónicos con el objeto de conocer características de las edificaciones, tales como la geometría de la estructura en general y de los elementos que la componen.

Posteriormente se realizó una inspección de las estructuras para determinar la geometría de los elementos y así compararlas con las obtenidas a través de los planos ya mencionados.

Adicionalmente se realizaron escaneos de algunos elementos estructurales para conocer la disposición de los aceros de refuerzos colocados en sitio y verificarlos con los requeridos derivados del diseño.

3.2. Elaboración de los modelos

En esta etapa se realizaron los modelos de las estructuras de los módulos, en base a la información recopilada de los planos y las inspecciones en campo. Para realizar el modelo de la estructura fueron necesarias las siguientes actividades:

3.2.1. Dimensionado de las estructuras.

Se refiere a establecer las dimensiones, disposiciones, vinculaciones, y propiedades de los materiales de las estructuras y los elementos que las componen.

3.2.2. Propuesta de cargas aplicadas a la estructura.

Las cargas gravitatorias se determinaron según los pesos de las estructuras y los usos de éstas en base a lo establecido en la Norma Venezolana COVENIN (NVC) 2002-98 “Criterios y Acciones mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

Las acciones sísmicas se determinaron según lo establecido en la NVC 1756-01 “Edificaciones Sismorresistentes”.

Posteriormente a la determinación de las cargas se definieron las combinaciones de carga según lo establecido en la Norma Venezolana FONDONORMA (NVF) 1753-06 “Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural”.

3.3. Análisis estructural.

Se aplicó con el objeto de determinar los valores de los períodos fundamentales, masas participativas, fuerzas axiales y cortantes en las columnas, y derivas máximas en cada piso. Este análisis se realizó mediante el uso del programa ETABS para así obtener la respuesta lineal del modelo.

3.4. Análisis de resultados.

Esta etapa consistió en examinar la relación demanda-capacidad a corte de las estructuras, el chequeo a flexión mediante las fuerzas que se generan por las combinaciones de cargas, así como los parámetros definidos en el punto anterior, en función a lo que se estipula en la NVC 1756-01

“Edificaciones Sismorresistentes” y la NVF 1753-06 “Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural”.

De igual manera se realizó la verificación de otros criterios para la evaluación Sismorresistente de las estructuras, que se estipulan en las normas ya mencionadas.

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

4.1. Ubicación de la edificación

Los edificios A y C de la sede administrativa de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador, se encuentran al noroeste de la ciudad de Caracas, específicamente en la Avenida José Antonio Páez, El Paraíso, municipio Libertador. (Ver figura 9).

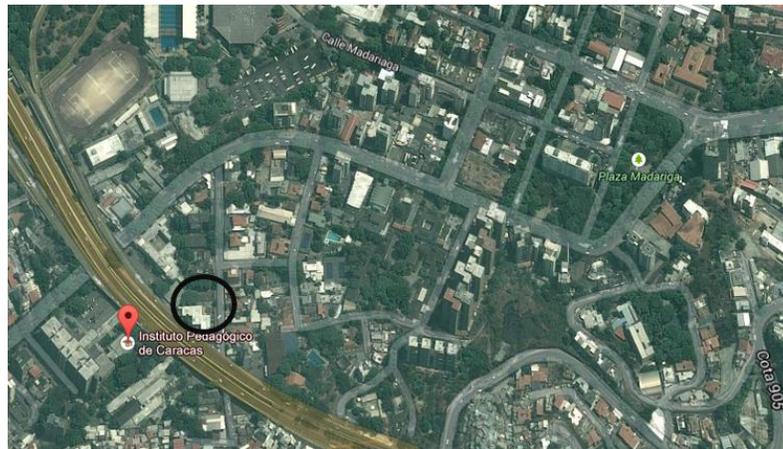


Figura9. Ubicación de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador, Caracas. Fuente: Google Earth, 2014

4.2. Descripción detallada de los edificios

Al contrastar los planos arquitectónicos de la Sede Administrativa compuesto por 3 módulos A, B y C, se notaron diferencias a lo que se había planteado originalmente con lo encontrado en sitio, por lo que se procedió al levantamiento geométrico de la estructura. En este Trabajo Especial de Grado solo se tomarán en cuenta los módulos A y C ya que son las estructuras de interés para el análisis.

Para facilitar la descripción, a la dirección de los ejes que en el plano de arquitectura fueron designados por letras se llamará “dirección X”, asimismo, a la dirección de los ejes que fueron designados por números se le llamará “dirección Y”. (Ver figuras 10 y 11).

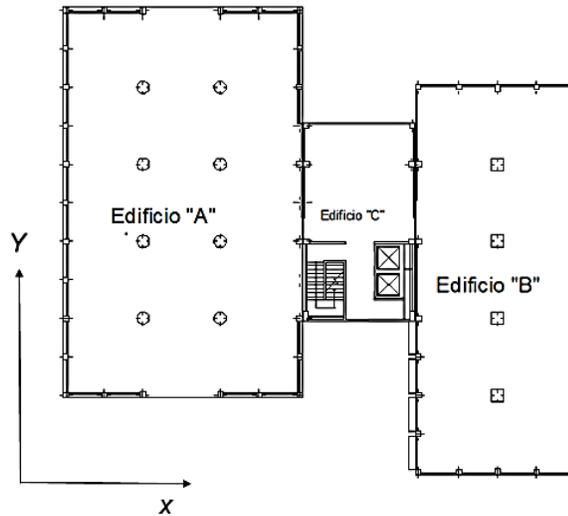


Figura 10. Bosquejo de la sede administrativa de la UPEL. Fuente: UPEL, 2014.

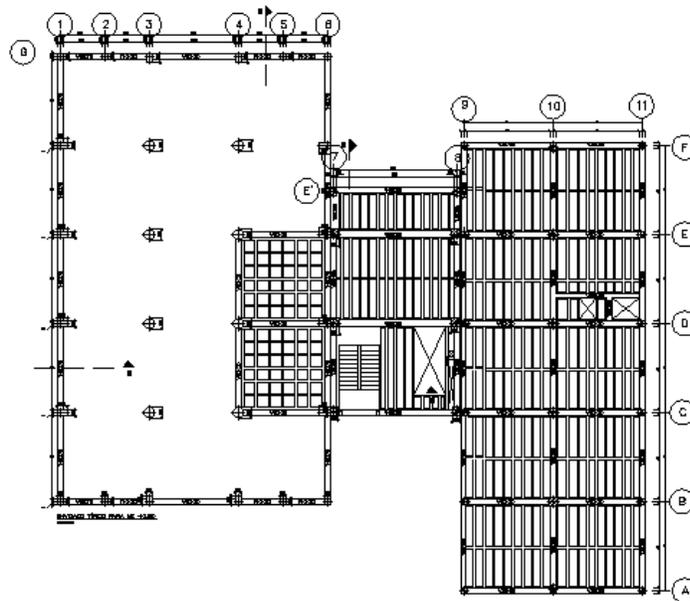


Figura 11. Configuración de los ejes. Fuente: elaboración propia 2014.

Módulo C:

El módulo C posee dos pórticos en dirección Y, 4 pórticos en dirección X. Actualmente se encuentran construidos 6 de 7 niveles siendo la Sala de Máquinas el nivel faltante. Las alturas de entrepiso se muestran en la *Tabla 3*:

Tabla 3. Alturas de entrepiso del Módulo C.

NIVEL	H entrepiso (m)
MZ	3,60
P1	3,50
P2	3,60
P3	3,55
P4	3,55
Techo	3,55
SM	2,80

Actualmente este módulo no posee ningún tipo de mampostería, solamente la estructura de concreto armado que soportará las cargas de servicio y sísmicas. (Ver *figura 12*).



Figura 12. Fachada posterior del Módulo C.

En planta se aprecia que la estructura tiene 8 columnas, las cuales poseen las dimensiones por debajo de cada nivel mostradas en la *Tabla 4*. Las dimensiones mostradas en dicha tabla son las observables en planta, siendo la primera cifra la dimensión en dirección X, y la segunda la que se presenta en la dirección Y.

Tabla 4. Dimensiones de Columnas por Planta del Módulo C.

DIMENSIONES DE COLUMNAS [cm]						
Ejes	Mezz/P2/P3		P1		P4/TECHO	
	7	8	7	8	7	8
E	40X60	40X60	40X60	40X60	40X60	40X60
D	60X50	60X50	60X55	60X55	60X55	60X55
C	60X50	60X50	60X55	60X55	60X55	60X55
B	50X60	50X60	50X60	50X60	50X60	50X60

En cuanto a las vigas de este módulo, se presentan entre cada uno de los ejes de la estructura, haciendo un total de 10 vigas por planta. La distribución y dimensiones de las vigas se observan en la *Tabla 5*. Se representan dos dimensiones: la anchura y la altura de la viga.

Tabla 5. Dimensiones de Vigas por Planta del Módulo C.

DIMENSIONES DE VIGAS [cm]			
Todas las plantas			
Ejes	7		8
E		40X60	
	60X30		40X30
D		50X80	
	35X65		35X65
C		50X80	
	35X65		35X65
B		40X80	

Las losas del módulo C son nervadas que poseen un espesor de 30cm, donde cada nervio posee una anchura de 15cm y un espaciamiento

de 45cm de centro a centro de cada nervio y se encuentran distribuidos paralelamente a la dirección Y. (Ver figura 13).



Figura13. Losa Nervada de Techo en el módulo C. fuente: elaboración propia ,2014.

En cada nivel de la estructura se presentan espacios vacíos en las losas que van destinados a usos de ascensor y de ventilación.

El espacio vacío destinado para el tránsito de ascensores tiene dimensiones de 2,20m de ancho y 4,60m de largo. (Ver figuras 14 y 15)



Figura14. Espacios Vacíos en Losa del módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.

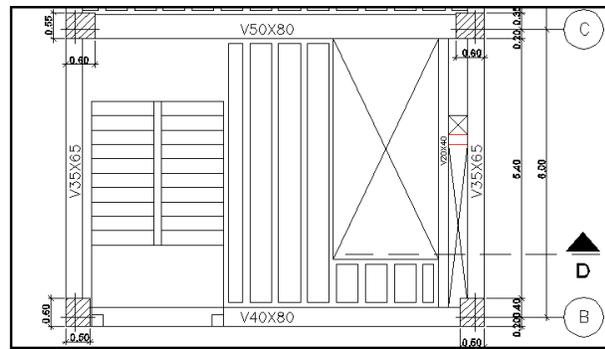


Figura15. Espacios Vacíos en el Módulo C en plano de planta. Fuente: elaboración propia, 2014.

Los espacios vacíos son de iguales dimensiones para cada piso, exceptuando el espacio en el techo, que abarca toda el área delimitada por las vigas de los pórticos B, C, 7, 8, y el descanso de la escalera que llega a dicho nivel, tal como se puede observar en las figuras 16 y 17.



Figura16. Espacio vacío en el nivel Techo. Fuente, elaboración propia, 2014.

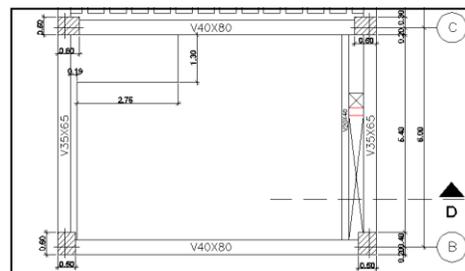


Figura17. Espacio vacío en el nivel Techo en plano de Planta. Fuente: elaboración propia, 2014.

La estructura posee una escalera que está presente en todos los entresijos, compuesta de dos tramos rectos que van en direcciones opuestas, cada uno de estos tramos se apoya en cada nivel a través de una losa maciza y en su otro extremo se apoya en un descanso de un espesor de 20cm. (Ver figura 18).



Figura18. Escalera del módulo C. fuente: elaboración propia, 2014

Este descanso se apoya en dos columnas de sección transversal cuadrada de 25cm de lado, que se apoyan a su vez en la viga del eje C. (Ver figura 19)



Figura19. Columnas que sirven de apoyo para el descanso de la Escalera. Fuente: elaboración propia, 2014

Los escalones tienen 30cm de huella y un aproximado de 18cm de contrahuella. (Ver figura 20).



Figura20. Medición de Contrahuella del Escalón. Fuente: elaboración propia, 2014

➤ **Módulo A:**

El módulo A posee una estructura de mayores dimensiones en planta que la del módulo C. Posee 6 pórticos en la dirección X y 4 pórticos en la dirección Y. Actualmente solo se han construido dos niveles. Esta edificación tampoco posee mampostería, únicamente se encuentra la estructura de concreto armado resistente a cargas de servicio y a cargas sísmicas. Las alturas entre cada nivel son iguales a las del módulo C, exceptuando que esta no posee el nivel de Sala de Máquinas. (Ver figura 21).



Figura21. Situación actual módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.

Este módulo posee por cada nivel 28 columnas, de las cuales 20 son de sección transversal rectangular y 8 son de sección transversal circular.

En la *Tabla 6* se muestran las dimensiones de cada columna, la forma en que se expresan es igual a la tabla donde se expresan las dimensiones de las columnas del módulo C, con excepción de las columnas circulares.

Tabla 6. Dimensiones de Columnas del módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

DIMENSIONES DE COLUMNAS [cm]						
Mezzanina/P1						
Ejes	1	2	3	4	5	6
G	40x40	40x40	40x60	40x60	40x40	40x40
F	70x40		70	70		70x40
E	70x40		70	70		70x40
D	70x40		70	70		70x40
C	70x40		70	70		70x40
B	40x40	40x40	40x60	40x60	40x40	40x40

En cuanto a las vigas de este módulo, se presentan entre cada uno de los ejes de la estructura, con la excepción del nivel de la Mezzanina. Hay un total de 24 vigas en el nivel de Mezzanina y 60 vigas en el nivel P1.

En la *Tabla 7* se muestra la distribución de las vigas presentes en el nivel Mezzanina y la *Tabla 8* muestra cómo se encuentran distribuidas las vigas en el nivel P1. La representación de las dimensiones se hace de igual manera que en la *Tabla 5*.

Tabla 7. Dimensiones de Vigas en el nivel de Mezzanina del módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

DIMENSIONES DE VIGAS										
Mezzanina										
Ejes	1	2	3	4	5	6				
H	40x70	40x70	40x70	40x70	40x70	40x70				
	40x70									40x70
G										
	40x70									40x70
E					40x70					
	40x70				40x70					40x70
D										
	40x70				40x70					40x70
C					40x70					
	40x70									40x70
B	40x70	40x70	40x70	40x70	40x70	40x70				

Tabla 8. Dimensiones de Vigas en el nivel de P1 del módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

DIMENSIONES DE VIGAS										
P1										
Ejes	1	2	3	4	5	6				
H	40x70	40x70	40x70	40x70	40x70	40x70				
	40x65									
G	40x70	40x30								
	40x65									
E	40x70									
	40x65									
D	40x70									
	40x65									
C	40x70									
	40x65									
B	40x70									

Este módulo presenta una losa reticular en el Nivel Mezzanina cuyo espesor es de 30 cm. Se encuentra entre los ejes 5 y 6 en dirección Y, y entre los ejes C y E en dirección X. Los nervios de esta losa poseen un espesor de 15 cm y un espaciamiento entre ellos de 75 cm. (Ver figura 22).



Figura22. Losa Reticular del Módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.

La losa del nivel P1 es nervada de espesor 30 cm, cuyos nervios tienen un espesor de 15 cm, y un espaciamiento de 50 cm entre ellos y se encuentran distribuidos paralelamente a la dirección Y. (Ver figura 23)



Figura23. Losa Nervada del Módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

A continuación, a partir de la figura 24 hasta la 35 se presentan los planos geométricos obtenidos del levantamiento:

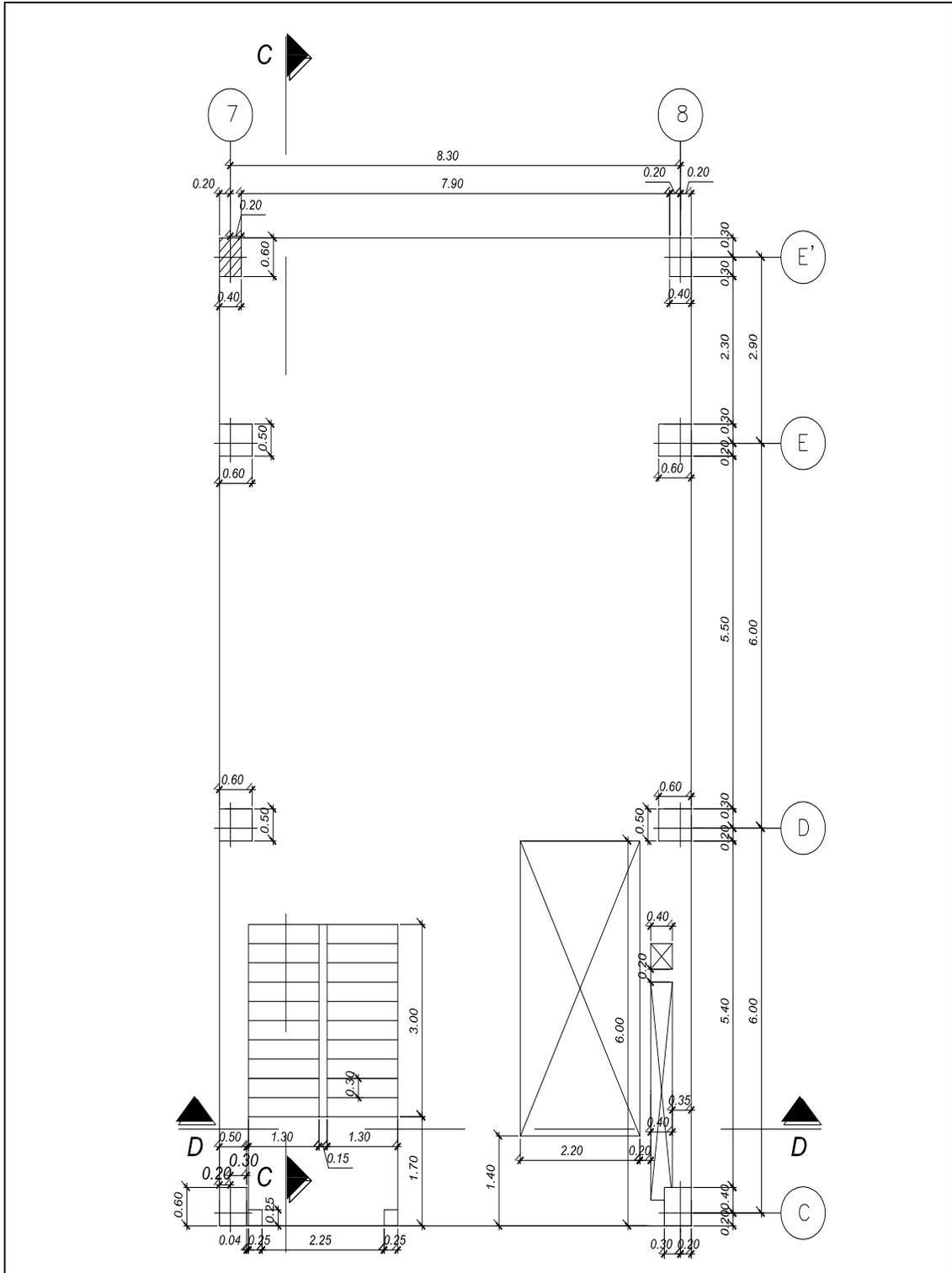


Figura24. Plano de Planta PB módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.

