



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD DE CARABOBO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**

TUTOR:

Ing. Olival, Jose Paulo

AUTORES:

Lujan M, Arianna N.

CI. V.- 24.554.260

Paraqueimo O, Víctor J.

CI. V.- 24.423.316

Naguanagua, Noviembre de 2018.



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD DE CARABOBO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**

Trabajo Especial de Grado Presentado ante la Ilustre Universidad de
Carabobo para Optar por el Título de Ingeniero Civil

TUTOR:

Ing. Olival, Jose Paulo.

AUTORES:

Lujan M, Arianna N.

Cl. V.- 24.554.260

Paraqueimo O, Víctor J.

Cl. V.- 24.423.316

Naguanagua, Octubre de 2018.



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD DE CARABOBO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



CERTIFICADO DE APROBACIÓN

Los abajo firmantes, Miembros del Jurado designado para evaluar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO”**; realizado por los bachilleres: Lujan Arianna y Paraqueimo Victor, hacemos constar que hemos revisado y aprobado dicho trabajo.

Presidente del Jurado

Ing. Jose Paulo Olival

Miembro del Jurado

Ing. Edson Martinez

Miembro del Jurado

Ing. Ulises Paredes



AGRADECIMIENTOS

A Dios sobre todas las cosas por llenarme de bendiciones, salud y mucha fortaleza para terminar mi meta. A mis padres por estar conmigo en todo momento, dándome apoyo y fuerza para terminar esta ardua carrera. A la familia Paraqueimo Ostos, por abrirme las puertas de su casa y convertirse en un apoyo a lo largo de toda la carrera y ser una segunda familia para mí.

Profesor Edson Martínez porque sin conocernos, nos ayudaste y nos apoyaste, gracias por la confianza y el apoyo. Jose Paulo Olival, por ser más que un asesor de tesis, un excelente profesor, guía, apoyo y parte principal para hacer realidad este logro.

Finalmente, a Victor Paraqueimo, por ser más que un compañero de Tesis, el mejor amigo que me regalo la carrera, gracias por estar en cada momento de mi carrera y de mi vida, este logro es nuestro.

Arianna Luján.



AGRADECIMIENTOS

A mis padres, mi hermana, mi familia por enseñarme e inculcarme valores de una persona responsable y de bien.

A Dios por acompañarme a lo largo de la vida y permitirme llegar a esta etapa.

A mis profesores, José Paulo Olival por recibirnos y guiarnos en este proyecto y a su colega Fernando Cabrera.

Al profesor Edson Martínez por ser un excelente profesor, ofrecernos su ayuda y permitirnos trabajar en este tema.

Al Mayor Marcial Licon por recibirnos en la estación de bomberos y prestarnos su tiempo

Victor Paraqueimo.



DEDICATORIA

A mis padres Jose Luis Luján y Ana Martínez y a mis hermanos Erick, Jose y Joanie, mi familia, que son lo más sagrado que tengo, este logro es para ustedes.

A mi novio Ricardo Solanilla por siempre estar presente y apoyarme. A la familia que me regalo la carrera, Adriana Linares, Ana Rodríguez, Victor Paraqueimo y Jorge González, les dedico este logro, porque de una u otra manera me ayudaron y me acompañaron en todo este arduo camino, los amo. Una dedicatoria especial, a mi mejor amiga y hermana Bresslli Cisnero, por apoyarme siempre y estar presente en los mejores y peores momentos.

Arianna Luján.



DEDICATORIA

Principalmente me gustaría dedicar este proyecto a toda mi familia, mis tíos, mis abuelos y mis primos por siempre estar para mí y brindarnos su apoyo en todo momento, a mis padres Rogelio Paraqueimo y Evely Ostos por ser de esos padres que hacen lo imposible para que nunca nos falte nada, por estar siempre en mi vida y ser personas de bien, tan atentas y amables con todos, sin ellos no podría estar donde estoy. A mi hermana Rosvelly por ser una persona sincera, alegre y ayudarme con todo.

A Joyner por ser más que un amigo, un compañero y ser tan especial e incondicional, apoyándome en los momentos más difíciles.

A mi compañera, y amiga Arianna que hemos estado juntos desde inicio de carrera superando todos los contratiempos que se han presentado.

A todos mis amigos Adri, Ana, Elena, Nohe, José, Luis, Ángel, Manolo, Alberto, Joseph, Helen, Barbara y Jorge.

Victor Paraqueimo.



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO

Autores: Lujan, Arianna y Paraqueimo, Victor.

Tutor: Olival, Jose Paulo.

RESUMEN

El presente trabajo de grado tiene como objetivo principal desarrollar una propuesta de diseño estructural del edificio de aulas pertenecientes al centro de entrenamiento del cuerpo de bomberos ubicado en la estación central del Municipio Valencia del estado Carabobo, con el fin de satisfacer la necesidad dentro de la estación "Tcnel. (B) + Rafael Anselmo Mújica Muñoz". El edificio cuenta con tres niveles, una planta baja destinada a aulas de clases y salón de usos múltiples, un primer piso con oficinas, aulas de clases y sala de estar y un segundo piso destinado a dormitorios. El sistema estructural está conformado por pórticos de columnas y vigas de concreto armado, losas nervadas para los entrepisos y losa maciza para las escaleras. Considerando una capacidad de soporte admisible del terreno 1.9 Kg/cm^2 , según lo establecido en el estudio de suelos. Se desarrolló un modelo tridimensional a través del uso de los programas ETABS 2016 Ultimate 16.2.1 para realizar el análisis sísmico, el cual da como resultado una estructura dúctil, sismoresistente, óptima y segura. El análisis y diseño se realizó de acuerdo con los requerimientos de la norma venezolana Criterios y acciones mínimas para proyectos de edificaciones 2002-88, FONDONORMA 1753-2006 y cumpliendo con los requisitos sismoresistentes señalados en la norma COVENIN 1756-2001.

Palabras Claves: Diseño estructural, Estación, Bomberos.



ÍNDICE

ÍNDICE	xii
ÍNDICE DE TABLAS	xvi
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
INTRODUCCIÓN	19
CAPÍTULO I	20
Planteamiento del Problema.....	20
Objetivos de la Investigación	22
1.2.1 Objetivo General	22
1.2.2 Objetivos Específicos	22
Justificación	23
Alcance.....	24
CAPÍTULO II	26
2.1 Antecedentes de la investigación	26
2.2 Bases Teóricas.....	28
2.2.1 Estructuras de concreto armado	28
2.2.2 Elementos estructurales.....	29
2.2.3 Las Acciones.....	33
2.2.4 Diseño por estados Límite.....	34
2.2.5 Combinaciones de carga para diseño de elementos estructurales.....	35
2.2.6 Resistencia de diseño	37



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



2.2.7	Factor de minoración de la resistencia teórica.....	37
2.2.8	Estado límite de servicio	38
2.2.9	Fundamentos del diseño en concreto armado	39
2.2.10	Criterios de estructuración	55
2.2.11	Clasificación según la regularidad de la estructura.....	56
2.2.12	Terminología de los bomberos.....	59
CAPÍTULO III.....		61
3.1	Tipo de investigación.	61
3.2	Tipo de estudio.....	62
3.3	Diseño de la Investigación.	63
3.4	Población y muestra.....	63
3.5	Técnica e instrumentos de recolección de datos.	64
3.6	Procedimiento de la investigación.....	64
3.6.1	Fase I: Estructuración y predimensionado.....	65
3.6.2	Fase II: Análisis de cargas	66
3.6.3	Fase III: Análisis sísmico.....	66
3.6.4	Fase IV: Diseño de los elementos estructurales	66
CAPÍTULO IV		68
4.1	Fase I: Estructuración y predimensionado.....	68
4.1.1	Descripción de la arquitectura.....	68
4.1.2	Estructuración y predimensionado.....	70
4.2	Fase II: Análisis de Carga.....	73
4.2.1	Carga permanente por peso propio	73



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



4.2.2	Carga permanente por revestimiento	73
4.2.3	Carga permanente revestimiento del techo.....	73
4.2.4	Carga permanente por tabiquería	74
4.2.5	Carga variable de piso.....	74
4.3	Fase III: Análisis sísmico	75
4.3.1	Modelo del Edificio	76
4.3.2	Parámetros sísmicos.....	77
4.3.3	Espectro de diseño.....	82
4.3.4	Masa del edificio.....	84
4.3.5	Modos y períodos.....	85
4.3.6	Cortante de diseño	86
4.3.7	Torsión adicional	90
4.3.8	Control de desplazamientos laterales	91
4.4	Fase IV: Diseño de los elementos estructurales.....	93
4.4.1	Diseño de losas.....	93
4.4.2	Diseño de Escalera	102
4.4.3	Diseño de vigas.....	105
4.4.4	Diseño de columnas.....	113
4.4.5	Chequeo de nodos.....	117
4.4.6	Diseño de fundaciones.....	120
	CONCLUSIONES	125
	RECOMENDACIONES	126
	BIBLIOGRAFÍA	127



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



ANEXOS	129
A.1 Solicitaciones de losas	129
A.2 Áreas de acero requerido de losas	136
A.3 Solicitaciones Losas de escalera	142
A.4 Aceros requeridos en Losas de escaleras	144
A.5 Acero requerido en los pórticos.....	147
A.6 Demanda capacidad de las columnas	153
A.7 Solicitaciones de servicio transmitidas a las zapatas	158
A.8 Solicitaciones últimas transmitidas a las zapatas.....	160
A.9 Datos generales de las zapatas	164
A.10 Estudio de Suelos, Naves industriales Zona Industrial.....	168



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Carga permanente por tabiquería.....	74
Tabla 2. Carga variable por uso	74
Tabla 3. Resumen de cargas	75
Tabla 4. Masa total del edificio.....	85
Tabla 5. Períodos de la estructura y masa participativa correspondiente	86
Tabla 6. Cortante V_0.....	88
Tabla 7. Factores de mayoración del cortante sísmico	89
Tabla 8. Cortantes definitivos	90
Tabla 9. Derivas de entrepiso.....	92
Tabla 10. Chequeo de derivas	92
Tabla 11. Longitudes de anclaje y desarrollo para losas	99
Tabla 12. Longitudes de anclaje y desarrollo para vigas	107
Tabla 13. Longitudes de empalme	108
Tabla 14. Acero colocado en tramo BC - Viga 4	109
Tabla 15. Momentos máximos tramo BC - Viga 4.....	109
Tabla 16. Cortantes tramo BC – Viga 4.....	110
Tabla 17. Dimensiones de columna – Chequeo Nodo D7	118
Tabla 18. Datos de viga – Chequeo Nodo D7.....	118
Tabla 19. Área – Nodo D7	119
Tabla 20. Cortante actuante – Nodo D7.....	119
Tabla 21. Dimensiones características de las zapatas	121



ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 Factores de minoración de la resistencia teórica.....	38
Fig. 2 Tensiones en el acero de refuerzo.....	39
Fig. 3 Valores del factor β_1	40
Fig. 4 Distribución real y rectangular equivalente de esfuerzos para carga última.....	40
Fig. 5 Altura mínima de vigas o espesor mínimo de losas, a menos que se calculen flechas	42
Fig. 6 Factor “ζ” para flechas calculadas debido a cargas persistentes	44
Fig. 7. Flechas máximas permisibles.....	45
Fig. 8. Longitud de confinamiento. LCF.....	46
Fig. 9. Superposición de efectos.....	48
Fig. 10. Planta típica de arquitectura, piso 1	69
Fig. 11. Modelo matemático 3D realizado en ETABS.....	76
Fig. 12. Mapa de ubicación de la estación central del municipio Valencia	78
Fig. 13. Valores de A_0.....	78
Fig. 14. Forma espectral y factor de corrección ϕ.....	79
Fig. 15. Factor de importancia	80
Fig. 16. Niveles de diseño ND	80
Fig. 17. Factores de reducción R.....	82
Fig. 18. Espectro de respuesta elástico ($R=1$).....	82
Fig. 19. Valores de T^*, β y ρ.....	83
Fig. 20. Valores de T^+.....	83
Fig. 21. Espectro de diseño de ETABS	84



Fig. 22. Factor multiplicador de masa	85
Fig. 23. Aceleración de gravedad mayorada en ETABS	90
Fig. 24. Torsión adicional establecida en ETABS	91
Fig. 25. Valores límite de deriva	92
Fig. 26. Plano de Envigado piso 1	100
Fig. 27. Plano de Envigado piso 1	101
Fig. 28. Plano de Envigado de Planta Techo	102
Fig. 29. Modelo matemático de losa de escalera.....	103
Fig. 30. Plano de Losas de escaleras	105
Fig. 31. Acero requerido en pórtico 4.....	106
Fig. 32. Requerimiento para detallado de acero en nivel de diseño 3	109
Fig. 33. Armado de viga 4 de piso 1.....	112
Fig. 34. Plano de Detallado de Vigas, pórticos del 1 al 7	113
Fig. 35. Plano de Detallado de Vigas, pórticos del 1 al 7	114
Fig. 36. Diagrama de interacción de la columna C6	115
Fig. 37. Armado de columna C6.....	116
Fig. 38. Plano de Detallado de Vigas, pórticos del 1 al 7	117
Fig. 39. Criterio de daños en las estructuras.....	122
Fig. 40. Plano de Fundaciones.....	124



INTRODUCCIÓN

La presente investigación se estructura en cuatro capítulos. En el Capítulo I, se presenta una exposición general del planteamiento del problema, los objetivos, la justificación, las limitaciones y el alcance de la investigación. En el Capítulo II, hace referencia al marco teórico, donde se establecen los antecedentes de la investigación, las bases teóricas que sustentan el trabajo y sirven de apoyo para la comprensión del mismo. El Capítulo III, en el cual se define el tipo de investigación, diseño de la investigación, población, muestra y se describe la metodología que se sigue para el alcance de los objetivos propuestos. En el capítulo IV, se describen de forma detallada las etapas que fueron empleadas para la obtención de los resultados. Finalmente, se muestran las conclusiones y recomendaciones que surgen de los objetivos planteados, y la bibliografía utilizada durante la investigación.

El trabajo se enfoca en el cálculo y el diseño de los elementos estructurales del edificio de aulas destinado a la estación central de bomberos "Tcnel. (B) + Rafael Anselmo Mújica Muñoz", ubicado en el municipio Valencia, estado Carabobo. Esto incluye la entrega y detallado de planos, mediante el uso de software para el modelo matemático estructural dinámico para determinar las solicitaciones de la misma ante cargas gravitacionales y acciones sísmicas.



CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

La historia de los bomberos y la preocupación del hombre por controlar el fuego se remonta en la época de las antiguas ciudades de Grecia y Roma en los tiempos en los que estaban en apogeo de su esplendor surge la idea de crear estas organizaciones que protejan a la ciudadanía de algunos accidentes o siniestros. Estas organizaciones fueron desarrollándose lentamente, mejorando las técnicas y el equipo cada vez más. Esta evolución ayudó a que este grupo vaya alcanzando un alto grado de eficiencia en su labor diaria.

En la actualidad los bomberos en nuestro país se constituyen en cuerpos de seguridad ciudadana de carácter civil en el ámbito municipal y estatal, cada uno con régimen y disciplina propios, y adscritos a una coordinación nacional, todos al servicio del Estado, como lo indica la Ley de los Cuerpos de Bomberos y Bomberas de Venezuela y Administración de Emergencias de Carácter Civil.

Cabe destacar que la eficiencia de un cuerpo de bomberos bien entrenados puede llegar a solventar el problema del incendio antes de que pueda propagarse a niveles más altos. Valencia cuenta con solo 4 sedes o estaciones de bomberos y una estación central para manejar una densidad poblacional de aproximadamente 870.000 habitantes en su municipio homónimo, mientras que toda el área metropolitana posee una población estimada de 2.140.000 habitantes, convirtiéndose en la ciudad más poblada



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE
AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE
BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



de la Región Central, la tercera más poblada de Venezuela, Según un estudio del Instituto Nacional de Estadísticas (2013).

La estación central "Tcnel. (B) + Rafael Anselmo Mújica Muñoz" del Cuerpo de Bomberos de Valencia, cuenta con un personal operativo rotativo en guardias de 3 jornadas de 9 oficiales cada una, para un total de 27 miembros operativos o bomberos, según los estándares internacionales debe haber un bombero por cada 1000 habitantes, en consecuencia el municipio de Valencia debería contar con 870 bomberos, se conoce que la estación central es la que se encuentra mejor abastecida, por lo cual el municipio presenta una insuficiencia en el personal disponible para abastecer la demanda de la población.

Entre las principales funciones del cuerpo de bomberos se encuentra la formación del personal, la cual se realiza a través de la división de capacitación encargada de impartir cursos internos y externos, para maniobras, extinción y prevención. Dentro de las áreas disponibles de la estación, en ella existe la iniciativa a un centro de entrenamiento de gas metano, para la capacitación y el mejoramiento profesional para la extinción de incendios de hidrocarburos, la cual no se encuentra en condiciones óptimas, sin embargo, este patio de entrenamiento permite la simulación de incendios y situaciones que debe afrontar un bombero.

En la estación central no existen aulas destinadas a la formación académica, adicionalmente más del 50% de la estructura física del cuartel central pertenece a un centro de educación privada "U.E. Coronel Adolfo Valbuena Bravo", por lo cual, deja disponible una pequeña parte de la edificación para espacios de oficinas administrativas, salón de dormitorio, gimnasio, talleres, y una mezzanina de área reducida la cual es utilizada para impartir los cursos de capacitación.

Lo anteriormente expuesto demuestra que esta entidad, no dispone de una sede adecuada de entrenamientos, debido al déficit de espacio disponible,



por lo cual se prevé la proyección de un Centro de Entrenamiento dentro de la estación central, con estructuras e instalaciones óptimas que permitan el desarrollo de las actividades educativas, y administrativas, para su buen funcionamiento. La presente tesis tiene por objeto la propuesta de diseño estructural en concreto armado para el edificio de aulas del centro de entrenamiento del cuerpo de bomberos del municipio Valencia Edo. Carabobo, bajo el cumplimiento de la normativa Venezolana vigente.

Objetivos de la Investigación

1.2.1 Objetivo General

Desarrollar una propuesta de diseño estructural del edificio de aulas pertenecientes al proyecto del centro de entrenamiento del cuerpo de bomberos ubicado en la estación central del Municipio Valencia del estado Carabobo.

1.2.2 Objetivos Específicos

- I. Realizar el análisis estructural dinámico de la edificación de concreto armado que cumpla con la norma venezolana COVENIN 1756-2001 Edificaciones sismoresistentes y Norma COVENIN 2002-88 Criterios y acciones mínimas para proyectos de edificaciones.
- II. Diseñar los elementos estructurales de la edificación de concreto armado que cumpla con la norma FONDONORMA 1753-2006.
- III. Efectuar el chequeo de los elementos estructurales.
- IV. Dibujar los planos correspondientes a la ingeniería de diseño del proyecto estructural en concreto armado.



Justificación

La ciudad de Valencia es conocida como el sector industrial del país, específicamente en el municipio Valencia se ubican las principales industrias, esto, trae como consecuencia la susceptibilidad de nuestro municipio ante las situaciones de emergencia y desastres, más aún cuando los factores tecnológicos, geológicos y naturales indican que estamos ubicados en una zona de afluencia de alto riesgo para el desarrollo de cualquier catástrofe.

Es el Instituto Autónomo Municipal Cuerpo de Bomberos de Valencia (IAM Bomberos) el principal organismo encargado de dar respuesta ante cualquier emergencia, concerniente en materia de prevención, preparación, atención de incendios y emergencias que puedan ocurrir en un lugar específico dentro del municipio, además es el ente encargado de abastecer las demandas de los servicios de cisternas, rescates, ambulancias, entre otros. Adicionalmente se encarga de generar planes de mejoramiento de profesionales bomberos y funciona como centro de instrucción para la formación de brigadas para las diferentes industrias pertenecientes al municipio y zonas cercanas, generando una gran demanda en esta institución.

Todo bombero requiere de formación constante que le permita no solo cumplir con los requisitos de ascenso dentro de la institución y acorde a la normativa nacional, sino que esta formación garantice que ante una situación de riesgo, cada uno de estos profesionales esté adecuadamente capacitado para enfrentarla de tal forma que minimice el riesgo y resguarde la seguridad de la población afectada, ya que, los efectivos o bomberos existentes y los que se incorporarán a mediano plazo lo requieren, esto se debe principalmente a que los bomberos reciben sus cursos de formación y especialización en instituciones privadas, ubicadas en otras ciudades del país o incluso en el exterior, lo que representa que los recursos humanos y de protección civil son



reducidos por este déficit, siendo necesario poder contar con un centro de este tipo, que no solo sirva al municipio sino a toda la ciudad de Valencia.

Es a través de la proyección de un centro de entrenamiento ubicado en la estación central del cuerpo de bomberos del municipio Valencia que se busca dar respuesta para satisfacer la demanda generada por la población del municipio y garantizar las instalaciones suficientes que permitan la formación de mayor cantidad y calidad profesionales bomberiles. Es por ello que, como parte fundamental dentro de dicho proyecto, se hace necesario el diseño de una edificación destinada a las aulas para la formación de estos profesionales, formando un nuevo grupo especializado, con una tecnología y un conocimiento adecuado para servir a la sociedad.

En otro orden de ideas el proyecto de tesis se justifica académicamente porque se realizará un modelamiento y diseño de la estructura de una edificación destinada a aulas educativas, aplicando los fundamentos teóricos adquiridos a lo largo de la carrera de ingeniería civil, generando como resultado un proyecto que cumpla con las exigencias de la normativa Venezolana vigente.

Alcance

La investigación va dirigida a la Estación Central "Tcnel. (B) + Rafael Anselmo Mújica Muñoz" del Instituto Autónomo Municipal cuerpo de bomberos de Valencia ubicada en Zona Industrial Municipal Norte, Av. Ernesto L. Branger en el estado Carabobo. Se contempla el análisis y diseño de una edificación de concreto armado de tres pisos, destinado a funcionar como centro educativo. En los primeros dos niveles se encuentran diversos ambientes destinados a labores administrativas y aulas de clases, mientras que el último nivel está destinado a dormitorios.



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE
AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE
BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



Se diseñarán los diferentes elementos estructurales que conforman la edificación, basados en un sistema constructivo convencional aporticado (losas, vigas y columnas). Para el análisis estructural por cargas de gravedad y sísmico se realizará con un modelado tridimensional usando los Software ETABS e IP3 Cad Estructural 3.0. El análisis de las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y nodos se determinarán para el estado límite de agotamiento resistente en base a las hipótesis y solicitaciones que producen el efecto más desfavorable.

Dicho análisis se realiza bajo el cumplimiento de las Normativa Venezolana FONDONORMA 1753-2006 Proyecto y construcción de obras en concreto estructural, COVENIN 1753-2001 para edificaciones sismorresistentes y Criterios y Acciones Mínimas para el proyecto de edificaciones COVENIN 2002-88.



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

El siguiente capítulo comprende el conjunto de aportes teóricos que existen sobre la problemática que es objeto de estudio y abarca los aportes y conceptos que dan a la investigación, de forma sistemática un canal o vía de abordaje. Son investigaciones que permiten ampliar bajo experiencias, conocimientos para desarrollar la investigación. En toda investigación es necesario conocer los aspectos fundamentales que permiten el desarrollo coherente y coordinado de la misma, esto proporciona un avance consecutivo y coordinado.

2.1 Antecedentes de la investigación

Los antecedentes son la revisión de investigaciones previas que de forma directa o indirecta abordan el tema de investigación, de forma que permiten justificar el estudio que será realizado, poniendo en evidencia la ausencia de un análisis como el que se propone en el presente trabajo especial de grado. Por lo cual en esta sección se hace referencia a los estudios e investigaciones realizadas en diversas instituciones, trabajos de grado, informes y escritos relacionados con lo presente investigación, entre los cuales se presentan los siguientes:

Souto D. y Valbuena L. (2006), en su trabajo especial de grado titulado **“Proyecto estructural para el edificio de la federación de centros universitarios de la universidad de Carabobo. Análisis comparativo de**



costos de material de construcción en concreto armado y en acero”, para optar al título de ingeniero civil de la Universidad de Carabobo, propuso un diseño estructural para el edificio de la Federación de Centros Universitarios de la Universidad de Carabobo, realizando una comparación de los costos de la construcción entre la estructura diseñada en acero y concreto armado, dejando como aporte un proyecto con un diseño eficiente, confiable y económico para el mencionado ente, contribuyendo a la mejora de las instalaciones de la Universidad de Carabobo.

La mencionada investigación presenta además de un análisis de diseño estructural, un estudio de la propuesta más económica al momento de la construcción comparando las características tanto de mano de obra y materiales del mismo proyecto diseñado tanto en acero como en concreto armado, dando como resultado una referencia fiable de cuál es el tipo de edificaciones económicamente más factibles en el país.

Por otro lado, Gutiérrez B. (2008), en su tesis **“Centro de capacitación y estación de bomberos municipales de Jalpatagua, Jutiapa”** realizada para obtener el título de arquitecto de la Universidad de San Carlos de Guatemala, indaga y evalúa físicamente la problemática de la falta de una estación de bomberos en el municipio de Jalpatagua, determinando la forma en que esto afecta de manera directa tanto al casco urbano como a la periferia del mismo, llegando a la solución formal del problema a través de una propuesta el cual representa un servicio básico e infraestructura el cual representa una mejora para la calidad de vida de la población.

A través de esta investigación, que tiene como objeto establecer lineamientos técnicos para el equipamiento cultural y de servicios del municipio Jalpatagua, desarrollando una propuesta a nivel de anteproyecto arquitectónico del centro de capacitación y estación de bomberos para mencionado municipio, se puede obtener como aporte para el desarrollo del



presente trabajo especial de grado los pasos a seguir para realizar un diagnóstico del equipamiento en el ámbito de servicio de emergencia, es decir, la descripción de la situación actual a ser desarrollada y la factibilidad de la realización de este proyecto en el municipio Valencia.

De igual manera, Chang A. (2015), en su tesis para optar por el título de ingeniero civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, titulada “**Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de San Miguel**” desarrolla el análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado de cuatro pisos destinada a funcionar como centro educativo, ubicada la ciudad de Lima.

Por medio de su investigación realizan la aplicación de diversos conceptos y criterios obtenidos a lo largo de sus estudios de ingeniería y presentan diversos criterios prácticos utilizados en el ámbito laboral, que tienen como objetivo simplificar los métodos convencionales, lo que genera un aporte en el desarrollo de esta investigación en el ámbito estructural, en sus métodos de análisis y criterios aplicados, al considerar una edificación de uso educativo.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Estructuras de concreto armado

Concreto

Nilson (2001), explica que el concreto es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado, y agua; posterior la mezcla se endurece.



Concreto Reforzado

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil en tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto. El uso del refuerzo no está limitado a la finalidad anterior. También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión. La combinación de concreto simple con refuerzo constituye lo que se llama concreto reforzado.

2.2.2 Elementos estructurales

Sistema estructural aporricado

Los elementos porticados, son estructuras de concreto armado con la misma dosificación columnas, vigas peraltadas, o planas unidas en zonas de confinamiento donde forman Angulo de 90° en el fondo, parte superior y lados laterales, es el sistema de los edificios porticados. Los que soportan las cargas muertas, las ondas sísmicas por estar unidas como su nombre lo indica. El pórtico o tradicional consiste en el uso de columnas, losas y muros divisorios en ladrillo.

Vigas

Las vigas pueden definirse como miembros estructurales que descansan sobre apoyos en sus extremos y son utilizados para soportar



cargas aplicadas verticalmente. Dichas cargas externas sumadas a su peso propio tienden a flexionarla más que alargala o acortarla.

Losas

Losas o placas de entrepiso son los elementos rígidos que separan un piso de otro, contruidos monolíticamente o en forma de vigas sucesivas apoyadas sobre los muros estructurales. Sus dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su altura donde las cargas son perpendiculares a su plano, se emplean para proporcionar superficies planas y útiles.

Clasificación. Según su composición:

Maciza, Son elementos estructurales de concreto armado, de sección transversal rectangular llena, de poco espesor y abarcan una superficie considerable del piso. Las luces de cada tramo se miden perpendicularmente a los apoyos, cuando éstos no sean paralelos, la luz del tramo será variable y se considerará en la dirección que predomina en la placa. Según sea la forma de apoyo, las losas macizas pueden ser armadas en un sentido, si la losa se apoya en dos lados opuestos. En este caso el acero principal se colocará perpendicularmente a la dirección de los apoyos. Armada en dos sentidos, si se apoya en los cuatro lados. En este caso se colocarán barras principales en los dos sentidos ortogonales.

Nervada, o losas aligeradas están constituidas por vigas longitudinales y transversales a modo de nervios, de gran rigidez. Este tipo de losas se elabora a base de un sistema de entramado, dejando huecos intermedios que pueden ser ocupados permanentemente por bloques huecos o materiales cuyo peso volumétrico no exceda de 900 kg/m.



Las losas reticulares son un sistema que consta de pequeñas vigas en ambos sentidos que al entrecruzarse forman una especie de retícula o entramado, el aligeramiento se logra a base de bloques de espuma de poliestireno, llamados también casetones, las pequeñas vigas o nervaduras que se construyen de concreto reforzado, y una capa de compresión en la parte superior de la losa que tiene como función absorber y distribuir los esfuerzos sobre la losa.

Losas nervadas en una dirección, es otro sistema, en donde las vigas se colocan en un solo sentido, no se forman retículas, el aligerado se logra con elementos de espuma de poliestireno, tienen una ceja para apoyarse directamente en la base o patín de las viguetas. Las viguetas son prefabricadas y pueden venir coladas completamente, o con el alma abierta.

Columnas

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal. Aun en estos casos se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas a compresión dominan su comportamiento. Nilson (2001).

El refuerzo principal en las columnas es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga y consta de barras dispuestas en forma de cuadrado, rectángulo o círculo. Las columnas pueden dividirse en dos grandes categorías, las columnas cortas, en las cuales la resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal, y las columnas esbeltas en las cuales la resistencia puede reducirse significativamente por las deflexiones laterales. Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en



comparación con su longitud. El grado de esbeltez se expresa, generalmente, en términos de la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud r es el radio de giro de su sección transversal.

Fundaciones

Nilson, A (2001) La subestructura o fundación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son: que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que, en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.

Para limitar los asentamientos de la manera indicada, es necesario transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente, y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto. Si no se encuentran suelos adecuados justo debajo de la estructura, es necesario recurrir a fundaciones profundas como pilotes o pilas para transmitir la carga hasta estratos más profundos y de mayor firmeza. Si existe un suelo satisfactorio inmediatamente debajo de la estructura, es suficiente distribuir la carga mediante zapatas, estas subestructuras se conocen como fundaciones superficiales.

Zapatas

Las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. El concreto



reforzado es un material muy adecuado para las zapatas y se usa así en edificios de concreto reforzado, de acero estructural, en puentes, torres y otras estructuras. McCormac (2011).