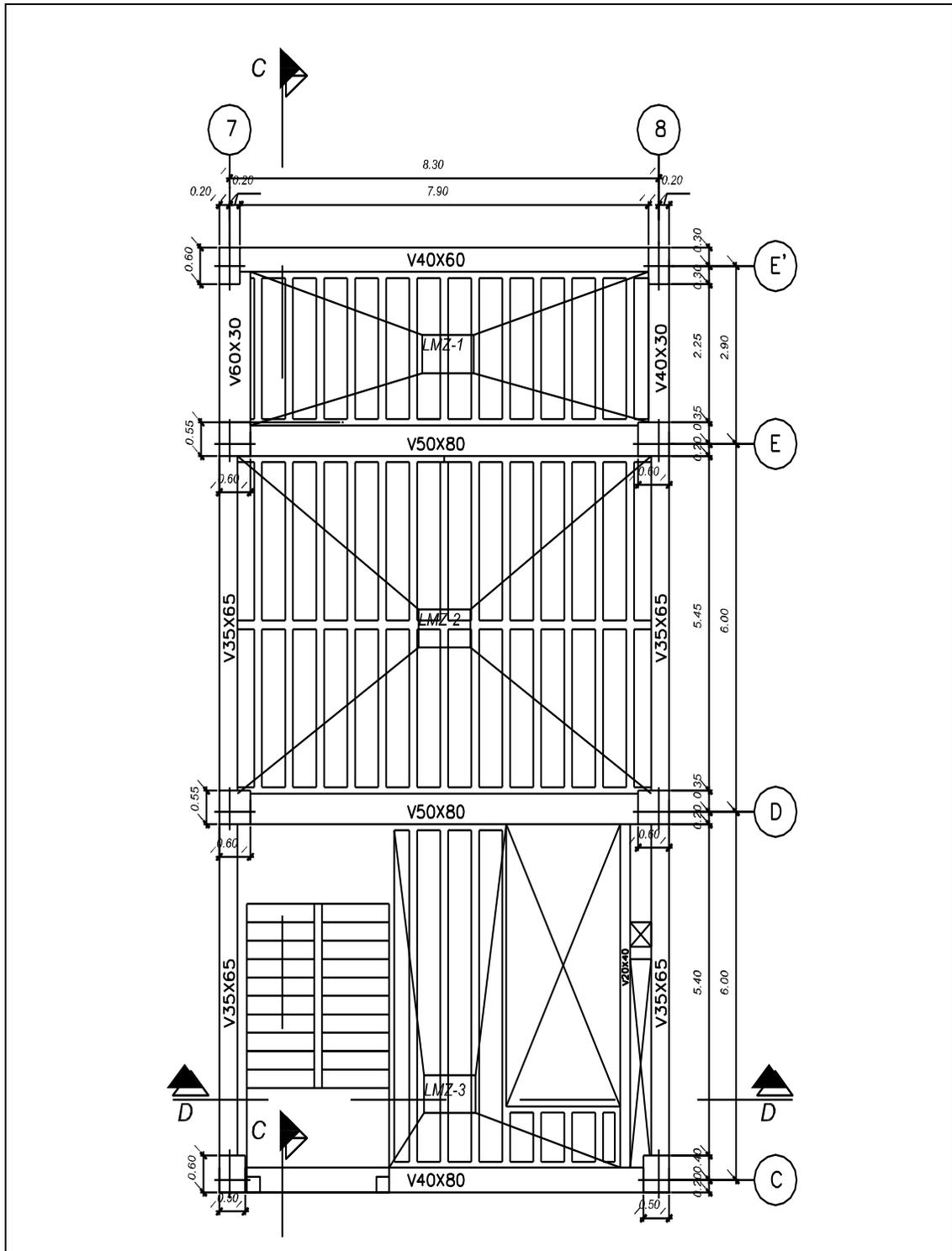


Figura25. Envigado nivel MZ, módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.

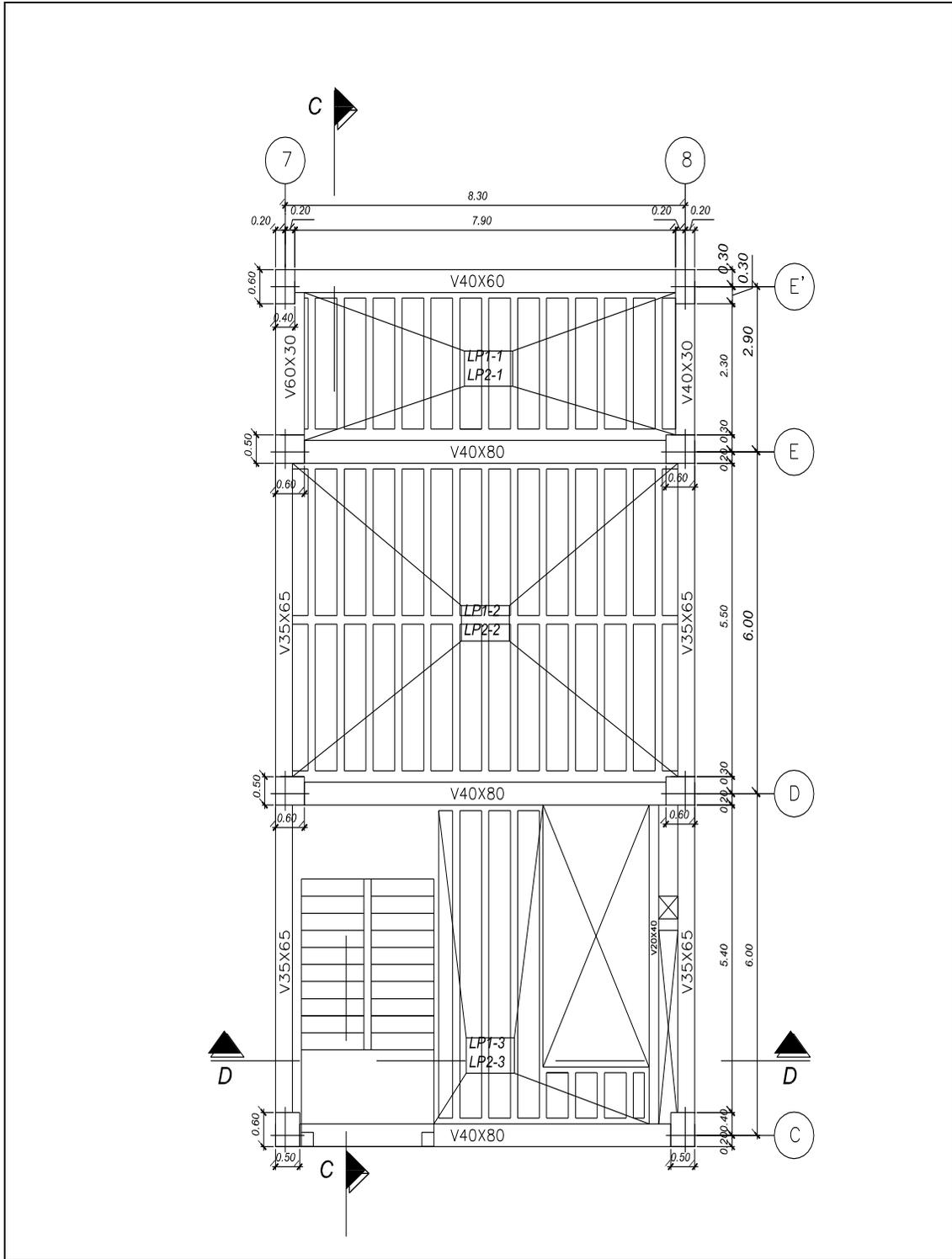


Figura26. Envigado piso 1 y piso 2, módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.

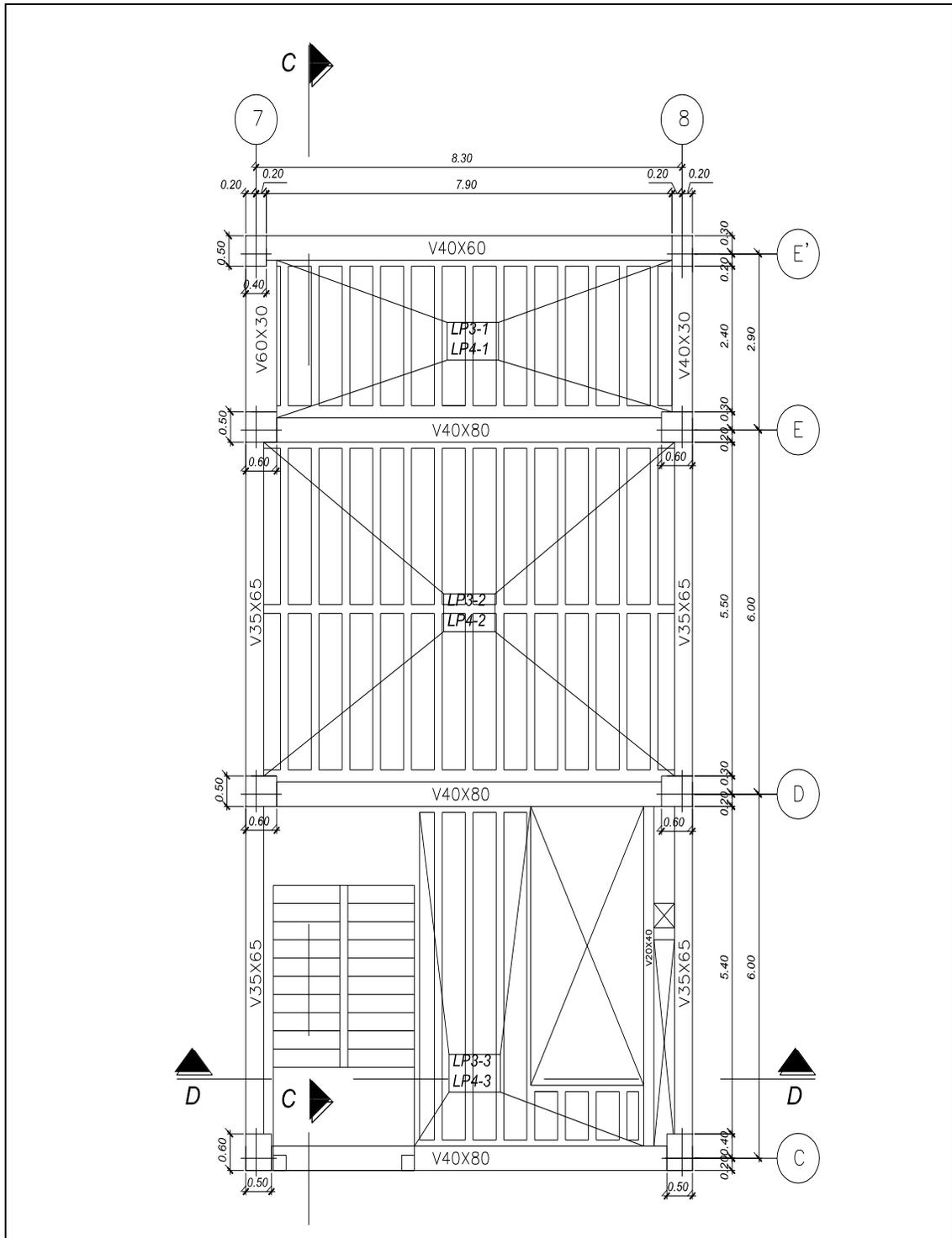


Figura27. Envigado piso 3 y 4, módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.

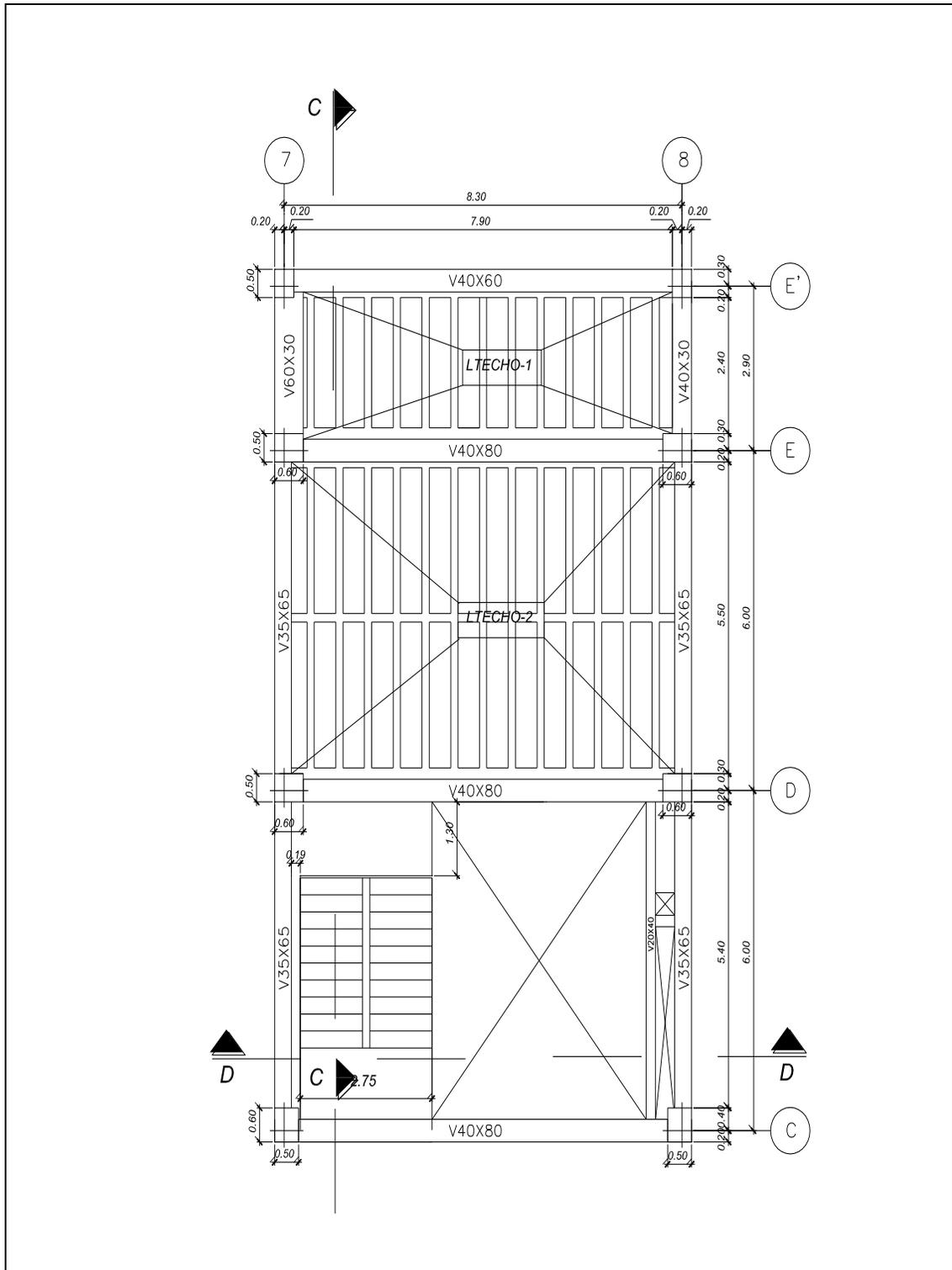


Figura28. Envidado nivel techo, módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.

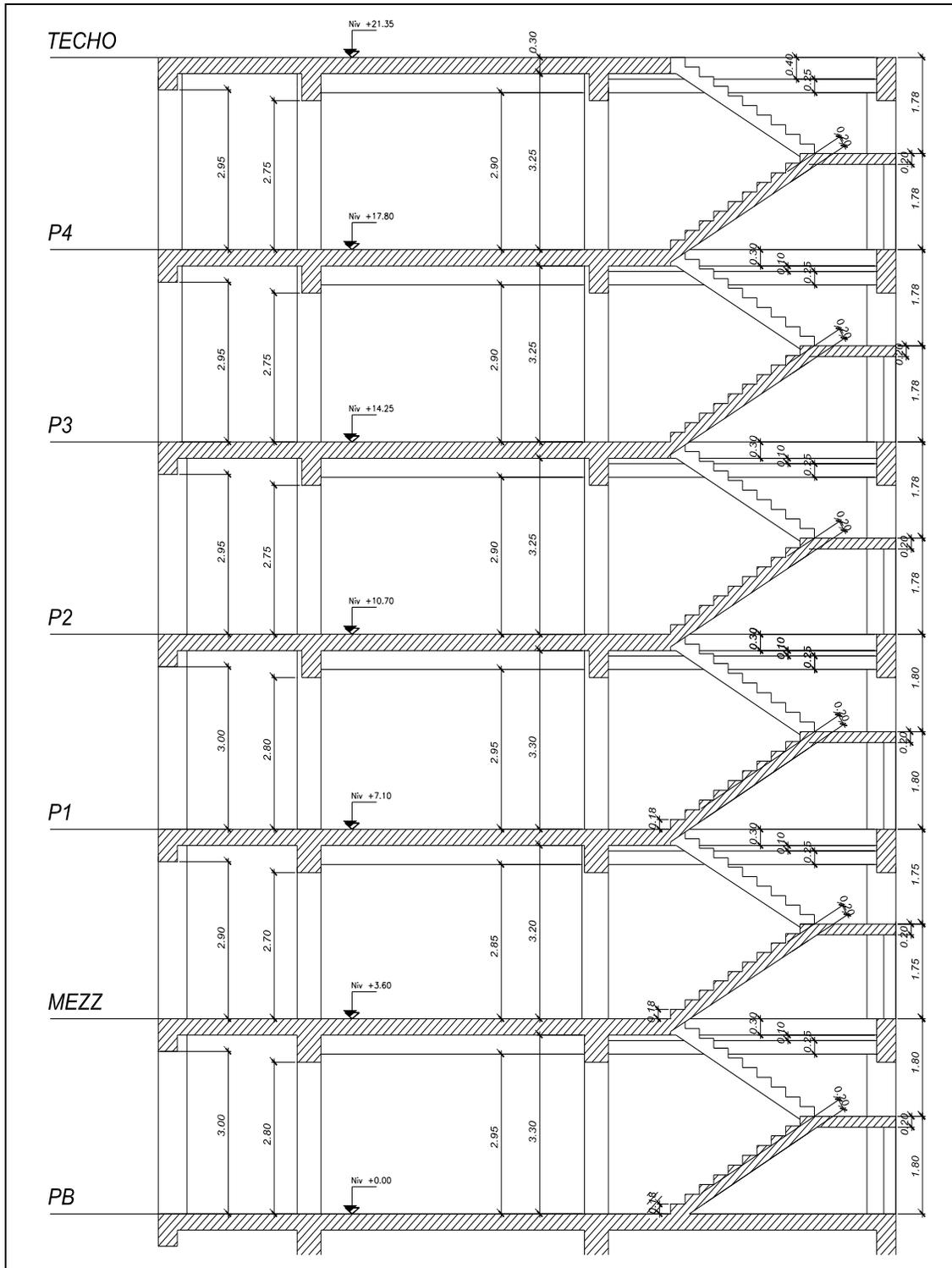


Figura29. Corte C-C, módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.