Tipos de zapatas

Las zapatas superficiales pueden clasificarse como zapatas para muros y zapatas para columnas. Una zapata para muro consiste en una franja de concreto reforzado más ancha que el muro y que distribuye su presión. Las zapatas para columnas individuales son por lo general cuadradas, algunas veces rectangulares, y representan el tipo de fundación más sencilla, económica y por ende más utilizados en suelos con capacidad razonable de carga. Si el suelo es blando o las cargas de las columnas son grandes, las áreas requeridas para las zapatas son tan grandes que se convierten en antieconómicas; en este caso, a menos que las condiciones del suelo exijan una fundación profunda, se adopta una solución consistente en una losa de fundación o en una fundación flotante.

2.2.3 Las Acciones.

Las principales solicitaciones o acciones exteriores a que puede estar sujeta una estructura son: cargas estáticas debidas a peso propio, a cargas vivas y a cargas permanentes, así como cargas dinámicas impuestas por un sismo, por la presión de un viento o por la aplicación repetida de cargas vivas. También se consideran como solicitaciones las deformaciones de la estructura inducidas por asentamiento, contracción, flujo plástico y cambios de temperatura.



Al tratar del diseño estructural se ha hecho hincapié en el desarrollo de métodos de análisis de estructuras, pero se han llevado a cabo estudios limitados sobre los valores probables de las cargas que actúan. Es aquí donde se pueden cometer los mayores errores y donde nuestro conocimiento es más exiguo. La estimación de las cargas debidas al peso propio puede hacerse con relativa precisión: los errores no serán mayores del 20 por ciento, si se han evaluado con cuidado los volúmenes de los materiales y los pesos volumétricos.

En lo que respecta a carga viva, los errores en la estimación pueden ser del 100 por ciento o aún mayores. La carga viva está especificada comúnmente en los reglamentos de construcción como carga uniformemente repartida equivalente, con distintas intensidades de acuerdo con el uso considerado. Estos valores equivalentes especificados se basan en estudios limitados. Los efectos de las cargas equivalentes en la estructura pueden ser muy diferentes de los efectos de las cargas reales. La estimación de cargas laterales debidas a viento o sismo está sujeta aún a mayor incertidumbre. Fácilmente se cometen errores mucho mayores que los anteriores en la estimación de los efectos de estas acciones.

2.2.4 Diseño por estados Límite

Se consideran dos categorías de estados límite los de falla y los de servicio.

Estado límite de agotamiento resistente

Los de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus miembros, o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles que



afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Para revisar los estados Límite de falla, o sea, la seguridad de una estructura, se debe verificar que la resistencia de cada elemento estructural y de la estructura en su conjunto, sea mayor que las acciones que actúan sobre los elementos o sobre la estructura.

2.2.5 Combinaciones de carga para diseño de elementos estructurales

El cálculo de las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros y nodos se determina bajo la hipótesis de utilizar las combinaciones de cargas que produzcan el efecto más desfavorable en las estructuras, estas solicitaciones al combinarse representan el valor máximo para el cual se deben diseñar los miembros es decir la envolvente de diseño. Para garantizar un comportamiento favorable la normativa (1753:2006) ofrece las siguientes combinaciones en el capítulo 9 artículo 9.3:

$$U = 1,4(CP+CF)$$

$$U=1,2(CP+CF+CT)+1,6(CV+CE)+0,5CVt$$

$$U = 1,2CP+1,6 Vt + (\gamma CV \text{ ó } \pm 0,8W)$$

$$U = 1,2CP \pm 1,6W + \gamma CV + 0,5CVt$$

$$U = 1,2CP + \gamma CV \pm S$$

$$U = 0,9CP \pm 1,6W$$

$$U = 0,9CP \pm S$$

$$U = 0,9CP \pm 1,6CE$$

Donde:

U = Solicitaciones factorizadas para el Estado límite de Agotamiento Resistente.

CP = Acciones o solicitaciones debidas a carga permanente.

CV= Acciones o solicitaciones debidas a carga variable, estimada según el uso de los espacios de la edificación.



γ = El factor de combinación de solicitaciones será 1

CF = Acciones o solicitaciones debidas al peso y la presión de fluidos con densidades definidas y alturas máximas controlables.

CT = Acciones o solicitaciones debidas a cambios de temperatura, fenómenos reológicos como la fluencia y la retracción del fraguado y a los asentamientos diferenciales.

CE = Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua contenida en los mismos.

CVT = Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables de techos y cubiertas.

W = Acciones o solicitaciones debidas al viento.

S = Solicitaciones o efectos debidos a las acciones sísmicas, calculadas según lo dispuesto en el articulado de la Norma Venezolana 1756-2001.

Estos factores de mayoración se encuentran establecidos con la idea de cubrir las incertidumbres, en las cargas permanentes y variables, podemos notar que las acciones permanentes tienen un factor menor, ya que su obtención es más un proceso determinístico que probabilístico, como lo son las acciones variables o las del viento, las cuales se combinan con relaciones mayores.

También se aprecia que la norma toma en cuenta combinaciones en las cuales la carga variable es cero y la carga permanente es inclusive minorada en un 10%, esto obedece a que en términos de probabilidad la estructura pudiera ser afectada por un evento sísmico con estas condiciones y que además las cargas permanente hayan sido sobreestimadas en el análisis por parte del profesional, en este caso, la inversión del sismo en los apoyos puede generar estados desfavorables, ya que cuando el sismo tenga un momento positivo y el momento de carga permanente sea bajo, se presenta la condición



en la que el momento del empotramiento de apoyos es positivo, por lo cual debemos diseñar el elemento para tal fin.

2.2.6 Resistencia de diseño

Los miembros deben satisfacer todos los requisitos establecidos en la Norma Venezolana 1753-2006 para asegurar el comportamiento adecuado en los Estados Límites de Servicio y de Agotamiento Resistente. Las estructuras, sus miembros y uniones se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia de diseño (capacidad) mayor o igual a las solicitaciones calculadas para las combinaciones que se estipulan en la norma (demanda). Nominalmente se puede escribir como:

Para flexión $\phi M_n \geq M_u$

Para cortante $\phi V_n \geq V_u$

Para axial $\phi P_n \geq P_u$

Donde:

M_n , V_n , P_n : Valores de momento nominal, cortante nominal y axial nominal respectivamente

M_u , V_u , P_u : Valores de momento último, cortante último y axial último respectivamente

2.2.7 Factor de minoración de la resistencia teórica

La resistencia de diseño de un miembro, la de sus secciones y uniones a otros miembros, será tomada como la resistencia teórica calculada de acuerdo con los requisitos e hipótesis establecidos en la normativa y multiplicada por un factor de minoración de resistencia ϕ . Los factores de



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



minoración de la resistencia teórica establecidos en la Norma Venezolana 1753-2006 en el capítulo 9, se presentan en la siguiente figura.

RESISTENCIA TEÓRICA	FACTOR DE MINORACIÓN ϕ
Flexión o flexión simultánea con fuerzas axiales	
a. Secciones controladas por compresión, tal como se definen en la Sección 10.2.6	
i. Miembros zunchados mediante refuerzo helicoidal continuo conforme a la Sección 10.4.3.	0,70
ii. Miembros con ligaduras cerradas como refuerzo transversal.	0,65
b. Secciones controladas por tracción del acero, tal como se definen en la Sección 10.2.6	0,90
c. Secciones en la zona de transición entre el control por compresión y el control por tracción, tal como se definen en la Sección 10.2.6	Ver Nota ⁽¹⁾
d. Flexión en ménsulas, consolas y soportes similares	0,75
Corte	
Para cualquier miembro estructural, incluyendo los muros que no pertenezcan al sistema resistente a sismos.	0,75
Para muros estructurales que formen parte del sistema resistente a sismos.	0,60
En los nodos y las vigas de acoplamiento reforzadas con grupos interceptados de barras en diagonal.	0,85
En los diafragmas, ϕ no necesita ser menor que el menor factor de minoración por corte aplicado a la resistencia de los componentes verticales del sistema resistente a sismo.	0,85 Véase Comentario
Torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	
Excepto en anclajes postensados y en el Método de las Bielas del Anexo A.	0,65
Diseño según el Anexo A	
Bielas, estribos, zonas nodales y áreas de apoyo en esos modelos.	0,75
Muros estructurales con Nivel de Diseño ND1.	
Muros estructurales con Nivel de Diseño ND3.	0,60
Diseño de Miembros Estructurales de Concreto Simple o no Reforzado, según el Capítulo 19	
Flexión, compresión, corte y aplastamiento.	0,55
Diseño de longitudes de transferencia, según el Capítulo 12	1,00

Figura 1. Factores de minoración de la resistencia teórica.

Fuente. FONDONORMA 1753 (2006)

2.2.8 Estado límite de servicio

Los estados límite de servicio tienen lugar cuando la estructura llega a estados de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su correcto funcionamiento, pero no su capacidad para soportar cargas. La estructura y sus componentes se proyectarán para que tengan la rigidez adecuada para limitar las flechas, deformaciones, vibraciones y fisuración que puedan afectar desfavorablemente la resistencia, el comportamiento en condiciones de servicio y la durabilidad para el uso previsto de la construcción.



Las deflexiones tienen que ser calculadas y evitar que excedan los límites que establecidos en la norma venezolana 1753-2006.

2.2.9 Fundamentos del diseño en concreto armado

Diseño por Flexión

En cualquier sección transversal existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales a la sección. Las componentes normales a la sección son los esfuerzos de flexión (tensión en un lado del eje neutro y compresión en el otro); su función es la de resistir el momento flector que actúa en la sección. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes.

Hipótesis de diseño

La norma Venezolana 1754-2006 en el capítulo 10 establece las condiciones para el diseño de miembros solicitados por flexión, carga axial y sus combinaciones, con arreglo al Estado Límite de Agotamiento Resistente:

1. Las deformaciones del acero de refuerzo y el concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia al eje neutro. Para efectos de diseño, la deformación máxima del concreto en su fibra extrema comprimida, se supondrá igual a $\epsilon_{cu} = 0,003$.
2. La tensión en el refuerzo será calculada de acuerdo

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$\epsilon_s < \epsilon_y$	$f_s = E_s \epsilon_s$
$\epsilon_s \geq \epsilon_y$	$f_s = f_y$

Figura 2. Tensiones en el acero de refuerzo.

Fuente. FONDONORMA 1753 (2006)

3. Distribución de tensiones en el concreto

La distribución rectangular equivalente de tensiones en el concreto, presupone una tensión en el concreto igual a $0,85 f'_c$, uniformemente distribuida sobre una zona comprimida, limitada por los bordes de la sección y una recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra que tenga la máxima deformación en compresión. El factor β_1 o coeficiente de forma se tomará como:

f'_c	β_1
$\leq 280 \text{ kgf/cm}^2$	0,85
$> 280 \text{ kgf/cm}^2$	$1,05 - f'_c / 1400 \geq 0,65$

Figura 3. Valores del factor β_1 .

Fuente. FONDONORMA 1753 (2006)

La distancia c de la fibra con la máxima deformación en compresión hasta el eje neutro debe medirse en una dirección perpendicular a este eje.

En el cálculo de la capacidad resistente de las secciones no se tomará en cuenta la resistencia a tracción del concreto.

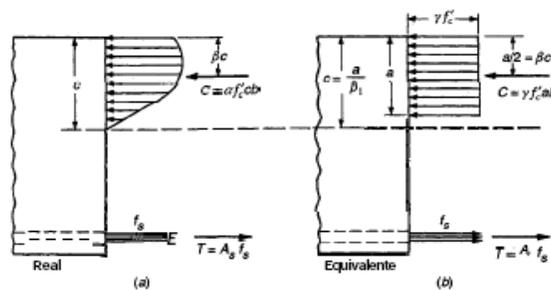


Figura 4. Distribución real y rectangular equivalente de esfuerzos para carga última. Fuente. Diseño de estructuras de concreto. Nilson, A (2001).

Planteando la ecuación de igualdad de fuerzas en la sección, se tiene que:

$$A_s \cdot F_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$



Y el momento nominal de la sección es igual al par generado por estas fuerzas:

$$Mn = As \cdot Fy \cdot (d - \frac{a}{2})$$

Para las ecuaciones anteriores y para las sucesivas, se definen los siguientes términos a usarse:

Cuantía máxima, acero balanceado y acero mínimo

La cuantía se define como una relación entre el área de acero y la sección útil de concreto:

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

La cuantía balanceada se da cuando se produce una falla balanceada, que se obtiene cuando el concreto llega a su deformación última al mismo tiempo que el acero llega a su deformación de fluencia ϵ_y . La cuantía balanceada y la cuantía máxima de una sección se calculan de la siguiente manera:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'c}{Fy} * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \cdot \rho_b$$

Se coloca un área mínima de acero de refuerzo para flexión, en toda la sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción, el cual la norma Venezolana 1754-2006 establece en el capítulo 18, art. 18.3.3, como se indica a continuación:

$$As_{\text{min}} = \frac{0.79 \cdot \sqrt{f'c}}{Fy} \cdot bw \cdot d, \text{ para: } f'c \geq 315 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$As_{\text{min}} = \frac{14}{Fy} \cdot bw \cdot d, \text{ para: } f'c < 315 \text{ Kgf/cm}^2$$

Para miembros de sección T con ala a tracción bw será reemplazado por el menor entre los valores de $2bw$ y la anchura del ala.



Control de deflexiones

Las estructuras se proyectan para cumplir además del estado límite de agotamiento resistente, el estado límite de servicio, el cual permite el diseño de los componentes estructurales con la rigidez adecuada para limitar las flechas.

La Norma Venezolana 1753-2006, establece para miembros sometidos a flexión los espesores mínimos de losas y vigas para no calcular deflexiones, a partir de este criterio se puede realizar un predimensionado conservador de las secciones, en el capítulo 9, tabla 9.6.1.

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Figura 5. Altura mínima de vigas o espesor mínimo de losas, a menos que se calculen flechas. Fuente. FONDONORMA 1753 (2006)

De ser necesario el chequeo de flechas, se deben verificar las deflexiones instantáneas y las deflexiones diferidas.

Deflexiones instantáneas

Son las que ocurren inmediatamente después de aplicadas las cargas. Donde el módulo de elasticidad se calcula según lo establecido en el capítulo 8.5 de la Norma Venezolana 1753-2006, donde establece que para elementos de concreto de peso normal $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ y para peso del concreto con valores entre 1440 y 2500 Kgf/m³ se usa un módulo de elasticidad de $E_c = 0,14 \cdot W_c^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$. Si el $M_{servicio} > M_{cr}$ se usa la inercia de la sección transformada agrietada (I_e), en caso contrario se usa la inercia de la sección



no agrietada, o inercia bruta (I_g). El momento de inercia “ I_e ” se obtiene de la siguiente manera:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I$$

Donde el momento de fisuración M_{cr} , se calcula según la siguiente ecuación:

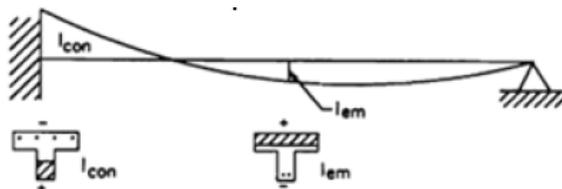
$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I}{y_t}$$

La resistencia promedio a la tracción por flexión f_r para concretos de peso normal se calcula como:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

Para tramos continuos, el momento de inercia efectivo en cada tramo puede calcularse promediando el valor obtenido para la sección crítica con momento positivo, y la sección crítica con momento negativo. Para los miembros de sección constante, simplemente apoyados o continuos, el momento de inercia efectivo puede tomarse como el valor obtenido para el centro del tramo; para los voladizos, se usará el momento de inercia efectivo del apoyo.

Para casos de apoyos variables, se puede contemplar una inercia efectiva promedio como se indica:



$$I_e = 0.85I_{em} + 0.15I_{con}$$



$$I_e = 0.70I_{em} + 0.15(I_{e1} + I_{e2})$$



Para el cálculo de las deflexiones diferidas, la norma hace uso de expresiones que poseen orígenes empíricos, ya que la influencia de los fenómenos de retracción y de flujo plástico del concreto es compleja y difícil de modelar. El enfoque de la norma se basa en determinar un factor λ que define la deflexión diferida en proporción a la deflexión inmediata que sufre el elemento.

Se considera que $\lambda = \frac{\zeta}{1+50\rho'} \geq 1$, en donde ζ es un factor que depende de la duración de la carga, y ρ' es la cuantía de acero en compresión ($A's/bd$).

En el cálculo de deflexiones diferidas propuesto por la norma no es posible diferenciar el aporte de la retracción, ni el aporte del flujo plástico en las deformaciones totales. Además, no se consideran factores como la edad de carga, humedad del ambiente, o la calidad de la mezcla de concreto; pese a su influencia en la retracción y flujo plástico.

TIEMPO	FACTOR ξ
3 meses	1,0
6 meses	1,2
1 año	1,4
5 años o más	2,0

Figura 6. Factor “ ζ ” para flechas calculadas debido a cargas persistentes. Fuente.FONDONORMA 1753 (2006)

Finalmente, la Norma establece los límites permisibles de las flecha, los cuales varían según el tipo de elemento y si estos comprometen o no elementos no estructurales que puedan sufrir daños. Cuantitativamente, estos límites se expresan como una fracción de la luz libre.



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



TIPO DE MIEMBRO	FLECHA A CONSIDERAR	FLECHAS LÍMITES
Techos planos con pendiente mínima que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Flecha instantánea debida a la carga variable.	L /180 ⁽¹⁾
Pisos que no soportan ni están unidos a miembros no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		L/360
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Aquella parte de la flecha total que se produce después de colocar los componentes no estructurales (suma de la flecha a largo plazo debida a todas las cargas permanentes) y la flecha instantánea debida a cualquier carga variable adicional aplicada después de colocar los miembros no estructurales ⁽³⁾ .	L/480 ⁽²⁾
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales no susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		L/240 ⁽⁴⁾
<p>(1) Este límite no toma en consideración la posible formación de lagunas o charcos, porque se cumple la Norma Venezolana 3400.</p> <p>(2) Se puede exceder este límite si se toman medidas adecuadas para prevenir el daño de los miembros unidos o soportados.</p> <p>(3) La flecha a largo plazo debe determinarse de acuerdo con la Subsección 9.6.2 pero puede reducirse deduciendo la parte de la flecha que se produce antes de la colocación de los miembros no estructurales. Esta última puede determinarse con base en los datos técnicos referentes a las características de variación con el tiempo de las flechas de miembros similares a los considerados.</p> <p>(4) Este límite no será mayor que la tolerancia prevista para los miembros no estructurales. El valor puede ser excedido cuando la contra flecha proporcionada es tal que la diferencia entre ésta y la flecha total no supere el límite estipulado.</p>		

Figura 7. Flechas máximas permisibles.

Fuente.FONDONORMA 1753 (2006)

Diseño por Cortante

El diseño de los miembros solicitados por fuerza cortante debe satisfacer la condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde **V_u** es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y **V_n** es la resistencia teórica al corte, calculado según la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Para el diseño, se considera que la resistencia al corte puede dividirse en la resistencia proporcionada por el concreto (**V_c**), y la resistencia proporcionada por los estribos de acero (**V_s**). Estas quedan definidas por las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

En donde **A_v** es el área de todas las ramas en una sección de estribos, y **s** es la distancia entre cada sección.

La expresión que define la resistencia en corte del concreto tiene un origen empírico, en base a ensayos sobre vigas sin refuerzo por corte. La expresión que define el aporte de los estribos queda definida por el área de



estribos que intercepta una grieta a 45° , asumiendo que estos alcanzan la fluencia.

En el caso de las vigas que poseen responsabilidad sísmica, estas tienen limitaciones adicionales indicadas en el capítulo 18, artículo 18.3.5 de la norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006. Esto se debe a que en dichos elementos se espera la formación de rótulas plásticas, y se requiere que sean capaces de liberar grandes cantidades de energía mediante mecanismos de falla dúctiles. Para vigas sísmicas, la norma establece la necesidad de confinar las zonas cercanas a los apoyos mediante una distribución de estribos más estricta. Estas zonas, llamadas zonas de confinamiento, tienen una extensión igual a L_{cf} o Longitud de confinamiento calculada según las ecuaciones definidas en la sección 18.3.4 de la norma antes mencionada.

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

Figura 8. Longitud de confinamiento. L_{cf}

*Fuente.*FONDONORMA 1753 (2006)

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

1. $d/4$.
2. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
3. 24 veces el diámetro del estribo.
4. 30 cm.

En las zonas no confinadas, y a menos que el diseño por corte resulte más exigente, se colocará acero de refuerzo transversal mínimo con una separación no mayor que $0,5d$.



Diseño por Flexocompresión

Los elementos que están principalmente sometidos a flexo compresión son las columnas y los muros de corte. El diseño de estos elementos se hace siguiendo las mismas hipótesis del diseño por flexión, pero considerando adicionalmente los efectos de esbeltez.

Adicional a los efectos antes descritos, se encuentra la flexión biaxial, que se presenta casi siempre si se consideran los efectos de sismo en una dirección y de cargas de gravedad en la otra. Cuando uno de los efectos en una dirección no es considerable, el elemento se puede analizar sólo por flexión uniaxial. Un concepto fundamental para el diseño de los elementos sometidos a flexocompresión es el denominado Diagrama de Interacción, que se define como el lugar geométrico delimitado por las infinitas combinaciones de M_n y P_n que originan la falla de una sección.

Los elementos tipo columnas o muros de corte tienen una infinidad de combinaciones de momento flector y carga axial que pueden producir su falla. Conociendo las propiedades del material, la sección de la columna o muro y la distribución del acero de refuerzo, se puede construir un diagrama de interacción nominal (M_n . vs P_n .) con las diferentes combinaciones de momento flector y carga axial que causa la falla de la sección.

El procedimiento de diseño consiste primero en generar o suponer una sección de una columna con una cuantía de acero y crear su diagrama de interacción de diseño. Después se deben obtener los puntos (M_u , P_u), resultado de hacer todas las combinaciones de carga, y lograr que estos puntos se encuentren sobre o dentro del diagrama de interacción de diseño.



En caso contrario se debe aumentar la cuantía de acero en la sección hasta lograr que los puntos entren en el diagrama.

Diseño de fundaciones

Superposición de efectos

Los casos de carga a considerar para los análisis de fundaciones superficiales y pilotes son definidos por la norma, según la siguiente tabla:

CASO DE ANÁLISIS	Q
Con solicitaciones sísmicas	1.1 CP + CV ± S 0.9 CP ± S
Postsísmico	1.1 CP + CV

Figura 9. Superposición de efectos

Fuente.COVENIN 1756 (2001)

Donde:

Q = Solicitaciones para la verificación de la capacidad portante de las fundaciones.

CP = Efecto debido a cargas permanentes.

CV = Efecto debido a cargas variables.

S = Efecto debido a las acciones sísmicas.

Diseño por flexión

La sección resistente a flexión se evalúa en la cara de la columna, o pedestal. El momento último que actúa en dicha sección, en este caso, se tomó el momento más desfavorable producto de la combinación de cargas, obtenido de ETABS.

Altura útil requerida (d).

$$d = M_u / (\phi \times f'_c \times b)$$

Área de acero requerida por flexión (A_s).

$$A_s = M_u / (\phi f_y J_u d)$$



Área de acero mínima (A_s min)

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times b \times h.$$

Donde:

$$\mu = 0.13 - 0.15$$

J_u = Cuantía

b = Ancho de zapata.

h = Altura de zapata.

$$\phi = 0.90.$$

f'_c = Resistencia cilíndrica a la compresión.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Diseño por corte.

La sección resistente a corte se evalúa a una distancia d la cara de la columna, o pedestal, donde se determina:

$$V_u = q_u \times L' \times B$$

$$V_u = V_u / (B \times d) \leq V_c.$$

$$V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c}$$

$$\phi = 0.75.$$

B = Ancho de la zapata.

d = Altura efectiva.

Diseño por punzonado



La sección resistente a corte se evalúa a una distancia $d/2$ la cara de la columna, o pedestal. Este se realiza haciendo uso de las siguientes ecuaciones:

$$V_u = P_u - q_u \times (b + d)^2$$

$$b_o = 4 \times (b + d)$$

$$u = V_u / (b_o \times d) \times c$$

$$c = \phi \times 1.06 \times f'_c$$

$$\phi = 0.75.$$

b_o = Perímetro de Punzonado.

d = Altura efectiva.

Diseño de viga de riostra

Los miembros estructurales de las fundaciones aisladas están conectados entre sí por vigas de riostra actuando como diafragmas, en dos direcciones ortogonales, por debajo del nivel del terreno.

Las vigas de riostra que actúan como vínculo horizontal entre cabezales o Fundaciones, se dimensionan para que la razón entre la luz libre y la altura total de las mismas sea menor que 10, preferiblemente 7. Su diseño a tracción debe ser capaz de soportar axialmente la mayor carga en las columnas que enlaza la riostra multiplicada por un coeficiente igual a $(\alpha A_0) / 3$, pero no menor que al 10% de la carga. El área de acero a flexión debe resistir el 75% del momento último y se calcula de la siguiente manera:

$$A_s = M_u / (\phi f_y J_u d)$$

J_u = Cuantía

b = Ancho de viga

ϕ = 0.70

d = Altura útil



f_y = tensión de cedencia del acero de refuerzo.

Los estribos cerrados en toda su longitud deben contar con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección ó 30 cm y el recubrimiento mínimo de protección será de 7.5 cm.

2.2.10 Requerimientos de mínimos para el detallado del acero de refuerzo longitudinal

Losas

Longitud de anclaje y empalme en barras de refuerzo

El detalle de anclaje de refuerzo tiene la finalidad de garantizar que este sea capaz de desarrollar su resistencia debido a que es necesaria una adecuada adherencia entre el concreto y el acero. Existen dos tipos de mecanismos que permiten el anclaje del refuerzo. El logrado mediante el desarrollo de una longitud mínima de anclaje, y el logrado mediante el uso de un gancho estándar de 90° o 180°. La norma venezolana FONDONORMA 1753:2006 define la longitud mínima de desarrollo como.

$$L_d = \left(0.283 * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\frac{c_d + K_{tr}}{d_b}} \right) * d_b$$

C_d = el menor valor entre el recubrimiento y la separación del acero de refuerzo

d_b = diámetro de la barra

$\alpha, \beta, \gamma, \lambda$ = Factores de modificación de la longitud de transferencia.

Longitu anclaje



La longitud de anclaje (L_{dh}) mediante gancho estándar L_{dh} para barras con resaltes en tracción, se calculará con la siguiente ecuación. En todo caso λ_{dh} , L_{dh} no será menor que $8d_b$ ni 15 cm.

$$L_{dh} = \left(\frac{0.075 f_y * \beta * \lambda_{dh}}{\sqrt{f'_c}} \right) * d_b$$

Vigas

Acero de refuerzo longitudinal

El detallado del acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con las siguientes condiciones

- a) En las caras de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior de la viga deberá ser tal que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos, es decir el acero inferior en los apoyos debe ser por lo menos igual a la mitad del acero superior para poder garantizar la ductilidad del acero.
- b) En cualquier sección a lo largo del miembro la capacidad resistente tanto de momentos positivos como negativos, será por lo menos igual a la cuarta parte de la mayor capacidad resistente de la sección en la cara de los apoyos.
- c) La cuantía máxima de acero no deberá exceder 0,025
- d) En cada sección del miembro habrá por lo menos una barra continua no menor de #4 en cada esquina.



Longitud de confinamiento

El acero de refuerzo transversal en forma de estribos cerrados, debe confinar las siguientes zonas. La porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a LCF, en ambos extremos del vano.

Una distancia igual a LCF, a cada lado de la sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión, a consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos en la estructura. Ver figura 8

Debe garantizarse el confinamiento de la porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a $2h$ en ambos extremos de la viga, así mismo la norma recomienda confinar toda zona en que se considere probable que ocurra cedencia por flexión.

Refuerzo transversal

La separación máxima de los estribos en las zonas de confinamiento no deberá en ningún caso exceder el más pequeño de los siguientes valores en comparación con el calculado:

- $d/4$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada.
- 24 veces el diámetro del estribo
- 30cm

Fuera de la zona de confinamiento de la viga deberá cumplirse una separación entre estribos no mayor de $d/2$. Estos requerimientos de separación mínima deberán cumplirse a menos que la separación por requerimientos de cálculo resulte más exigente.

Columnas

Longitud de Confinamiento (L_o)

Se dispondrá a lo largo de la longitud L_o , 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 inelásticos en la estructura. La cual se debe ser más exigente con el refuerzo transversal debido a que las mismas son más susceptibles a sufrir por acciones sísmicas se determina como la mayor longitud de las siguientes:

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

Separación máxima zona de confinamiento

En la zona de confinamiento la separación entre los estribos está limitada como sigue:

- Una cuarta parte de la menor dimensión del miembro.
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- El valor S_x , definido por:

$$S_x = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$$

$$10 \leq S_x \leq 15$$

h_x = Base menor de la sección

Separación máxima zona de no confinamiento

La separación de los estribos fuera zona de confinamiento es menos exigente y se rige por lo siguiente:

- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 15cm.

En cada dirección principal de la sección transversal de la columna, el área total de los estribos cerrados, no será menor que el mayor de los valores



dados por las siguientes ecuaciones donde h_c , es la dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro del acero de confinamiento:

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{S_{hc} * f_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{S_{hc} * f_c}{f_y}$$

A_g : Área gruesa

A_c : Área total de la sección transversal de un miembro estructural, medida exteriormente al refuerzo transversal

s_{hc} : separación vertical de los estribos

2.2.11 Criterios de estructuración

La respuesta ante sismos depende de las características de la estructura, a continuación, se describen características que, según la experiencia adquirida del estudio de los efectos de sismos intensos en edificios, son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio.

- Simplicidad y simetría: Se utiliza este criterio debido a que de manera empírica se sabe que una estructura simple y simétrica tiene un mejor comportamiento frente a eventos sísmicos en comparación a estructuras con mayor grado de complejidad.
- Rigidez lateral: Es necesario que la estructura posea una densidad adecuada de elementos capaces de controlar los desplazamientos laterales, ya que deformaciones mayores vienen acompañada de daños mayores tanto a elementos estructurales como no estructurales.



- Resistencia y ductilidad: La estructura debe tener una resistencia adecuada de forma que permita controlar el nivel de daño en eventos menores, igualmente debe poseer una ductilidad suficiente para poder otorgar a la estructura la capacidad de soportar eventos mayores sin colapsar, como sería el caso de eventos sísmicos.
- Hiperestaticidad y monolitismo: La estructura debe tener una disposición hiperestática de tal manera que se pueda lograr una mayor capacidad resistente, al permitir que la formación de rótulas plásticas disipe mejor la energía del sistema.
- Uniformidad y continuidad de la estructura: La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, evitando cambios bruscos en la rigidez de los elementos que generen concentraciones de esfuerzos.
- Existencia de diafragmas rígidos: Entre las hipótesis principales se considerará la existencia de una losa rígida, de manera que permita considerar a la estructura como una unidad y compatibilizar los desplazamientos. Como consecuencia de esto se puede distribuir las fuerzas horizontales aplicadas entre los pórticos y losas de acuerdo a su rigidez lateral.

2.2.12 Clasificación según la regularidad de la estructura

La norma sismorresistente considera en el Art. 6.5.2 los criterios que deben ser considerados para definir que una estructura sea irregular. Estos se dividen en irregularidades verticales y en planta, y se describen a continuación:

Irregularidades verticales



-Entrepiso blando: Verifica que el sistema estructural no presente cambios bruscos de rigidez en la altura, que puedan generar concentraciones de solicitaciones sísmicas. La rigidez lateral de un entrepiso no debe ser menor al 70% del entrepiso superior o al 80% del promedio de los tres entrepisos superiores.

-Entrepiso débil: Verifica la misma condición que en el entrepiso blando, pero evalúa la resistencia lateral en la altura, en esta evaluación se incluye la contribución de la tabiquería y se puede omitir cuando su contribución sea mayor en el piso inferior que en los superiores.

-Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos: Verifica la existencia de cambios bruscos en las masas entre pisos adyacentes. Se considera un límite la variación de 130% entre masas de los pisos contiguos.

-Aumento de las masas con la elevación: Verifica si la distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura.

-Variaciones en la geometría de sistema estructural: Verifica que la estructura sea dimensionalmente similar en altura. Se considera una estructura como irregular si la dimensión en planta es mayor que 130% de un piso adyacente.

-Esbeltez excesiva: Verifica la esbeltez de la estructura la cual se considera excesiva si el cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4.

-Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales: Se considera un edificio irregular si este cuenta con elementos verticales que presenten alguno de los siguientes casos:

- i) No continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.
- ii) Su ancho en un entrepiso presenta una reducción que excede el 20% del ancho del entrepiso superior en la misma dirección horizontal.



- iii) Desalineamiento horizontal del eje entre dos pisos consecutivos superior a $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.

-Falta de conexión entre miembros verticales: Cuando alguno de los miembros verticales no está conectado al diafragma de algún nivel.

-Efecto columna corta: Marcada reducción en la longitud libre de la columna, por efecto de restricciones laterales como paredes u otros elementos no estructurales.

Irregularidades en planta

-Gran excentricidad: En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el 20% del radio de giro inercial de la planta.

-Riesgo torsional elevado: Si en algún un piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

- i) El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al 50% del radio de giro inercial r .

- ii) La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el 30% del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección.

-Sistema no ortogonal: Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

-Diafragma flexible

- i) Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.
- ii) Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el 40% de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del



entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el 30% del área del citado rectángulo circunscrito.

- iii) Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el 20% del área bruta de las plantas.
- iv) Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
- v) Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

2.2.13 Terminología de los bomberos

Estación de bomberos

Según La guía para el diseño de estaciones de bomberos (2009), es una edificación diseñada con criterios de seguridad exigentes, ubicada en un área estratégica dentro de una zona urbana, puerto o aeropuerto y que tiene una disposición espacial para atender las necesidades básicas del personal de bomberos.

Brigada de emergencia

Personal voluntario de una empresa o institución, pública o privada, debidamente seleccionado, entrenado e identificado para la prevención y respuesta primaria en el control de incendios, soporte básico de vida técnicas de desalojo, entre otros, con el objeto de atender las emergencias dentro de las instalaciones de su organización.

Clasificación de estaciones de bomberos. Tipos de estaciones

Tipo I. Es la edificación principal, contiene al componente administrativo y la mayor cantidad de recursos humanos, materiales y equipos; se debe



encontrar en un sitio que permita el fácil acceso de vehículos y peatones, con la dotación de equipos suficientes y necesarios para atender y apoyar el área de cobertura. Concentra la comandancia de la institución, el aspecto administrativo, la dirección de los servicios, además, puede contener otros servicios como la central de comunicaciones y diversos departamentos especializados, todo ello dependiendo del terreno y del área de construcción disponible. Los servicios especiales, tales como, talleres mecánicos, escuela de formación, deben ubicarse en otras edificaciones diseñadas especialmente para dicho propósito o como parte de las subestaciones.

Tipo II. Las subestaciones son edificaciones que contemplan la dotación necesaria para atender las emergencias de su área de cobertura, su dotación mínima incluye equipos de primera y de segunda intervención, además, debe contener servicios administrativos de la estación, oficina para prevención y protección contra incendios, aulas o salón de usos múltiples, almacén, área de mantenimiento de equipos y herramientas de bomberos, áreas de deporte o gimnasio.

Tipo III. Es una edificación con la dotación mínima necesaria que incluye equipos de primera intervención, servicios de aula o salón de usos múltiples y área de deporte o gimnasio, para atender las emergencias de su área de cobertura.



CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Tamayo y Tamayo (2003) define al marco metodológico como “Un proceso que, mediante el método científico, procura obtener información relevante para entender, verificar, corregir o aplicar el conocimiento”, dicho conocimiento se adquiere para relacionarlo con las hipótesis presentadas ante los problemas planteados. (p.37)

En consecuencia, el siguiente capítulo trata de detallar el conjunto de métodos, técnicas, procedimientos y protocolos instrumentales que facilitan la obtención de datos fiables y de esta forma lograr los objetivos que orientaron la realización de esta investigación, con el fin de desarrollar una propuesta de diseño estructural para el edificio de aulas del centro de entrenamiento del Cuerpo de Bomberos del Municipio Valencia del Estado Carabobo.

3.1 Tipo de investigación.

La investigación se enmarcó dentro de la modalidad de proyecto factible, apoyado en una investigación de campo de carácter tipo descriptivo y documental que consiste en la propuesta de un modelo funcional viable o de una solución posible a un problema de tipo práctico, con el objeto de satisfacer necesidades de entes específicos (institución, comunidad, grupo social, persona en particular, entre otros).



En este sentido, la UPEL (1998) define el proyecto factible como un estudio "que consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales". La propuesta que lo define puede referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos o procesos, que sólo tienen sentido en el ámbito de sus necesidades.

3.2 Tipo de estudio.

Tipo de estudio es el grado de investigación con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio: Según Aria, F (2004) "las investigaciones pueden ser exploratorias, descriptivas, o explicativas (P.21)".

"La investigación de tipo descriptiva trabaja sobre realidades de hechos, y su característica fundamental es la de presentar una interpretación correcta. Para la investigación descriptiva, su preocupación primordial radica en descubrir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos de fenómenos, utilizando criterios sistemáticos que permitan poner de manifiesto su estructura o comportamiento. De esta forma se pueden obtener las notas que caracterizan a la realidad estudiada" (Sabino 1986).

En tal sentido el trabajo presentado se conceptualiza como una investigación de tipo descriptivo, debido que trabaja sobre realidades intentando captar, reconocer y evaluar sobre los documentos y planos la necesidad del desarrollo de una estructura, generando la propuesta de un modelo funcional viable o de una solución posible a un problema de tipo práctico, con el objeto de satisfacer necesidades de entes específicos



(institución, comunidad, grupo social, persona en particular, entre otros) como lo es el caso del cuerpo de bomberos del municipio Valencia.

3.3 Diseño de la Investigación.

Ya establecidos todos los puntos anteriores es necesario comenzar a desarrollar un diseño para dar forma a la investigación. Según Hernández, Fernández y Baptista, 2003, el término diseño se refiere a un plan o una estrategia preestablecida para poder llegar a la información que se necesita lo más específica posible. El presente trabajo se considera como diseño no experimental ya que no existe una manipulación de ningún tipo con respecto a las variables de estudio. Hernández Fernández y Baptista (2003) definen el diseño no experimental como, “los estudios que se realizan sin la manipulación deliberada de variables y en los que sólo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos”.

3.4 Población y muestra.

Según Balestrini (1997) “Una población está determinada por sus características definitorias. Por lo tanto, el conjunto de elementos que posea esta característica se denomina población o universo. Población es la totalidad del fenómeno a estudiar, donde las unidades poseen una característica común, que se estudia y da origen a los datos de la investigación, es decir, una población es un conjunto de todas las cosas que concuerden con una serie determinada de especificaciones” (P. 137). Ante esto se puede especificar que la población estudio está conformada por el instituto autónomo municipal del cuerpo de bombero Valencia.

La muestra es un "subconjunto representativo de un universo o población." (Morles, 1994, p. 54). La muestra se encuentra conformada por la estación central del cuerpo de bomberos “Tcnel Rafael Anselmo Mújica



Muñoz”, ubicada en la Zona Industrial Municipal Norte, Av. Ernesto L. Branger.

3.5 Técnica e instrumentos de recolección de datos.

Las técnicas de recolección de datos son las distintas formas o maneras de obtener la información. “Se entenderá por técnica, el procedimiento o forma particular de obtener datos” (Arias, 2006).

Entre las técnicas empleadas en la presente investigación para la toma de los datos necesarios para la realización del estudio, se utiliza principalmente la técnica de observación directa la cual se utilizó en una inspección visual de las instalaciones de la estación central y de esta forma determinar la situación actual de la estación, así como del terreno disponible para el planteamiento del proyecto.

Adicionalmente se realizaron entrevistas al Mayor Marcial Licon, la cual nos permitió establecer la distribución de los espacios necesarios dentro de la edificación y el alcance del mismo. Finalmente se realizó un análisis documental y de contenido de planos de ubicación y documentos tales como el estudio de suelos.

Los instrumentos son los medios materiales que se emplean para recoger y almacenar la información. En este caso se trata de instrumentos de papel y lápiz, es decir, formatos que permitieron recopilar la información de forma organizada para su posterior análisis.

3.6 Procedimiento de la investigación.

Para lograr los objetivos planteados referidos inicialmente, se requiere seguir ciertos pasos o etapas con un orden riguroso para obtener los



resultados de la investigación. A continuación, se presentará en forma precisa la metodología usada para desarrollar la propuesta de diseño estructural del edificio de aulas del centro de entrenamiento del cuerpo de bomberos del municipio Valencia.

3.6.1 Fase I: Estructuración y predimensionado

La estructuración consiste en definir la ubicación y las características de todos los elementos estructurales de tal manera que el edificio tenga un buen comportamiento ante sollicitaciones de cargas de gravedad y de sismo.

1. Criterios de Estructuración

Para lograr un adecuado comportamiento en la estructura se siguen los siguientes criterios:

- Simplicidad y simetría
- Rigidez lateral
- Resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Diafragma rígido

2. Estructuración y predimensionado

Se escoge el sistema estructural del edificio de concreto armado y se aplican los criterios de predimensionado para dar dimensión aproximada de los elementos estructurales comprendidos por columnas, vigas y losas; en base a los criterios establecidos en la norma COVENIN 1753-2006 Proyecto y construcción de obras en concreto estructural.



3.6.2 Fase II: Análisis de cargas

Se calculan las cargas verticales con las que se encuentra sometida la estructura del edificio, de tal manera que los elementos se diseñan para que sean capaces de resistir dichas cargas a través de lo establecido en la Norma Venezolana COVENIN 2002-88 de Criterios de acciones mínimas para proyecto de edificaciones.

3.6.3 Fase III: Análisis sísmico

Por medio de esta fase, se realiza el análisis del comportamiento de la estructura ante un evento sísmico a través de los requisitos establecidos en la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001-1 Edificaciones Sismorresistentes. De esta forma se estiman los períodos de vibración de la estructura, el cortante basal, los desplazamientos laterales máximos y las sollicitaciones de diseño producidas debido a la ocurrencia de un evento sísmico a lo largo de la vida útil de la edificación.

Este análisis se realiza a través de la utilización del software de cálculo ETABS 2016 Ultimate 16.2.9, el cual permite realizar un modelado tridimensional considerando pórticos de concreto armado conformados por vigas, columnas y losas, conectadas entre sí mediante diafragmas rígidos.

3.6.4 Fase IV: Diseño de los elementos estructurales

En esta fase se presenta el procedimiento de diseño de los diferentes componentes estructurales de la edificación, como lo son las losas, vigas, escaleras, columnas y fundaciones, considerando las cargas cortantes, axiales y de momento que actúan sobre cada uno de estos elementos.

El diseño se basa en lo establecido en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006 y adicionalmente, se hace uso del software



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



ETABS 2016 Ultimate 16.2.1, IP3 Losas y escaleras 4.0, IP3 Cad Estructural 3.0 y excel.



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANALISIS DE RESULTADOS.

En este capítulo se explican de manera detallada las fases de la investigación, con sus respectivos procedimientos y anexos pertinentes.

4.1 Fase I: Estructuración y predimensionado

4.1.1 Descripción de la arquitectura

Inicialmente se Definió de la arquitectura: Se realizaron visitas a la estación donde se corroboró el terreno disponible para la construcción del edificio, siendo el mismo un terreno amplio de aproximadamente 7000 m² y por medio de entrevistas con el mayor marcial licon se establecieron los requerimientos mínimos. Cumpliendo los criterios de estructuración:

- Simplicidad y simetría: De forma que la estructura tenga un mejor compartamiento frente a eventos sísmicos.

- Uniformidad y continuidad tanto en planta como en elevación, para tener una estructura regular.

Se realizó una propuesta de arquitectura, la cual es revisada y modificada por el Arq. Fernando Cabrera, de esta forma que se obtienen los planos arquitectónicos finales.

Los dos primeros niveles, destinados a aulas, las cuales cuentan con dos ambientes, un salón de usos múltiples de 120 m² y 5 aulas de clases de 45 m², adicionalmente espacios de uso administrativo que consisten en 2 oficinas ubicadas en la segunda planta, comedor y sala de estar. El último



nivel, cuenta con 10 dormitorios de 30 y 35 m². Por otro lado, se cuenta con un pasillo principal de acceso ubicado en cada uno de los niveles, conectado con una escalera a cada lado de la edificación, y una escalera que permite el acceso al techo, ubicada en el último nivel.

La altura total de la edificación es de 12 m, con una altura típica de entrepiso de 4 m. El techo no cuenta con cargas especiales debido a equipos eléctricos, mecánicos o de HVAC. Se presenta en la Figura 10 una planta típica de arquitectura, correspondiente al piso 1. Los planos más detallados de la arquitectura correspondiente a cada planta del proyecto se presentan adicionalmente en un archivo PDF.

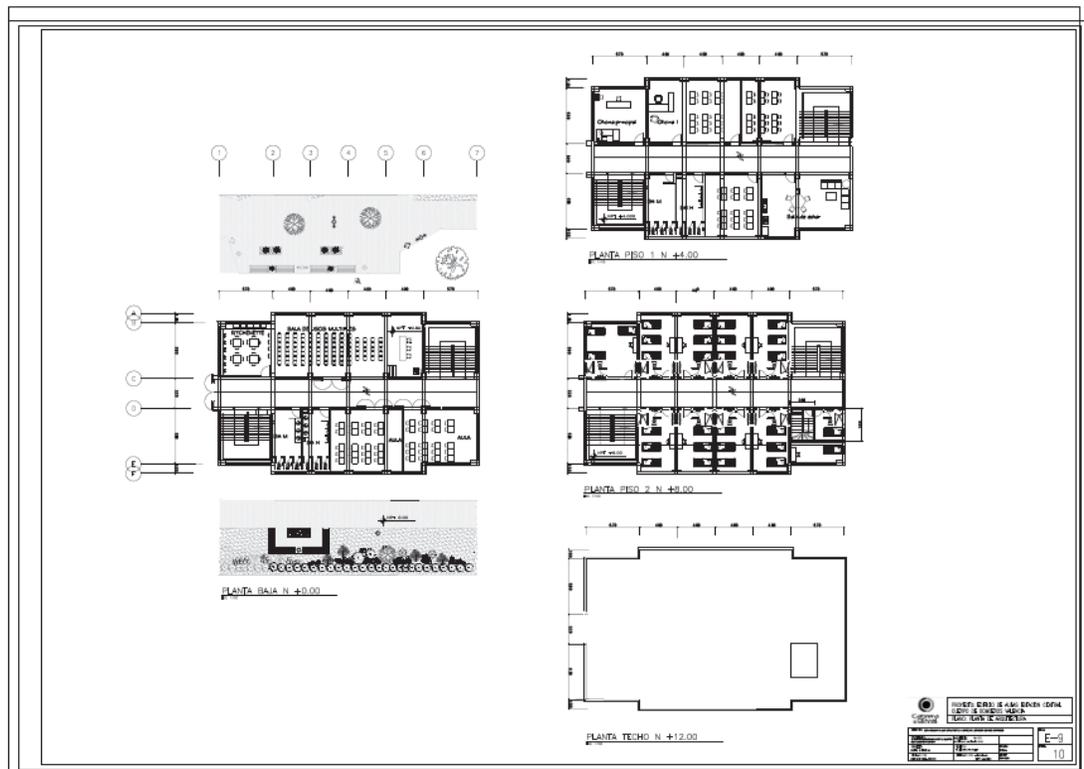


Fig. 10. Planos de plantas típicas de arquitectura.

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018).



4.1.2 Estructuración y predimensionado

Para un análisis adecuado de las estructuras en la actualidad se realizó un predimensionado para conocer un aproximado de las dimensiones de los elementos estructurales, una vez que se realiza se verifica que dichas dimensiones sean convenientes o si deberán modificarse para continuar con el diseño de los mismos.

- Losas:

Las losas de entrepiso transfieren las cargas de gravedad sobre ellas a las vigas o columnas, además de cumplir la función de compatibilizar los desplazamientos laterales de los niveles. En este caso se utilizan losas nervadas armadas en una dirección.

Para el predimensionado de losas nervadas se procede a el espesor mínimo para losas que recomienda la Norma FONDONORMA 1753-2006 descrito en la figura 9.6.1.

Para espesores menores a los propuestos mediante este procedimiento se tuvo consideración especial en el control de deflexiones, debido a que los espesores calculados de acuerdo a la norma son los espesores mínimos para evitar el chequeo de deflexiones. En estos casos ha de ser comparada con la figura 8 para las flechas o deflexiones máximas permisibles.

- Losa de escalera:

Para predimensionar el espesor de la losa de la escalera se asume que ésta actúa como una losa maciza armada en una dirección sometida a flexión. Por lo tanto, su espesor deberá ser mínimo $L_n/30$, donde L_n es la luz libre entre apoyo. Esta condición se aplica para controlar la deflexión. Basados en este criterio se utiliza una escalera con un espesor de $h = 20$ cm.

- Vigas:



Se encargan de transmitir las cargas de gravedad de las losas a las columnas y muros, y además conforman parte de los pórticos que brindan rigidez lateral a la estructura. Para el predimensionado de las vigas de carga existen 3 métodos donde se obtienen dimensiones aproximadas de base y altura.

El más sencillo de cálculo y el más utilizados se trata de escoger la viga a dimensionar, posterior se realizan 2 corte entre dos apoyos distintos, donde se dice que la altura de la sección de la viga es $L/10$ o $L/12$, y la base es de 0.5 veces la altura de la sección.

El segundo método consiste en el uso de la tabla 9.6.1 para el predimensionado de losas utilizado en la Norma COVENIN 1753-2006. De esta manera se obtiene dos alturas de vigas, y se utiliza el promedio de ambas.

➤ Longitud de viga= 5.9 m

1- $h \text{ viga} = 590/10 = 59 \text{ cm}$

2- $h \text{ viga } 2 = 590/18.5 = 32 \text{ cm}$ (tramo con un solo extremo continuo)

$$h_{\text{prom}} = 45.5 \text{ cm}$$

Se utiliza una altura de 50 cm para las vigas y una base de 30 cm como mínimo.

- Columnas:

Las columnas transmiten verticalmente hacia las fundaciones las cargas de gravedad que reciben, y lateralmente soportan cargas sísmicas formando pórticos con las vigas. Se debe tener en consideración los efectos de cargas axiales por gravedad en conjunto con los momentos flectores que pueden transmitir las vigas. Para columnas cuyo diseño es controlado por cargas de gravedad, sus dimensiones pueden estimarse.

En el proceso de predimensionado, se deben tener como datos iniciales, la propuesta de ubicación de columnas, debe procurarse de forma racional evitar en lo posible originar discontinuidades, tratando de no variar las



distancias entre vanos de un mismo pórtico, con objetivo de no originar irregularidades estructurales que produzcan respuestas estructurales no deseadas. Del mismo modo también se debe tener como dato, la definición o el uso del edificio, con la finalidad de estimar las cargas actuantes.

Se procede a calcular el área tributaria de cada columna el cual varía si es una columna central, esquinera o de lindero. Y aplicando la siguiente ecuación se determinar la carga axial **P** que afecta la columna:

$$P = Q * At$$

$$Q = \text{carga mayorada}$$

$$At = \text{área tributaria}$$

Ya determinada la carga **P**, se calcula el área gruesa de la columna, con la sumatoria de cada carga **P** por planta..

$$Ag = \frac{\sum P}{\alpha * f'c}$$

$$\alpha = 0.20, 0.25 \text{ y } 0.28$$

Columnas esquineras, laterales y centrales respectivamente

$$f'c = \text{resistencia del concreto}$$

Luego de tener el área gruesa (**Ag**) se pueden determinar dimensiones aproximadas de columnas cuadradas.

- Columna central de planta baja
Carga aproximada = 1000 Kg/m²

$$\text{área tributaria} = 24 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{1000 \frac{\text{Kg f}}{\text{m}^2} * 24 \text{ m}^2}{1000 \text{ Kg}} = 24 \text{ ton f}$$

$$\sum P = 24 \text{ ton f} * 4 \text{ pisos} = 96 \text{ ton f}$$



$$A_g = \frac{96 \text{ ton } f * 1000}{0.28 * 250} = 1224.5 \text{ cm}^2$$

Se propuso una base en X de 30 cm acorde a la base de las vigas y se obtiene la base en Y que resulta de 40 cm.

4.2 Fase II: Análisis de Carga

Todos los elementos del edificio son diseñados de manera que sean capaces de resistir las cargas que se estime tengan a lo largo de su vida útil. La Norma COVENIN 2002-88 establece los valores mínimos de cargas que deben ser considerados.

4.2.1 Carga permanente por peso propio

El peso propio de la losa se estima de acuerdo Tabla 4.3 Pesos unitarios Elementos constructivos, artículo 3.3.1. Para el sistema de losas de piso se realiza mediante losas nervadas armadas en una dirección con un espesor de 25cm y para las escaleras a través de losas macizas de 20 cm de espesor.

4.2.2 Carga permanente por revestimiento

Según lo establecido en la norma COVENIN-MINDUR 2002-88. Tabla 4.1. Pesos unitarios probables de los materiales, se determina la sobrecarga permanente de las losas considerando que la misma poseerá un revestimiento de granito, sobre mortero de cemento y friso liso o en su parte inferior.

4.2.3 Carga permanente revestimiento del techo

Se considera un impermeabilizante para el techo con manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y colocada en exterior, según lo



especificado en la tabla 4.3.5 Impermeabilizantes de la COVENIN-MINDUR 2002-88, y friso liso en la capa inferior.

4.2.4 Carga permanente por tabiquería

A partir de la distribución de las paredes indicadas en los planos de arquitectura de la planta se determinaron las longitudes de las paredes y considerando: bloques de concreto de 15 cm de espesor, friso liso por ambas caras de las paredes. A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 1. Carga permanente por tabiquería

Tabiquería						
Planta	Longitud de tabiquería	Peso de tabiquería	Altura de entrepiso	Peso de tabiquería (Kg)	Area de planta	Carga por tabiquería
PB	27.00 m	230.00 kgf/m ²	2.265 m	14065.65	457.77 m ²	30.73 kgf/m ²
P1	21.20 m	230.00 kgf/m ²	2.265 m	11044.14	457.77 m ²	24.13 kgf/m ²
P2	38.20 m	230.00 kgf/m ²	2.265 m	19900.29	457.77 m ²	43.47 kgf/m ²

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018).

4.2.5 Carga variable de piso

Considerando los diferentes usos de la edificación, al ser una edificación educacional, se consideraron en la planta tipo, áreas privadas de oficina, y áreas públicas para la sala de estar. Incluyendo las losas destinadas a escaleras. De acuerdo a tabla 5.1 “Mínimas cargas distribuidas variables sobre entrepisos kgf/m²” de la Norma COVENIN 2002-88. Se presenta un resumen de las cargas utilizadas:

Tabla 2. Carga variable por uso

Carga variable	
Uso	Peso (kgf/m ²)
Oficinas	300
Sala de estar	300
Habitaciones	175
Techo	100
Escaleras	500



Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Tabla 3. Resumen de cargas

	Tipo de Carga		
	Carga permanente	Sobrecarga permanente	Carga Variable
Oficinas/Aulas	315	205	300
Dormitorios	315	205	175
Sala de estar	315	205	400
Techo	315	170	100
Techo 2	500	63	50
Escalera	710	115	500
Escalera Techo	765	115	500

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

4.3 Fase III: Análisis sísmico

Venezuela se encuentra ligada a un contexto geodinámico complejo producto de la interacción entre la placa Caribe y Suramericana, la zona de mayor actividad sísmica corresponde a una franja de unos 100 km de ancho, definida a lo largo de los sistemas montañosos de Los Andes, la Cordillera Central y la Cordillera Oriental, lugares en los que se ubican los principales sistemas de fallas sismogénicas del país: Boconó, San Sebastián y El Pilar, respectivamente. Además, existen otros sistemas activos menores (por ejemplo: Oca-Ancón, Valera, La Victoria y Urica) capaces de producir sismos importantes.

Por esta razón, es necesario que las estructuras sean capaces de resistir las fuerzas impuestas por los sismos y de esta manera proporcionar la resistencia y ductilidad adecuada para evitar fallas frágiles o súbitas a la edificación, asegurando que no colapse la misma y evitando pérdidas humanas y económicas. Con el fin de predecir el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico se realiza un análisis según lo establecido



en la norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001 Edificaciones sismorresistentes. Con ello se estiman los períodos de vibración de la estructura, la fuerza cortante en la base de la edificación, los desplazamientos laterales y los esfuerzos producidos debido a las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura.

4.3.1 Modelo del Edificio

El análisis sísmico se realizó haciendo uso del programa ETABS 2016 Versión 16.2.1, a través de un modelado tridimensional de la estructura, considerando pórticos de concreto armado compuestos por vigas y columnas conectados de manera conjunta gracias a la presencia de diafragmas rígido que representan las losas de entrepiso en cada nivel y nos permite compatibilizar los desplazamientos. Para modelar todos los elementos del edificio como lo son las vigas y columnas, se consideró elementos tipo “frame” (Barras Prismáticas). Estos son elementos lineales que soportarán esfuerzos por corte, flexión, así como fuerzas axiales.

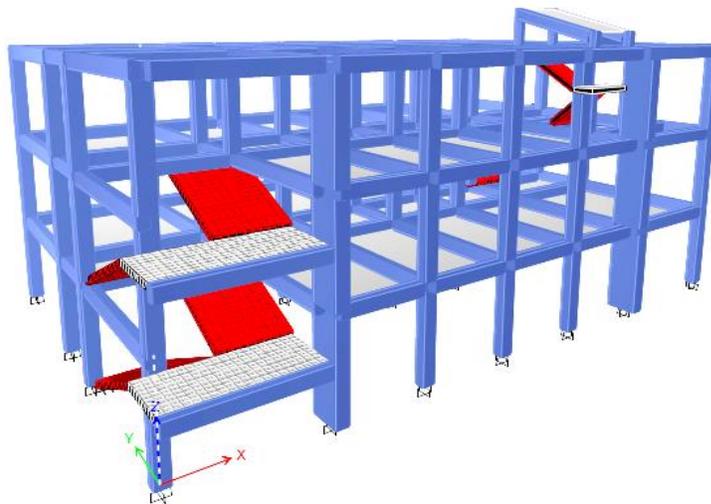


Fig. 11. Modelo matemático 3D realizado en ETABS.



Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Las características consideradas para el concreto fueron las siguientes:

- **Peso del concreto de agregados ordinarios:** Según lo establecido en la tabla 4.1 Pesos Unitarios Probables de materiales de construcción de la norma COVENIN 2002-88)

$$W_c = 2400 \text{ Kgf/m}^3$$

- **Resistencia del concreto a la compresión:** Según el Art. 5.2.1 de FONDONORMA 1753-2006, la resistencia especificada del concreto f'_c en miembros pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 210 kgf/cm², por lo cual se tomará:

$$f'_c = 250 \text{ Kgf/cm}^2$$

- **Módulo de elasticidad del concreto:** Según lo establecido en el Art. 8.5 de FONDONORMA 1753-2006, para valores de W_c entre 1440 y 2500 kgf/m³ viene dado por:

$$E_c = 0.14 \times W_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 10^6 \text{ Kg/cm}^2 = 2.6 \times 10^5$$

- **Coefficiente de Poisson del concreto:** Según lo establecido en el Art. 8.5 de FONDONORMA 1753-2006, se tomará como:

$$\mu = 0.20$$

4.3.2 Parámetros sísmicos

Zonificación sísmica

La Estación Central "Tcnel. (B) + Rafael Anselmo Mújica Muñoz" del Instituto Autónomo Municipal cuerpo de bomberos de Valencia se encuentra ubicada en Zona Industrial Municipal Norte, Av. Ernesto L. Branger en el estado Carabobo.



Fig. 12. Mapa de ubicación de la estación central del municipio Valencia. Fuente: Google Maps (2018).

Según el mapa de zonificación establecido en la norma, para el estado Carabobo, el Municipio Valencia se divide en dos zonas sísmicas respecto al paralelo 10°, ubicando la estación al Norte de dicho paralelo, dando como resultado una zona sísmica 5.

Movimientos de diseño

A partir de la zona sísmica, obtenida anteriormente, se obtiene el parámetro de la aceleración horizontal (A_0), suministrados en la tabla 4.1 de la norma.

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

Figura 13. Valores de A_0 .

Fuente: COVENIN 1756-1:2001 (2001)



Obteniendo:

-Coeficiente de la aceleración horizontal

Para Zona sísmica 5, se tiene un peligro sísmico elevado por lo que,
 $A_0 = 0.3$.

-Coeficiente de la aceleración vertical

Se establece que es $0.7A_0$, siendo entonces igual a 0.21.

Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación

Del estudio de suelos se conoce que las velocidades de ondas de corte sísmico dentro del perfil del suelo son iguales o superiores a los 500 m/s y se presentan a partir de los 16,3 m de profundidad, obteniéndose una velocidad promedio de 401 m/s por lo que la forma espectral tipificada es S1, siendo el factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (ϕ) de 1,00, para una Zona sísmica 5, de acuerdo a la Norma antes mencionada en su revisión 2001.

Material	V _{sp} (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S3 ^(c)	0.65	S2	0.70

Figura 14. FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ϕ

Fuente: COVENIN 1756-1:2001 (2001)



Clasificación de la edificación

-Clasificación según el uso

Debido a que se trata de una edificación de aulas dentro de una estación de bomberos, la norma define que para edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla puede dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas, tales como estaciones de bomberos, policías o cuarteles. Es por esto que se considera que la edificación pertenece al Grupo A.