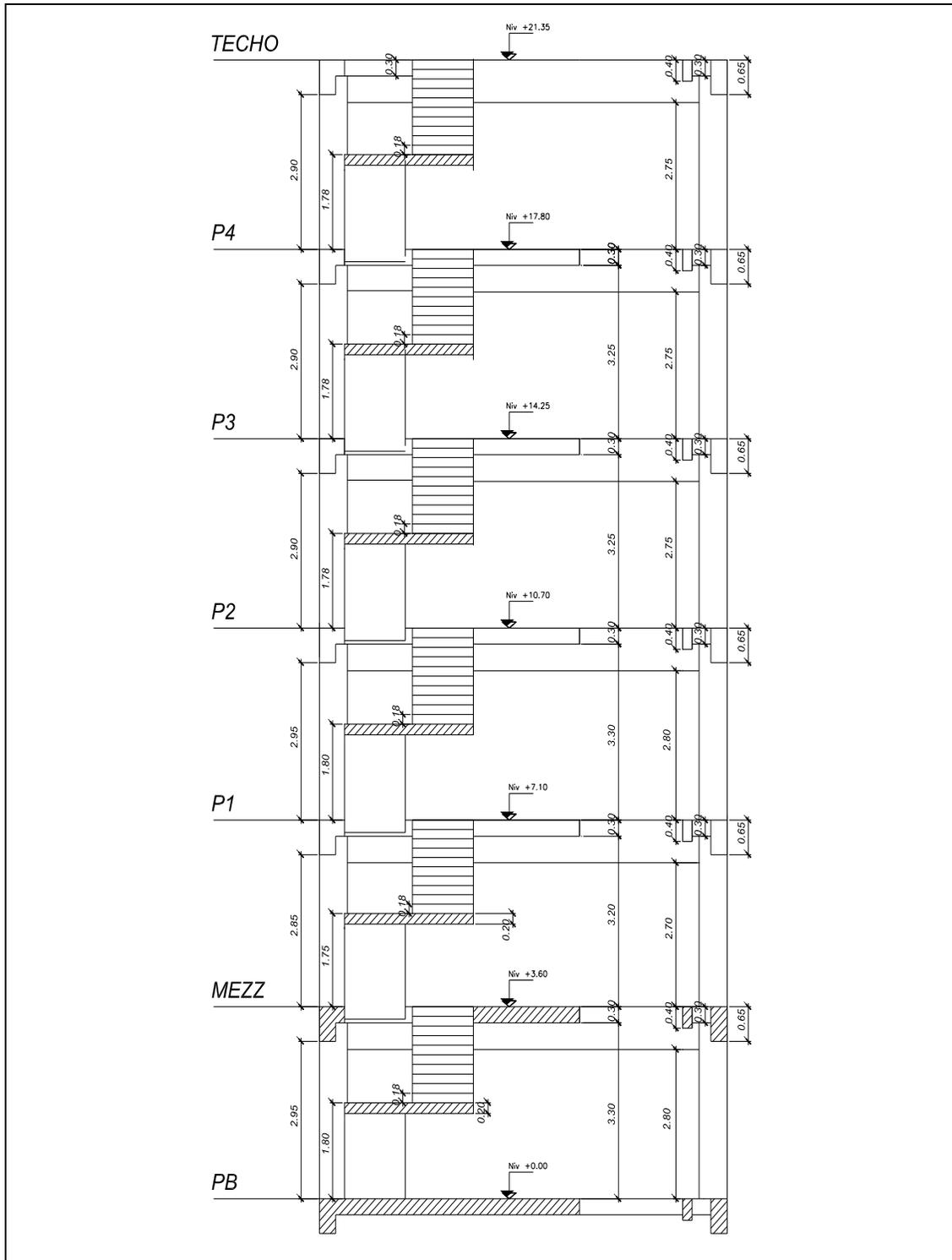


Figura30. Corte D-D módulo C .fuente: elaboración propia, 2014.

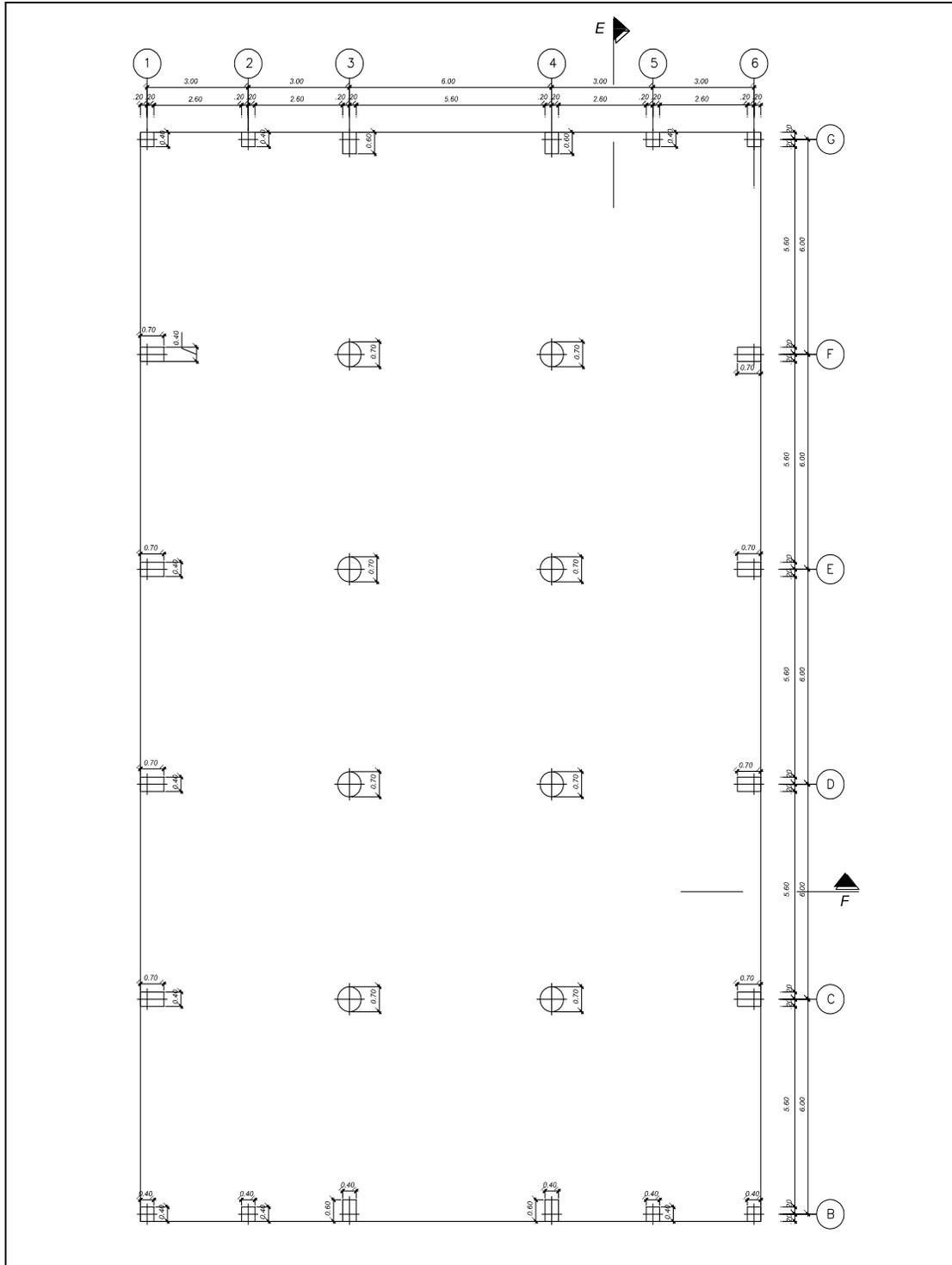


Figura31. Plano de Planta PB módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

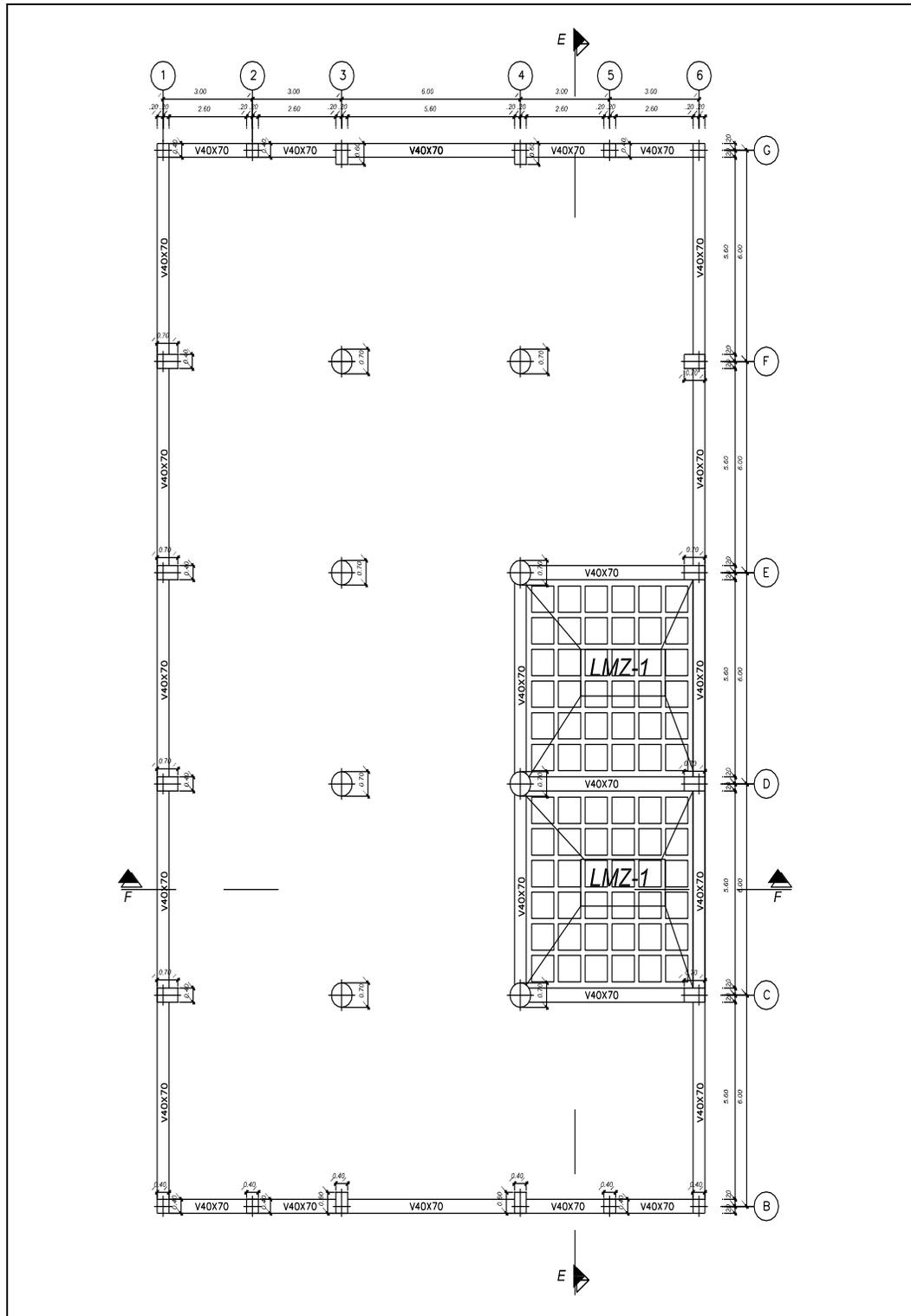


Figura32. Envigado nivel MZ, módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.

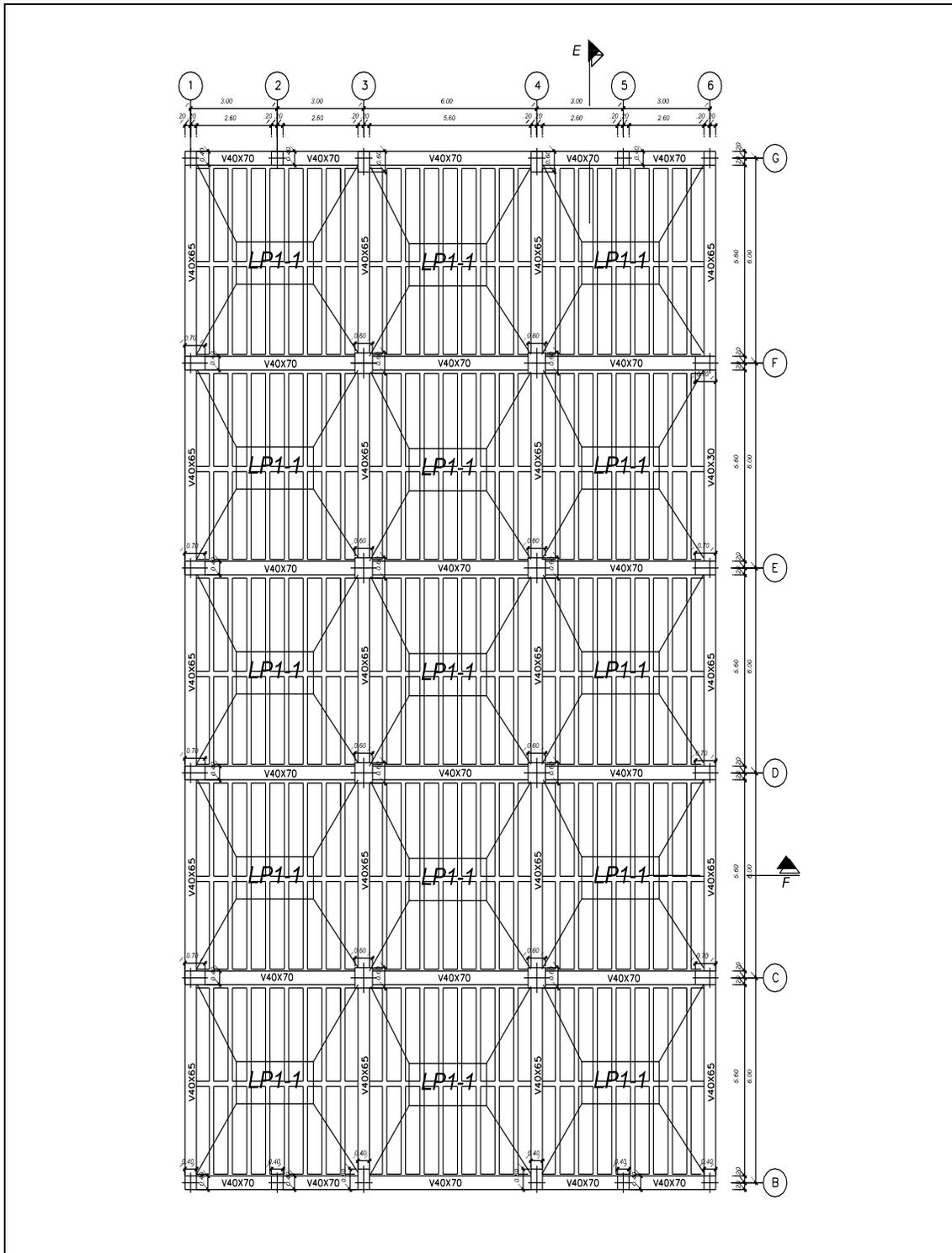


Figura33. Envigado piso 1, módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

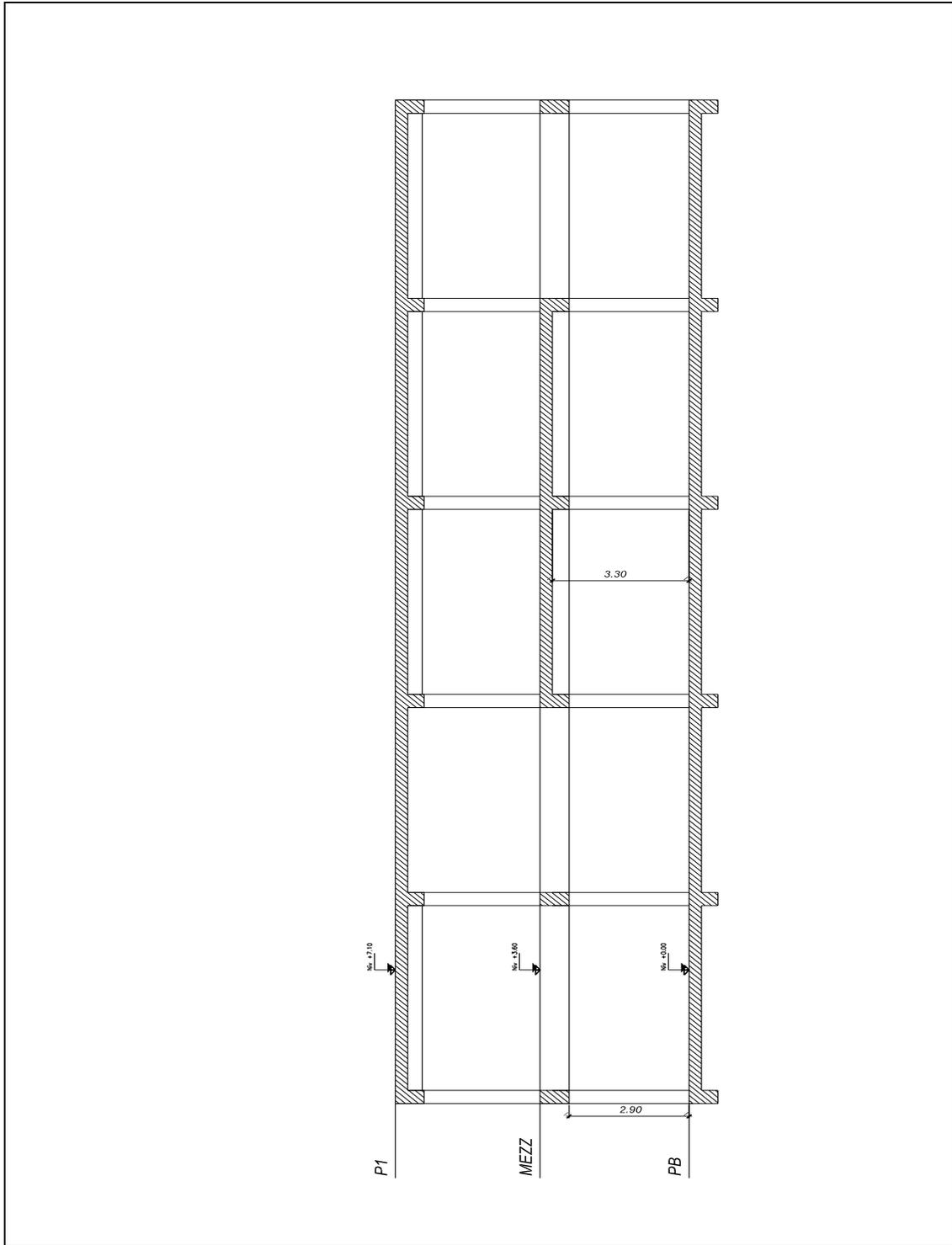


Figura34. Corte E-E módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.

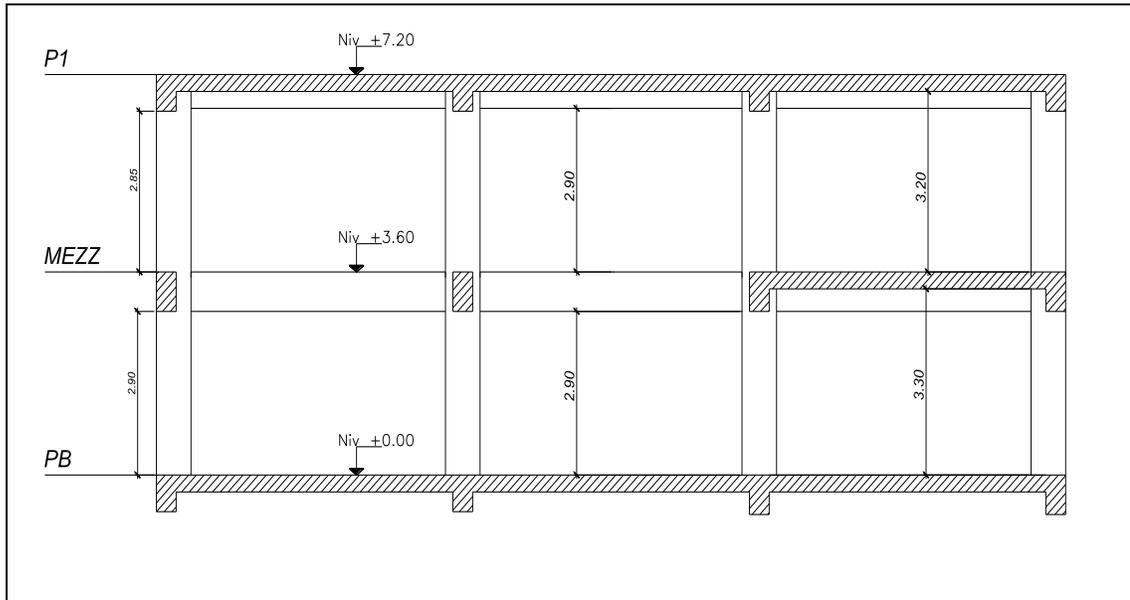


Figura35. Corte F-F, módulo A. fuente: elaboración propia, 2014

4.3. Descripción de la información estructural

Esta descripción se realiza en base a lo obtenido a través del escaneo de ciertos elementos estructurales mediante el uso del detector de refuerzo del concreto (Ferroskan). A continuación se presentan desde la tabla 9 hasta la tabla 16 las fichas que contienen los resultados obtenidos por dicho escaneo.

Hay que acotar que el uso del Ferroskan no permite la apreciación de los diámetros de las barras de acero de refuerzo, por lo que no se hace referencia de la misma.

Tabla 9. Resultado del detector de refuerzo de concreto Columna E1. Fuente: Elaboración propia, 2014.

Nombre del elemento	Columna E1 (Módulo A)		
	Nivel		Planta Baja
	Cara		Ambas
	Dimensiones (cm)		70*40
	Operador		René Aguilera
	Fecha toma de muestra		25-04-2014
	Lugar de medición		
	Zona inferior de la Columna		
	Acero Longitudinal		Acero Transversal
	Lado Mayor	Lado Menor	Separación (cm)
	4 Barras	4 Barras	10 y 20
	Observación		
Posee una zona de confinamiento inferior de aproximadamente 75 cm con ligaduras a cada 10 cm y en la zona central a cada 20 cm.			

Tabla 10. Resultado del detector de refuerzo de concreto Columna B4. Fuente: Elaboración propia, 2014.

Nombre del elemento	Columna B4 (Módulo A)			
	Nivel	Planta Baja		
	Cara	Ambas		
	Dimensiones (cm)	60*40		
	Operador	René Aguilera		
	Fecha toma de muestra	25-04-2014		
	Lugar de medición			
	Zona inferior de la Columna			
	Acero Longitudinal		Acero Transversal	
	Lado Mayor	Lado Menor	Separación (cm)	
	4 Barras	4 Barras	10 y 20	
	Observación			
	Posee una zona de confinamiento inferior de aproximadamente 75 cm con ligaduras a cada 10 cm y en la zona central a cada 20 cm.			

Tabla 11. Resultado del detector de refuerzo de concreto Columna C3. Fuente: Elaboración propia, 2014.

Nombre del elemento	Columna C3 (Módulo A)			
	Nivel	Planta Baja		
	Cara	Ambas		
	Dimensiones (cm)	Ø 70		
	Operador	René Aguilera		
	Fecha toma de muestra	25-04-2014		
	Lugar de medición			
	Zona inferior de la Columna			
	Acero Longitudinal		Acero Transversal	
	Perimetral		Separación (cm)	
	8 Barras		8	
	Observación			
	De la distancia medida (1.76m) posea una ligadura separadas alrededor de 8 cm			

Tabla 12. Resultados del detector de refuerzo de concreto Nodo C4 Fuente: Elaboración propia, 2014

Nombre del elemento	Nodo C4 (Módulo A)			
	Nivel	Planta Baja		
	Cara	Lateral		
	Dimensiones (cm)	-		
	Operador	René Aguilera		
	Fecha toma de muestra	25-04-2014		
	Lugar de medición			
	Cruce Eje C y 4			
	Acero Longitudinal		Acero Transversal	
	Lado Mayor	Lado Menor	Separación (cm)	
	-	-	-	
	Observación			
	No se observo acero trasnversal			

Tabla 13. Resultado del detector de refuerzo de concreto Mini Columna de Escalera. Fuente: Elaboración propia, 2014

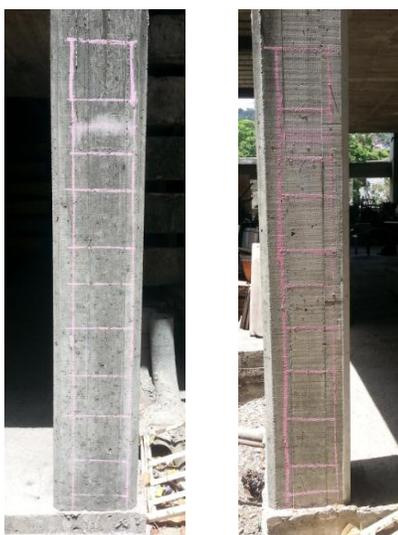
Nombre del elemento	Mini-Columna de escalera (Módulo C)			
	Nivel	Planta Baja		
	Cara	Ambas		
	Dimensiones (cm)	25*25		
	Operador	René Aguilera		
	Fecha toma de muestra	25-04-2014		
	Lugar de medición			
	Zona inferior de la Columna			
	Acero Longitudinal		Acero Transversal	
	Lado Mayor	Lado Menor	Separación (cm)	
	2 Barras	2 Barras	10 a 15	
	Observación			
	Posee una separacion de estribos en promedio de aproximadamente 11 cm en toda la altura de la columna.			

Tabla 14. Resultado del detector de refuerzo de concreto Columna E8. Fuente: Elaboración propia, 2014

Nombre del elemento	Columna E8 (Módulo C)		
	Nivel		Planta Baja
	Cara		Ambas
	Dimensiones (cm)		60*40
	Operador		René Aguilera
	Fecha toma de muestra		25-04-2014
	Lugar de medición		
	Zona inferior de la Columna		
	Acero Longitudinal		Acero Transversal
	Lado Mayor	Lado Menor	Separación (cm)
	4 Barras	4 Barras	10 y 20
	Observación		
	Posee una zona de confinamiento inferior de aproximadamente 75 cm con ligaduras a cada 10 cm y en la zona central a cada 20 cm.		

Tabla 15. Resultado del detector de refuerzo de concreto Viga E. Fuente: Elaboración propia, 2014

Nombre del elemento	Viga 8 (Módulo C)		
	Nivel		Planta Baja
	Cara		Lateral
	Dimensiones (cm)		35*65
	Operador		René Aguilera
	Fecha toma de muestra		25-04-2014
	Lugar de medición		
	Viga entre Eje C y D		
	Acero Longitudinal		Acero Transversal
	Cara Lateral	Cara Inferior	Separación (cm)
	2 Barras	3 Barras	15 y 30
	Observación		
Posee una zona de confinamiento de aproximadamente 135 cm con ligaduras a cada 15 cm y en la zona central a cada 30 cm.			

Tabla 16. Resultado del detector de refuerzo de concreto Viga 8 .Fuente: Elaboración propia, 2014

Nombre del elemento	Viga D (Módulo C)		
	Nivel	Planta Baja	
	Cara	Lateral	
	Dimensiones (cm)	-	
	Operador	René Aguilera	
	Fecha toma de muestra	25-04-2014	
	Lugar de medición		
	Viga entre Eje 7 y 8		
	Acero Longitudinal		Acero Transversal
	Cara Lateral	Cara Inferior	Separación (cm)
	3 Barras	3 Barras	15 a 20
Observación			
Se observa una separación de estribos de aproximadamente 17 cm a lo largo de los primeros 120 cm de la viga desde la cara de la columna			

CAPÍTULO V

SELECCIÓN DEL NIVEL DE DISEÑO Y FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA (R)

5.1. Selección del nivel de Diseño

Para la selección del Nivel de Diseño de una edificación construida se debe verificar los requisitos establecido en la NVF 1753-06 “Proyectos y construcción de obras en concreto estructural”.

En el Capítulo 18 de esta norma establecen los criterios para el diseño y la construcción de estructuras de concreto armado de acuerdo a su nivel de diseño.

La norma establece que los miembros de la edificación que forman parte del sistema resistente a sismo deberán cumplir además del artículo 18.2 con los 18.3 a 18.6 si fuese ND3.

Hay que tomar en cuenta que para el caso de estudio solo se verificarán los requisitos geométricos ya que no se dispone de la información de las barras de acero y de las cargas con las cuales fue diseñada la estructura, esto indica que solo se verificaron algunos apartados de los artículos 18.3, 18.4 y 18.5 que corresponden a los elementos vigas, columnas y nodos respectivamente, además hay que acotar que el estudio se basa en verificar los elementos ubicados en el primer nivel como evaluación preliminar ya que, debido a que es el nivel que se encuentra más cargado, presenta mayor vulnerabilidad a fallar.

Según lo expuesto anteriormente se procede, a la verificación del cumplimiento de ND3 de la estructura.

**Artículo 18.3 nivel de diseño ND3. Miembros solicitados a flexión:
vigas**

- 18.3.2.b.1: “ La luz libre L_n , debe ser por lo menos cuatro veces su altura total” . (ver figura 36)

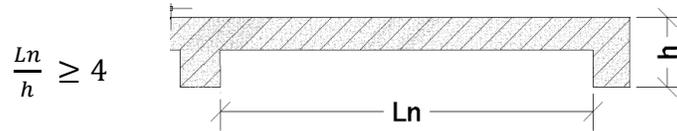


Figura36. Esquema Art. 18.3.2.b.1 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014.

- 18.3.2.b.3 : “La anchura mínima es de 25 cm”. (ver figura 37)

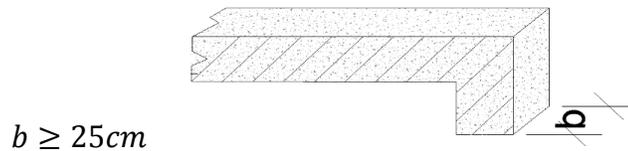


Figura37. Esquema Art. 18.3.2.b.3 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014.

- 18.3.2.b.4 : “ La anchura máxima no debe exceder la anchura del miembro que le sirve de soporte, medido de un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia a cada lado, no superior al 75% de la altura total de la viga”. (ver figura 38)

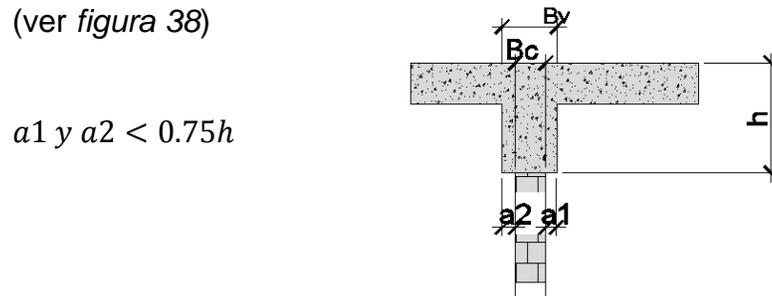


Figura38. Esquema Art. 18.3.2.b.4 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014.

➤ 18.3.4: “ El acero de refuerzo transversal en forma de estribos cerrados debe confinarse en las siguientes zonas :

- A. La porción comprendida entre la cara de apoyo y una distancia igual a L_{cf} , en ambos extremos del vano.
- B. Una distancia igual a la L_{cf} , a cada lado de la sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión, a consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos de la estructura.”

La longitud de confinamiento L_{cf} se calcula según la *tabla 17*:

Tabla 17. Longitud de confinamiento, L_{cf} . Fuente: FONDONORMA 1753-2006.

L_n/h	L_{cf}
≤ 4	h
$4 < L_n/h \leq 10$	$\frac{h}{6} \left(\frac{L_n}{h} + 2 \right)$
> 10	$2h$

Por otra parte la misma sección determina que:

“En zonas confinadas, los estribos deben ser cerrados y su separación s , no debe exceder el menor de los siguientes valores:

1. $d/4$
2. 30 cm

En las zonas no confinadas, y a menos que el diseño de corte sea más exigente, se colocara acero de refuerzo transversal mínimo con una separación no mayor que $0.5 d''$

Nota: este último artículo será chequeado solo para aquellas vigas que fueron revisadas por el Ferroscaan.

A continuación se presentan las tablas de verificación de cumplimiento de los artículos mencionados anteriormente. Las *tablas 18 y 19* corresponden a la verificación de las secciones 18.3.2 de los módulos A y C respectivamente y la *tabla 20* la verificación del artículo 18.3.4 para aquellas vigas que fueron escaneadas por el Ferroscaan.

En donde,

b: ancho de la viga

h: altura de la viga

Ln: luz libre

Lcf: longitud de confinamiento

S: separación de los estribos

Tabla 18. Resumen del chequeo nivel de deseno ND3 en vigas. Modulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

Módulo A	Datos				Capítulo		
Viga	Tramo	B (cm)	H (cm)	Ln (m)	18.3.2.b.1	18.3.2.b.3	18.3.2.b.4
V-1	B-C	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple	cumple, no existe ninguna viga con anchura mayor al de la columna
	C-D	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple	
	D-E	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple	
	E-F	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple	
	F-G	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple	
V-4	C-D	40.0	70.0	5.4	cumple	cumple	
	D-E	40.0	70.0	5.4	cumple	cumple	
V-6	B-C	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple	
	C-D	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple	

	D-E	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple
	E-F	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple
	F-G	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple
V-A	1-2	40.0	70.0	2.6	no cumple*	cumple
	2-3	40.0	70.0	2.6	no cumple*	cumple
	3-4	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple
	4-5	40.0	70.0	2.6	no cumple*	cumple
	5-6	40.0	70.0	2.6	no cumple*	cumple
V-B	4-6	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple
V-C	4-6	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple
V-D	4-6	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple
V-F	1-2	40.0	70.0	2.6	no cumple*	cumple
	2-3	40.0	70.0	2.6	no cumple*	cumple
	3-4	40.0	70.0	5.6	cumple	cumple
	4-5	40.0	70.0	2.6	no cumple*	cumple
	5-6	40.0	70.0	2.6	no cumple*	cumple

*El incumplimiento de esta sección solo indica que esta no debe ser diseñada como viga sino dintel (capítulo 14) más no indica que no pueda ser ND3, además por ser un elemento perimetral y que la diferencia son de 0.2m de longitud se seguirá considerando como viga.

Tabla 19. Resumen del chequeo nivel de deseno ND3 en vigas. Modulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.

Módulo C	Datos				Capítulo		
	Viga	Tramo	B (cm)	H (cm)	Ln (m)	18.3.2.b.1	18.3.2.b.3
V-7	C-D	35.0	65.0	5.40	cumple	cumple	cumple, no existe ninguna viga con anchura mayor al de la columna
	D-E	35.0	65.0	5.50	cumple	cumple	
	E-E'	60.0	30.0	2.30	cumple	cumple	
V-8	C-D	35.0	65.0	5.40	cumple	cumple	
	D-E	35.0	65.0	5.50	cumple	cumple	
	E-E'	60.0	30.0	2.30	cumple	cumple	
V-C	7-8	40.0	80.0	7.70	cumple	cumple	
V-D	7-8	50.0	80.0	7.50	cumple	cumple	
V-E	7-8	50.0	80.0	7.50	cumple	cumple	
V-E'	7-8	40.0	60.0	7.90	cumple	cumple	

Tabla 20. Resumen de las vigas a ser chequeada por el artículo 18.3.4. Fuente: elaboración propia, 2014.

Artículo 18.3.4 Para los elementos analizados por el Ferrosacan										
Viga	Tramo	Datos			18.3.4			en sitio		condición
		B (cm)	H (cm)	Ln (m)	Ln/h	lcf (cm)	s	lcf (cm)	S	
V-E	7-8	50.0	80.0	7.50	9.38	152	18.75	155	17	cumple
V-8	D-E	35.0	65.0	5.45	8.38	112.5	15	135	15	cumple

Artículo 18.4 Nivel de diseño ND3. Miembros solicitados a flexión y carga axial: columnas

- 18.4.2.a : “ La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por el centro geométrico, no sea menor a 30 cm.”
- 18.4.2.b : “ La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0,4” (ver figura 39)

$$B_m \text{ y } B_M \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{B_m}{B_M} \geq 0.4$$

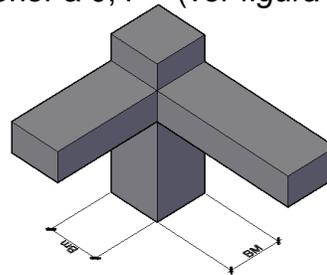


Figura39. Esquema Art. 18.4 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014.

- 18.4.5: “Diseño del refuerzo transversal: el acero de refuerzo transversal se dispondrá a lo largo de la longitud Lo, medida desde cada cara del nodo y a ambos lados de cualquier sección en donde se considere probable que ocurra la

cedencia por flexión, a consecuencia de los desplazamientos laterales. La longitud L_o , será la mayor de :

- A. La mayor dimensión de la sección transversal del miembro
- B. 1/6 de la altura libre del miembro
- C. 45 cm

En la dirección del acero de refuerzo longitudinal, las ligaduras cerradas quedaran separadas a una distancia no mayor que:

- 1. 1/4 de menor dimensión del miembro
- 2. $s_x = 10 + \frac{35-hx}{3}$ donde hx es la distancia entre cada ligadura cerrada y no es mayor que 35.
- 3. 15 cm, en la zona fuera de confinamiento.

Nota: este último artículo solo serán chequeadas por aquellas columnas que fueron analizadas por el Ferroscañ

A continuación se presentan las tablas de verificación de cumplimiento de los artículos mencionados anteriormente. *Las tablas 21 y 22* corresponde a la verificación del artículo 18.4.2 de los módulos A y C respectivamente y la *tabla 23* corresponde a la verificación del artículo 18.4.5 de los elementos escaneados por el detector de refuerzo del concreto.

En donde,

BM y bm: diámetro o ancho de la columna en las dos direcciones perpendiculares

H: altura de la columna

L_o : longitud de confinamiento

S: separación de los estribos. (Zona cf: zona confinada y zona n/c: zona no confinada)

Tabla 21. Resumen chequeo ND3, en columnas modulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.

Módulo A	Datos			Condición	
	Columna	BM (m)	bm (m)	H (m)	18.4.2.a
B1	0.4	0.4	3.6	cumple	cumple
B2	0.4	0.4	3.6	cumple	cumple
B3	0.4	0.6	3.6	cumple	cumple
B4	0.4	0.6	3.6	cumple	cumple
B5	0.4	0.4	3.6	cumple	cumple
B6	0.4	0.4	3.6	cumple	cumple
C1	0.7	0.4	3.6	cumple	cumple
C3	0.7	0.7	3.6	cumple	cumple
C4	0.7	0.7	3.6	cumple	cumple
C6	0.7	0.4	3.6	cumple	cumple
D1	0.7	0.4	3.6	cumple	cumple
D3	0.7	0.7	3.6	cumple	cumple
D4	0.7	0.7	3.6	cumple	cumple
D6	0.7	0.4	3.6	cumple	cumple
E1	0.7	0.4	3.6	cumple	cumple
E3	0.7	0.7	3.6	cumple	cumple
E4	0.7	0.7	3.6	cumple	cumple
E6	0.7	0.4	3.6	cumple	cumple
F1	0.7	0.4	3.6	cumple	cumple
F3	0.7	0.7	3.6	cumple	cumple
F4	0.7	0.7	3.6	cumple	cumple
F6	0.7	0.4	3.6	cumple	cumple
G1	0.4	0.4	3.6	cumple	cumple
G2	0.4	0.4	3.6	cumple	cumple
G3	0.4	0.6	3.6	cumple	cumple
G4	0.4	0.6	3.6	cumple	cumple
G5	0.4	0.4	3.6	cumple	cumple
G6	0.4	0.4	3.6	cumple	cumple

Tabla 22. Resumen de chequeo ND3 en columnas, modulo c. Fuente: elaboración propia, 2014.

Módulo C	Datos			Condición	
	Columna	BM (m)	bm (m)	H (m)	18.4.2.a
C7	0.60	0.50	3.60	cumple	cumple
C8	0.60	0.50	3.60	cumple	cumple

D7	0.50	0.60	3.60	cumple	cumple
D8	0.50	0.60	3.60	cumple	cumple
E7	0.50	0.60	3.60	cumple	cumple
E8	0.50	0.60	3.60	cumple	cumple
7	0.60	0.40	3.60	cumple	cumple
8	0.60	0.40	3.60	cumple	cumple
Mini-columna de escaleras	0.25	0.25	1.60	no cumple	cumple

Tabla 23. Resumen de las columnas a ser chequeados por el artículo 18.4.5. Fuente: elaboración propia, 2014.

Columna	Datos			18.4.5			En sitio			condición
	BM (m)	bm (m)	Hn (m)	Lo (m)	s (zona cf) (m)	s (zona n/c)(m)	lo (m)	s (zona cf) (m)	s (zona n/c)(m)	
E1	0.70	0.40	3.60	0.70	0.10	0.15	0.75	0.10	0.20	no cumple s en zona n/c
B4	0.40	0.60	3.60	0.60	0.10	0.15	0.75	0.10	0.20	no cumple s en zona n/c
C3	0.70	0.70	3.60	0.70	0.08	0.08	no se observó	0.08	0.08	cumple
E8	0.50	0.60	3.60	0.60	0.13	0.15	0.75	0.10	0.20	no cumple s en zona n/c
Mini-columna escaleras	0.25	0.25	1.60	0.45	0.06	0.15	no se observo	0.12	0.12	no cumple s en zona c

Artículo 18.5 nivel de diseño ND3. Nodos

Este artículo solo se hará chequeo geométrico única y exclusivamente aquel nodo que fue escaneado con el Ferrosan.