Factor de importancia

De acuerdo con la anterior clasificación se establece un factor de importancia conforme a la tabla 6.1 Factor de importancia, de la norma. Obteniendo $\alpha = 1.30$.

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Figura 15. Factor de importancia

Fuente: COVENIN 1756-1:2001 (2001)

-Clasificación según el nivel de diseño

El nivel de diseño requerido se indica en la tabla 6.2 de la norma, donde para una edificación perteneciente al grupo A y ubicada en una zona sísmica 5, debe ser diseñada con un Nivel de diseño 3 (ND3), el cual requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las normas COVENIN-MINDUR.



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.

Figura 16. Niveles de diseño ND

Fuente: COVENIN 1756-1:2001 (2001).

-Clasificación según el tipo de estructura

La norma establece los tipos de sistemas estructurales, en función de los componentes del sistema resistente a sismos, en este caso se trata de una estructura Tipo I, las cuales son estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos.

-Clasificación según la irregularidad

Al contar con planta tipo iguales en todos los pisos y los elementos que generan la rigidez lateral de la estructura se mantienen continuos desde la base de la estructura sin generar cambios de sección en ellos, de esta manera se puede determinar que la estructura analizada cumple con todos los criterios de regularidad en altura. Adicionalmente no existen discontinuidades en los diafragmas de entrepiso ni existen esquinas entrantes significativas. Debido a la distribución de losas, se espera que tampoco existan problemas de irregularidad torsional, lo cual se verifica posteriormente con los resultados del análisis sísmico.

Factor de reducción de respuesta



Este valor se establece en la tabla 6.4 de la norma para edificaciones regulares, en función del tipo de estructura y el nivel de diseño, resultando $R=6$.

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

Figura 17. Factores de reducción R

Fuente: COVENIN 1756-1:2001 (2001)

4.3.3 Espectro de diseño

Las ordenadas A_d del espectro de diseño, quedan definidas en función de su período T , tal como se muestra en la figura.

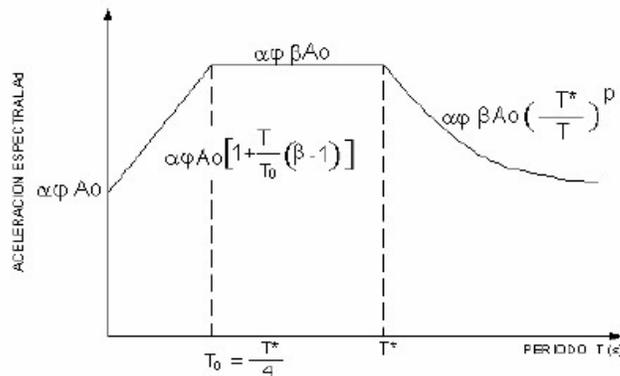


Figura 18. Espectro de respuesta elástico ($R=1$)

Fuente: COVENIN 1756-1:2001

Determinación de los valores de T^* , β y p

Partiendo de la premisa que el suelo de fundación tiene una forma espectral S_2 , a partir de la figura 19, se obtiene:



VALORES DE T^* , β y ρ

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	ρ
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Figura 19. Valores de T^ , β y ρ*

Fuente: COVENIN 1756-1:2001

Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante

$$T^* = 0.7 \text{ seg}$$

Factor de magnificación promedio

$$\beta = 2.6$$

Exponente que define la rama descendente del espectro

$$\rho = 1$$

Para un factor de reducción de respuesta $R=6$, se define $T^+=0.4$ seg, en función de los valores establecidos en la norma (ver Figura 20).

VALORES DE T^+ ⁽¹⁾

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

Figura 20. Valores de T^+

Fuente: COVENIN 1756-1:2001.

Finalmente, obtenidos los parámetros sísmicos, se precisa el espectro de diseño, en este caso se introdujeron dichos parámetros en el software de cálculo ETABS.

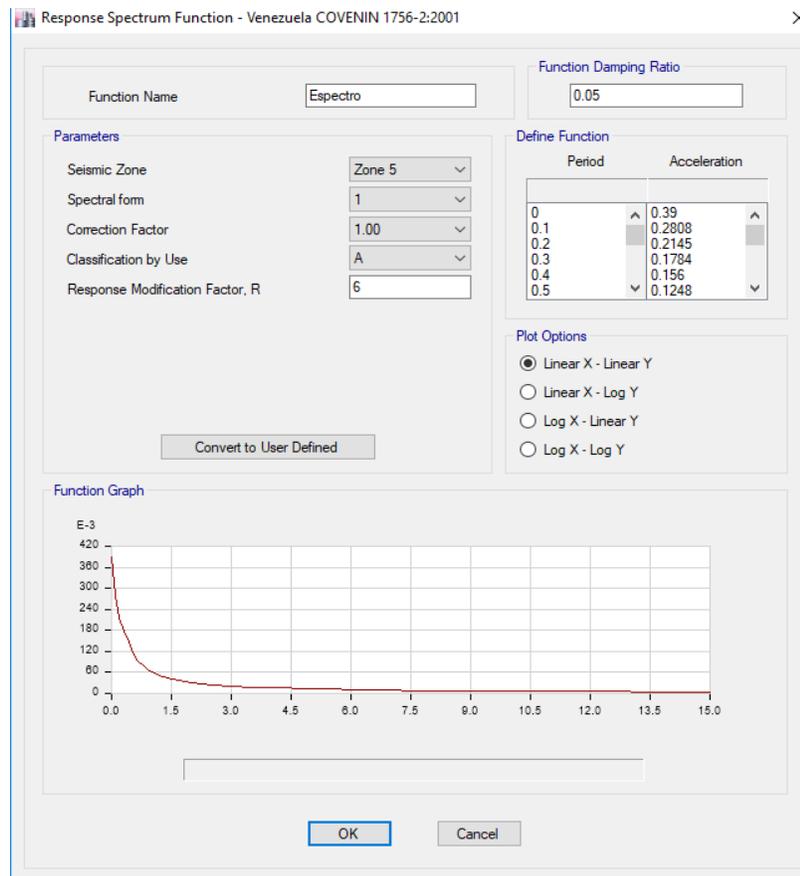


Figura 21. Espectro de diseño de ETABS

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

4.3.4 Masa del edificio

En el modelo, la masa se discretiza en cada uno de los entrepisos, ubicándola en el centro de gravedad del área de la planta de cada piso, uniéndose al diafragma rígido de entrepiso. Este peso se obtiene para un modelo sísmico con el 100% de la carga permanente y el 50% de la carga viva para una edificación educacional, según lo establecido en el capítulo 7, artículo 7.1. Cabe destacar que en el caso específico de las losas de escaleras también



debe considerarse el 50 % de la carga variable y para el techo se establece 0% de la carga variable.

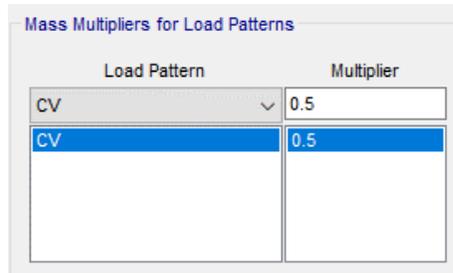


Figura 22. Factor multiplicador de masa

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Tabla 4. Masa total del edificio

Entrepiso	Carga	Peso en la base (Ton)
Piso 1	CP	1311
Piso 1	CV	270
	TOTAL	1446

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

4.3.5 Modos y períodos

Haciendo uso del programa ETABS 2016 Versión 16.2.1, se obtienen los períodos fundamentales de los modos de vibración resultantes en cada dirección principal del edificio. Se observa que los modos significativos para el análisis, en la dirección XX son los modos 2, 3 y 4, con los cuales se obtiene 93% de la masa efectiva. En la dirección YY la masa efectiva es de 90%. Y el período fundamental de la estructura en la dirección XX queda definido por el modo 3 y en la dirección YY el modo 1.

$$T_{xx} = 0.31 \text{ seg}$$

$$T_{yy} = 0.27 \text{ seg}$$



Tabla 5. **Períodos de la estructura y masa participativa correspondiente.**

Modo	Período (seg)	%Masa participativa	
		XX	YY
1	0.31	0.000300	0.706400
2	0.28	0.053100	0.032500
3	0.27	0.722700	0.001100
4	0.11	0.151400	0.000800
5	0.10	0.001200	0.028800
6	0.09	0.000300	0.130700
7	0.07	0.000035	0.025900
8	0.07	0.001600	0.002700
9	0.06	0.007000	0.000100
10	0.06	0.023600	0.000002
	TOTAL	0.961235	0.929002

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

En base al espectro elástico de diseño definido a partir de los parámetros sísmicos se obtienen los valores máximos de respuesta de cada uno de los modos de vibración del edificio. Para combinar estas respuestas modales y estimar la respuesta máxima de la estructura, se usa la combinación cuadrática completa (CQC) establecida en el artículo 8.6 de la norma COVENIN 1756-2001, como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo. Con esta combinación se obtienen los esfuerzos internos y los desplazamientos globales y deformaciones.

4.3.6 Cortante de diseño

La norma Venezolana diseño de edificaciones sismorresistente establece que para un método de análisis dinámico, se deben obtener los



cortantes producto de la combinación modal en cada dirección y compararse el cortante estático para un período establecido por la norma.

Cortante basal estático V_0^*

La fuerza cortante basal V_0 , en cada dirección de análisis, se calcula de acuerdo con la expresión:

$$V_0 = \mu Ad W$$

Donde:

Ad = Ordenada del espectro de diseño, para un período T dado.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

μ = Mayor de los valores dados por:

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \cdot \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right]$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \cdot \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$$

Donde:

N = Número de niveles.

T = Período fundamental.

T^* = Período dado en la Tabla 7.1., presentada en la norma.

En el caso de un análisis dinámico espacial con tres grados de libertad por nivel, debe calcularse un cortante estático denominado V_0^* en cada dirección de análisis, para un período T igual a $1.6T_a$.

T_a puede ser obtenido, para edificaciones Tipo I, a partir de la siguiente expresión:

$$T_a = C_t \cdot h n^{0.75}$$

Donde:

$C_t = 0.07$ para edificios de concreto armado o mixtos de acero-concreto.



h_n = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

Tabla 6. Cortante V_0

CONTROL DEL CORTANTE BASAL	
DATOS	
h_n (m) =	12
N =	3
W_{cm} (tn) =	1311
W_{cv} (tn) =	270
V_{DX} (tn) =	97
V_{DY} (tn) =	86
W (tn) =	1446
CALCULOS ART. 9.6.2.1	
C_t =	0.07
T_a (s) =	0.45132
A_d (g) =	
μ =	0.93333
Coficiente T_a	
CORTANTE 1.6T_a	
1.6 T_a (s) =	0.72211
A_d (g) =	0.104
V_0 (tn) =	139.964
Coficiente 9.6.2.1	0.09678

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Una vez calculado V_0^* , debe realizarse el siguiente chequeo:

$$\frac{V_0^*}{W} \geq C_{smín} = \frac{\phi \alpha \beta A_0}{R}$$

Donde:

$C_{smín}$ = Coeficiente sísmico mínimo

α = Factor de importancia.

A_0 = Coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona.

R = Factor de reducción de respuesta.



Cortante dinámico V_o

Es la fuerza basal en cada una de las direcciones de estudio producto de la combinación modal, las fuerzas en la base obtenidas del análisis del modelo sísmico a través del software ETABS son las siguientes:

$$V_{ox} = 81 \text{ Ton}$$

$$V_{oy} = 75 \text{ Ton}$$

Además, los resultados obtenidos del análisis dinámico para el diseño deberán escalarse un factor que será el resultado del cociente entre estos cortantes.

A continuación, se presentan el cálculo para el control por cortante: En la figura se observa la forma como se añade el factor para escalar las reacciones del análisis dinámico, en el software de cálculo ETABS, el cual se realiza escalando la aceleración de gravedad utilizada para el espectro de diseño, al multiplicarla por los factores de mayoración obtenidos.

Tabla 7. Factores de mayoración del cortante sísmico.

COEFICIENTES SISMICO	
Coficiente Minimo	0.078
Coficiente 1.6Ta	0.097
Coficiente Dinamico Sx	0.06696063
Coficiente Dinamico Sy	0.05969451
factores Sismo Minimo	
$V_o^* =$	139.96
$V_{ox} =$	112.80
$V_{oy} =$	112.80
Relacion V_o^*/V_{ox}	Uso Factor
Relacion V_o^*/V_{oy}	Uso Factor
FACTORES DE MAYORACION 9.7.6	
$FM_x =$	1.45
$FM_y =$	1.62

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)



Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro	1435.313
Acceleration	U2	Espectro	1603.59

Figura 23. Aceleración de gravedad mayorada en ETABS.

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Una vez aplicado el factor, se obtienen todos los resultados producto del análisis dinámico y a continuación se presentan los cortantes finales, para los cuales se tiene un factor de 1:

Tabla 8. Cortantes definitivos.

factores Sismo Minimo	
V_{o^*}	= 139.96
V_{ox}	= 141.83
V_{oy}	= 141.24
Relacion V_{o^*}/V_{ox}	No Uso Factor
Relacion V_{o^*}/V_{oy}	No Uso Factor
FACTORES DE MAYORACION 9.7.6	
FM_x	= 1.00
FM_y	= 1.00

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

4.3.7 Torsión adicional

Debido a la incertidumbre que existe en la ubicación de los centros de masa y de rigidez, así como la componente rotacional del terreno, la norma incluye estos efectos torsionales en el diseño, según el Artículo 9.5.

Se añaden a los resultados del análisis dinámico, los efectos de una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual al 6% de



la dimensión mayor de la edificación en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. A través del software ETABS, esta excentricidad se introduce de la siguiente forma:

Directional Combination Type	SRSS	
Absolute Directional Combination Scale Factor		
Modal Damping	Constant at 0.05	Modify/Show...
Diaphragm Eccentricity	0.06 for All Diaphragms	Modify/Show...

Figura 24. Torsión adicional establecida en ETABS

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

4.3.8 Control de desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales totales por nivel que se obtienen en el análisis dinámico son producto de un análisis en el rango elástico de la estructura, y utilizando un espectro de diseño modificado con un factor de reducción de respuesta por ductilidad. Es por ello, que para estimar los desplazamientos reales debido a una respuesta dentro del rango inelástico es necesario amplificar los resultados del análisis sísmico realizado.

La norma Venezolana FONDONORMA 1753-2001, indica que para el espectro sintético utilizado, los desplazamientos elásticos máximos se pueden estimar amplificando los resultados del análisis por un factor de $0.80R$; los desplazamientos elásticos incluyen efectos traslacionales, de torsión en planta y $P-\Delta$. Se denomina deriva a la diferencia de los desplazamientos laterales totales de dos niveles consecutivos, dividido entre la altura del entrepiso. Los valores de deriva, depende del tipo y disposición de los elementos no estructurales, así como del grupo al que pertenece la edificación. Las



limitaciones de derivas, en la norma COVENIN 1756-2001 son los ilustrados en la figura.

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Fig. 25. Valores límites de derivas.

Fuente: Norma COVENIN 1756 (2001).

En este caso para elementos no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura, y grupo A, se tiene un valor límite para las derivas de 0.016, lo que equivale a 16‰. A continuación, se muestran las derivas obtenidas de la combinación por sismo.

Tabla 9. Derivas de entrepiso

Entrepiso	Deriva XX %	Deriva YY %
Techo 2	0.375	0.380
Techo	0.771	1.184
Piso 2	0.834	1.232
Piso 1	0.603	0.783

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Las derivas máximas obtenidas de multiplicar por el factor 0.8R son las siguientes:

Tabla 10. Chequeo de Derivas

Deriva Max %	16.00
Deriva en X	3.34
Deriva en Y	4.93

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)



Se puede observar que los desplazamientos laterales obtenidos en cada entrepiso no supera el valor límite establecido en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006. La deriva máxima obtenida en dirección XX es de 5.64‰ y en dirección YY es de 8.36‰.

4.4 Fase IV: Diseño de los elementos estructurales

En este capítulo se presenta el procedimiento de diseño de losas nervadas de entrepiso y de techo, vigas, escaleras y fundaciones superficiales, elementos que trabajan básicamente bajo cargas de gravedad o como efecto de eventos sísmicos y cuyo diseño estructural se efectúa mediante el método de los estados límites. Todos los miembros de pórticos se proyectarán para resistir las solicitaciones máximas mayoradas, determinadas mediante un análisis estructural elástico y deben satisfacer todos los requisitos establecidos en la norma FONDONORMA 1753-2006 para asegurar el comportamiento adecuado en los Estados Límites de Servicio y de Agotamiento Resistente.

4.4.1 Diseño de losas

Estos elementos generalmente se diseñan para responder a requerimientos por flexión y cortante, siendo su diseño por flexión el más importante. Mediante el diseño por flexión se determinó el área de acero necesario para resistir los momentos flectores últimos, mientras que con el diseño por cortante se verificó si la sección de concreto de la vigueta fue la adecuada para resistir la fuerza cortante de la sección crítica, ya que no se considera la contribución del refuerzo para resistir los esfuerzos cortantes.



Carga de diseño

Para la edificación se consideró el uso de losas nervadas para los entrepisos y losa maciza para las escaleras, el diseño se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta o permanente y la carga viva, calculadas previamente en la fase II. Para el diseño de la losa nervada se considera un nervio típico en forma de T con un ancho del ala de 50 cm y una altura o peralte de 25 cm. Para la losa maciza se considera una base de 100 cm y una altura de 20 cm. Por tanto, las cargas se amplificaron de acuerdo a la combinación:

$$U = 1.2CP + 1.6CV$$

Análisis de losas

Diseño por flexión

Las solicitaciones actuantes de momento y corte, así como el área de acero requerida se obtuvieron a través del software IP3 Losas y escaleras 4.0, los cuales se presentan en el anexo A.4 y A.5.

Para los apoyos en los extremos, donde el momento es igual a cero, se procede a calcular un momento normativo, el cual viene dado por:

$$M_n = \frac{q \times L_n^2}{24}$$

Área de Acero:

Para determinar el área de acero en los apoyos, determinamos la cuantía mecánica K_u correspondiente al momento actuante.

$$K_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f'_c}$$

Haciendo uso de tablas de cuantías de acero para cada categoría de concreto en función de parámetro K_u , las cuales pueden utilizarse para



determinar el acero requerido para un elemento en flexión simple. A partir de K_u se obtiene el parámetro J_u y se determina el área de acero con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{M}{0.9 \times J_u \times F_y \times d}$$

Una vez determinado el refuerzo requerido, es necesario verificar que el valor de refuerzo obtenido se encuentre dentro de los rangos permitidos.

Acero Mínimo

Según lo establecido en el Art. 10.3.1.1 de la norma 1753-2006, cuando en cualquier sección rectangular de un miembro solicitado a flexión, se requiera acero de refuerzo, el área A_s suministrada cumplirá con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{14}{F_y \times b_w \times d}; \text{ para } f'c < 315 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde b_w será reemplazado por el menor de los siguientes valores:

- a.- $2 b_w$.
- b.- La anchura del ala.

Acero por retracción

Para contrarrestar las tensiones de retracción de fraguado y variación de temperatura en losas estructurales armadas en una sola dirección, se proporcionará un refuerzo de repartición perpendicular a la principal que cumpla con lo establecido en el Art. 7.7 de FONDONORMA 1753-2006. Donde se establece que la relación del área del acero de refuerzo con respecto al área de la sección total de concreto, debe tener como mínimo una cuantía de $p = 0.0018$, para barras con resaltes de tipo S-60 ($F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$). Se



considera una loseta de altura 5 cm, por lo cual el acero se calcula como una losa maciza con la siguiente ecuación:

$$A_s \text{ retracción} = 0.0018 \times b \times h$$

Espaciamiento Máximo

La norma establece que el refuerzo por retracción y temperatura se colocará con una separación máxima no mayor de cinco veces el espesor de la losa ni de 45 cm, la que sea menor.

Diseño por corte

El corte se evalúa chequeando que se cumpla el estado límite de agotamiento resistente. Donde se verifica que se satisfaga la condición:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

El cortante V_u es la fuerza cortante máxima mayorada en la sección actúa en los extremos y el cual se calcula a una distancia d (altura útil) de la cara del apoyo. Por otro lado, dado que las viguetas no llevan estribos, todo el corte debe ser resistido por el concreto. Adicionalmente la norma incrementa la resistencia al corte un 10%, es por ello que se considerará:

$$\Phi V_n = 1.10 \times V_c$$

La resistencia teórica del concreto al corte V_c , para losas solicitadas a flexión pura viene dada por:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Y el factor de minoración de la resistencia teórica definido para diseño por corte en miembros estructurales que no pertenecen al sistema resistente a sismo es igual a $\phi=0.75$, obteniendo para las losas nervadas:

$$\Phi V_n = 1.10 \times 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1520.98 \text{ Kg}$$

De los resultados de cortantes últimos obtenidos del del software IP3 Losas y escaleras 4.0, los cuales se presentan en el anexo A.4.



Se tiene que $V_u < \phi V_c$, por lo tanto, no es necesario colocar macizado.

Chequeo de deflexiones en losas

Se realiza el chequeo de deflexión a las losas que no cumplan con el espesor mínimo de la Norma FONDONORMA 1753-2006 descrito en la tabla 9.6.1. En este caso la losa LE1-1 el tramo de longitud de 5.9 m requiere un espesor mínimo de 32 cm.

El tramo en estudio es de un extremo continuo, se procede a calcular el momento crítico de la sección y a comparar con el momento máximo en el apoyo y en el tramo central.

$$fr = 2\sqrt{f'c}$$

$$M_{cr} = \frac{fr \cdot I}{yt} = 458.15 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{act1} = 850.86 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento actuante en el apoyo C}$$

$$M_{act1} = 746.28 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad \text{Momento actuante en el tramo central BC}$$

Debido a que el momento actuante en ambas secciones de estudio son mayores al momento de agrietamiento la inercia efectiva de la sección disminuye. Las inercias reales varían según el grado de agrietamiento, la norma considera que las secciones se encuentran completamente fisuradas. Ya que las inercias agrietadas no son las mismas a lo largo del elemento, se determina una inercia efectiva que pondera las inercias existentes en el elemento, utilizando la siguiente expresión.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I$$

Sección positiva – Tramo BC:



$$Ie(cp) = 6952 \text{ cm}^4$$

$$Ie(serv) = 6116 \text{ cm}^4$$

Sección negativa – Apoyo C:

$$Ie2(cp) = 10660 \text{ cm}^4$$

$$Ie2(serv) = 7546 \text{ cm}^4$$

Inercia ponderada

$$Ie = 0.85Ie + 0.15Ie2$$

$$Iet(cp) = 10100 \text{ cm}^4$$

$$Iet(serv) = 8367 \text{ cm}^4$$

Para el cálculo de las deflexiones instantáneas debido a cargas variables se debe considerar primero las deflexiones por causa de la carga permanente y la de servicio, para después de la diferencia de estas conseguir la deflexión por carga variable, teniendo en cuenta los desplazamientos por causa del momento negativo del apoyo que son opuestos a los desplazamientos del momento positivo del tramo central.

$$\delta_{cp} = 0.008 \text{ m}$$

$$\delta_{serv} = 0.016 \text{ m}$$

$$\delta_{cv} = \delta_{serv} - \delta_{cp} = 0.008 \text{ m}$$

En el caso de deflexiones diferidas el enfoque de la norma se basa en determinar un factor λ que define la deflexión diferida en proporción a la deflexión inmediata que sufre el elemento. Se considera que $\lambda = \zeta / (1 + 50 \rho')$, en donde ζ es un factor que depende de la duración de la carga, y ρ' es la cuantía de acero en compresión. El factor ζ tiene un valor de 2 para cargas



sostenidas durante dos años o más, lo cual abarca la gran mayoría de los casos.

$$\delta rT = \delta cv + \lambda * \delta cp$$

$$\delta rT = 0.008 + 2 * 0.008$$

$$\delta rT = 0.024 \text{ m}$$

Comparando las flechas obtenidas con los valores límites que especifica la norma, se encuentran por debajo del máximo permitido por lo que el espesor utilizado en la losa es adecuado para las cargas de diseño. La norma especifica un máximo de la L/360 para flechas instantáneas, siendo para el tramo estudio un valor de 0.016 m se cumple que la flecha resultante de 0.008 m es menor a la flecha limite y para deflexiones diferidas un valor máximo de L/240 dando un resultado de 0.025 m, el cual cumple con la deflexión resultante de 0.024 m.

De acuerdo a las características de las losas y del acero de refuerzo se utilizaron las siguientes longitudes:

Tabla 11. Longitudes de anclaje y desarrollo para losas.

Losas				
fy:	4200	f'c:	250	
Diametro		Ldh (cm)	Lgancho 90° (cm)	Ld (cm)
3/8"	0.953 cm	19	15	25
1/2"	1.270 cm	25	20	35
5/8"	1.588 cm	32	25	40
3/4"	1.905 cm	38	30	50

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Una vez diseñadas las losas, se realiza el plano de envigados correspondiente a cada planta de entrepiso, los cuales se presententan a continuación, adicionalmente se presentan con más detalle en el archivo PDF.

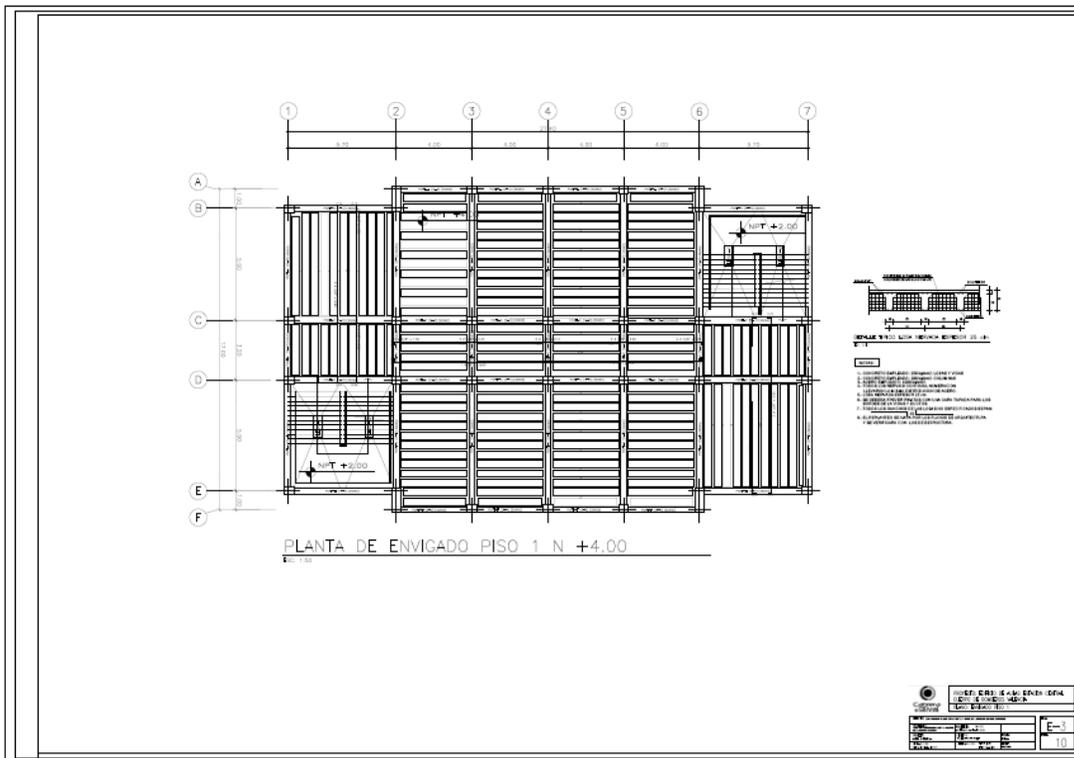


Figura 26. Plano de Envigado Piso 1

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

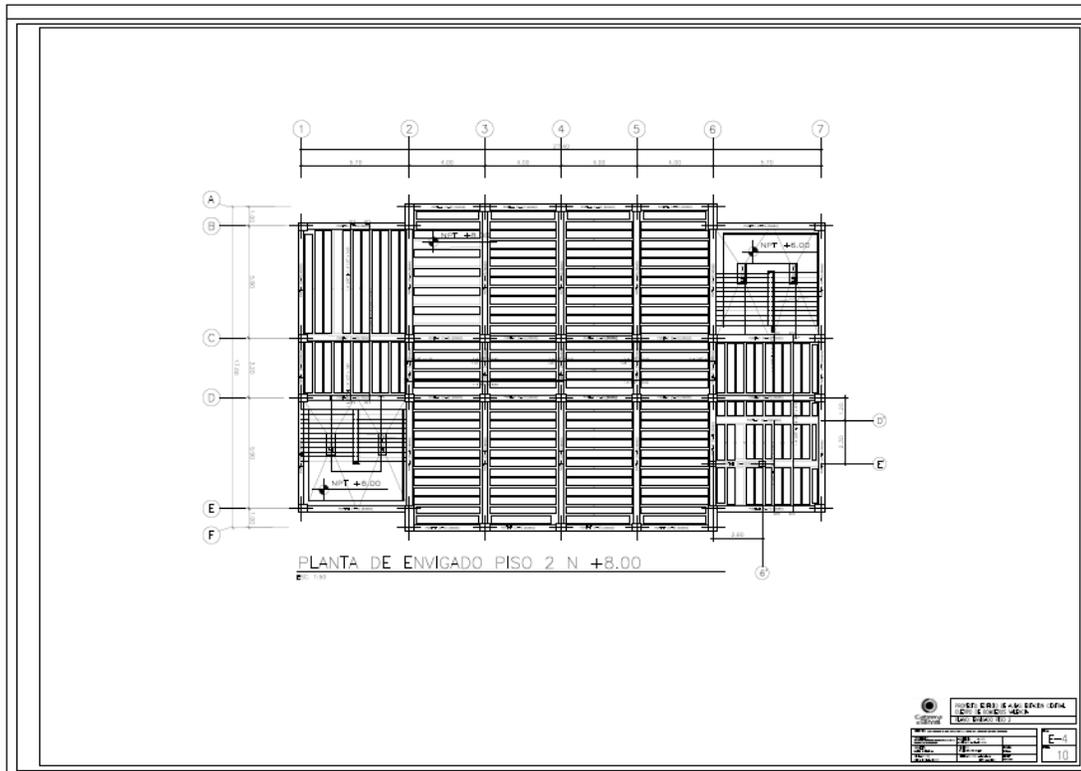


Figura 27. Plano de Envigado Piso 2

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

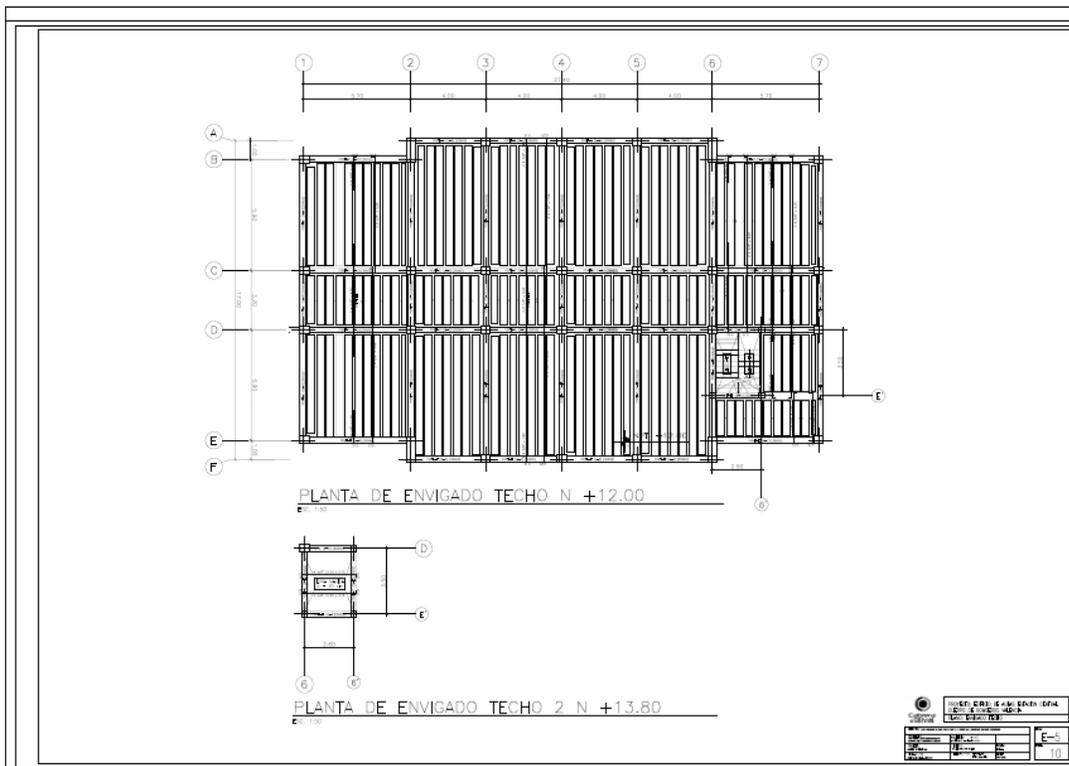


Figura 28. Plano de Envigado de Plantas de Techo

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

4.4.2 Diseño de Escalera

El diseño de la escalera se realiza considerando sólo las cargas de gravedad. A continuación, se presenta un modelo de la escalera principal, en la cual se observa que se encuentra apoyada en su entrepiso con una viga auxiliar. Presenta 3 tramos, dos rampas y el entrepiso, para efectos de diseño se modela la escalera como una losa maciza en espesor de 20 cm apoyada en su inicio en una viga y en su descanso en una viga auxiliar con el software de cálculo IP3-Losas y Escaleras 4.0.