- 18.5.3: “ acero de refuerzo trasversal por confinamiento en los nodos”:

El acero transversal especificado en la sección 18.4.5 se colocará dentro del nodo, a menos que el mismo este confinado. En este caso, se permite reducir la cantidad del acero de refuerzo trasversal al 50% de lo exigido por las secciones 18.4.1 y 18.4.2, el cual será detallado según la sección 18.4.5 en una altura igual a la menor altura de las vigas concurrentes y con una separación no mayor de 15 cm”

Según el artículo 18.5.1 de la misma norma expresa: “un nodo se considera confinado, cuando en todas sus caras llegan miembros confinantes. Un miembro se considera confinante cuando cubre al menos $\frac{3}{4}$ partes de la cara del nodo”. (ver tabla 24)

$$A1 \geq \frac{3}{4} * A2$$

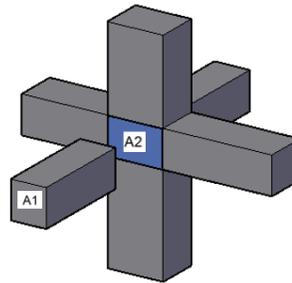


Figura40. Esquema Art. 18.5 NVF 1756-06. Fuente: elaboración propia, 2014.

Tabla 24. Resumen de la columna a ser chequeada por el artículo 18.5.3. Fuente: elaboración propia, 2014.

Artículo 18.5.3. Nodo analizado por el Ferroscaan			
Nodo	Tipo	Observación	Condición
C4	no confinada	no se observó acero trasversal	no cumple

De las tablas anteriores (de la 18 hasta la 24) se observa que los requisitos geométricos de viga si cumplen con lo establecido en su correspondiente artículo. Las columnas cumplen con los requisitos básicos en cuanto a su geometría, sin embargo no ocurre lo mismo al analizar los requisitos del armado del acero transversal, y con respecto al nodo tampoco satisface los requisitos mínimos exigidos por la norma para ser ND3, razón por la cual se procede a revisarlos las disposiciones establecidas desde el artículo 18.7 hasta el 18.9 que corresponden a la revisión de la estructura si fuera ND2.

Artículo 18.7 Nivel de diseño ND2. Miembros solicitados a flexión: vigas

- 18.7.2: “requisitos: rigen las disposiciones de la sección 18.3.2 (citada anteriormente en ND3)”

Los resultados pueden ser chequeados en la tabla 18 “resumen del chequeo de ND3 en vigas, modulo A” y en la tabla 19 “resumen del chequeo de ND3 en vigas, modulo C”.

De acuerdo a estas tablas, las vigas **cumplen** con los requisitos geométricos establecidos para ser consideradas dentro de un ND2.

- 18.7.4: “Diseño de refuerzo de confinamiento: las zonas confinadas se definen en la sección 18.3.4 (citada anteriormente en ND3)”

De los resultados obtenidos en la tabla 20 “Resumen de las vigas a ser chequeados por el artículo 18.3.4” indica que las vigas **cumplen** con las condiciones de este artículo.

- 18.7.5.1: “ Acero de refuerzo transversal: “ a menos que los resultados de la sección 18.7.5 (diseño por corte) resulten más exigentes, se colocara refuerzo transversal mínimo con arreglo a la sección 18.3.4 (citada anteriormente en ND3)”

Según la *tabla 20* la disposición de los aceros transversales **cumple** con los requisitos exigidos en la norma.

Artículo 18.8 nivel de diseño ND2. Miembros solicitados a flexión y carga axial: columnas

- 18.8.1: “ Rigen los requisitos de la sección 18.4.2 (citada anteriormente en ND3)”

Según los resultados de la tabla 21 “resumen de chequeo ND3 en columnas, modulo A” y la tabla 22 “resumen de chequeo ND3 en columnas, modulo C” todas las columnas **cumplen** los requisitos del artículo, exceptuando las columnas de soporte de la escalera la cual incumple con la dimensión mínima de 30cm, sin embargo este es un problema muy puntual el cual no se considera un inconveniente que logre descartar el ND2.

- 18.8.5: “Diseño del refuerzo de confinamiento: a menos que el diseño por corte según la sección 18.8.6 requiera mayor cantidad, se colocará el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las subsecciones 18.4.5.1 y 18.4.5.4 (citadas anteriormente en ND3)”.

“La longitud confinada se regirá por la sección 18.4.5” (citada anteriormente en ND3).

“En la dirección del acero longitudinal las ligaduras cerradas, quedaran separadas a una distancia que no exceda:

- a. 15 cm.
- b. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro”.

En la zona no confinada, no excederá el menor de los dos valores siguientes:

1. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
2. 20 cm”.

Se muestra a continuación en la *tabla 25*, el resumen del cumplimiento del artículo 18.8.5

Tabla 25. Resumen de las columnas a ser chequeadas por el artículo 18.4.5. Fuente: elaboración propia, 2014.

Artículo 18.8.5 para los elementos analizados por el Ferrosan										
Columna	Datos			18.8.5			En sitio			Condición
	BM (m)	bm (m)	Hn (m)	lc (m)	s (zona cf) (m)	s (zona n/c)(m)	lc (m)	s (zona cf) (m)	s (zona n/c)(m)	
E1	0.7	0.4	3.6	0.7	0.1	0.20	0.75	0.1	0.2	cumple
B4	0.4	0.6	3.6	0.6	0.1	0.20	0.75	0.1	0.2	cumple
C3	0.7	0.7	3.6	0.7	0.075	0.08	no se observó	0.08	0.08	cumple
E8	0.50	0.60	3.60	0.6	0.125	0.20	0.75	0.10	0.20	cumple
Mini-columna de escaleras	0.25	0.25	1.60	0.45	0.0625	0.20	no se observó	0.12	0.12	cumple

Artículo 18.9 nivel de diseño ND2. Nodos

Los requerimientos geométricos este artículo se regirán por las disposiciones de la sección 18.5.3 expuesto anteriormente en ND3. Esto quiere decir según la *tabla 24* que el nodo escaneado **No cumple** con el ND2.

5.1.1. Revisión de la norma COVENIN 1753-1987

Los planos de arquitectura que se lograron conservar, datan del año 1986, sin embargo, estos no coinciden con las estructuras encontradas en sitio por lo que se estima que posteriormente se hicieron una serie de correcciones que pudieron extender el tiempo de diseño, por lo que se supone que el análisis y calculo estructural podrían haberse realizado con la NVC 1753-87 razón por la que realizamos el siguiente análisis, que se basa en examinar los elementos que no cumplieron con las disposiciones de la NVF 1753-06.

Artículo 18.2 (NVC 1753-87) Miembros sometidos a Flexión (Vigas):

- 18.2.1: Esta sección es equivalente a la subsección 18.3.2.b.1 de la NVF 1753-06, la cual describe en su alcance que la luz libre del elemento debe de ser por lo menos cuatro veces la longitud de su altura útil, de lo cual resulta lo planteado en la *tabla 26*.

Tabla 26. Resumen de Vigas chequeadas por Artículo 18.2.1. Fuente: elaboración propia, 2014.

Módulo A	Datos					Artículo
Viga	Tramo	B (cm)	H (cm)	Ln (m)	rc (cm)	18.2.1
V-A	1-2	40,0	70,0	2,6	5	Cumple
	2-3	40,0	70,0	2,6	5	Cumple
	4-5	40,0	70,0	2,6	5	cumple
	5-6	40,0	70,0	2,6	5	cumple
V-F	1-2	40,0	70,0	2,6	5	cumple

	2-3	40,0	70,0	2,6	5	cumple
	4-5	40,0	70,0	2,6	5	cumple
	5-6	40,0	70,0	2,6	5	cumple

Artículo 18.3 (NVC 1753-87) Miembros sometidos a Flexión y Carga Axial (Columnas):

- 18.3.1.a: Este artículo es equivalente a la subsección 18.4.2.a de la NVF 1753-06, la cual describe “La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor que 30 cm”. Lo descrito este artículo es exactamente igual a su equivalente en la NVF 1753-06, por lo tanto el elemento llamado “Mini-columnas” que no cumplió los requisitos establecidos en el artículo ya mencionado tampoco satisface el requerimiento descrito en el presente artículo.

- 18.3.4.2.1: Este artículo es equivalente al artículo 18.4.5 de la NVF 1753-06 en cuanto a la longitud de confinamiento: “El refuerzo transversal especificado en la sección 18.3.4.3 deberá colocarse en los extremos de la columna en una longitud por lo menos igual al mayor de los siguientes valores:
 - La mayor dimensión de la sección transversal.
 - 1/6 de la altura libre del miembro.
 - 45 cm.”

Se puede observar que las disposiciones de este artículo son exactamente iguales a las de su equivalente en la NVF 1753-06, por lo tanto el cumplimiento o no de los elementos de este artículo se mantiene.

- 18.3.4.4: Este artículo es equivalente a la sección 18.4.5 de la NVF 1753-06 en cuanto a las separaciones máximas de la armadura de refuerzo transversal, y cita: “La separación de las armaduras de refuerzo transversal en la dirección del eje del miembro no será mayor que el menor de los siguientes valores:
 - a. $\frac{1}{4}$ de la menor dimensión del miembro.
 - b. 10 cm.”

Cabe destacar que el presente artículo no especifica en ningún momento la separación de la armadura transversal en las zonas no confinadas del miembro, en la subsección 18.3.4.2.1 se especifica que las separaciones máximas de la subsección 18.3.4.4 se aplican para las zonas confinadas (ver *tabla 27*).

Tabla 27. Resumen de las columnas a ser chequeadas por el artículo 18.3.4.2.1 y 18.3.4.4. Fuente: elaboración propia, 2014.

Columna	Datos			18.3.4.2.1 y 18.3.4.4			En sitio			Condición
	BM (m)	bm (m)	Hn (m)	Lo (m)	s (zona cf) (m)	s (zona n/c)(m)	lo (m)	s (zona cf) (m)	s (zona n/c)(m)	
E1	0,7	0,4	3.60	0.70	0,1	-	0,75	0,1	0,2	cumple
B4	0,4	0,6	3.60	0.60	0,1	-	0,75	0,1	0,2	cumple
C3	0,7	0,7	3.60	0.70	0,1	-	no se observó	0,08	0,08	cumple
E8	0,5	0,6	3.60	0.60	0,1	-	0,75	0,1	0,2	cumple
Mini-columna de escaleras	0,25	0,25	1.60	0.45	0,0625	-	no se observó	0,12	0,12	no cumple en zona n/c

Artículo 18.4 (COVENIN 1753-1987) Juntas Viga-Columna: El presente artículo representa el equivalente al artículo 18.5 de la norma NVF 1753-06, en el cual se prescriben las siguientes subsecciones:

- 18.4.2.1: Dentro de la junta deberá disponerse el refuerzo transversal que se especifica en la sección 18.3.4, salvo que la junta esté confinada por elementos estructurales en la forma especificada en la subsección 18.4.2.2.
- 18.4.2.2: En juntas que estén confinadas por vigas concurrentes en sus cuatro lados y donde el ancho de cada una sea por lo menos igual al 75% del ancho de la columna, se permite reducir la cantidad de refuerzo al 50% del exigido en la sección 18.3.4, en una longitud igual a la menor altura de las vigas concurrentes y con una separación no mayor de 15 cm.

Visto lo anterior, y recordando que no se presenta acero de refuerzo transversal en la junta, entonces se mantiene el resultado de la comparación ya realizada, es decir, la distribución de acero de refuerzo transversal en la junta **no cumple** con las disposiciones del artículo 18.4 de la norma NVC 1753-87.

Según lo expuesto anteriormente podemos inferir lo siguiente:

Las estructuras en estudio no son ND3 debido al incumplimiento de los artículos 18.4.5 y 18.5.3 de la NVC 1756-06, por lo que se procedió a la revisión del ND2 la cual indicó que tampoco cumple los requisitos de nodo exigidos en la norma por lo que este debería resultar ser ND1, sin embargo, tomando en cuenta que de los aspectos revisados solo se incumplen los del nodo y el acero transversal de algunas de las columnas, y considerando que estos últimos si cumplen para la NVC 1756-87, se establece por lo tanto un ND2 para el análisis de las estructuras.

5.2. Selección de factor de Reducción de Respuesta

La selección del Factor de Reducción de Respuesta (R) se rige según la tabla 6.4 de la NVC 1756-01, la cual establece un valor de R para cada tipo de estructura y nivel de diseño referido a estructuras nuevas, sin embargo para este caso en particular se tomara como referencia lo indicado en dicha norma.

Del artículo 6.3.1 “Tipos de sistemas estructurales resistentes a sismo”, se establece que las edificaciones en estudio son de tipo I: “Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos”.

Al entrar a la *tabla 28*, con el nivel de diseño ND2 y una estructura tipo I se deriva que el valor máximo del factor R es igual a 4.

Tabla 28. Tabla 6.4 “factor de reducción de respuesta”. Fuente: NVC 1756-01

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS SÍSMICO

6.1. Análisis de cargas

Para realizar el análisis de cargas de la estructura se tomaron en cuenta los criterios de los capítulos 4 “Acciones Permanentes” y 5 “Acciones variables” especificadas en la NVC 2002-88 “Criterios y Acciones mínimas para el Proyecto de edificaciones”.

Las cargas distribuidas en las losas se transmiten hacia las vigas teniendo en cuenta que las losas son nervadas armadas en una dirección, cuyos nervios se distribuyen paralelos a la dirección Y. Las cargas de las paredes se consideran como cargas lineales que van apoyadas directamente en las vigas.

6.1.1. Acciones permanentes

Para el cálculo de las acciones permanentes se utilizaron los pesos de los materiales y elementos constructivos establecidos en los artículos 4.3 y 4.4 de la norma mencionada anteriormente.

El cálculo del peso de la losa reticular y nervada se realizó de la siguiente manera:

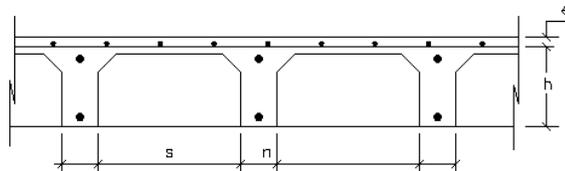


Figura41. Losa nervada tipo. Fuente elaboración propia, 2014

$$\text{Losa reticular: } P = ((n+s)*(n+s)*(h+e)-(s*h))*2500 \quad (\text{ver figura 41})$$

En nuestro caso $n=0.15\text{m}$, $s=0.75\text{m}$, $h=0.25\text{m}$ y $e=0.05\text{m}$, por lo tanto el peso de la losa reticular es

$$P = (0.9 \cdot 0.9 \cdot 0.3) - (0.75 \cdot 0.75 \cdot 0.25) \cdot 2500 = 260\text{kg/cm}^2$$

Losa nervada: N° de nervios en un metro $\cdot h \cdot n \cdot 2500 + e \cdot 2500$ (ver *figura 41*)

En nuestro caso $h=0.25\text{m}$, $n=0.15\text{ cm}$, $e=0.05\text{m}$, y 1,5 nervios en un metro

Por lo que el peso de la losa nervada es

$$P = 1.5 \cdot 0.25 \cdot 0.15 \cdot 2500 + 0.05 \cdot 2500 = 270\text{kg/m}^2$$

A continuación, en las *tablas 29 y 30*, se presentan las acciones permanentes utilizadas en el análisis estructural para el módulo A y C respectivamente.

Módulo A

Tabla 29. Cargas permanentes para el análisis del módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.

Ambiente	Elemento	Carga (Kgf/m ²)
Mz	Losa reticular de 30 cm de espesor	260
	Acabado superior de 5 cm de espesor de granito	100
	Tabiquería	150
	Carga Permanente Total	510
P1 a P4	Losa Nervada de 30 cm de espesor aligerada con anime.	270
	Acabado inferior mortero de cemento de 2 cm de espesor	43
	Acabado superior de 5 cm de espesor de granito	100
	Tabiquería	150
	Carga Permanente Total	563
techo	Losa Nervada de 30 cm de espesor	270
	Acabado inferior mortero de cemento de 2 cm de espesor	43
	Manto Asfáltico 2 capas 4 mm	10
	Mortero para pendiente 4 cm	86
	Carga Permanente Total	409

Módulo C

Tabla 30. Cargas permanentes para el análisis del módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.

Ambiente	Elemento	Carga (Kgf/m ²)
Mz a P4	Losa Nervada de 30 cm de espesor	270
	Acabado inferior mortero de cemento de 2 cm de espesor	43
	Acabado superior de 5 cm de espesor de granito	100
	Tabiquería	150
	Carga Permanente Total	563
Techo	Losa Nervada de 30 cm de espesor	270
	Acabado inferior mortero de cemento de 2 cm de espesor	43
	Manto Asfáltico 2 capas 4 mm	10
	Mortero para pendiente 4 cm	86
	Carga Permanente Total	409
Escaleras	Acabado inferior mortero de cemento de 5 cm de espesor	108
	Acabado inferior mortero de cemento de 2 cm de espesor	43
	Carga Permanente Total	151

Adicionalmente se consideró para ambas estructuras una carga de tabiquería en las vigas de fachada de 230 Kgf/m².

6.1.2. Acciones variables

Para el cálculo de las acciones variables se utilizó de referencia la tabla 5.1 “Mínimas Cargas distribuidas Variables Sobre Entrepisos Kg/m²” de la norma.

De la edificación en estudio se consideraron las cargas variables observadas en la *tabla 31*:

Tabla 31. Cargas variables para el análisis del módulo A y C. Fuente: elaboración propia, 2014

USO	Carga variable (Kgf/m ²)	
	Módulo A	Módulo C
Oficinas de inst educacionesles (mz a P4)	300	–
Techo	100	–
Área pública (Mz a P4)	–	400
Escaleras	–	500
Techo y SM	–	100

6.2. Espectro de diseño

Para establecer el espectro de diseño correspondiente a la estructura en estudio se aplica la NVF 1756-01 “Edificaciones Sismorresistentes”.

En el capítulo 4 de dicha norma se ha dividido el país en ocho zonas sísmicas, y según la tabla 4.2 “Zonificación sísmica de Venezuela”, el municipio Libertador de Caracas - Distrito Capital, localidad donde está ubicada la Universidad Pedagógica Experimental Libertador, corresponde a una zona 5, es decir, está sujeta a un peligro sísmico elevado y a un coeficiente de aceleración horizontal (A₀) de 0.30.

En el capítulo 6 de la misma norma, se clasifican las estructuras según el uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural, donde se identificó la estructura dentro del grupo B2 la cual establece:

“Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como:

- Viviendas.
- Edificaciones de apartamentos, de oficinas u hoteles.
- Bancos, restaurantes, cines y teatros.
- Almacenes y depósitos
- Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.”

Según la tabla 6.1 del mismo capítulo para una estructura B2 le corresponde a un factor de importancia α de 1,00.

Es importante acotar que los edificios A y C se destinaran a oficinas, pero por estar dentro de los terrenos de la UPEL se podría considerar un valor de α de 1,30, sin embargo, se fijó el valor de 1,00 por ser la condición menos crítica al momento de calcular la aceleración espectral ya que esta es directamente proporcional a este factor.

Continuando con la aplicación de la Norma Sismoresistente para la construcción del espectro de diseño, se encuentra que en el capítulo 5 se consideran cuatro formas espectrales tipificadas (S1, S2, S3 y S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (φ), los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación.

El capítulo 7 “Coeficiente sísmico y espectros de diseño” de la norma utilizada, indica cómo construir el espectro de diseño. En el artículo 7.2

“Espectros de diseño” se explica que las ordenadas A_d de los espectros de diseño, quedan definidas en función de su período T , en la forma siguiente:

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (\text{Ec9})$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \quad (\text{Ec10})$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (\text{Ec11})$$

Donde:

A_d : Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α : Factor de importancia.

A_o : Coeficiente de aceleración horizontal.

φ : Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

β : Factor de magnificación promedio.

T_o : $0,25T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

T^* : Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T^+ \geq T_o$: Período característico de variación de respuesta dúctil (seg).

$$c = \sqrt[4]{R/\beta}$$

R: Factor de reducción de respuesta.

p: Exponente que define la rama descendente del espectro.

El valor de T^+ depende del factor de reducción de respuesta seleccionado, así como se muestra en la *tabla 32*:

Tabla 32. Valores de T^+ . Fuente: NVC 1756-01.

CASO	T^+ (seg)
R<5	0.1 (R-1)
R≥5	0.4

Los valores T^* , β , p , ϕ dependen de la forma espectral, así como se muestra en la *tabla 33*:

Tabla 33. Valores de T^* , β , p , ϕ . Fuente: COVENIN 1756-2001.

Perfil del Suelo	S1	S2	S3
β	2.40	2.60	2.80
T^*	0.40	0.70	1.00
T_0	0.10	0.175	0.25
p	1.00	1.00	1.00
ϕ	1.00	0.95	0.80

Con los parámetros escogidos anteriormente y basándose en las ecuaciones presentadas, se construyeron los espectros de diseño para las formas espectrales S1, S2 y S3 ya que no se dispone de un estudio de suelo. (Ver *figura 42*).

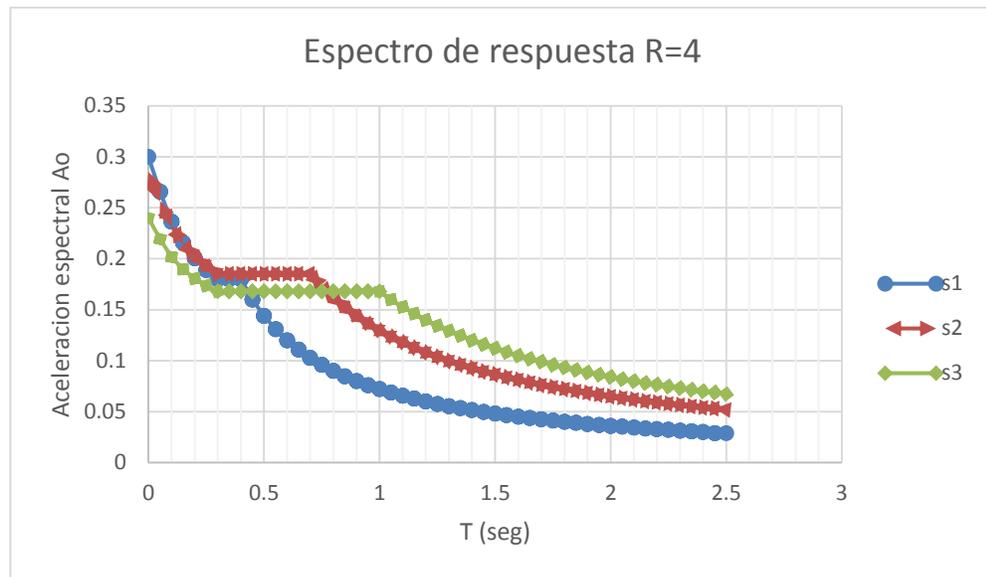


Figura42. Espectro de diseño para $R=4$. Fuente: elaboración propia, 2014.

Para establecer el perfil adecuado se interseca el periodo de la estructura con cada una de las gráficas y la que resulte más desfavorable, es decir, la que genere mayor aceleración espectral será el perfil a utilizar.

Más adelante en la sección 6.5 del presente Trabajo Especial de Grado se presentan los periodos de las estructuras, indicando que éstos son mayores a 0.8. Por lo dicho anteriormente, se estable un perfil geotécnico S3 la cual corresponde a un factor de corrección de aceleración horizontal ϕ de 0.80.

6.3. Combinaciones de carga

Las solicitaciones de los elementos y la demanda de la estructura se hallan mediante la aplicación de las combinaciones de carga que exige la NVF 1753-06 en su capítulo 9 y la NVF 1756-01 en su capítulo 8.

Las combinaciones a considerar son las siguientes:

$$U1=1,4 \text{ CP}$$

$$U2=1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV} + 0,5 \text{ CV}_t$$

$$U3=[1,2 + (0,2\alpha\phi\beta A_0)] \text{ CP} + \gamma \text{CV} \pm S_H$$

$$U4=[0,9 - (0,2\alpha\phi\beta A_0)] \text{ CP} \pm S_H$$

Donde:

CP: carga permanente

CV: carga variable

CV_t: carga variable de techo

Y: factor de combinación de solicitaciones debidas a las acciones variables (el artículo 9.3 de la NVF 1753-06 establece este valor igual 1.0, excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a viviendas, en cuyo caso se tomará como 0.5)

Adicionalmente se consideró la siguiente combinación de servicio:

$$\text{SERV} = \text{CP} \pm (0,2\alpha\phi\beta A_0)\text{CP} + \text{CV} + \text{CV}_t \pm S_H$$

El criterio utilizado para combinar las solicitaciones debido a la acción sísmica en las dos direcciones horizontales, es la indicada en artículo 8.6.1.a de la NVF 1756-01:

“La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección de sismo”.

$$\text{Es decir, } S_H = \sqrt{s_x^2 + s_y^2}$$

6.4. Modelos

Para el análisis estructural se utilizó el programa ETABS V9.7.2 en el que se elaboraron dos modelos matemáticos para cada una de las estructuras en estudio, considerando algunos parámetros iniciales supuestos para realizar el análisis ya que no se posee ningún tipo de información estructural, tales como: resistencias nominales del concreto y del acero.

$$\text{Peso unitario del concreto} = 2500 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Resistencia del concreto (f'c)} = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad del concreto (EC)} = 15100\sqrt{f'c} = 218820 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{Resistencia del acero longitudinal y transversal (Fy)} = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento de los elementos} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Factor de longitud de brazo rígido} = 1 \text{ para columnas y } 0.5 \text{ para vigas}$$

Adicionalmente se considera que las columnas están empotradas al suelo en la base y los diafragmas son rígidos.

6.4.1. Módulo A

Debido a que el módulo A solo se encuentran construidos dos pisos, los modelos propuestos para el modulo A se plantearon bajo la suposición de que esta quiera continuar su construcción según lo planteado originalmente tal como lo exige la UPEL, es decir, una edificación de 6 pisos.

6.4.1.1. Modelo 1

El modelo 1 del módulo A, está formado por los elementos estructurales vigas, columnas y losas, asumiendo la inercia gruesa de los elementos resistentes a fuerzas horizontales. Se considera la existencia de los niveles faltantes P2, P3, P4 Y TECHO de tal manera de considerar todas

las fuerzas y el peso de la estructura, asumiendo que la geometría de las columnas y vigas de los pisos faltantes son las mismas que las de P1.

En este modelo se consideran dos espectros de diseño, uno para $R=4$ que corresponde al nivel de diseño ND2 determinado en el capítulo 5 y el otro para $R=6$ que pertenece al nivel de diseño ND3 (*tabla 28*), la cual le correspondería a una estructura ubicada en una zona 5 con las características que posee la edificación en estudio, según las normativas vigente. (Ver *figura 43*).

6.4.1.2. Modelo 2

El modelo 2 del módulo A al igual que el modelo 1, está formado por los elementos estructurales vigas, columnas y losas, asumiendo la inercia gruesa de los elementos resistentes a fuerzas horizontales. Se tomará en cuenta de igual manera la existencia de los pisos faltantes, pero esta vez se asignará una geometría menor a las columnas del P3, P4 y TECHO.

Se considerara de la misma forma para este modelo $R=4$ y $R=6$.

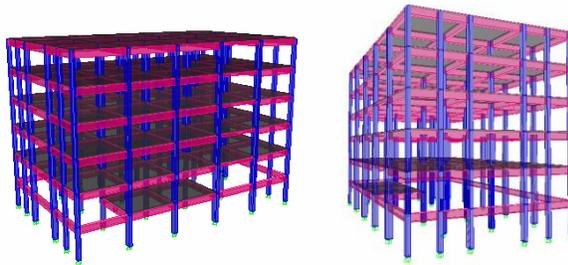


Figura43. Modelo en ETABS módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.

6.4.2. Módulo C

6.4.2.1. Modelo 1

El modelo 1 del módulo C, está formado por los elementos estructurales vigas, columnas y losas, asumiendo la inercia gruesa de los elementos resistentes a fuerzas horizontales. Se considera la existencia del

nivel faltante (sala de máquinas), de tal manera de considerar todas las fuerzas y el peso de la estructura.

Al igual que el módulo A se consideraran dos espectros de diseño, uno para $R=4$ que corresponde al nivel de diseño ND2 determinado en el capítulo 5 y el otro para $R=6$ que pertenece al nivel de diseño ND3 (*tabla 28*), la cual le correspondería a una estructura ubicada en una zona 5 con las características que posee la edificación en estudio, según las normativas vigentes. (Ver *figura 44*).



Figura 44. Modelo en ETABS módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.

6.4.2.2. Modelo 2

El modelo 2 del módulo C al igual que el modelo 1 está formado por los elementos vigas, columnas y losas, pero la inercia de los elementos estructurales que forman parte del sistema resistente a sismo, es decir, vigas y columnas son reducidas para que corresponda al estado de agrietamiento ante un evento sísmico. La reducción de la inercia de los elementos vigas y columnas será de 40% y 60% respectivamente (ver *tabla 1*).

De igual manera como en el modelo 1, el análisis se hará tanto para $R=4$ como para $R=6$

6.5. Chequeo del cortante basal

Según el artículo 9.4.6 “Control del cortante basal y valores de diseño”, de la NVC 1756-01, el corte basal V_o obtenido en el análisis deberá compararse con el calculado según la sección 9.3.1 con un periodo de $T=1.6T_a$ el cual se denota V_o^* y cuando V_o sea menor que V_o^* los valores para el periodo de diseño deberán multiplicarse por V_o^*/V_o .

De acuerdo al artículo 9.3.1 el cortante basal se determinará según la expresión

$$V_o = \mu A_d W \quad (\text{Ec12})$$

Donde,

A_d es la ordenada del espectro, para un periodo $T= 1.6T_a$

$$T_a = C_t^* H^{0.75} \quad (\text{periodo estimado, UBC}) \quad (\text{Ec13})$$

C_t es 0.07 para edificaciones de concreto armado

H es la altura de la edificación desde el último nivel hasta el primer nivel cuyos desplazamientos están restringidos

W es el peso total de la edificación

μ es el mayor de los valores entre

$$\mu = 1.4 \left(\frac{N + 9}{2N + 12} \right) \quad (\text{Ec14})$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T_*} - 1 \right) \quad (\text{Ec15})$$

Donde

N : número de niveles

T: período fundamental

T*: período dado en la tabla 33

A continuación se muestran las tablas del chequeo del corte basal.

6.5.1. Módulo A

En la *tabla 34* se muestran los parámetros requeridos para el cálculo del corte V_o^* , del módulo A.

Tabla 34. Parámetros para el chequeo del corte basal módulo A. fuente: elaboración propia, 2014

Modelo 1			Modelo 2		
Ct-X	0.07	adm	Ct-X	0.07	adm
Ct-Y	0.07	adm	Ct-Y	0.07	adm
Masa	319.30	ton.s2/m	Masa	312.17	ton.s2/m
W =	3132.37	ton	W =	3062.36	ton
h =	21.35	m	h =	21.35	m
N =	6	Niveles	N =	6	Niveles
Ta _x =	0.70	seg	Ta _x =	0.70	seg
Ta _y =	0.70	seg	Ta _y =	0.70	seg
1.6Ta _x =	1.11	seg	1.6Ta _x =	1.11	seg
1.6Ta _y =	1.11	seg	1.6Ta _y =	1.11	seg
T* =	1		T* =	1	
μ _x =	0.875		μ _x =	0.875	
μ _y =	0.875		μ _y =	0.875	

En la *tabla 35* se muestran los resultados de los cortes obtenidos por análisis y los cortes calculados con la ecuación 12. Se puede observar que los cortes V_o^* son menores que los obtenidos en el análisis de los modelos, por lo que en ningún caso del módulo A requiere corrección del corte Basal.

Tabla 35. Chequeo del corte basal módulo A. fuente: elaboración propia, 2014

	Modelo 1		Modelo 2	
	R4	R6	R4	R6
Vo_x (ton)	502.49	335.28	479.98	320.37
Vo_y (ton)	507.45	338.53	487.27	325.11
Ad_x (1/g)	0.151	0.1007	0.151	0.1007
Ad_y (1/g)	0.151	0.1007	0.151	0.1007
Vox* (ton)	413.927	275.952	404.676	269.784
Voy* (ton)	413.927	275.952	404.676	269.784
Vox*/Vo	0.824	0.823	0.843	0.842
Voy*/Vo	0.816	0.815	0.830	0.830

No requiere corrección

Requiere corrección

6.5.2. Módulo C

La tabla 36 presenta los parámetros a utilizar para el cálculo del corte Vo* en el módulo C. Estos valores son utilizados para ambos modelos propuestos, ya que estas poseen las mismas geometrías por lo que no afectan las variables a utilizar.

Tabla 36. Parámetros para el chequeo del corte basal módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.

Modelo 1 y 2		
Ct-X	0.07	adm
Ct-Y	0.07	adm
Masa	97.8	ton.s2/m
W =	959.39	ton
h =	24.15	m
N =	7	Niveles
Ta_x =	0.76	seg
Ta_y =	0.76	seg
1.6Ta_x =	1.22	seg
1.6Ta_y =	1.22	seg
T*	1	
μ_x =	0.862	
μ_y =	0.862	

En la *tabla 37* se muestran los resultados de los cortes obtenidos por análisis y los cortes calculados para el módulo C. Se observa que los cortes V_o^* en el modelo 1 son menores que los obtenidos en el análisis, en este caso no requiere de corrección del corte basal, mientras que en el modelo 2 sucede lo contrario por lo que si se realiza la corrección del corte basal, multiplicando el periodo de diseño por el valor V_o^*/V_o dado en la *tabla 37*.

Tabla 37. Chequeo del corte basal módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014

	Modelo 1		Modelo 2	
	R4	R6	R4	R6
V_{o_x} (ton)	135.85	90.95	108.77	72.65
V_{o_y} (ton)	136.39	91.24	101.23	67.62
Ad_x (1/g)	0.137	0.091	0.137	0.091
Ad_y (1/g)	0.137	0.091	0.137	0.091
V_{ox}^* (ton)	113.81	75.87	113.81	75.87
V_{oy}^* (ton)	113.81	75.87	113.81	75.87
V_{ox}^*/V_o	0.838	0.834	1.046	1.044
V_{oy}^*/V_o	0.834	0.832	1.124	1.122

No requiere corrección

Requiere corrección

6.6. Periodos y masas participativas

6.6.1. Módulo A (ver figura 45 y tabla 38)

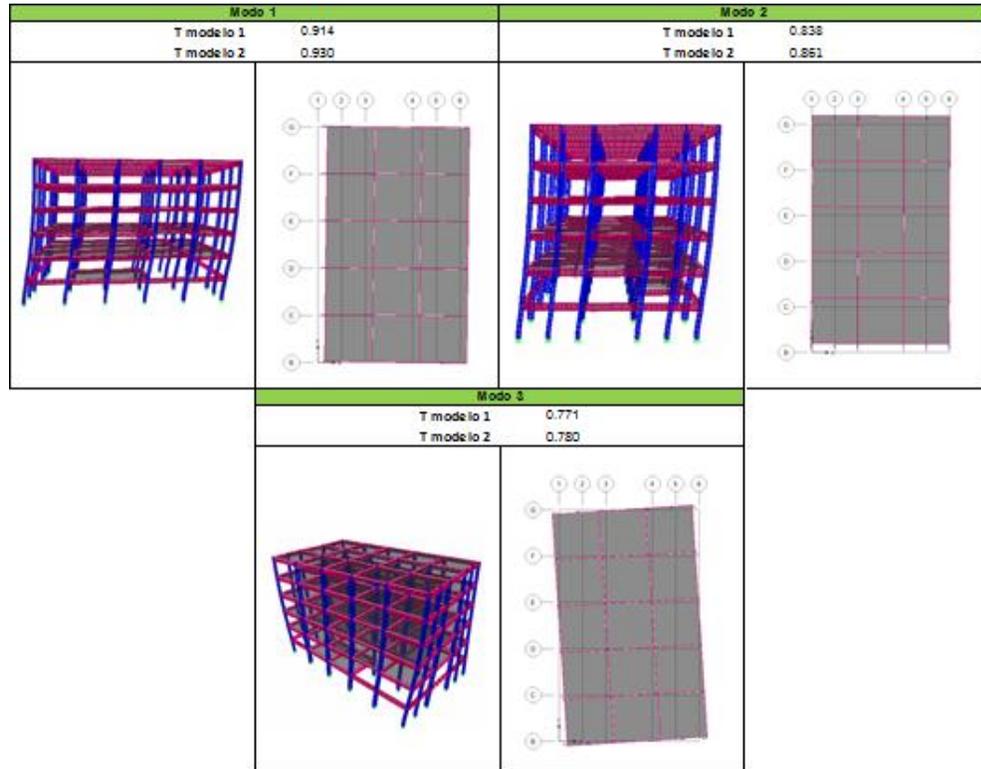


Figura 45. Modo de vibración 1, 2 y 3 módulo A modelo 1. fuente: elaboración propia, 2014.

Tabla 38. Períodos y participación de masa Módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

Módulo A										
modo	Períodos		Participación de Masa							
	modelo 1	modelo 2	modelo 1				modelo 2			
			%X	%Y	Σ%X	Σ%Y	%X	%Y	Σ%X	Σ%Y
1	0.914	0.930	0.01	91.80	0.01	91.80	0.01	89.97	0.01	89.97
2	0.838	0.861	90.12	0.02	90.13	91.82	88.15	0.010	88.16	89.99
3	0.771	0.780	1.30	0.08	91.42	91.89	0.74	0.05	88.90	90.04
4	0.266	0.302	0.00	5.16	91.42	97.05	0.00	6.58	88.90	96.62
5	0.249	0.288	5.55	0.00	96.97	97.05	7.69	0.00	96.59	96.62

En la *tabla 38* se aprecia que en el primer modelo se obtuvo un período de 0.914 seg mientras que en el modelo 2 se obtuvo un período de 0.930 seg, así mismo ocurre para el resto de los modos en donde el modelo 2 tiene mayor periodo que el modelo 1, lo que resulta lógico ya que el modelo 2 es una estructura menos rígida debido a la reducción de la geometría de las columnas.

Según lo obtenido en el capítulo 6.5, el período estimado dado por la norma venezolana es de 0.70 seg y el recomendado por el Consejo Internacional de Códigos, o ICC® por sus siglas en inglés, $T=N/10$ es de 0.60 seg. Ambos valores dan evidencia que el periodo fundamental del primer modo obtenido del modelo resulta alto a modo de comparación.

6.6.2. Módulo C (ver figura 46 y tabla 39)

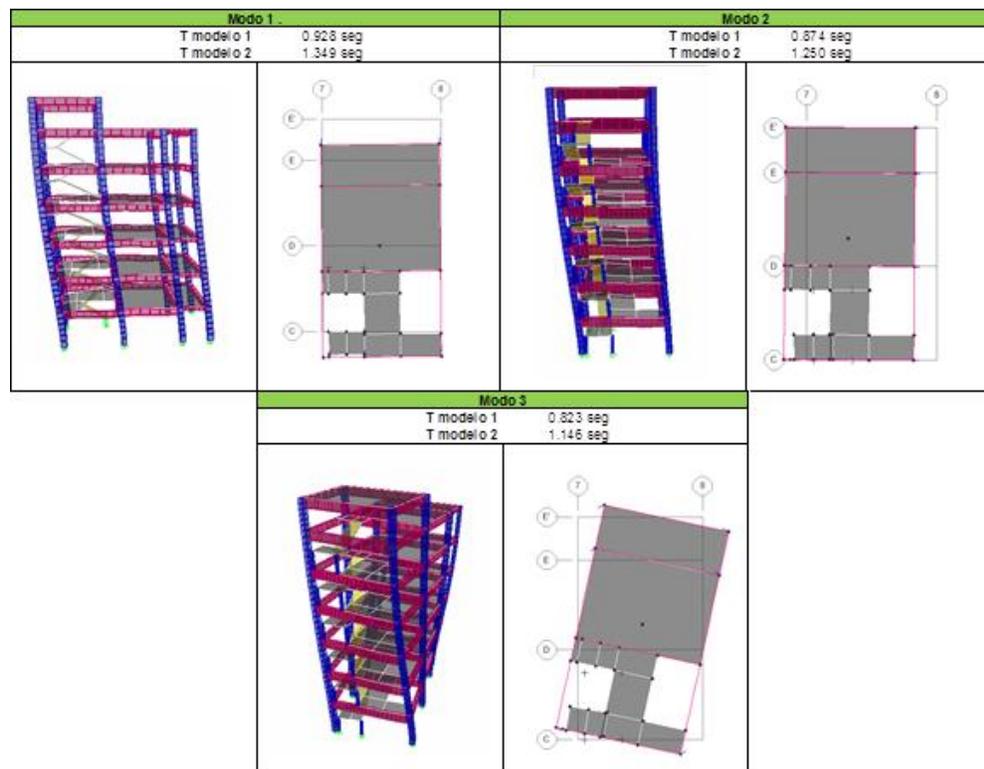


Figura46. Modo de vibración 1,2 y 3 módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014

Tabla 39. Periodos y participación de masa módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.