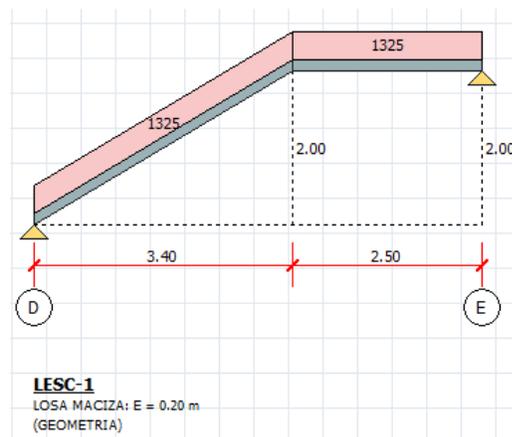


Fig. 29. Modelo matemático de Losa de Escalera

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018).

Con un espesor de losa $e=20$ cm, se puede definir el peso de la losa inclinada junto con las huellas y contrahuellas de 0.20 m y 0.325 m respectivamente. Se considera una carga permanente de 710 kg/m², correspondiente al peso de la escalera y adicionalmente 115 kg/m² de sobrecarga permanente del piso terminado y una carga variable establecida por la COVENIN 2002-1988 de 500 Kg/m². Multiplicando la suma de las cargas gravitatorias resultantes por un ancho tributario de 1 m, se obtiene un Carga lineal $Q = 1325$ kg/m. Las solicitaciones producto de la aplicación de las cargas se presentan en el anexo A.9 y los aceros requeridos en el anexo A.10, para los dos tipos de escaleras presentes en la arquitectura.

Diseño por Flexión

El área de acero requerida se calcula como si fuera una losa maciza, con un espesor equivalente al espesor de la rampa, en este caso 20 cm, es decir, una altura efectiva de 17 cm.

$$A_s (+) = 3.07 \text{ cm}^2$$



As (-) = 3.42 cm²

Se coloca un refuerzo de $\phi 3/8'' @ 0.20$ m, tanto inferior como superior, con lo cual se cumple con la demanda requerida de acero mínimo.

Diseño por Cortante

Al igual que una losa maciza, el concreto propio debe ser capaz de resistir esta sollicitación.

$$V_u = 9195 \text{ Kg}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{250} (100) (17) = 12109.15 \text{ Kg}$$

Se observa que $V_u < \Phi V_c$, con lo cual el diseño por cortante es adecuado.

Finalmente, se obtienen los planos correspondientes al detallado de acero de refuerzo de las losas de escalera, los cuales se presentan con más detalle en el archivo PDF.



dinámico realizado con el programa. En base a los valores calculados se definen las envolventes con las cuales se realiza el diseño.

Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza mediante el método de Diseño por Resistencia, en donde se amplifican las cargas en servicio a un estado de cargas últimas, y se disminuyen las resistencias nominales de rotura de los elementos mediante factores de reducción. El área de acero requerido en vigas se determina mediante el software ETABS, los resultados de los diferentes pórticos de la estructura se presentan en los anexos comprendidos desde A.12 hasta A.21.

Una vez determinado el refuerzo requerido, es necesario verificar que el valor de refuerzo obtenido se encuentre por encima del área acero mínimo, en este caso, para secciones rectangulares y adicionalmente se debe cumplir con los requerimientos mínimos exigidos por la norma, descritas a continuación. Para las vigas de 30x50:

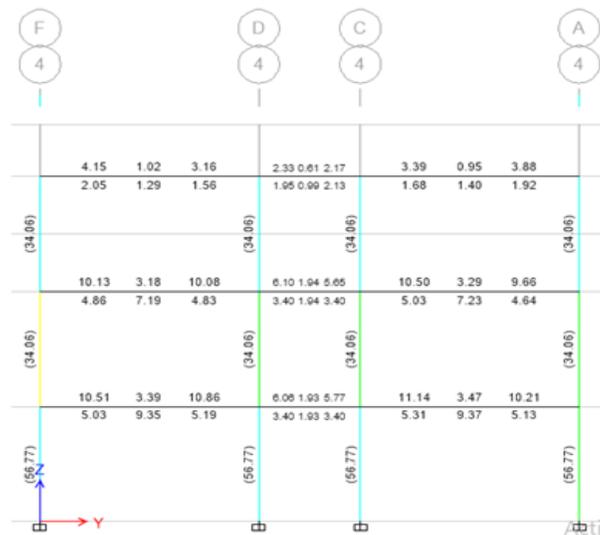


Figura 31. Acero requerido en pórtico 4

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)



Longitud de anclaje y empalme en barras de refuerzo

Longitudes de anclaje y desarrollo de vigas de concreto armado con resistencia cilíndrica de 250 Kg/cm² y cedencia última del acero de 4200 Kg/cm².

Tabla 12. Longitudes de anclaje y desarrollo para vigas.

Vigas				
fy: 4200		f'c: 250		
Diametro	Ldh (cm)	Ld (cm)	Lgancho 90° (cm)	
3/8"	0.953 cm	15	28.656	
1/2"	1.270 cm	20	38.188	
5/8"	1.588 cm	25	47.750	
3/4"	1.905 cm	30	57.282	
7/8"	2.222 cm	35	74.231	
1"	2.540 cm	40	96.998	

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Para tener ductilidad, los empalmes por solape deben ser adecuados para desarrollar tensiones mayores que la resistencia cedente especificada del acero de refuerzo. En caso contrario, el miembro puede fallar por el empalme cuando se alcanza la resistencia cedente especificada del refuerzo. Las longitudes de solape especificadas de esta Norma han sido establecidas para satisfacer estos requisitos de ductilidad.



Tabla 13. Longitudes de empalme

Vigas					
Ld($\alpha=1.3$) As sup	Empalme		Ld($\alpha=1$) As inf	Empalme	
	A	B		A	B
40	40	55	30	30	40
50	50	65	40	40	55
65	65	85	50	50	65
75	75	100	60	60	80
100	100	130	75	75	100
130	130	170	100	100	130

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Diseño por corte

La fuerza por corte para el diseño del refuerzo transversal se calculó de la siguiente manera:

$$V_e = V_{hp} \pm V_o = \frac{(M_{pr}^+) + (M_{pr}^-)j}{L_n} \pm \frac{q_u L_n}{2}$$

M_{pr} = Momento resistente máximo probable en los extremos del miembro

L_n = Luz libre en el vano.

$q_u = 1,2 CP + 1.6 CV$

Adicionalmente existe un aporte en la resistencia a corte por parte del concreto, V_c . Determinado el valor de la fuerza axial mayorada incluyendo el esfuerzo del sismo en la viga, se verifica cuando este valor es mayor a $0,05A_f'c$ y se calcula V_c de la siguiente forma:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_w d$$

De acuerdo a lo expuesto en la tabla 11,3 (1753:2006), si la carga axial resulta menor a $0,05A_f'c$:

$$V_c = 0$$

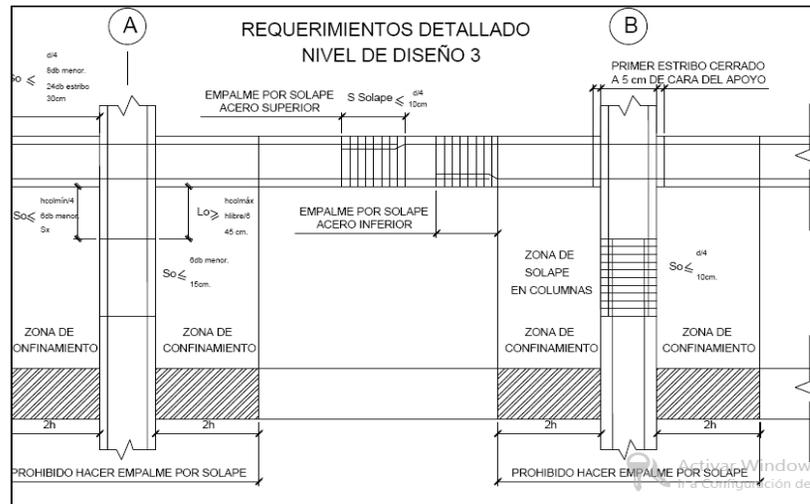


Figura 32. Requerimientos para detallado de acero en ND3.

Fuente: Estudio y aplicación de una metodología para la planificación, análisis y diseño de estructuras aporricadas de concreto armado de acuerdo a las nuevas normativas COVENIN, Barros y Parra (2005).

A modo de ejemplo, para la viga 1 del pórtico 4, la fuerza de corte para el diseño de refuerzo transversal resulta, con un acero longitudinal colocado para el tramo BC de:

Tabla 14. Acero colocado en Tramo BC - Viga 4

	Tramo 1 6.90 m		
	As Izq	As Centro	As Der
Negativo	12.67 cm ²	5.82 cm ²	12.67 cm ²
Positivo	9.70 cm ²	9.70 cm ²	9.70 cm ²

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Calculando los momentos en función al acero colocado, se obtiene los siguientes momentos máximos en los extremos del tramo estudio:

Tabla 15. Momentos máximos Tramo BC- Viga 4

	Tramo 1	
	Mu izq	Mu der
Negativo	20.50 Tonf.m	20.50 Tonf.m
Positivo	16.20 Tonf.m	16.20 Tonf.m



Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Con la ecuación del cortante nominal se consigue los siguientes valores, en este caso para una carga mayorada de 4416 Kgf/m y una longitud de 6.9 m:

Tabla 16. Cortantes Tramo BC- Viga 4

Cortantes sísmicos	
Tramo 1	
Vs _{izq}	Vs _{der}
5.32 Tonf	5.32 Tonf
Cortantes gravitacionales	
Tramo 1	
Vs _{izq}	Vs _{der}
15.24 Tonf	15.24 Tonf
Cortante nominal	
Tramo 1	
Vs _{izq}	Vs _{der}
20.55 Tonf	20.55 Tonf

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Se calcula la separación del refuerzo transversal con un estribo #3 con la siguiente ecuación.

$$S_{cal} = \frac{\#ramas * A_s * F}{0.75 * V_n * b}$$

Finalmente, cumpliendo lo estipulado anteriormente, se realizó el detallado de acero las vigas, haciendo uso del programa IP3 CAD 3.0, para la viga mencionada se tiene la siguiente configuración.

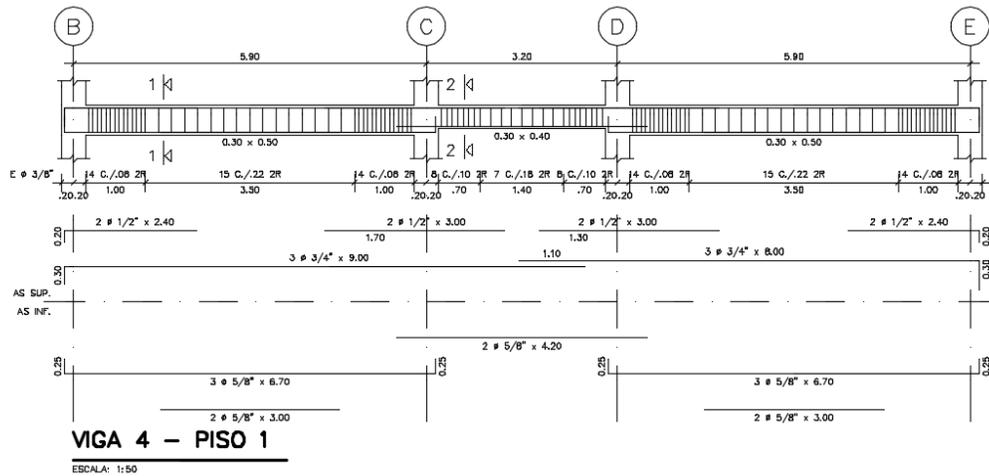


Figura 33. Armado de viga 4 del piso 1.

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Una vez realizado el diseño de todas las vigas, cumpliendo con los requerimientos antes mencionados, se presentan los planos correspondientes al detallado del acero de las vigas, para más detalle de los mismos adicionalmente se ubican en el archivo PDF correspondiente a los planos del proyecto.



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO

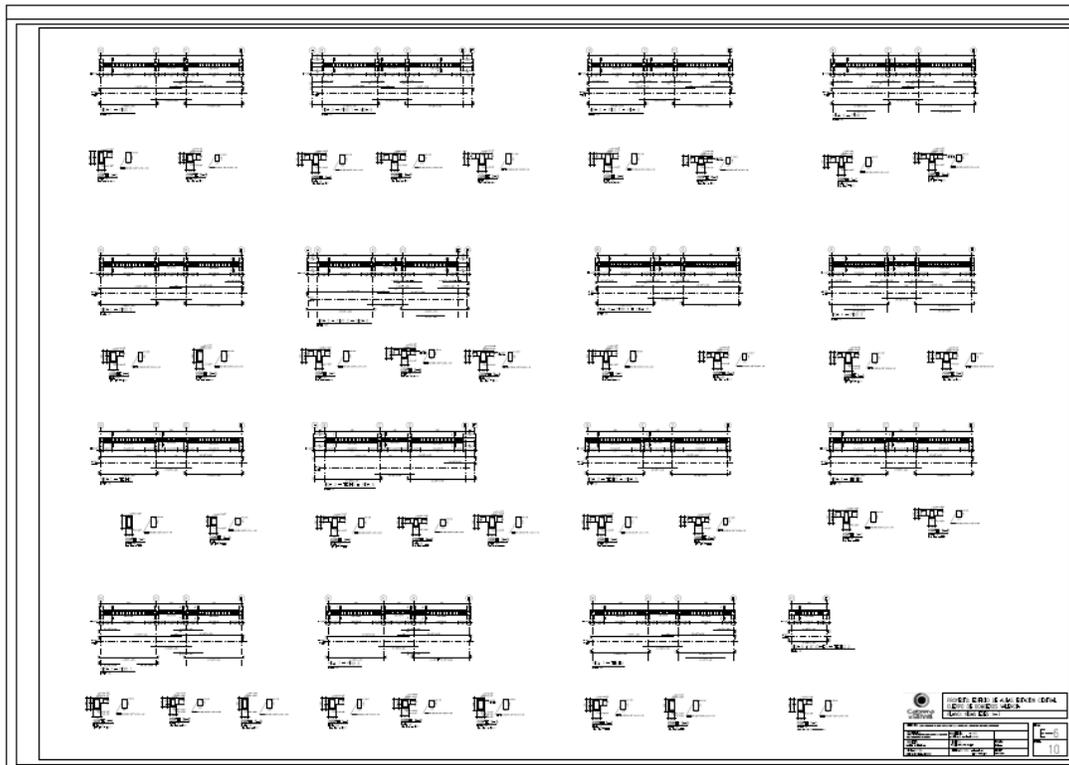


Figura 34. Plano de Detallado de Vigas, pórticos del 1 al 7.

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

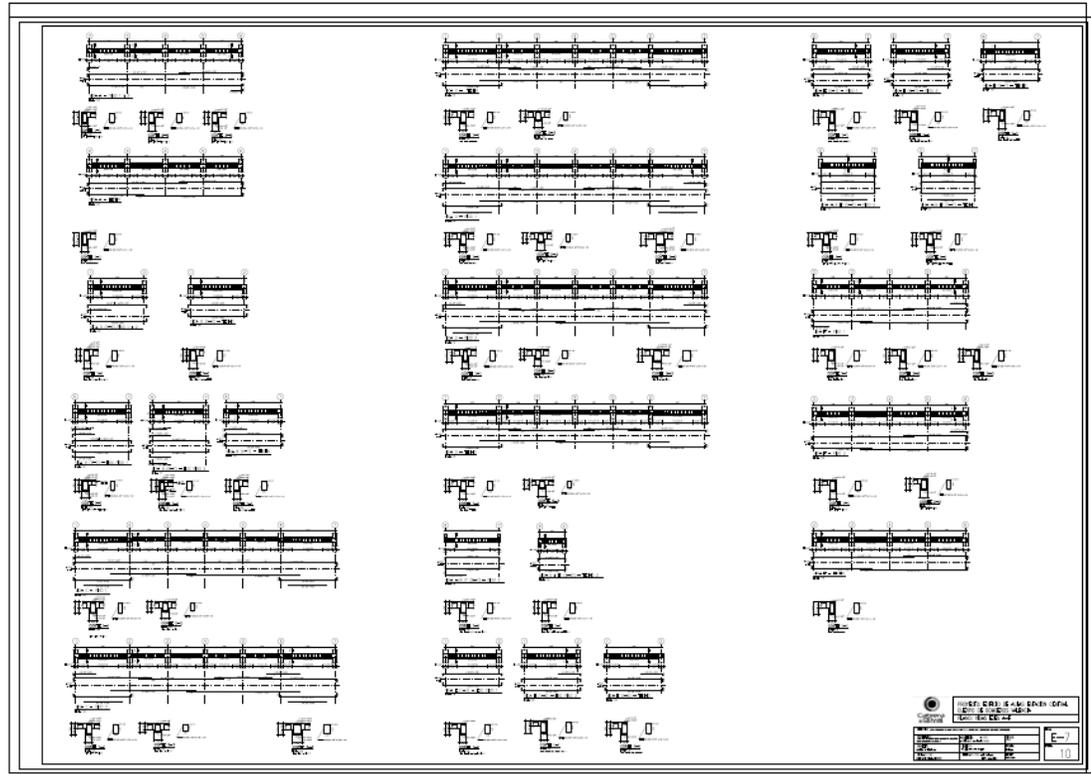


Figura 35. Plano de Detallado de Vigas, pórticos del A al F.

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Diseño de viga de riostra

Para las solicitaciones mayoradas siguientes; Carga (P) de 172.60 Ton y un Momento de 1862.81 Ton*m. Se obtiene una viga de riostra de 40 cm de ancho y 70 cm de espesor, con un área de acero longitudinal de 8.55 cm² con 3 cabillas #6 para el acero superior y el inferior; y una separación de estribos de 15 cm con cabilla #3.

4.4.4 Diseño de columnas

Las solicitaciones en columnas son generadas por una combinación entre las cargas axiales y los momentos flectores que les son transmitidos a



través de las vigas. Normalmente las cargas axiales son resultado del peso de la misma estructura y sobrecargas correspondientes al área tributaria que cada columna porta. Por otro lado, los momentos flectores pueden tener origen en los momentos por cargas de gravedad que son transmitidos por vigas, o a las generadas debido a cargas sísmicas laterales.

Puede existir en un elemento de concreto armado debido a su esbeltez la generación de momentos de segundo orden. Para verificar si se desprecia el efecto de esbeltez se toma conservadoramente un valor de $K = 1$, mientras que la longitud libre entre vigas de 350 cm y el radio de giro se toma como 0.3 veces la base de la columna. Se debe cumplir con lo siguiente

$$\frac{Klu}{r} < 22$$

l_u = Longitud libre

K = coeficiente de longitud efectiva

r = radio de giro

Al ser mayores a 22, los efectos de esbeltez deben tomarse en ambas direcciones. El magnificador de momentos δ que se debe tomar en cuenta para una columna arriostrada se calcula como

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0$$

Donde P_c es la carga crítica de pandeo, basada en la Fórmula de Euler. C_m es el coeficiente de relación de momentos y tipo de curvatura de forma conservadora C_m es igual a 1.

$$P_c = \frac{\pi^2 E * I}{(Klu)^2}$$

Para la columna C6 de 40x50 las solicitaciones mayoradas a resistir proporcionadas por ETABS son las siguientes:



$$P = 120.88 \text{ tonf}$$

$$M_x = 636.768 \text{ tonf.cm}$$

$$M_y = - 1221.13 \text{ tonf.cm}$$

De igual manera se realiza el diseño por flexocompresión biaxial el cual consiste en un proceso iterativo de verificación de secciones, de forma que se pueden obtener las dimensiones de las secciones finales las cuales cumplen con las solicitaciones últimas, productos del análisis dinámico. Sin embargo, con el uso del software de cálculo se simplifica, e incluso permite ajustes en la sección y configuración de refuerzo de manera casi inmediata, se considera un refuerzo de 20 $\Phi 3/4$ ", que corresponde a una cuantía de 2.8%. Debido a que se realiza un diseño biaxial, la capacidad de la columna se representa mediante las curvas de interacción de los valores de carga axial aplicados.

Se presentan a continuación el diagrama de interacción para la sección definida, determinadas mediante el programa ETABS 2016.2.1, donde se aprecia que la capacidad de la sección es adecuada y no resulta excedida por la combinación de cargas más desfavorable. De tal manera se acepta el diseño. En los anexos desde A.57 hasta A.67, se presentan la demanda-capacidad de cada una de las columnas de los diferentes pórticos de la estructura, obtenidas del modelo de ETABS.

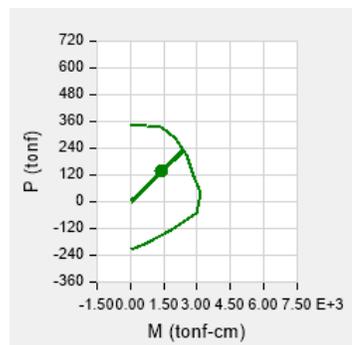


Figura 36. Diagrama de interacción de la columna C6

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)



Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal debe determinarse utilizando las solicitaciones que resulten más desfavorables luego de la combinación de carga axial y momentos mayorados, sin embargo, en ningún caso la cuantía Geométrica del acero deberá dar fuera del 1% mínimo y un 6% como máximo.

Diseño por corte

Para que una columna cumpla con los criterios y pueda desarrollar la ductilidad apropiada se debe cumplir con la separación máxima entre estribos dentro y fuera de la zona de confinamiento.

A continuación, se muestra el diseño de columnas C6 de planta baja realizado en IP-3 CAD 3.0

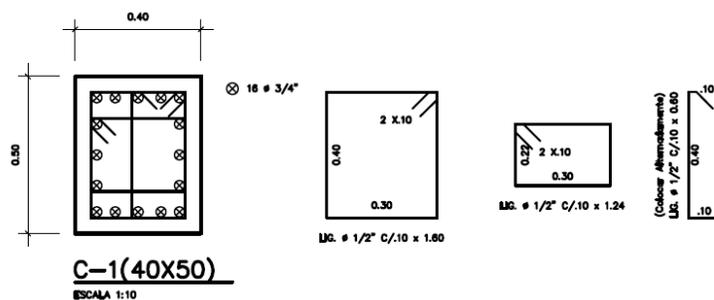


Figura 37. Armado de columna C6

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Una vez realizado el diseño de las columnas, se presentan en los planos correspondientes a las columnas, tanto cortes transversales como los detalles



de acero longitudinal, para más detalle de los planos se presenta adicionalmente el archivo PDF de los mismos.

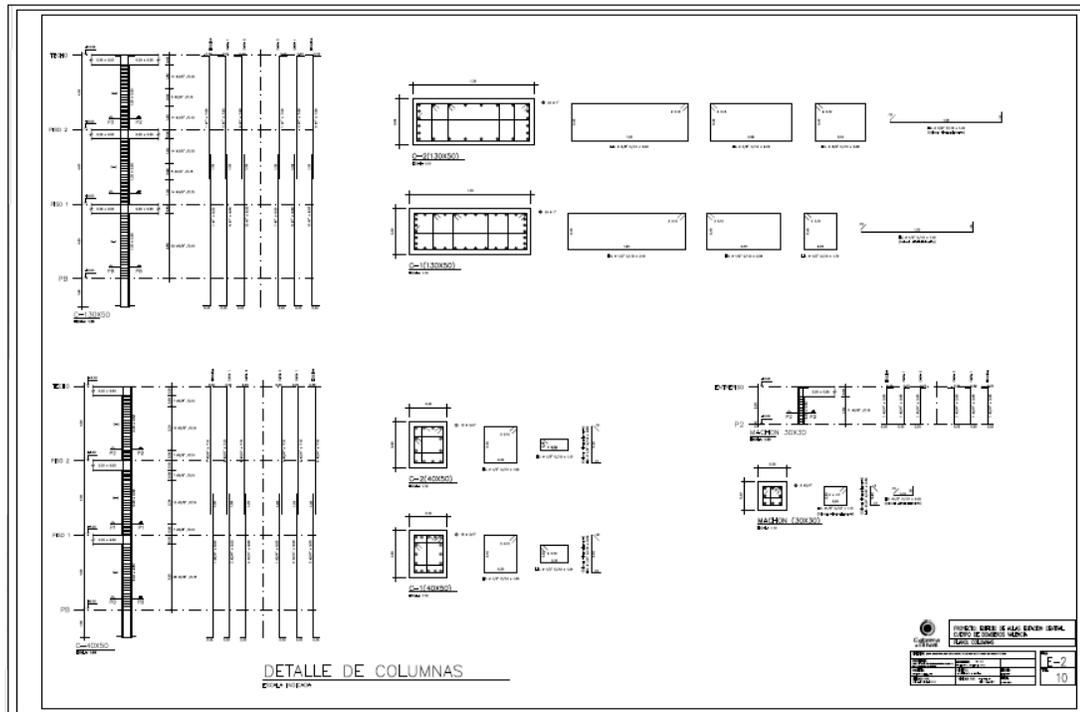


Figura 38. Plano de Detallado de Columnas.

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

4.4.5 Chequeo de nodos

Los nodos viga-columna deben ser capaces de resistir en ambas direcciones principales, las fuerzas cortantes debidas a los momentos máximos probables. Se realiza el chequeo para el nodo donde se concentre la mayor cantidad de acero de refuerzo, que se encuentra en el eje D7, con las siguientes dimensiones de columna.



Tabla 17. Dimensiones de columna – Chequeo Nodo D7

Columna		
Bx=	50	cm
By=	40	cm
Altura =	4	m
Fc=	250	kg/cm ²
Fy=	4200	kg/cm ²
Rec=	5	cm

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Se evalúan las cargas en el nodo producto del acero colocado, se presenta las dimensiones de las vigas en el sentido Y, y el acero de refuerzo colocado en esta dirección.

Tabla 18. Datos de viga – Chequeo Nodo D7

VIGAS SENTIDO Y		
B1=	30	cm
H1=	40	cm
X1=	10	menor separacion
As3Sup=	14.49	cm ²
As3Inf=	8.5	cm ²
B2=	30	cms
H2=	50	cm
X2=	10	menor separacion
As3Sup=	14.49	cm ²
As3Inf=	10.22	cm ²

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Para concretos con agregado normal la resistencia teórica al corte del nodo, no excederá de

$$V_c = 5.3x\sqrt{f'_c} * A_j$$

El área A_j del nodo es el área horizontal efectiva de la sección transversal del nodo en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte en el nodo.



Tabla 19. Área - Nodo D7

Aj	
Bx=	50 cms
Hx=	40 cms
Ajx=	2000 cms

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

De esta manera se tiene que el cortante Resistente es igual a 142.46 Kgf, se procede a calcular las cargas actuantes. Para efectos de cálculo, la tensión en los aceros de refuerzo a tracción de las vigas, se tomará mayor o igual que $1,25 F_y$ de acuerdo a la norma.

Tabla 20. Cortante actuante - Nodo D7

Mmp=	44.14 T*m
T1=	129.73 T
Vcol=	11.04 T
V=	118.69 T

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

T1= tensión producto del acero de refuerzo

Vcol = cortante producto del momento máximo probable entre la longitud de la columna

$$V = T1 - Vcol$$

Se comprueba que la relación entre el cortante actuante y la resistencia al corte sea mayor a 1 para que le nodo cumpla con el chequeo.

$$\frac{V_c}{V} = 1.2$$



4.4.6 Diseño de fundaciones

Del estudio de suelos se tiene el esfuerzo admisible del suelo, el nivel mínimo de la fundación, las dimensiones recomendadas, asentamiento diferencial máximo y recomendaciones adicionales para las fundaciones. Tomando estas consideraciones, se selecciona un sistema de fundación que transmita las cargas hacia el suelo, de tal manera que los esfuerzos producidos por estas sean menores que la presión admisible del suelo. El diseño de la fundación se realiza siguiendo las recomendaciones y los chequeos dados por la Norma Venezolana para Edificaciones sismorresistentes COVENIN 1753-2001 y FONDONORMA 1753-2006.

Cabe destacar que el estudio de suelos a utilizar pertenece a una construcción adyacente, en este caso de un proyecto de naves industriales ubicado en la Zona Industrial Norte del Municipio Valencia.

Es común que en edificaciones similares a la del proyecto, se haga uso de fundaciones superficiales, en nuestro caso se emplean zapatas aisladas de dimensiones mínimas entre 1 y 1.5 m, según recomendación del estudio de suelos. Adicionalmente para las condiciones del suelo la profundidad mínima de fundación será de 1.50 m.

Descripción de las fundaciones a diseñar. Antes de efectuar el diseño de las fundaciones se hará el dimensionamiento de su área en planta, de manera de obtener una capacidad actuante menor o igual a la capacidad admisible indicada en el estudio de suelos. Para nuestro caso 1.9 kg/cm².

El diseño se realizará en dos etapas:

- a) Dimensionamiento en planta de la cimentación. Para esta etapa se usan cargas de servicio de esta forma se predimensiona la zapata para posteriormente chequear con las cargas últimas actuantes.



Se determinan las reacciones en la base las columnas en condiciones de servicio y para las combinaciones de carga por medio del programa ETABS, ver anexos desde A.69 hasta A.76. Se consideran para el diseño 4 tipos de zapatas, esquineras, laterales con columnas de 40x50, laterales con columnas de 50x130 y centrales.

En función de la capacidad admisible dada en el estudio de suelos y las cargas axiales P de servicio, determinadas por el modelo, se despeja el área, de la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm} = \frac{P_{act}}{\text{área}}$$

Considerando zapatas cuadradas, a partir del área determinada, se obtienen las dimensiones de las zapatas. En el caso de las columnas laterales de 50x130, se consideraron zapatas rectangulares, de forma que la distancia libre entre la cara de la columna y los bordes de la zapata, sea uniforme en las dos direcciones. Las dimensiones obtenidas para las zapatas son las que se presentan en la tabla 21.

Tabla 21. Dimensiones características de las zapatas

Tipo de columna	Dimensión B (Dirección X)	Dimensión L (Dirección Y)
Esquinera	1.5	1.5
Lateral 40x50	2	2
Lateral 50x130	2.2	3.1
Central	2.55	2.55

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Para estas dimensiones y para las luces libres de la estructura, el estudio de suelos garantiza distorsiones angulares inferiores a 2‰, el cual



garantiza un límite de seguridad para edificios que no que admiten grietas, según lo establecido en la figura 32.

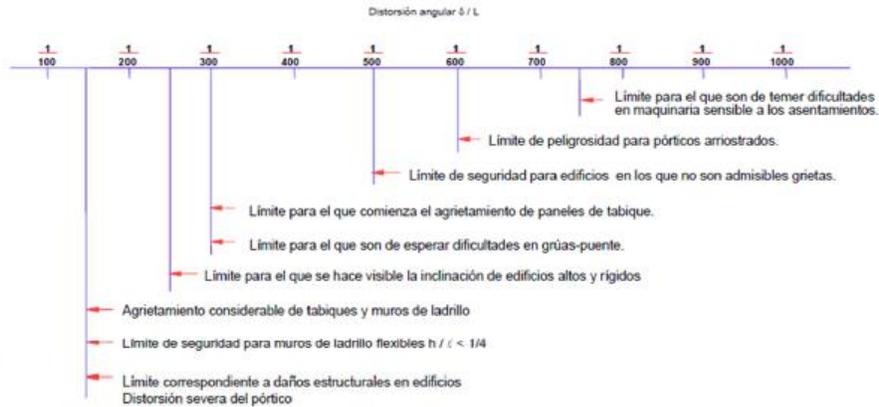


Figura 39. Criterio de daños en las estructuras

Fuente: Bjerrum (1963)

b) Diseño de la fundación propiamente dicha. En este paso se incluye el dimensionamiento del espesor cumpliendo los requisitos por corte y por punzonado y el diseño a flexión que permite determinar el refuerzo de acero requerido, todo esto se realiza por uso del programa IP3 Fundaciones 3.0. El diseño se realiza con las combinaciones reglamentarias de carga y está conformado por las siguientes verificaciones:

Diseño por Punzonado, Corte y Flexión

La sección resistente a flexión se evalúa en la cara de la columna, o pedestal. El momento último que actúa en dicha sección, en este caso, se tomó el momento más desfavorable producto de la combinación de cargas, obtenido de ETABS.

Los diseño por punzonado, corte y flexión se realizan por medio del programa IP3 Fundaciones 3.0, para obtener finalmente las dimensiones, la altura de la zapata y el área de acero, el cual es repartido uniformemente. Los



resultados del diseño de las zapatas se presentan en los anexos A.77 hasta A.80.

Adicionalmente a estos chequeos, la norma sismorresistente COVENIN 1756-2001, establece un chequeo de estabilidad al deslizamiento, en la cual se verifica que, en el área de contacto efectiva entre la fundación y el terreno, la fuerza de corte, V , inducida por las solicitaciones calculadas según las combinaciones de carga, no exceda la fuerza resistente al deslizamiento, cual se calcula por la fórmula:

$$V \leq (\mu_f N_a + cA) 0.8$$

Donde:

μ_f = Coeficiente de fricción terreno-fundación.

N_a = Fuerza normal al área de contacto que actúa simultáneamente con V , incorporando el efecto de la componente vertical del sismo.

c = Adhesión entre el terreno y la fundación.

A = Área de contacto de la fundación.

Los parámetros del terreno de fundación, se extraen del estudio de suelos y la fuerza de corte es determinada por el modelo de ETABS, obteniéndose los valores presentados en los anexos desde A.69 hasta A.76, correspondientes a las reacciones últimas y en condiciones de servicio de las fundaciones. De esta manera, se realizó el plano de fundaciones, donde se representa la vista de planta de las cimentaciones y vigas de riostra, el detalle típico del acero de refuerzo en zapata y de viga de riostra, cuadro zapatas y cuadro de columnas.



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**

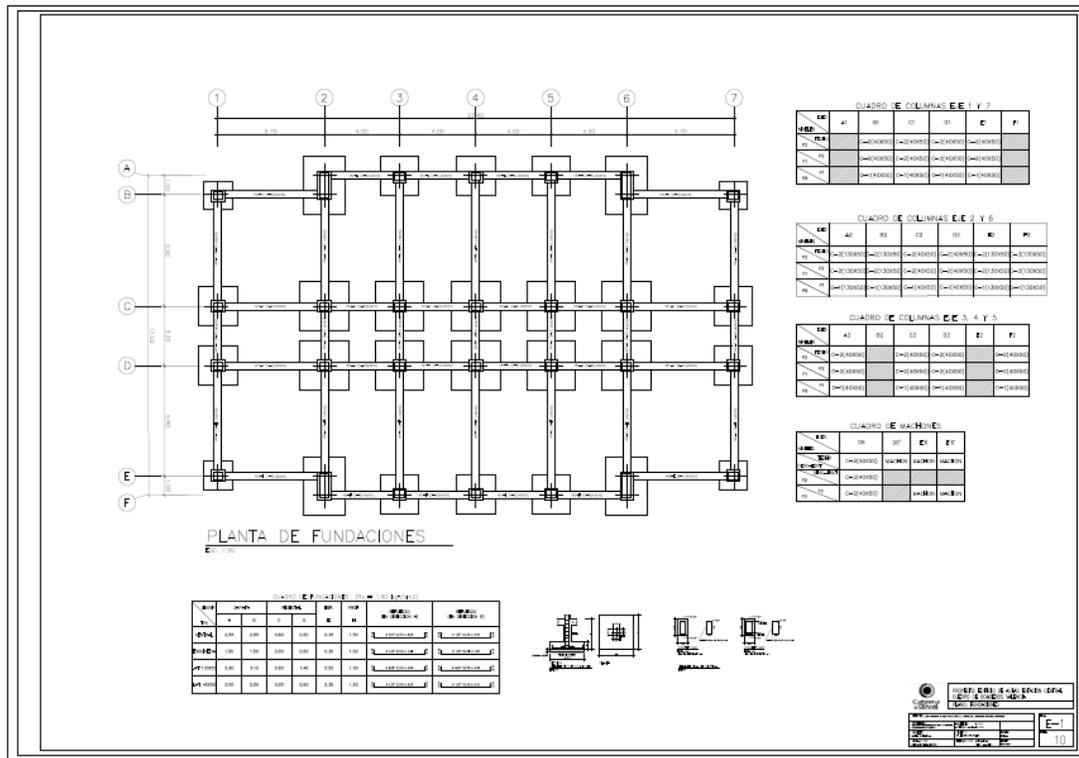


Figura 40. Plano de Fundaciones.

Fuente: Lujan, A y Paraqueimo, V (2018)

Finalmente, se presentan los planos de todos los elementos de la estructura, dando cumplimiento al último objetivo específico del presente trabajo de grado.



CONCLUSIONES

1. Se obtuvieron las dimensiones y especificaciones técnicas de los elementos estructurales, como lo son, losas, vigas, columnas y fundaciones, que integran el sistema estructural del edificio de aulas, correspondiente al proyecto de Centro de entrenamiento de la Estación Central de Bomberos del municipio Valencia.
2. Los elementos estructurales fueron sometidos a un análisis dinámico espacial con tres grados de libertad y diseñado cumpliendo con los requerimientos establecidos en la normativa Venezolana actual vigente, así como criterios asumidos bajo asesoría de expertos en la materia.
3. Se obtienen elementos que garantizan el comportamiento dúctil y sismorresistente de la estructura, al tratarse de una edificación esencial, los criterios sismorresistentes adoptados fueron rigurosos, de forma que la estructura permanezca en funcionamiento durante y posterior al evento sísmico.
4. Es a través de una propuesta desarrollada, que se busca abastecer la necesidad existente, debido a la falta de una infraestructura que posea los espacios físicos apropiados para la formación de profesionales bomberos, dentro de la localidad del municipio Valencia.



RECOMENDACIONES

- Se debe realizar un estudio geotécnico específico del terreno y para la estructura propuesta, ya que, para efectos de esta investigación se contó con un estudio de una construcción adyacente, en este caso de un proyecto de naves industriales ubicado en la Zona Industrial Norte del Municipio Valencia.
- Una vez realizado el estudio geotécnico específico para el presente proyecto, se debe realizar el chequeo del cálculo estructural, de forma que cumpla con las modificaciones generadas de dicho estudio.
- Es importante mencionar, la importancia académica de la enseñanza de los métodos dinámicos para el cálculo de estructural y el uso de software de cálculo en la facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo, ya que son herramientas fundamentales para los ingenieros calculistas.
- Se sugiere al cuerpo de bomberos del municipio Valencia y otras instituciones autónomas, proponer este tipo de proyectos a los estudiantes de la Facultad de ingeniería de la Universidad de Carabobo, para ser desarrollados como trabajos de grado, de forma que permita aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera para contribuir con la realización de nuevas edificaciones, y de esta forma generar mejoras dentro de esta institución.



BIBLIOGRAFÍA

- Barros, E. (2012), guía para el diseño y detallado sismo-resistente de elementos estructurales de concreto armado. Tesis de Pregrado. Universidad de Carabobo. Venezuela.
- D. Guevara y C. Vera. (2013). Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-restaurant-ubicado en el distrito de nuevo chimbote, provincia santa. Tesis de Pregrado. Universidad Privada Antenor Orrego.
- D. Souto y L. Valbuena (2006). Proyecto estructural para el edificio de la federación de centro universitario de la universidad de Carabobo. Análisis comparativo de costos de material de construcción en concreto armado y en acero. Tesis de Pregrado. Universidad de Carabobo.
- Fondonorma (2009). *Guía para el diseño de estaciones de bomberos*. Venezuela.
- FUNVISIS (2014). Sísmología de Venezuela Consultado el 13 de Junio del 2018, de:
http://www.funvisis.gob.ve/old/pais_sismico.php
http://www.funvisis.gob.ve/old/pais_sismico.php
- Instituto Autónomo Municipal Cuerpo de Bomberos de Valencia (2018). *Reseña Histórica*. Consultado el 3 de Diciembre del 2017, de:
<http://www.bomberosvalencia.gob.ve/historia.php>
- Lorenzo, J (2012). *Grave explosión en la refinería de Amuay*. Consultado el 20 de Noviembre del 2017, de:
<https://venezuelaoctavaisla.wordpress.com/tag/incendio/>
- Mc Cormac, H. (2011), Diseño de concreto reforzado. México: Ed. Alfaomega Grupo Editor.



Morocho, F. (2016), Diseño estructural de un edificio de concreto armado de 7 pisos. Tesis de Pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Nilson, A. (2001), Diseño de estructuras de concreto. Colombia: Ed. Mc Graw-Hill.

NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001 (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Venezuela.

NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006 (2006). Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Venezuela

NORMA VENEZOLANA COVENIN 2002-88. Criterios y Acciones Mínimas para el proyecto de Edificaciones. Venezuela.

Tipos de vigas y losas. (2011, 18 de Octubre). Consultado el 06 de Octubre del 2018, de:

<https://es.slideshare.net/Lialbertm/tema-5-vigas-y-losas>

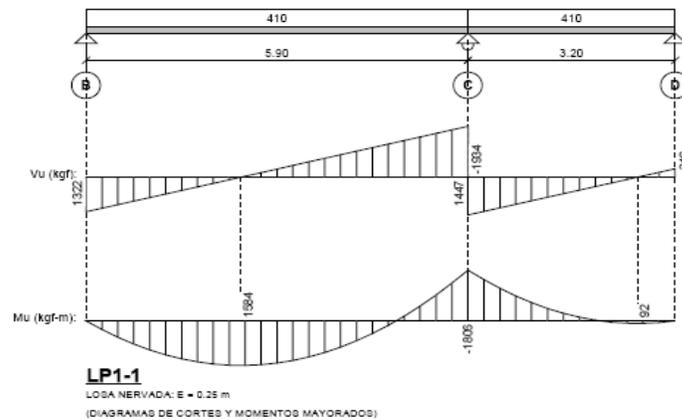
Universidad Pedagógica Experimental Libertador (2003). Manual de trabajos de grado de especialización y Maestría y Tesis Doctorales. Venezuela: Ed. FEDUPEL.



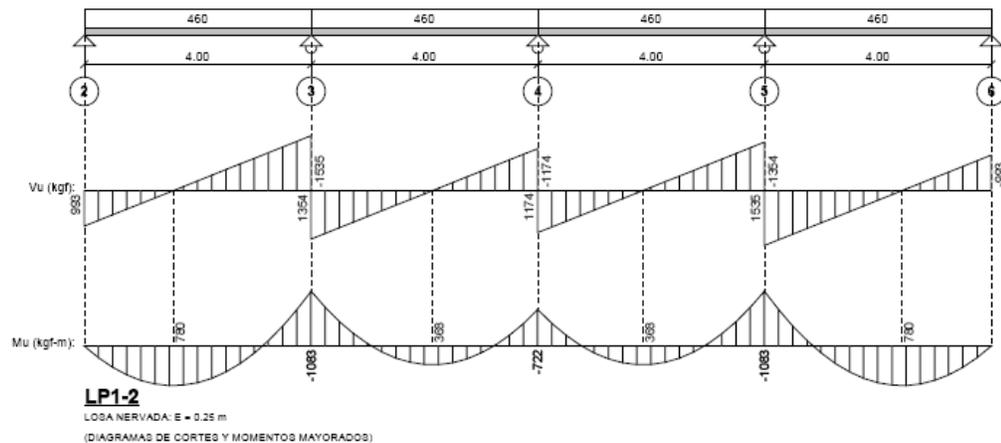
ANEXOS

A.1 Solicitaciones de losas

ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL	
PROYECTO: TESIS BOMBEROS	
CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL	IP3-Losas versión: 4.2



ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL	
PROYECTO: TESIS BOMBEROS	
CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL	IP3-Losas versión: 4.2





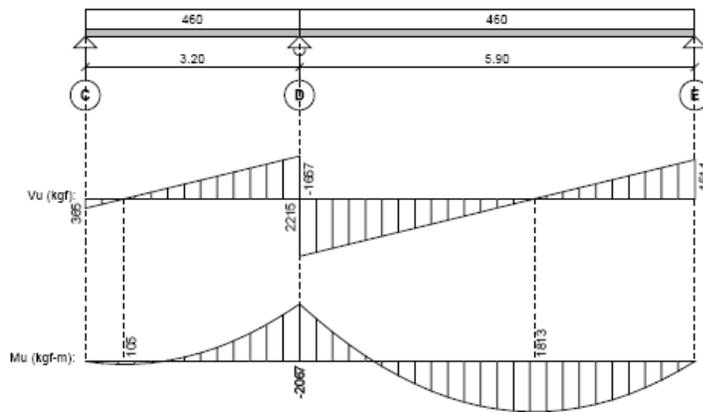
PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL
PROYECTO: TESIS BOMBEROS
CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Losaa versión: 4.2



LP1-3

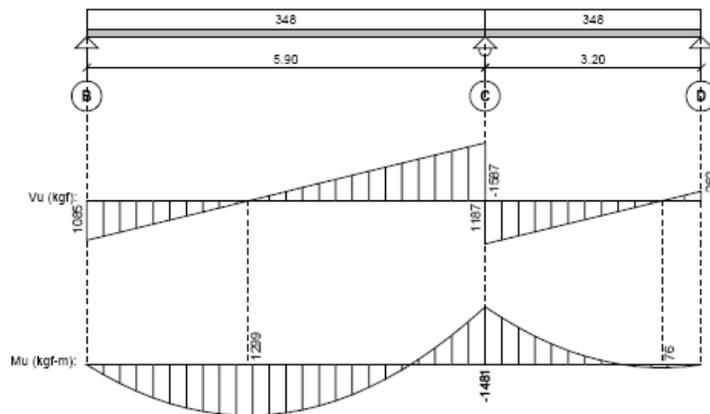
LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL
PROYECTO: TESIS BOMBEROS
CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Losaa versión: 4.2



LP2-1

LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



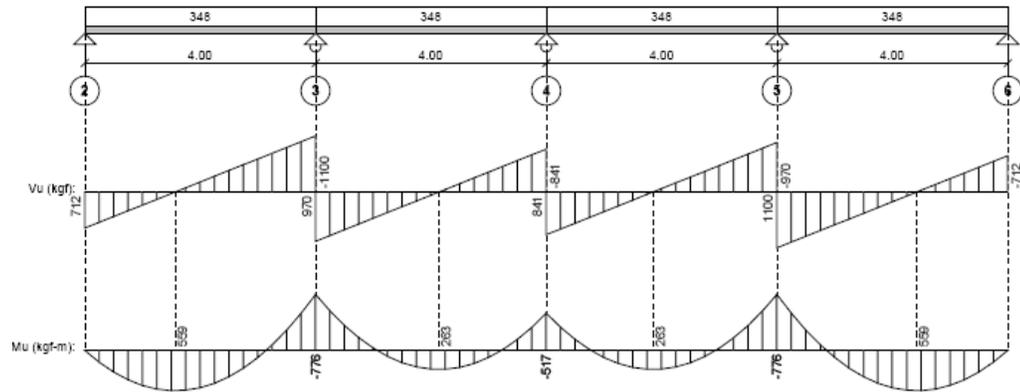
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL

PROYECTO: TESIS BOMBEROS

CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Lozas versión: 4.2



LP2-2

LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)

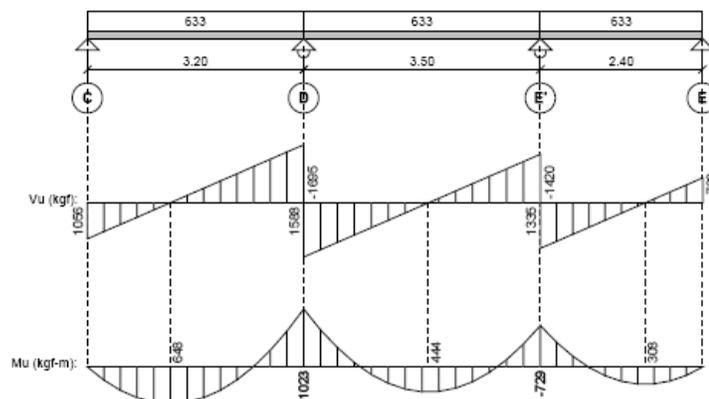
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL

PROYECTO: TESIS BOMBEROS

CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Lozas versión: 4.2



LP2-3

LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



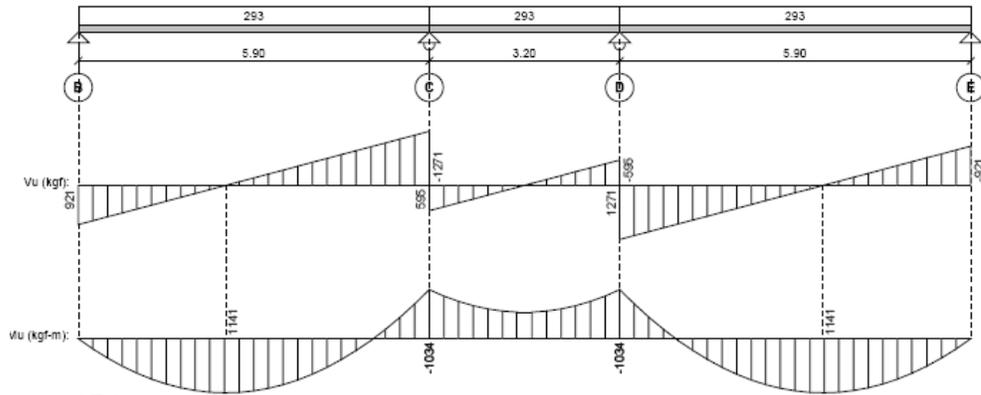
PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



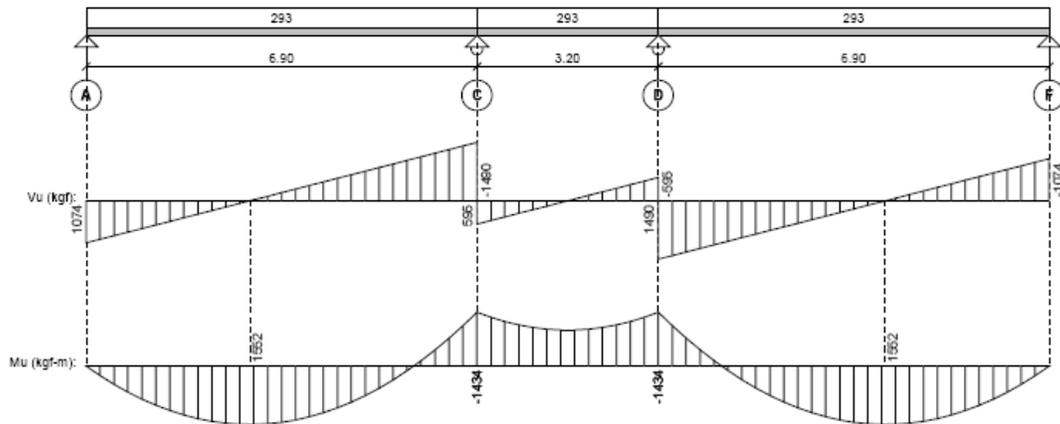
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**
PROYECTO: TESIS BOMBEROS
CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Losas versión: 4.2



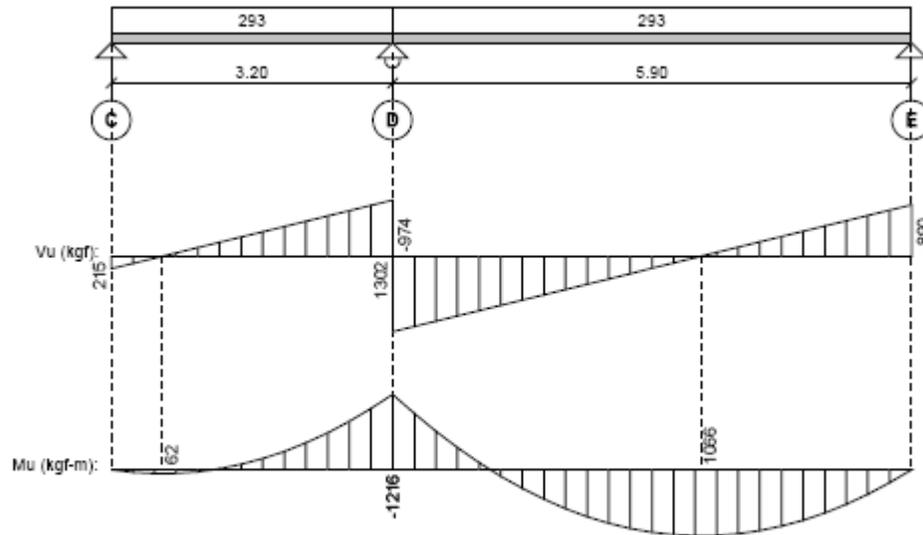
LT-1
LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



LT-2
LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



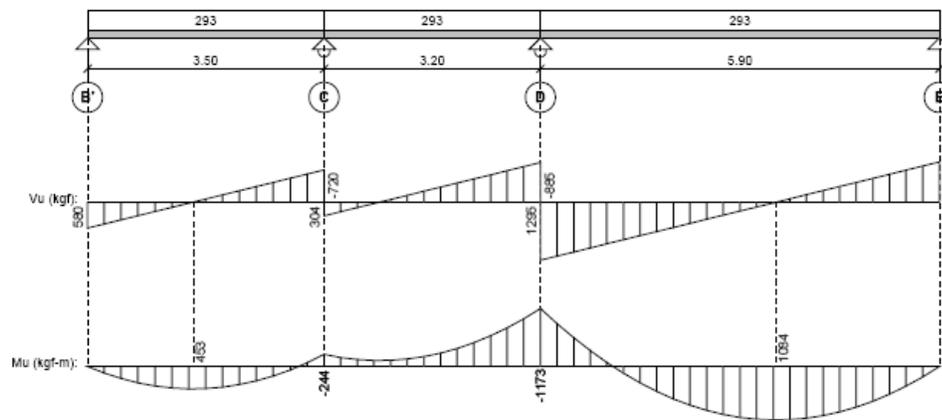
PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



LT-3

LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)

ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL	IP3-Losas versión: 4.2
PROYECTO: TESIS BOMBEROS	
CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL	



LT-4

LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



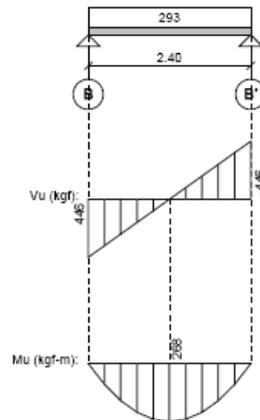
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL

PROYECTO: TESIS BOMBEROS

CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Losas versión: 4.2



LT-5

LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

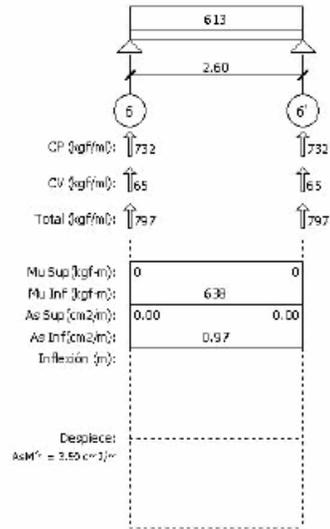
Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**

Proyecto: TESIS BOMBEROS

Calculista: ING. JOSE PAULO OLIVAL

Página 13 de 16

IP3-Fundaciones 4.2



LT2-1

LOSA HACIENDA E - 0.20 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)

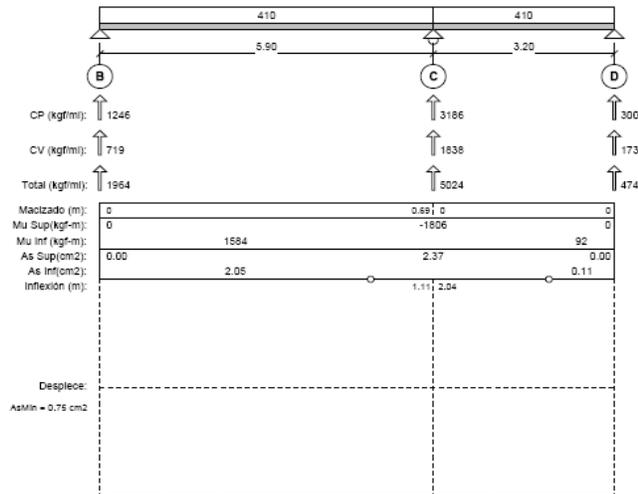


**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



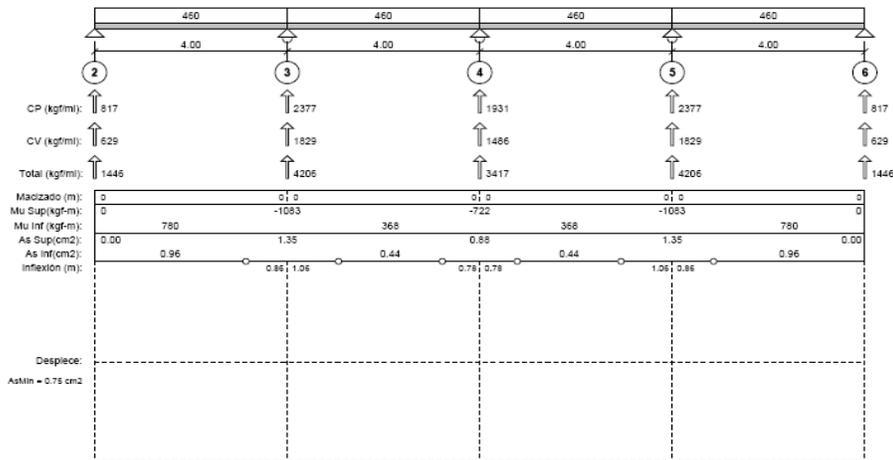
A.2 Áreas de acero requerido de losas

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL PROYECTO: TESIS BOMBEROS CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL	IP3-Losas versión: 4.2



LP1-1
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL PROYECTO: TESIS BOMBEROS CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL	IP3-Losas versión: 4.2



LP1-2
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)



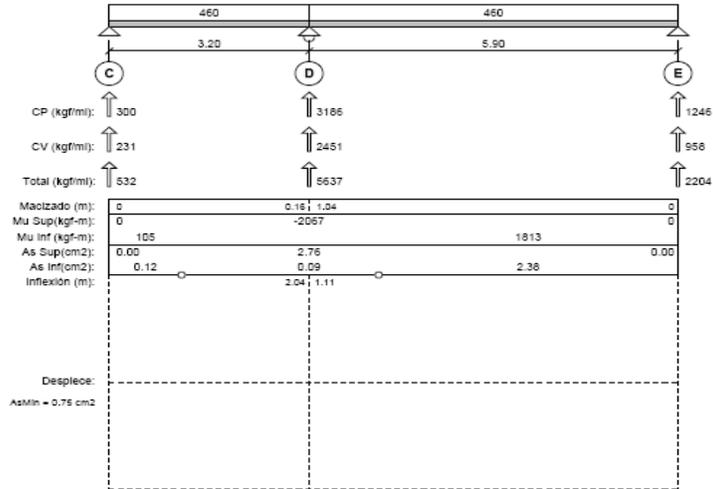
**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**
 PROYECTO: TESIS BOMBEROS
 CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Losas versión: 4.2