Módulo C										
Periodos			participación de masa							
modo	Periodos		modelo 1				modelo 2			
	modelo 1	modelo 2	%X	%Y	Σ%X	Σ%Y	%X	%Y	Σ%X	Σ%Y
1	0.93	1.35	0.01	80.99	0.01	80.99	0.01	80.42	0.01	80.42
2	0.87	1.25	80.37	0.01	80.38	81.00	80.12	0.01	80.13	80.43
3	0.82	1.15	0.34	0.12	80.72	81.12	0.25	0.04	80.38	80.47
4	0.30	0.43	0.00	10.73	80.72	91.85	0.00	10.69	80.38	91.15
5	0.28	0.40	10.78	0.00	91.50	91.85	10.88	0.00	91.26	91.16

Al igual que el módulo A, el periodo de la estructura es mucho mayor a lo estimado en este caso 0.76 seg. Comparando este resultado con lo recomendado por la ICC® de 0.70seg, se puede inferir que el periodo fundamental obtenido del modelo también resulta alto.

Además se observa en la *tabla 39* que los periodos del modelo 2 son mayores que el modelo 1, esto resulta debido que al considerar la estructura una sección agrietada, esta se vuelve más flexible.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentará de forma resumida y a través de tablas los resultados de los valores límites de desplazamiento, demanda y capacidad a flexión y corte obtenidos a partir del análisis sísmico de las estructuras en estudio.

Según el artículo 10.2 de la NVC 1756-01 los valores límites de los desplazamientos laterales totales de un nivel calculados en la siguiente ecuación, no exceda en ningún nivel los valores dados en la tabla 10.1 “valores límites”.

$$\frac{\dot{\Delta}_i}{h_i - h_o} \quad (\text{Ec16})$$

En donde

$\dot{\Delta}_i$: la deriva que se obtiene por la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos.

$$\dot{\Delta}_i = \Delta_i - \Delta_{i+1} \quad (\text{Ec17})$$

Δ_i : desplazamiento lateral total del nivel i.

$$\Delta_i = 0.8R\Delta_{ei}$$

Donde,

R: factor de reducción dado en artículo 6.4 de la misma norma.

Δ_{ei} : desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño.

Según la tabla 10.1 de la misma norma y considerando que los elementos no estructurales son susceptibles a sufrir danos por deformaciones de la estructura, para una edificación del grupo B2, el valor límite es de 0.018.

En cuanto a la demanda de la estructura se sumó la fuerza cortante de cada columna a nivel de planta baja dada por la envolvente de las combinaciones, en dirección X y en dirección Y.

La capacidad se obtuvo a través del diagrama de interacción, superpuesta por la curva de corte, para un mismo nivel de carga axial se obtiene un valor de momento y utilizando la ecuación de la figura 6, se logra conseguir la capacidad a corte de la columna.

A continuación se presentan los resultados de los modelos descritos en el capítulo VI, artículo 6.4.

Dado que el edificio del módulo A se está modelando mediante suposiciones de las geometrías de los pisos no construidos, solo se presentarán los valores límites de los desplazamientos laterales y relación demanda/capacidad a flexión.

7.1. Módulo A

7.1.1. Derivas

La siguiente tabla muestra los valores límites máximos $\frac{\delta_i}{h_i - h_o}$ de cada nivel, generados a partir de la componente horizontal del sismo aplicando el criterio de la raíz cuadrada para la combinación de las direcciones horizontales, es decir, $Sh = \sqrt{x^2 + y^2}$, ya que esta es la

componente que genera desplazamientos en la dirección horizontal. (Ver *tabla 40*)

Tabla 40. Derivas máximas módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014

Nivel	Modelo 1		Modelo 2	
	derivaX/ Δh	derivaY/ Δh	derivaX/ Δh	derivaY/ Δh
TECHO	0.0024		0.0031	
TECHO		0.0021		0.0027
P5	0.0043		0.0060	
P5		0.0041		0.0055
P3	0.0062		0.0084	
P3		0.0061		0.0081
P2	0.0079		0.0076	
P2		0.0083		0.0081
P1	0.0109		0.0105	
P1		0.0122		0.0118
MZ	0.0101		0.0097	
MZ		0.0102		0.0098
Deriva/ Δh máx.	0.0109	0.0122	0.0105	0.0118

Como se observa en la *tabla 40*, ninguno de los modelos superó el valor límite de 0.018 establecido por la norma, por tal motivo el control de desplazamientos cumple.

7.1.2. Chequeo a flexión

El chequeo de flexión se basará en la revisión de las cuantías requeridas en las columnas, según la cantidad de barras de acero encontradas en las columnas, según la cantidad de barras de acero encontradas con el Ferroskan, mostrados en el capítulo IV. Para aquellas columnas que no fueron escaneadas se asume una distribución de acero parecida a las columnas que si fueron chequeadas.

Según la sección 18.4.4 de la NVC 1753-06, ρ no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06

En la *tabla 41* muestra los resultados del porcentaje de acero (ρ) que requieren las columnas del primer nivel, obtenidos en el análisis mediante el uso del programa ETABS.

Sabiendo que $\rho = A_s / b.d$

Siendo,

A_s : área de acero requerido

b y d : anchos perpendiculares de las columna.

ρ : cuantía geométrica

En dicha tabla se puede observar que tanto en el modelo 1 como en el modelo 2, sobre todo para R=4, existen una gran cantidad de columnas que requieren más del 6% de cuantía, sobrepasando los límites establecidos en la norma. Esto indica que existen problemas para el diseño combinado de carga axial y flexión, lo cual se puede traducir que las columnas poseen una sección más pequeña de lo que se requiere.

Tabla 41. Cuantía geométrica módulo A. Fuente: elaboración propia, 2014.

columna	% As requerido (ρ)			
	Modelo 1		Modelo 2	
	R4	R6	R4	R6
B1	>6	>6	>6	>6
B2	>6	4.81	>6	4.51
B3	>6	5.11	>6	4.84
B4	>6	5.06	>6	4.8
B5	>6	4.63	>6	4.35
B6	>6	5.93	>6	5.7
C1	>6	5.05	>6	4.72
C3	4.68	2.62	4.24	2.32
C4	5.81	3.46	5.47	3.15

C6	>6	5.61	>6	5.29
D1	>6	4.82	>6	4.48
D3	4.52	2.53	4.15	2.23
D4	>6	4.07	>6	3.82
D6	>6	5.39	>6	5.06
E1	>6	4.95	>6	4.61
E3	4.65	2.6	4.23	2.31
E4	5.80	3.43	5.48	3.15
E6	>6	5.4	>6	5.08
F1	>6	5.38	>6	5.05
F3	4.97	2.79	4.49	2.51
F4	4.84	2.71	4.38	2.44
F6	>6	5.03	>6	4.7
G1	>6	>6	>6	>6
G2	>6	5.67	>6	5.38
G3	>6	5.89	>6	5.63
G4	>6	5.81	>6	5.56
G5	>6	5.52	>6	5.23
G6	>6	>6	>6	>6

En la *tabla 42* se muestra el área de acero total requerido por cada columna dados por la cuantía obtenida en la *tabla 41* y el área de acero que requiere por barra, tomando como referencia la cantidad observada mediante el Ferroskan, mostrados en el capítulo IV.

En el caso de que la cuantía fuera mayor al 6% se tomó ese valor límite, pues es el valor máximo indicado en la norma.

En la *tabla 42* los resultados en *rojo* indican que esa columna requiere barras individuales mayores a las #11, que son las barras comerciales de mayor calibre en nuestro país, siendo el As de esta barra de 10.07 cm².

De esta manera se reafirma lo dicho anteriormente, las columnas deben de poseer una geometría mayor para aumentar el número de barras de acero de refuerzo y de esta manera reducir la cuantía geométrica.

Tabla 42. As requerido, módulo A. fuente: elaboración propia, 2014.

columna	Ag(cm2)	As requerido(cm2)				N de barras	As req. en cada barra (cm2)			
		Modelo 1		Modelo 2			Modelo 1		Modelo 2	
		R4	R6	R4	R6		R4	R6	R4	R6
B1	1600.00	96.00	96.00	96.00	96.00	12	8.00	8.00	8.00	8.00
B2	1600.00	96.00	76.96	96.00	72.16	12	8.00	6.41	8.00	6.01
B3	2400.00	144.00	122.64	144.00	116.16	12	<u>12.00</u>	<u>10.22</u>	<u>12.00</u>	<u>9.68</u>
B4	2400.00	144.00	121.44	144.00	115.20	12	<u>12.00</u>	<u>10.12</u>	<u>12.00</u>	<u>9.60</u>
B5	1600.00	96.00	74.08	96.00	69.60	12	8.00	6.17	8.00	5.80
B6	1600.00	96.00	94.88	96.00	91.20	12	8.00	7.91	8.00	7.60
C1	2800.00	168.00	141.40	168.00	132.16	12	<u>14.00</u>	<u>11.78</u>	<u>14.00</u>	<u>11.01</u>
C3	3848.45	180.11	100.83	163.17	89.28	8	<u>22.51</u>	<u>12.60</u>	<u>20.40</u>	<u>11.16</u>
C4	3848.45	223.60	133.16	210.51	121.23	8	<u>27.95</u>	<u>16.64</u>	<u>26.31</u>	<u>15.15</u>
C6	2800.00	168.00	157.08	168.00	148.12	12	<u>14.00</u>	<u>13.09</u>	<u>14.00</u>	<u>12.34</u>
D1	2800.00	168.00	134.96	168.00	125.44	12	<u>14.00</u>	<u>11.25</u>	<u>14.00</u>	<u>10.45</u>
D3	3848.45	173.95	97.37	159.71	85.82	8	<u>21.74</u>	<u>12.17</u>	<u>19.96</u>	<u>10.73</u>
D4	3848.45	230.91	156.63	230.91	147.01	8	<u>28.86</u>	<u>19.58</u>	<u>28.86</u>	<u>18.38</u>
D6	2800.00	168.00	150.92	168.00	141.68	12	<u>14.00</u>	<u>12.58</u>	<u>14.00</u>	<u>11.81</u>
E1	2800.00	168.00	138.60	168.00	129.08	12	<u>14.00</u>	<u>11.55</u>	<u>14.00</u>	<u>10.76</u>
E3	3848.45	178.95	100.06	162.79	88.90	8	<u>22.37</u>	<u>12.51</u>	<u>20.35</u>	<u>11.11</u>
E4	3848.45	223.21	132.00	210.90	121.23	8	<u>27.90</u>	<u>16.50</u>	<u>26.36</u>	<u>15.15</u>
E6	2800.00	168.00	151.20	168.00	142.24	12	<u>14.00</u>	<u>12.60</u>	<u>14.00</u>	<u>11.85</u>
F1	2800.00	168.00	150.64	168.00	141.40	12	<u>14.00</u>	<u>12.55</u>	<u>14.00</u>	<u>11.78</u>
F3	3848.45	191.27	107.37	172.80	96.60	8	<u>23.91</u>	<u>13.42</u>	<u>21.60</u>	<u>12.07</u>
F4	3848.45	230.91	104.29	168.56	93.90	8	<u>28.86</u>	<u>13.04</u>	<u>21.07</u>	<u>11.74</u>
F6	2800.00	168.00	140.84	168.00	131.60	12	<u>14.00</u>	<u>11.74</u>	<u>14.00</u>	<u>10.97</u>
G1	1600.00	96.00	96.00	96.00	96.00	12	8.00	8.00	8.00	8.00
G2	1600.00	96.00	90.72	96.00	86.08	12	8.00	7.56	8.00	7.17
G3	2400.00	144.00	141.36	144.00	135.12	12	<u>12.00</u>	<u>11.78</u>	<u>12.00</u>	<u>11.26</u>
G4	2400.00	144.00	139.44	144.00	133.44	12	<u>12.00</u>	<u>11.62</u>	<u>12.00</u>	<u>11.12</u>
G5	1600.00	96.00	88.32	96.00	83.68	12	8.00	7.36	8.00	6.97
G6	1600.00	96.00	96.00	96.00	96.00	12	8.00	8.00	8.00	8.00

7.2. Módulo C

7.2.1. Derivas

Se determinan los valores límites al igual que el modelo A, obteniendo de igual forma que ninguno de los valores límites de desplazamiento excede el establecido por la norma. (Ver *tabla 43*)

Tabla 43. Derivas máximas módulo C. fuente: elaboración propia, 2014

Nivel	Modelo 1		Modelo 2	
	derivaX/ Δh	derivaY/ Δh	derivaX/ Δh	derivaY/ Δh
SALA M	0.0022		0.0034	
SALA M		0.0022		0.0041
TECHO	0.0054		0.0085	
TECHO		0.0051		0.0091
P4	0.0075		0.0121	
P4		0.0074		0.0134
P3	0.0080		0.0146	
P3		0.0084		0.0151
P2	0.0096		0.0176	
P2		0.0101		0.0179
P1	0.0095		0.0173	
P1		0.0100		0.0176
MZ	0.0065		0.0112	
MZ		0.0070		0.0116
Deriva/ Δh máx.	0.0096	0.0101	0.0176	0.0179

7.2.2. Chequeo a flexión

Las *tablas 44* y *45* muestran las cuantías mínimas requeridas por columna y el área de acero correspondiente a cada barra, respectivamente. De igual forma, en aquellas columnas que no fueron escaneadas se asume una distribución de acero parecida a las columnas que si fueron chequeadas.

Se puede observar en la *tabla 44* que casi todas las columnas del primer nivel poseen una cuantía mayor o muy cercana al 6%, ocurriendo lo mismo del módulo A.

Tabla 44. Cuantía geométrica módulo C. Fuente: elaboración propia, 2014.

columna	% As requerido	
	Modelo 1	
	R4	R6
C7	5.83	3.45
D7	> 6	3.65
E7	5.69	3.34
E'7	4.51	2.51
C8	5.73	3.39
D8	> 6	4.03
E8	5.96	3.71
E'8	4.44	2.57

Los resultados de la *tabla 45* indican que 6 de 8 columnas requieren barras individuales de diámetro mayor a la barra #11, reafirmando nuevamente que las columnas con cuantía mecánica muy cercana al 6% requieren de una sección transversal de mayores dimensiones.

Tabla 45. Área de acero requerido módulo C. fuente: elaboración propia, 2014.

columna	Ag(cm2)	As req (cm2)		N de barras	As req en cada barra (cm2)	
		R4	R6		R4	R6
C7	3000	174.3	103.5	12	<u>14.53</u>	8.63
D7	3000	180	109.5	12	<u>15.00</u>	9.13
E7	3000	170.4	100.2	12	<u>14.20</u>	8.35
E'7	2400	108.24	60.24	12	9.02	5.02
C8	3000	171	101.7	12	<u>14.25</u>	8.48
D8	3000	180	120.9	12	<u>15.00</u>	<u>10.08</u>
E8	3000	178.5	111.3	12	<u>14.88</u>	9.28
E'8	2400	106.08	61.68	12	8.84	5.14

7.2.3. Chequeo de capacidad a corte de la columna

Este chequeo solo se realiza para el modulo C (modelo 1), ya que el modulo A se ha estudiado a base suposiciones geométricas.

Para conocer la capacidad a corte de la columna se debe tener en consideración la geometría, la posición, la cantidad y el diámetro de las barras de acero de cada columna. Adicionalmente se debe considerar el número de ramas existente, sin embargo, el Ferroskan no genera tal información, por lo que se ha calculado el corte asumiendo 2 y 3 ramas, usando estribos de 3/8", y de acuerdo a la *tabla 45*, se supondrá un diámetro de barra de 1 3/8" (correspondiente a la barra #11) para todas las barras del acero longitudinal, además, se seleccionó este diámetro porque en sitio se observó en el nivel techo cabillas #11 que sobre salían de la losa.

Hay que aclarar que la Norma 1753 obliga a usar ligaduras de 1/2" cuando el acero longitudinal es cabillas #11, pero para las verificaciones se trabajó con ligaduras de 3/8" ya que se observó en sitio el uso de este calibre para el acero transversal de las columnas. (Ver *figuras 47 y 48*).

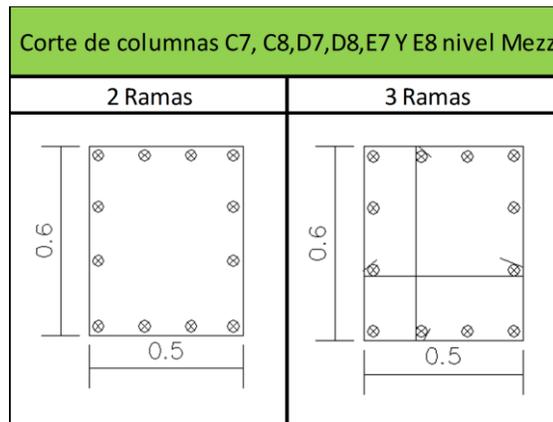


Figura47. Corte de columnas C7, C8, D7, D8, E7 y E8. Barras longitudinal #11 y estribos 3/8".
Fuente: elaboración propia, 2014.

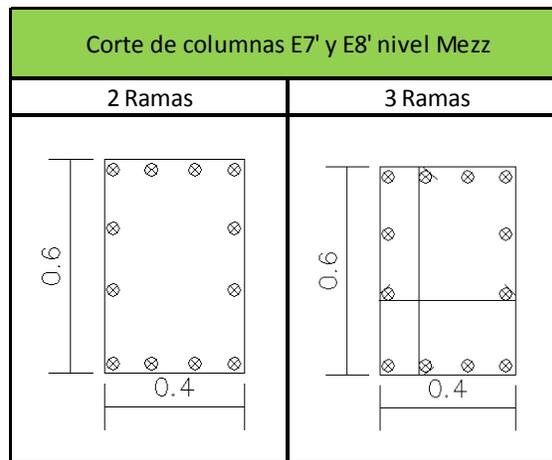


Figura48. Corte de columnas E7' y E8' .Barras longitudinales #11 y estribos 3/8". Fuente: elaboración propia, 2014.

Para el chequeo de la capacidad de la columna, se procede a la construcción de los diagramas de interacción y las curvas de capacidad a corte (obtenido a partir del momento encontrado mediante la ecuación de la figura 6) superpuestos uno del otro, de tal manera que al entrar con el menor valor de la carga axial dada por las combinaciones de servicio de cada columna, éste intercepte a la primera curva que encuentre en una línea horizontal e indique el tipo de falla. (Ver figura 49).