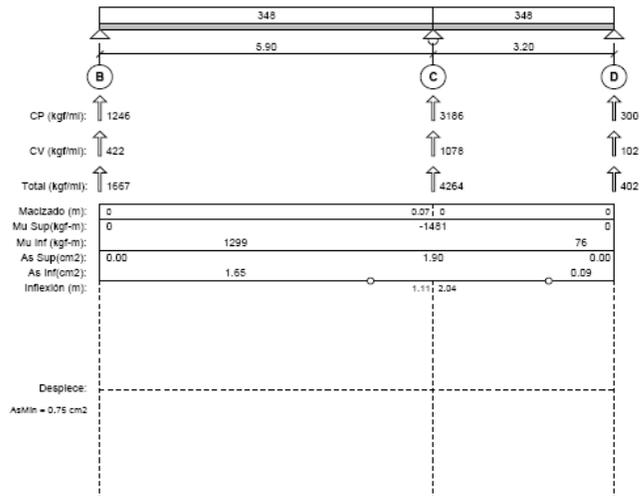
LP1-3

LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)

ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**
 PROYECTO: TESIS BOMBEROS
 CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Losas versión: 4.2



LP2-1

LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)

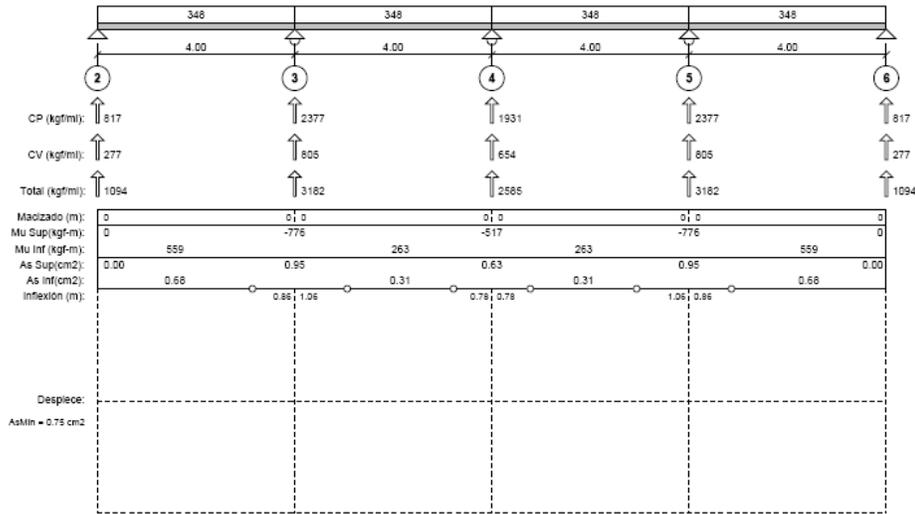


**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS

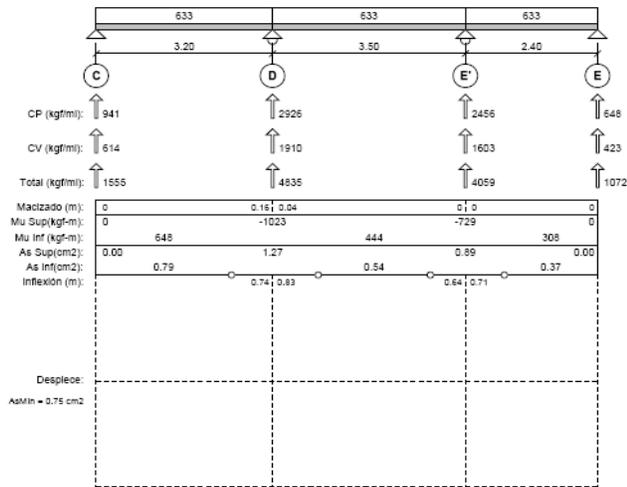
Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**
 PROYECTO: TESIS BOMBEROS
 CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL IP3-Losas versión: 4.2



LP2-2
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)

ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**
 PROYECTO: TESIS BOMBEROS
 CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL IP3-Losas versión: 4.2



LP2-3
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)



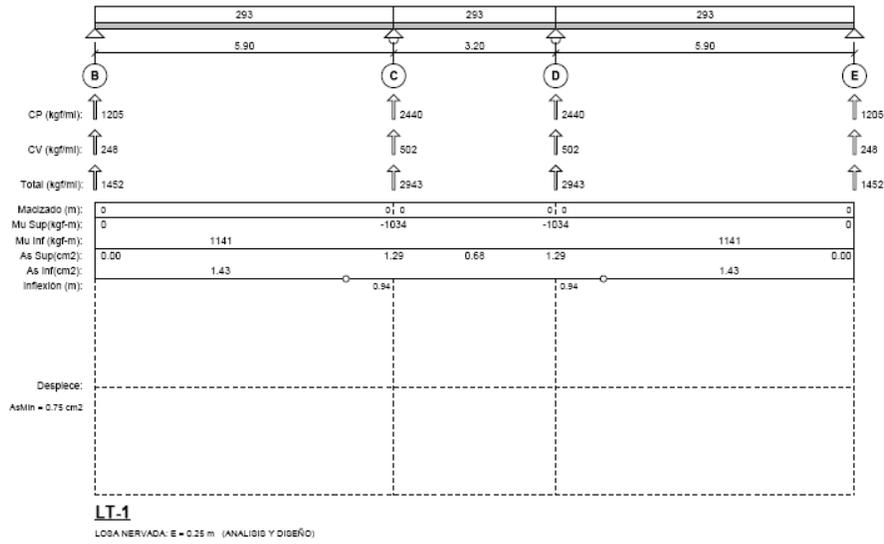
PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**
PROYECTO: TESIS BOMBEROS
CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

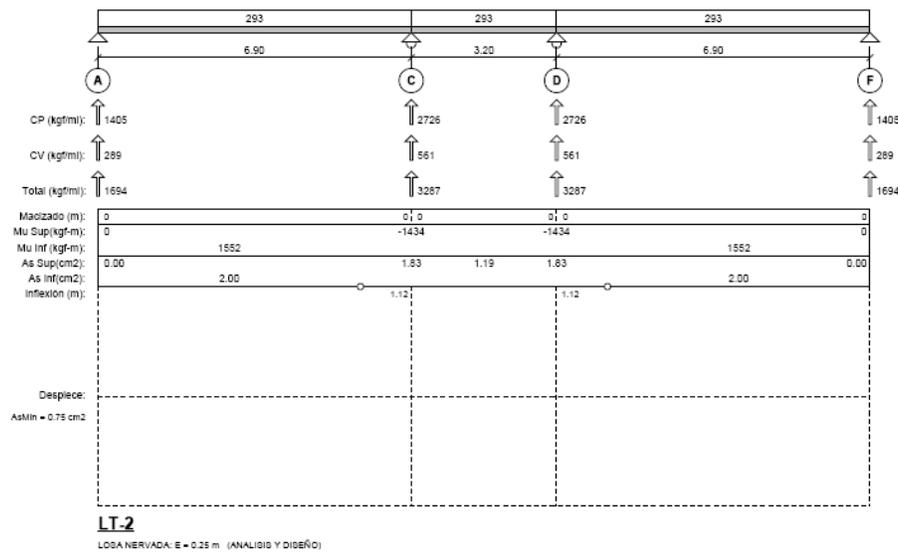
IP3-Losab versión: 4.2



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**
PROYECTO: TESIS BOMBEROS
CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL

IP3-Losab versión: 4.2

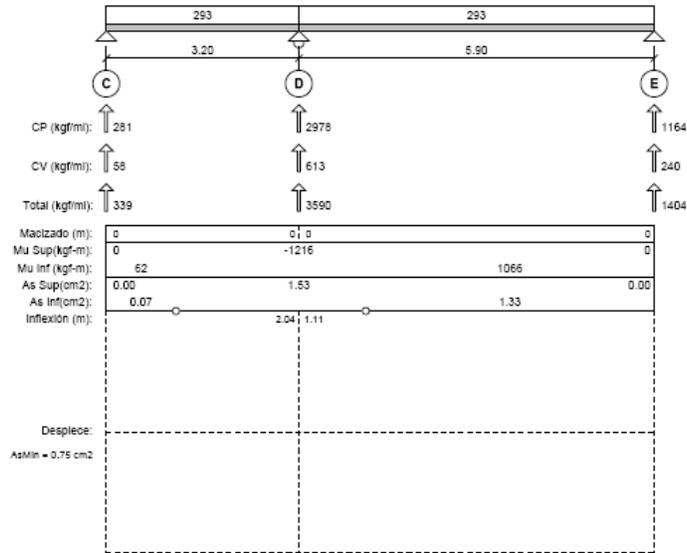




**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



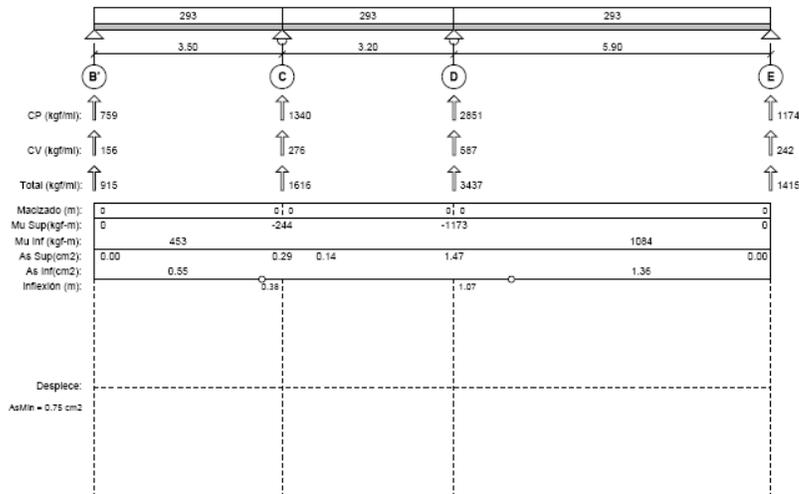
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL PROYECTO: TESIS BOMBEROS CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL	IP3-Losab versión: 4.2



LT-3

LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL PROYECTO: TESIS BOMBEROS CALCULISTA: ING. JOSE PAULO OLIVAL	IP3-Losab versión: 4.2



LT-4

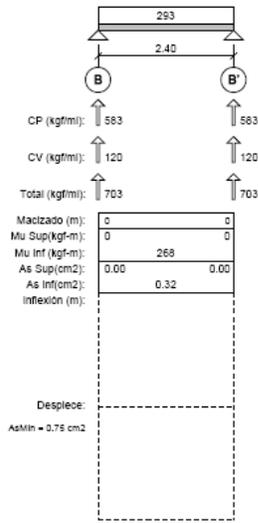
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**

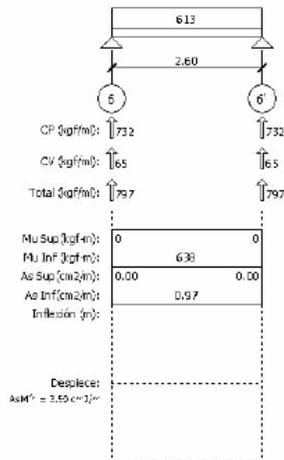


ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL Proyecto: TESIS BOMBEROS Calculista: ING. JOSE PAULO OLIVAL	IP3-Losaa versión: 4.2



LT-5
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS		Página 13 de 16
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL Proyecto: TESIS BOMBEROS Calculista: ING. JOSE PAULO OLIVAL		IP3-Fundaciones 4.2

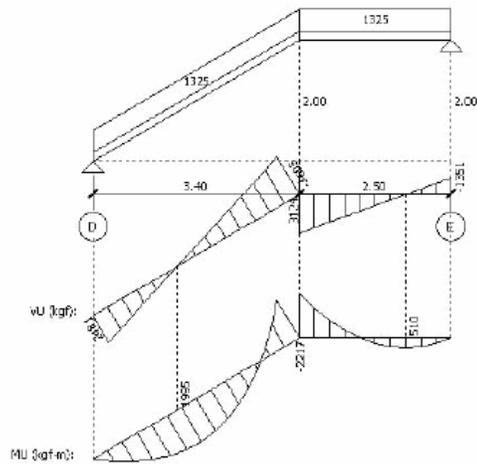


LT2-1
LOSA MACIZA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)



A.3 Solicitaciones Losas de escalera

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS	
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL	Página 1 de 15
Proyecto: TESIS BOMBEROS	
Calculista: ING. JOSE PAULO OLIVAL	D9-Fundaciones 4.2



LESC-1
LOSA MACIZA; E = 0.20 m
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MÁXIMOS)

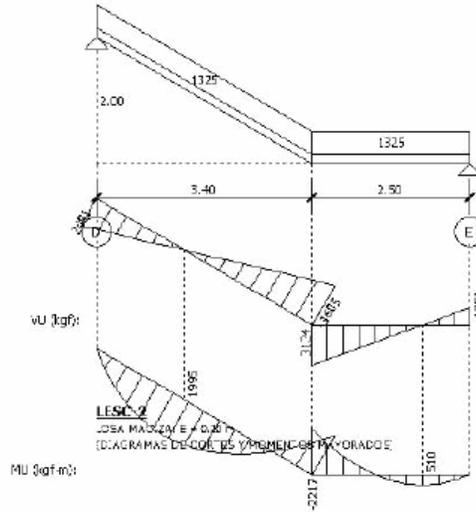


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



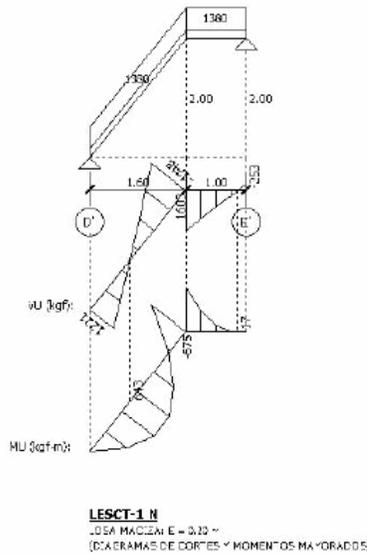
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** Página 2 de 16
Proyecto: TESIS BOMBEROS
Calculista: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** IP3-Fundaciones 4.2



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** Página 3 de 16
Proyecto: TESIS BOMBEROS
Calculista: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** IP3-Fundaciones 4.2



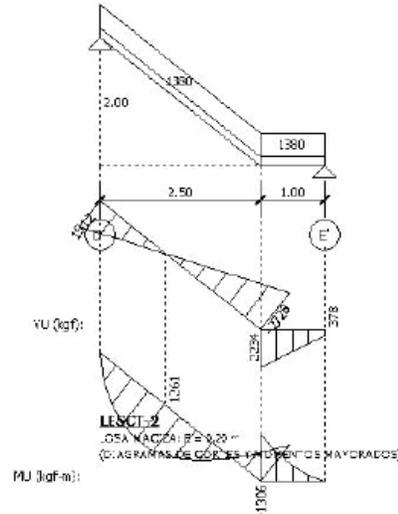


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** Página 4 de 16
 Proyecto: TESIS BOMBEROS
 Calculista: ING. JOSE PAULO OLIVAL DPS-Fundaciones 4.2

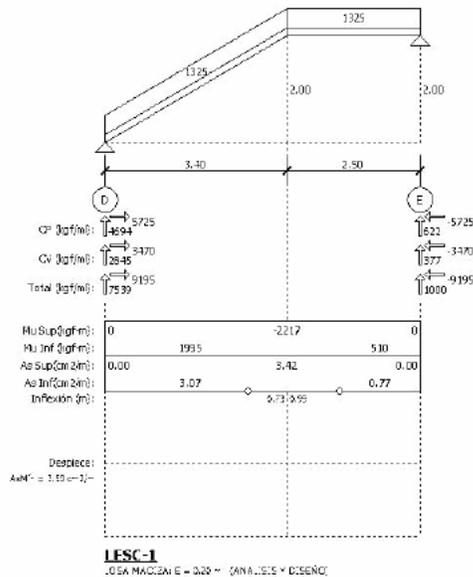


A.4 Aceros requeridos en Losas de escaleras

Losa de Escalera 1-Tramo 1

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** Página 1 de 16
 Proyecto: TESIS BOMBEROS
 Calculista: ING. JOSE PAULO OLIVAL DPS-Fundaciones 4.2



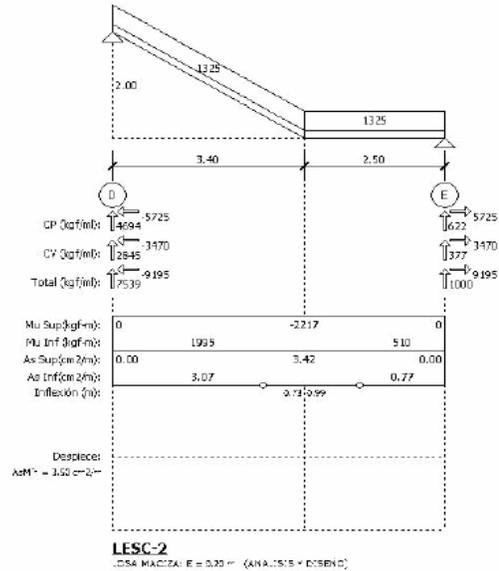


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



Losa de Escalera 1-Tramo 2

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS	Página 2 de 16
Usuario: ING. JOSE PAULO OLIVAL	
Proyecto: TESIS BOMBEROS	
Calculista: ING. JOSE PAULO OLIVAL	
	SP9-Fundaciones 4.2





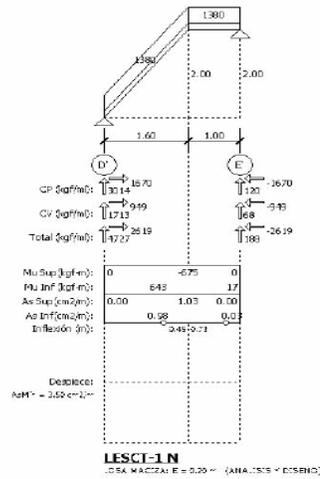
PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



Losa de Escalera del Techo-Tramo 1

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

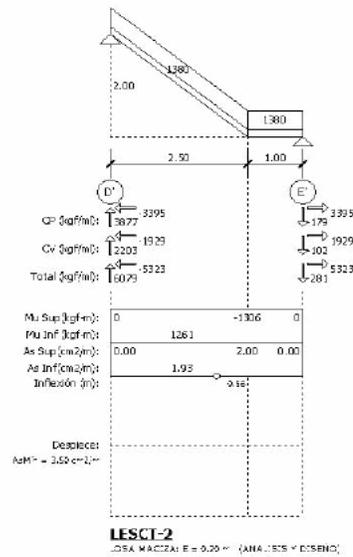
Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** Página 3 de 16
 Proyecto: TESIS BOMBEROS
 Calculista: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** 373-Fundaciones 4.2



Losa de Escalera del Techo-Tramo 2

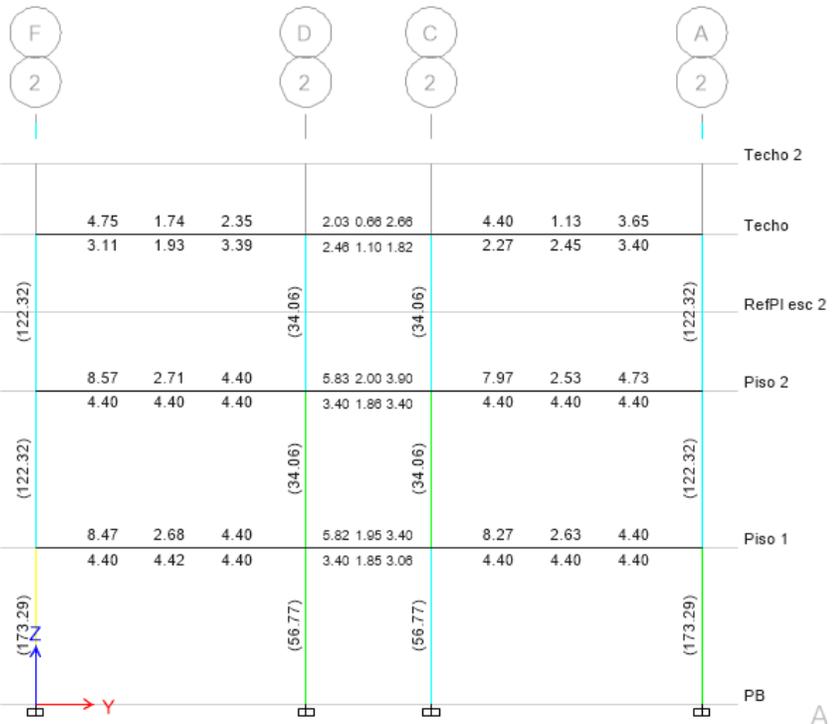
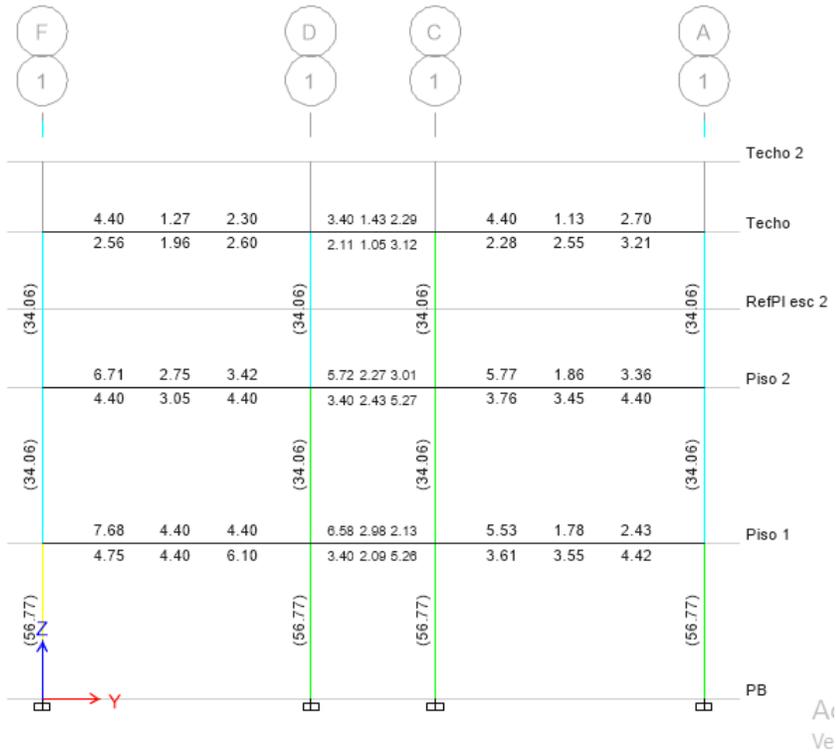
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** Página 4 de 16
 Proyecto: TESIS BOMBEROS
 Calculista: **ING. JOSE PAULO OLIVAL** 373-Fundaciones 4.2



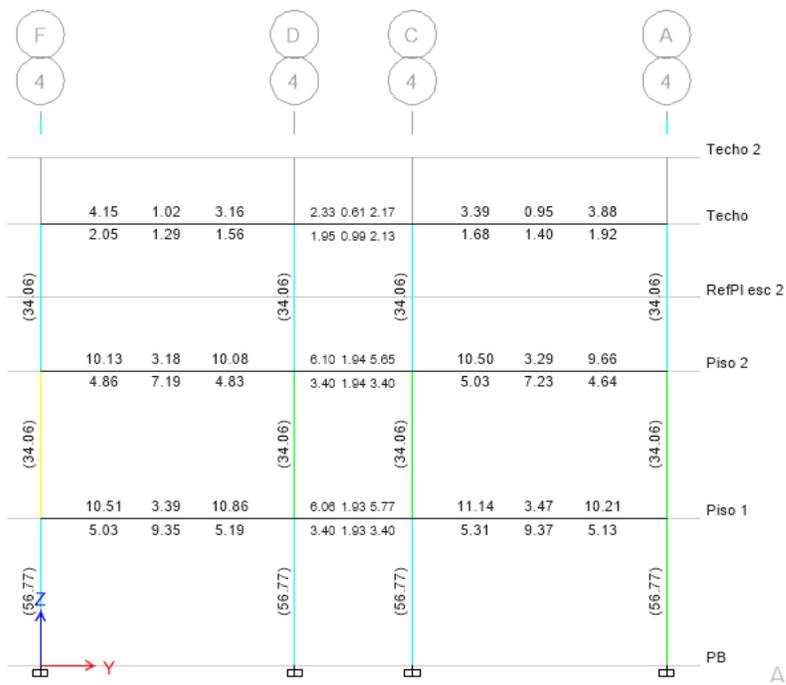
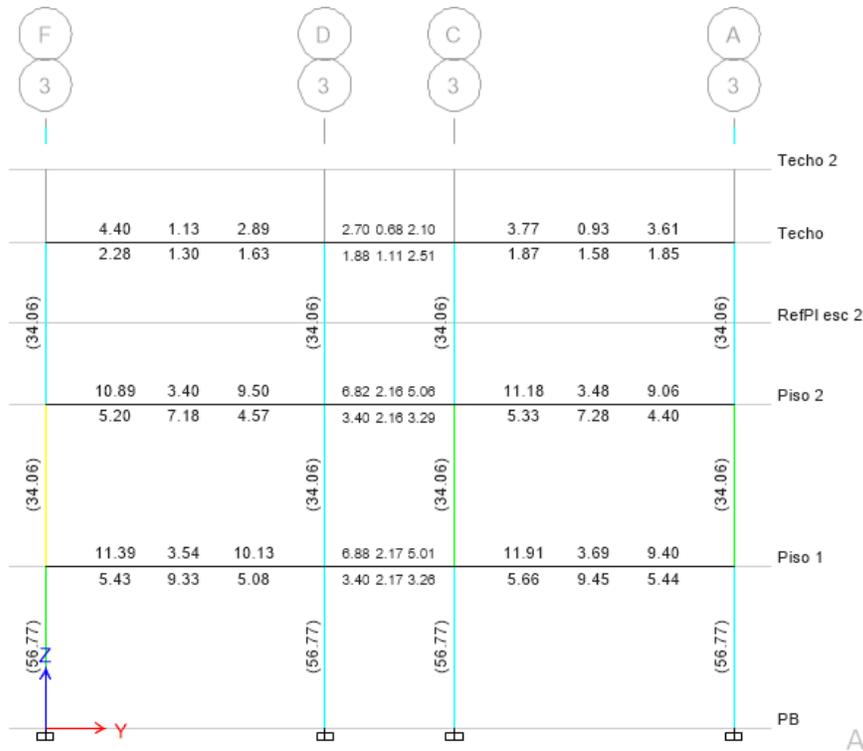


A.5 Acero requerido en los pórticos



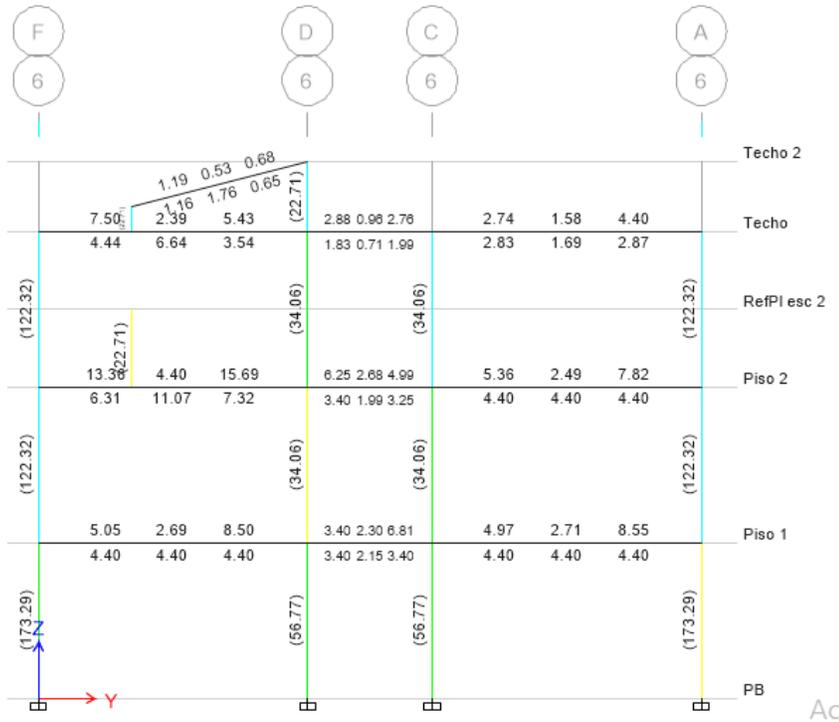
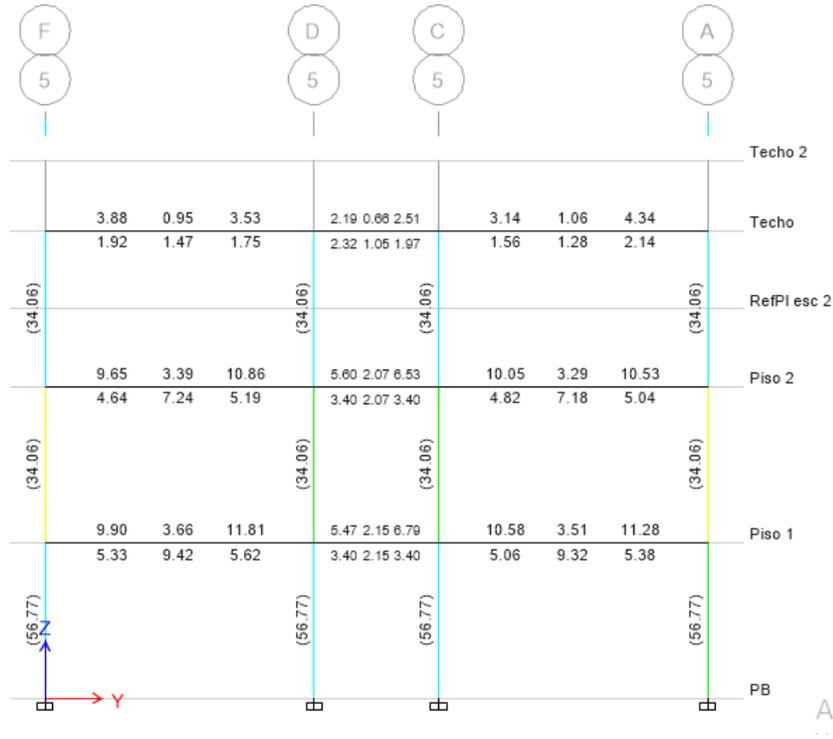