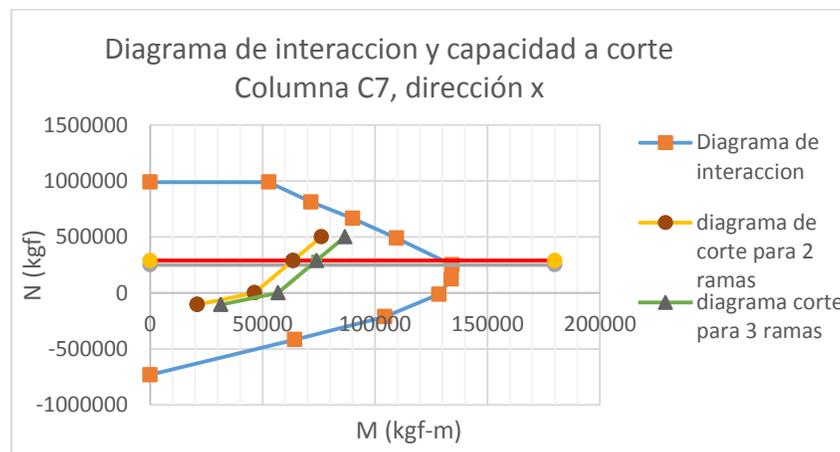


Figura49. Diagrama de interacción y curva capacidad a corte dirección x, falla frágil. Fuente: elaboración propia, 2014.

Por ejemplo, para la columna C7 se obtuvo una carga axial de 250981 Kgf, entrando al diagrama, se extrae el menor valor de momento que resulte entre las curvas de diseño a flexión y capacidad a corte. En este caso la curva que resultó ser el de menor valor fue el de capacidad a corte (2 ramas), para un momento de 61325 kgf-m. Esto indica que ocurre una **falla frágil**, ya que la columna no puede desarrollar su capacidad a flexión.

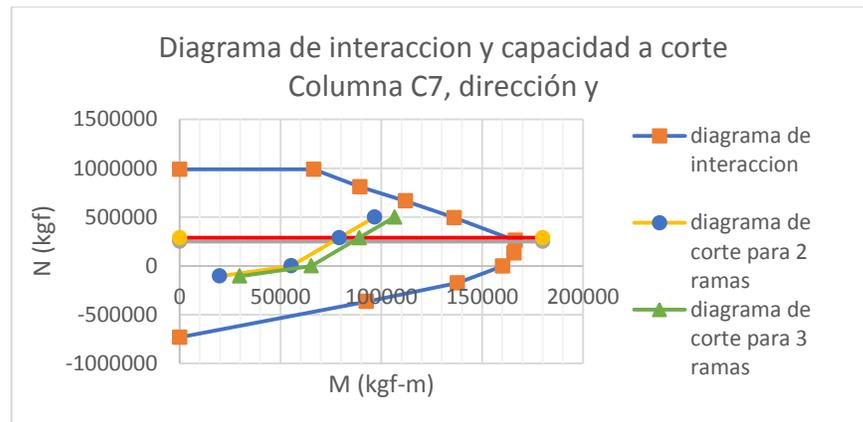


Figura50. Diagrama de interacción y curva capacidad a corte dirección y, falla frágil. fuente: elaboración propia, 2014.

El mismo procedimiento se realiza para el eje “y”, obteniendo de igual forma que la primera curva que se corta es la curva de corte, por lo que indica ser una **falla frágil**, para un valor de momento de 82000 Kgf-m. (Ver figura 50)

De esta misma manera se chequearon las columnas C8, D7, D8, E7, E8, E’7 y E’8, obteniendo que las columnas C8, D7, D8 E7 y E8, generan una **falla frágil** y tanto la columna E7 y E8 generan una **falla dúctil** ya que alcanza agotar su capacidad a flexión antes de fallar a corte, así como se muestra en el siguiente gráfico. (Ver figuras 51 y 52).

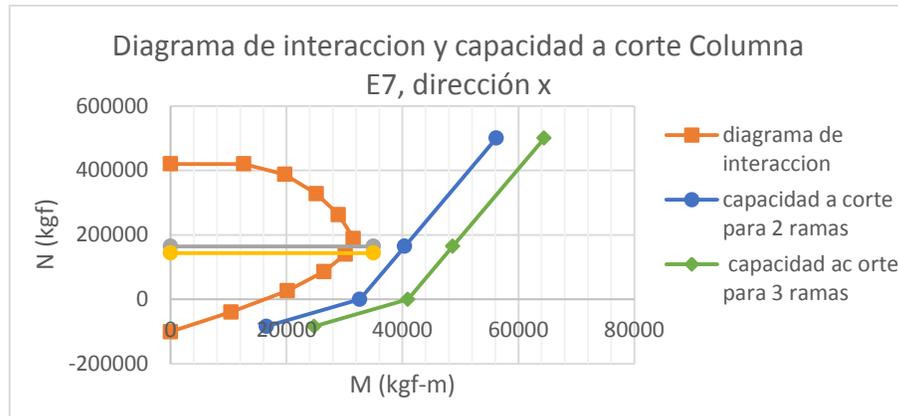


Figura 51. Diagrama de interacción y curva capacidad a corte dirección x, falla dúctil. Fuente: elaboración propia, 2014.

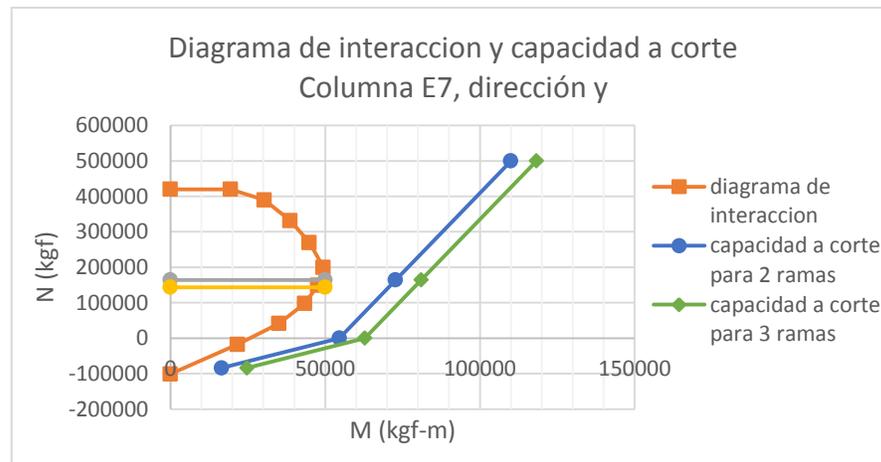


Figura 52. Diagrama de interacción y curva capacidad a corte dirección y, falla dúctil. Fuente: elaboración propia, 2014.

A continuación se presentan los resultados de capacidad a corte (V_e) de las columnas que se obtuvieron del procedimiento explicado anteriormente, adicionalmente se muestra la demanda (V_u) requerida por cada una de ellas obtenida por las combinaciones de cargas mayoradas. (Ver tablas 46 y 47).

Tabla 46. Capacidad y demanda a corte en dirección X. Fuente: elaboración propia, 2014.

Dirección X					
columna	ln (m)	N (kg)	M (kgf-m)	capacidad Ve (kg)	demanda Vu (kg)
C7	2.95	250981	61324.7	41576.1	91436.0
D7	2.95	214810	81676.8	55374.1	111080.0
E7	3.3	199237	89847.7	54453.2	121601.0
E'7	3	143567	39420.2	26280.1	48742.0
C8	2.95	204679	58570.9	39709.1	106926.0
D8	2.95	213796	81588.4	55314.2	124984.0
E8	3.3	210885	90984.3	55142.0	133295.0
E'8	3	130984	38828.2	25885.5	52482.0

Tabla 47. Capacidad y demanda a corte en dirección Y. Fuente: elaboración propia, 2014.

Dirección Y					
columna	ln (m)	N (kg)	M (kgf-m)	capacidad Ve (kg)	demanda Vu (kg)
C7	2.8	250981	76108.6	54363.3	90054.0
D7	2.8	214810	60574.6	43267.6	108430.0
E7	2.8	199237	59695.5	42639.7	87598.0
E'7	3	143567	70475.2	46983.5	57640.0
C8	2.8	204679	72275.0	51625.0	82409.0
D8	2.8	213796	60517.4	43226.7	107390.0
E8	2.8	210885	60353.1	43109.3	82324.0
E'8	3	130984	69079.9	46053.3	51430.0

7.2.4. Relación demanda capacidad a corte de la estructura

La relación demanda/capacidad a corte de la estructura se determina mediante el cociente de las sumas de la mayor demanda y la menor capacidad de tal manera de arrojar el caso más desfavorable. (Ver *tabla 48*).

Tabla 48. Relación demanda/capacidad a corte de la estructura. Fuente; elaboración propia, 2014.

Dirección	x	y
demanda (kgf)	790546.0	667275.0
capacidad (kgf)	353734.2	371268.3
demanda/capacidad	2.23	1.80

La relación demanda/capacidad es mayor a la unidad, es decir, la demanda es mayor a lo que puede soportar, por tanto se concluye que la estructura no tiene la capacidad para resistir las solicitaciones a corte que puedan provocar el sismo de diseño establecido en la NVC 1756-01.

7.3. Chequeo de separaciones mínimas

Según el artículo 10.3.1 de la NVC 1756-01 “Linderos” determina que:

“Toda edificación deberá separarse de su lindero una distancia mayor que:

$$\frac{R + 1}{2} * \Delta_{en} \quad (Ec17) "$$

Donde:

Δ_{en} = máximo desplazamiento lateral elástico del último nivel en dirección considerada, pero no menor que 3.5cm de los primeros 6 metros más el 4 por mil de la altura que exceda esta última.

Además, según el Art 10.3.2 de la NVC 1756-01 “la separación mínima entre edificaciones adyacentes será igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de estos valores”.

Es decir,

$$\sqrt{\left(\frac{R1 + 1}{2} * \Delta en1\right)^2 + \left(\frac{R2 + 1}{2} * \Delta en2\right)^2} \quad (Ec18)$$

Tabla 49. Separación mínima entre el módulo B y C. fuente: elaboración propia, 2014.

	Módulo C	Módulo B
	Dir x	Dir x
Δen Etabs (cm)	5.33	5.75
Δen cálculo (cm)	3.57	3.56
Separación min entre el modulo B y C		
19.59 cm		

En la *tabla 49* se muestra que la separación mínima entre el módulo B y C debe ser de por lo menos 19.59 cm, sin embargo, la separación existente medida en sitio es de 5 cm por lo que la separación mínima de edificaciones adyacentes no cumplen, no obstante, en los comentarios de la NVC 1756-01, argumenta que las estructuras adosadas han tenido un buen comportamiento cuando las losas están a un mismo nivel que es nuestro caso. Por esta razón la norma permite que dos edificaciones adyacentes puedan quedar adosadas si tienen periodos de vibración semejantes. (Ver *figura 53*).



Figura53. Separación entre el módulo B y C. fuente: elaboración propia, 2014

Del Trabajo Especial de Grado sobre la evaluación sísmica del módulo B de la misma sede administrativa realizado por Leonardo Pérez (2014), se tiene que los períodos del primer, segundo y tercer modo de vibración son 0.94 seg, 0.91 seg y 0.89 seg y los períodos del módulo C obtenidos en el modelo son de 0.93 seg, 0,87seg y 0,82 seg respectivamente. Observando los valores, se puede apreciar que los períodos las estructuras son parecidos, por lo que se puede considerar el cumplimiento del comentario de la norma al respecto de las edificaciones adosadas.

CAPÍTULO VIII

REFORZAMIENTO

8.1. Propuesta de reforzamiento

En los resultados obtenidos, se demuestra que la estructura es vulnerable ante un evento sísmico, por lo tanto se propone el reforzamiento estructural tomando en cuenta que el sistema de reforzamiento debe proveer a la estructura la capacidad para resistir el sismo de diseño según lo establecido en la NVC 1756-01 y una rigidez adecuada para reducir el periodo de la estructura.

A continuación se muestran 2 propuestas de reforzamiento que fueron modelados en el programa ETABS, en donde se logró alcanzar un aumento de rigidez, enfocándose básicamente en disminuir el periodo de la estructura y controlar que las cuantías de acero longitudinal en columnas no superaran el 2%.

8.1.1. Propuesta 1

Se propone cambiar elementos columnas por muros estructurales. Específicamente se plantea sustituir las columnas de los ejes D y E por muros de 30 cm de espesor en forma de T con un largo de 2 m en cada eje así como se muestra en la *figura 54*. Partiendo de este planteamiento se obtuvo una reducción de período de 0.928 a 0.615, cuyo valor es aceptable puesto que es cercano al período estimado de 0.76 seg obtenido en la sección 6.5 del presente Trabajo Especial de Grado.

En las columnas no reforzadas C7, C8, E'7 Y E'8, se observó una reducción importante a la cuantía geométrica requerida logrando disminuirse todas a la cuantía mínima de 1%, estando ellas inicialmente entre aproximadamente 5% y 6% (ver *tabla 44*). Esto quiere decir que los muros

propuestos proporcionan mejor distribución de las cargas, mejorando la capacidad a flexión de las columnas.

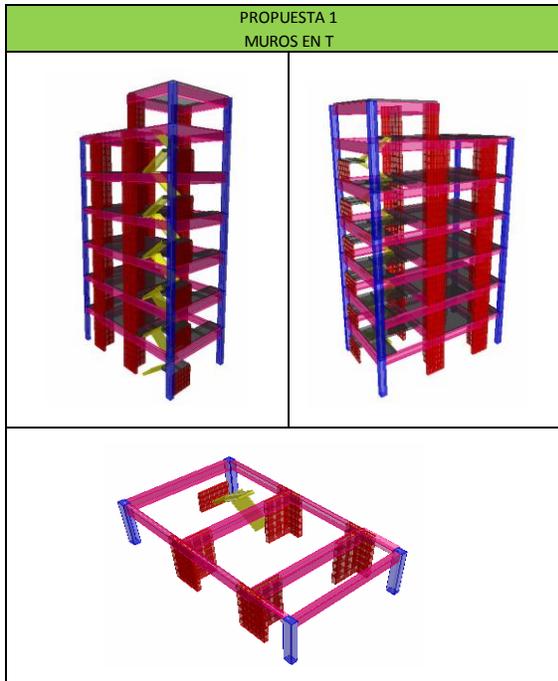


Figura54. Propuesta de reforzamiento 1. Fuente: elaboración propia, 2014.

8.1.2. Propuesta 2

En esta oportunidad se plantea la sustitución de las columnas esquineras por muros estructurales de 30 cm de espesor, pero en forma de L con una longitud de 1 m de largo. Esta propuesta logró un aumento de rigidez, reduciendo el periodo a un valor de 0.77 seg, valor mucho más cercano al estimado de 0,76 seg que se obtuvo en el capítulo 6.5. (Ver figura 55).

En las columnas no reforzadas D7, D8, E7 Y E8, tuvieron una reducción notable en cuanto a la cuantía geométrica, requiriendo antes del

reforzamiento una cuantía mayor o igual al 6% ajustándose luego entre 1.8% al 2.2%, disminuyendo de esta manera la probabilidad de falla a flexión.

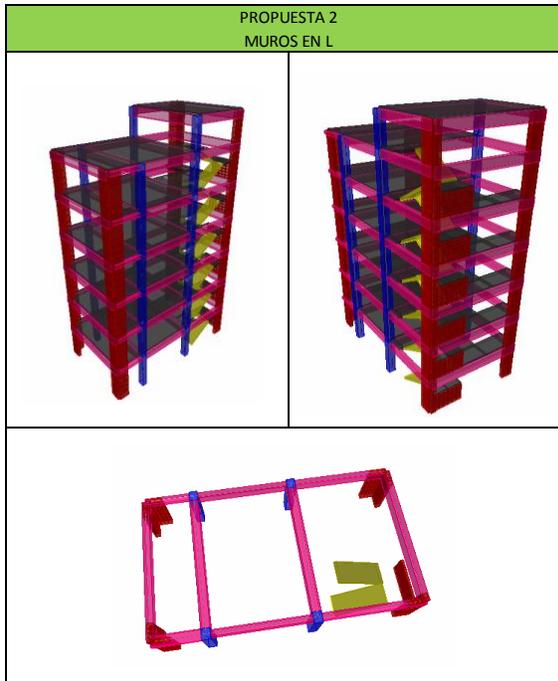


Figura55. Propuesta de reforzamiento 2. Fuente: elaboración propia, 2014.

Adicionalmente hay que mencionar que en ambas propuestas las columnas de soporte de las escaleras son reemplazadas por muros de 15 cm de espesor.

Cualquiera que fuese la propuesta de reforzamiento, se verificó además del aumento de rigidez, se observó que hay una reducción notable en cuanto a la cuantía requerida de los elementos columnas chequeados anteriormente, logrando obtener valores normativos entre 1% y 6%.

Cabe destacar que las propuestas planteadas son para el módulo C, puesto que es la estructura que se encuentra construida, sin embargo, se puede decir que el módulo A, al igual que el módulo C, no posee la rigidez

adecuada y tiene problemas de flexión según lo obtenido en las *tablas 38 y 41* correspondiente a los periodos y chequeo a flexión respectivamente, por lo que requiere de igual manera un refuerzo estructural.

En las propuestas realizadas no se chequeó la relación demanda/capacidad a corte de las columnas, se debe de realizar un estudio más laborioso para determinar nuevamente la relación demanda/capacidad a corte de las columnas.

Es importante mencionar que las propuestas de reforzamiento son del tipo conceptual sin entrar al detalle y cálculo de los nuevos elementos estructurales, lo que se quiere básicamente mostrar es que con una condición aceptable de elementos nuevos se puede controlar la rigidez de la estructura y descarga los elementos existentes.

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1. Conclusiones

Del desarrollo del Trabajo Especial de Grado se tiene las siguientes conclusiones:

- Se pudo realizar los planos geométricos de vigas, columnas y losas de la estructura, así como su caracterización según la NVF 1753-06, y la NVC 1756-01.
- Ambas estructuras cumplieron con los valores límites de desplazamientos, sin embargo, sobrepasan el valor esperado del periodo de vibración.
- Mediante el análisis de los modelos de los módulos A y C se determinó que sus columnas requieren una cuantía mayor a la permitida del 6%.
- La relación demanda/capacidad de corte en el módulo C es mayor a 1, por lo que la estructura no es capaz de resistir el sismo de diseño especificado en la NVC 1756-01 “Edificaciones Sismorresistentes”.
- Se determinó que en la mayoría de las columnas del nivel 1 tienden a la ocurrencia de una falla frágil, esto indica que las estructuras poseen un alto riesgo de colapso ante un movimiento sísmico.
- De la suposición de continuar la construcción del módulo A hasta los 6 niveles, se evidenció que la misma condición no es factible.

9.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar un estudio de la integridad de las estructuras, mediante la toma de núcleos, escaneo completa de la estructura, etc.
- Se recomienda realizar un reforzamiento estructural del módulo C para aumentar la capacidad de las estructuras y evitar la ocurrencia de un colapso ante un sismo.
- Se recomienda evaluar estructuralmente si los niveles existentes del módulo A se pueden mantener, inclusive planteando un cambio de uso.
- De querer continuar con el proyecto original del módulo A para llevarlo a la misma altura del módulo C, se recomienda realizar un análisis de factibilidad económica con la finalidad de verificar si es más factible demoler y elaborar un nuevo proyecto que reforzar el existente.
- Es necesario la evaluación del sistema de fundaciones existentes.

CAPÍTULO X

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arthur, H. *Diseño de Estructuras de Concreto*. Colombia: Emma Ariza H.

Bozorgnia, Y. y Bertero V. (2004). *EARTHQUAKE ENGINEERING From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. USA: CRC Press LLC

Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN “*Edificaciones Sismorresistentes*”. Articulado. Norma COVENIN 1756-2001. Caracas.

Fernández, N. (1998). “*Estudio de sensibilidad de las causas que provoca el colapso de la escuela Valentín Valiente en el Sismo de Cariaco de 9 de Julio de 1997*”. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad (2006). “*Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural*”. Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006.

Fratelli, M. (2007). *Estructuras Sismo-resistentes*. Caracas: UNIVE.

Goncalvez M. e Ynfante R. (2008). *Evolución del riesgo sísmico en edificaciones escolares tipo antiguo I, ubicadas en el municipio Bermúdez de la población Carúpano, Estado Sucre*. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

Park, R. y Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. (2da edición). México: LIMUSA.

Paulay, T y Priesley, M (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masory Buildings*.

Pérez, L (2014). *Evaluación sismorresistente del edificio B de la sede administrativa de la UPEL, ubicada en El Paraíso, Caracas*, Trabajo especial de grado. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Salas, N (2013). *El diseño por capacidad en elementos de Hormigón Armado*. Recuperado el 12 de enero de 2014.

Teodoro, E. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. (4ta edición). Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.