**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



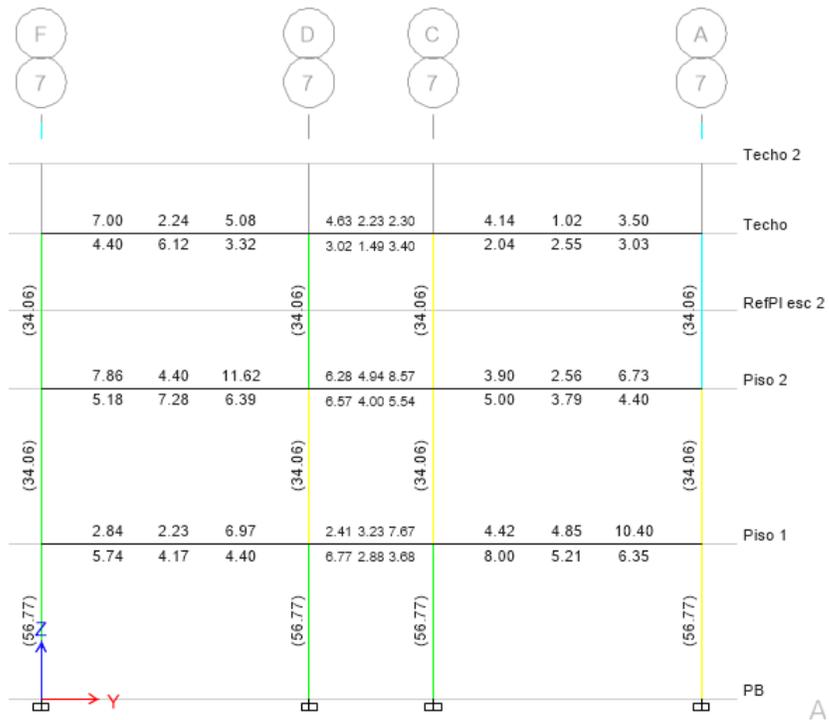


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



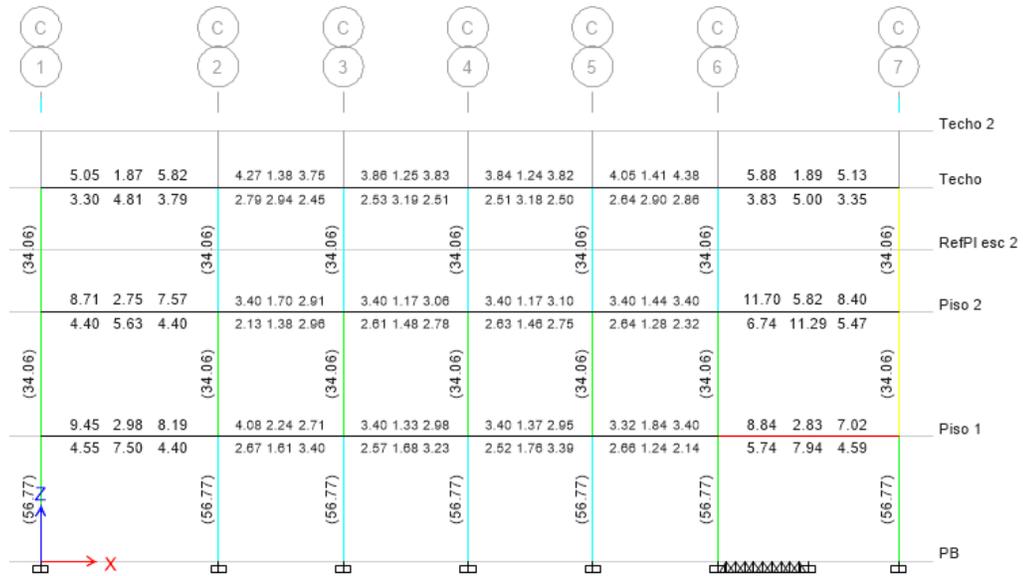
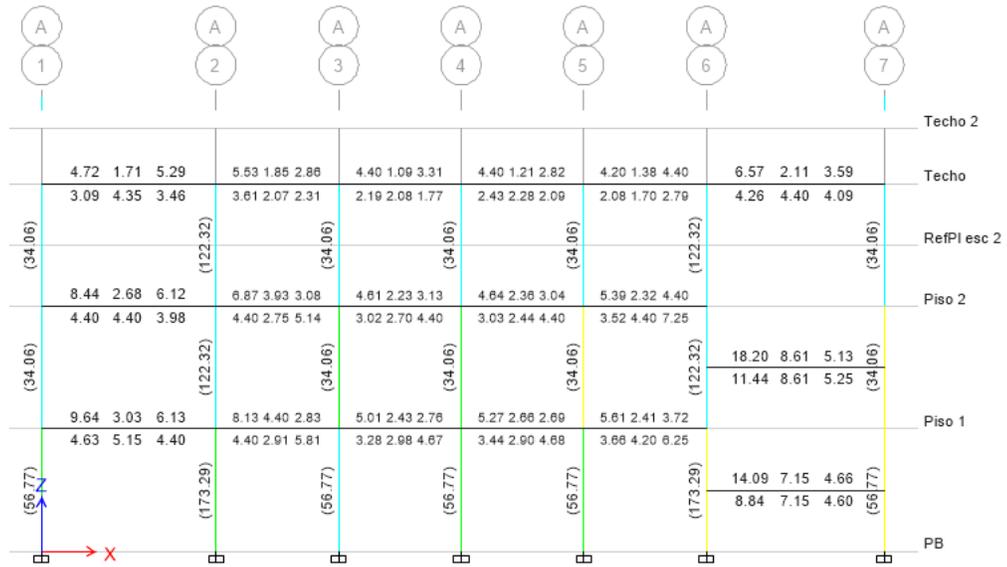


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



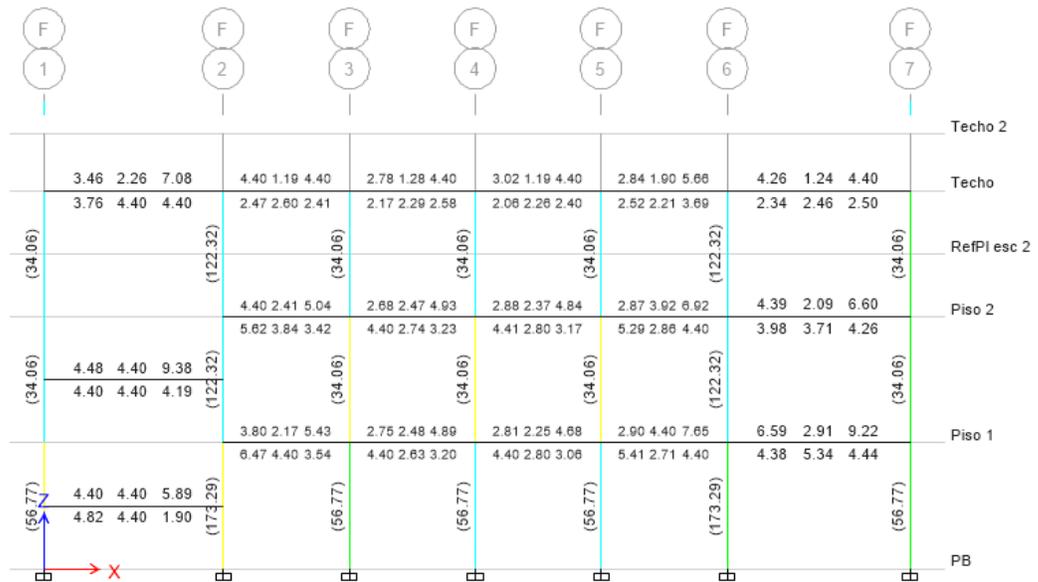
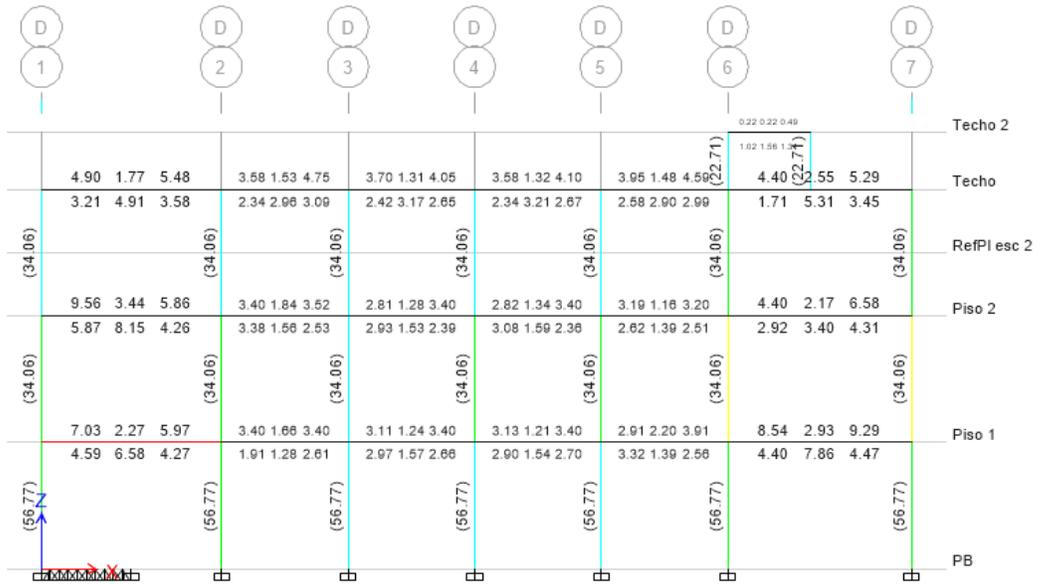


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



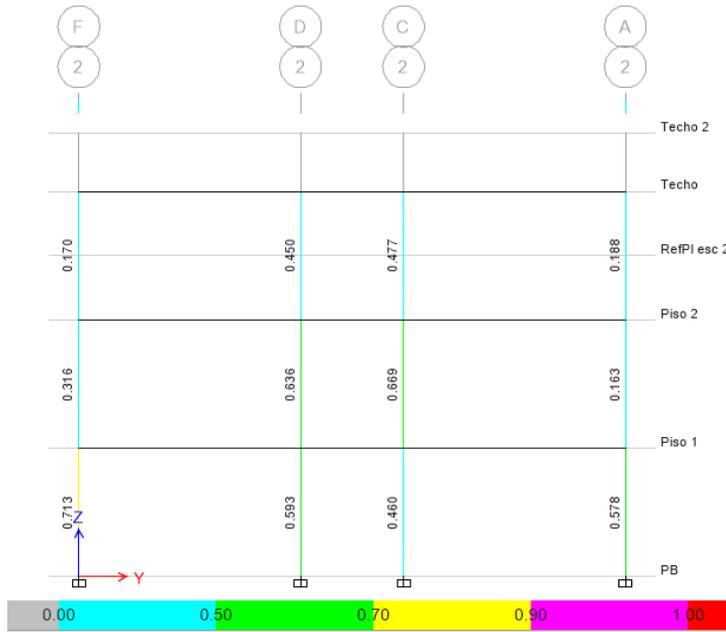
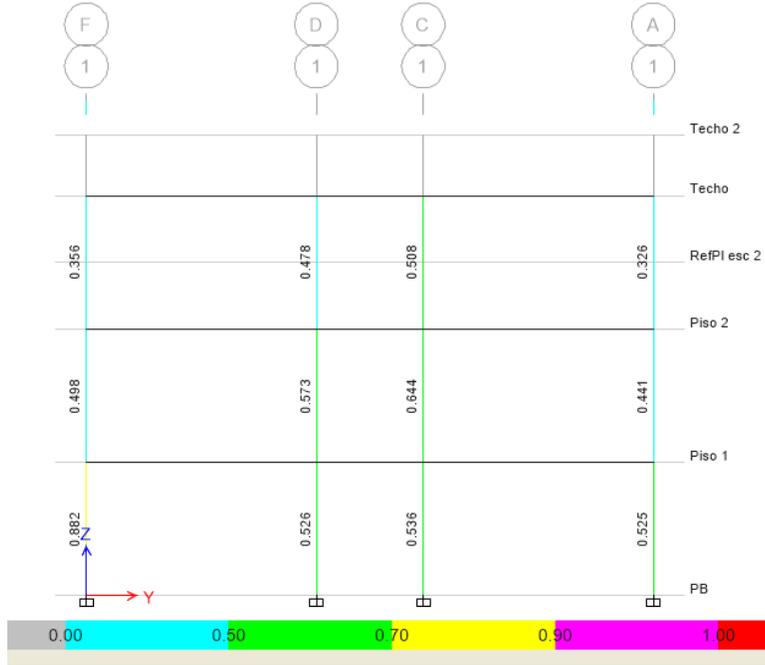


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



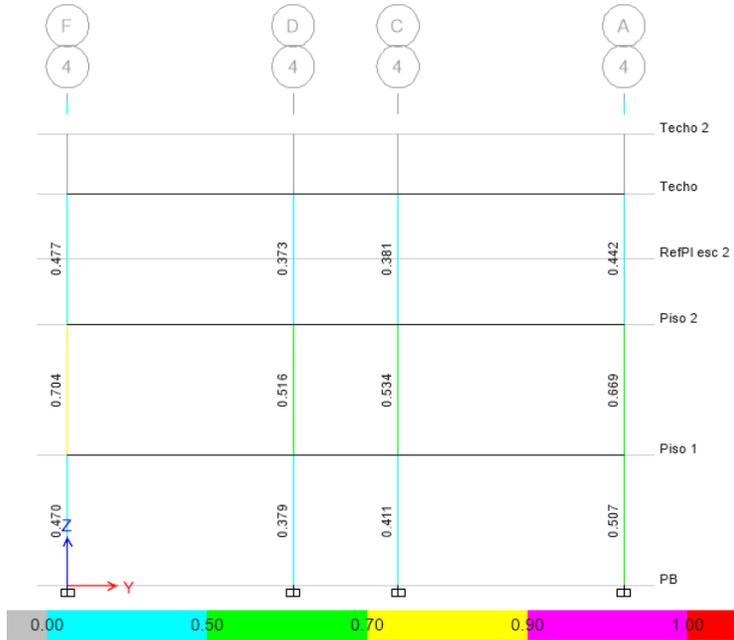
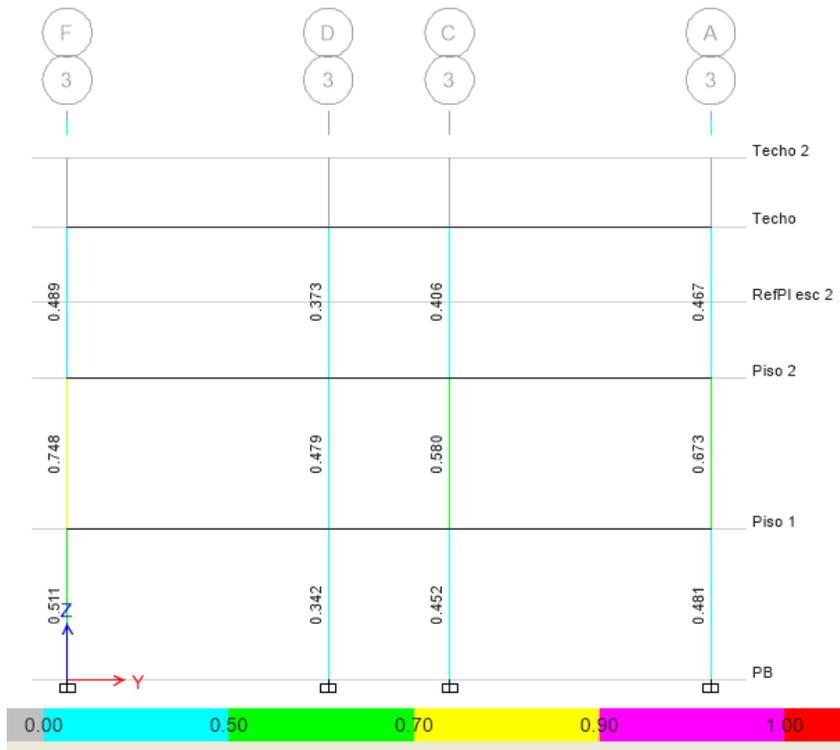


A.6 Demanda capacidad de las columnas



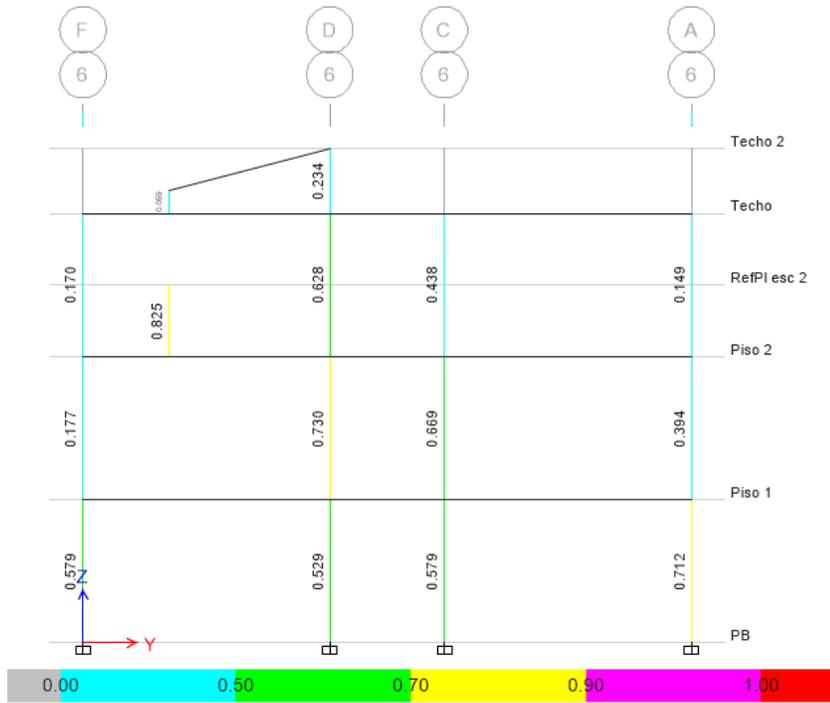
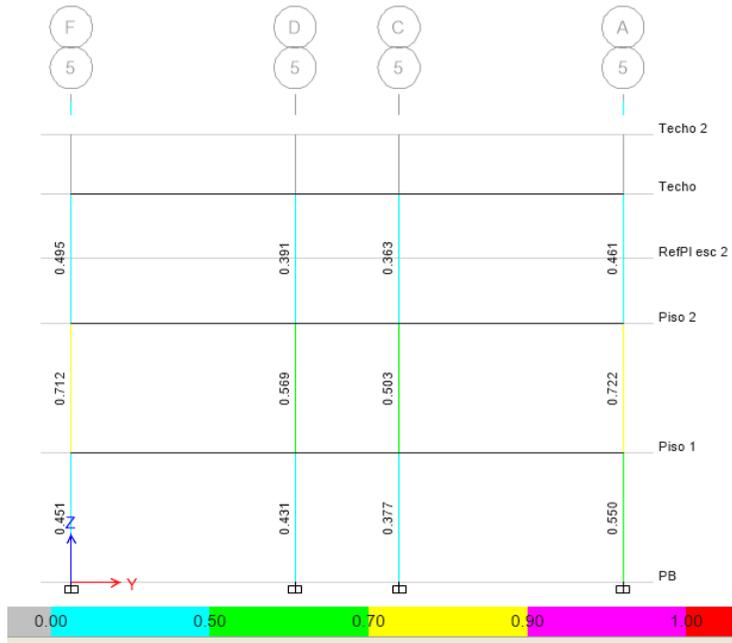


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



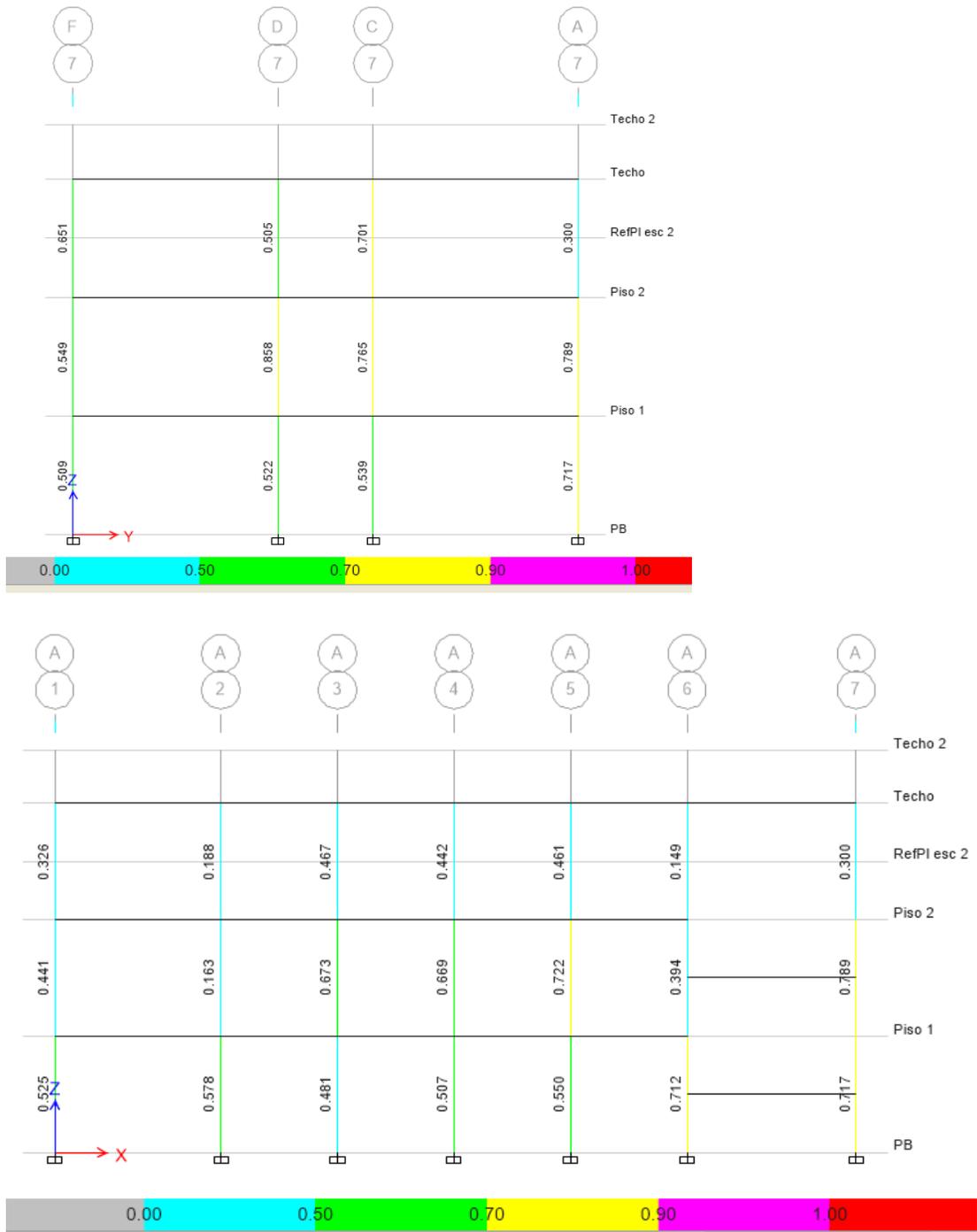


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



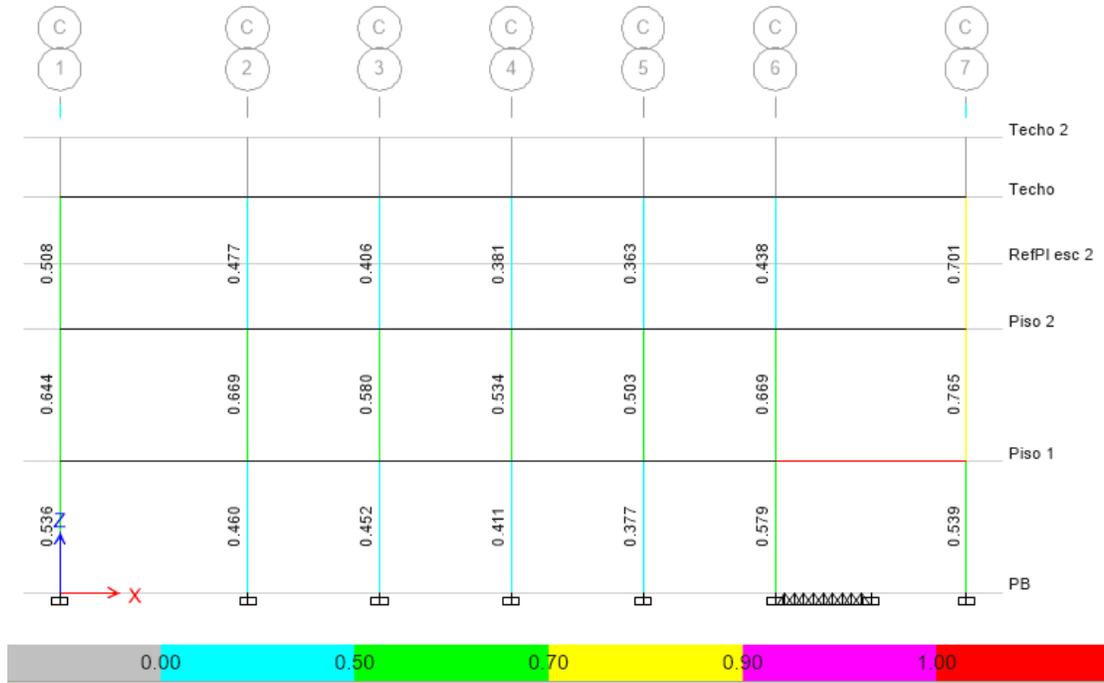


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



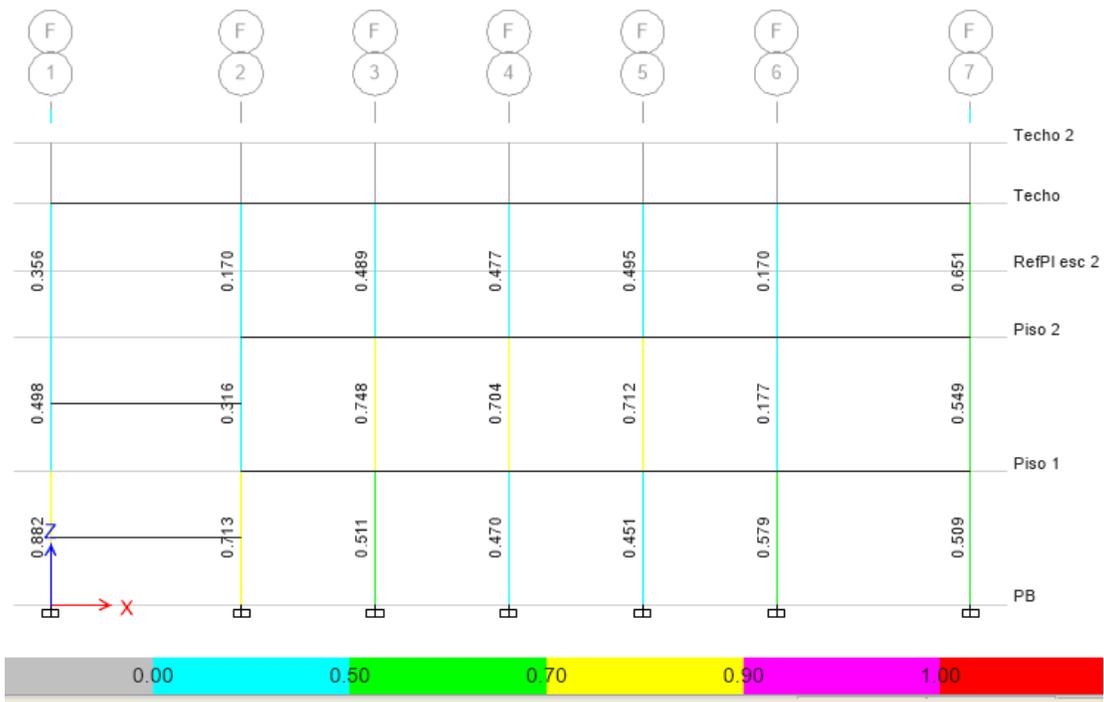


PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO





**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



A.7 Solicitaciones de servicio transmitidas a las zapatas

Zapatas esquineras de columna 40x50					
Ejes	Cortante en X V _x	Cortante en Y V _y	Carga axial P	Momento en X M _x	Momento en Y M _y
E1	2.87	7.60	27.35	987.81	553.20
E7	2.17	0.68	33.29	270.25	432.18
B1	2.61	1.00	31.06	317.50	545.22
B7	1.08	4.22	29.50	617.15	48.42
Solicitud última	2.87	7.60	33.29	987.81	553.20



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



Zapatatas esquineras de columna 40x50						
Ejes	Caso de Carga	Cortante en X Vx (Ton)	Cortante en Y Vy (Ton)	Carga axial P (Ton)	Momento en X Mx (Ton.m)	Momento en Y My (Ton.m)
E1	UDCon5 Max	1.83	13.72	45.94	-546.25	158.84
	UDCon5 Min	-8.77	4.81	23.38	-1862.81	-1503.36
	UDCon6 Max	3.70	8.90	30.78	80.35	513.59
	UDCon6 Min	-6.90	-0.01	8.22	-1236.21	-1148.61
E7	UDCon5 Max	-0.30	0.91	48.23	820.84	112.39
	UDCon5 Min	-4.94	-2.53	35.59	-166.96	-1158.60
	UDCon6 Max	1.12	1.37	29.31	645.08	393.01
	UDCon6 Min	-3.51	-2.07	16.67	-342.72	-877.97
B1	UDCon5 Max	5.45	2.64	44.62	22.38	1295.43
	UDCon5 Min	0.86	-0.24	33.40	-790.68	26.23
	UDCon6 Max	3.75	1.97	26.80	228.79	942.90
	UDCon6 Min	-0.84	-0.90	15.59	-584.27	-326.29
B7	UDCon5 Max	3.62	1.40	49.28	1718.42	849.68
	UDCon5 Min	-6.29	-11.71	25.34	-209.73	-734.39
	UDCon6 Max	4.27	4.04	32.79	1329.91	816.62
	UDCon6 Min	-5.65	-9.07	8.85	-598.23	-767.44
	Solicitud última	8.77	13.72	49.28	1862.81	1503.36

Zapatatas Laterales de columna 40x50					
Ejes	Cortante en X Vx	Cortante en Y Vy	Carga axial P	Momento en X Mx	Momento en Y My
F3	1.2874	2.2441	41.1929	351.083	317.135
F4	1.2255	1.8804	41.06	249.889	309.065
F5	1.3742	1.5188	38.2522	148.974	328.44
A3	2.0539	1.5781	37.6648	151.217	472.911
A4	1.9083	1.9403	40.789	252.195	453.941
A5	1.9116	2.3029	41.1352	353.246	454.374
D1	1.8766	2.2329	52.8257	328.513	236.678
C1	2.2884	1.8154	40.4742	424.214	359.567
D7	1.9736	1.2529	44.3351	346.091	262.659
C7	1.3193	0.8565	70.042	293.993	110.632
Solicitud última	2.29	2.30	70.04	424.21	472.91



A.8 Solicitaciones últimas transmitidas a las zapatas

Zapatas laterales de columna 40x50						
Ejes	Caso de Carga	Cortante en X Vx (Ton)	Cortante en Y Vy (Ton)	Carga axial P (Ton)	Momento en X Mx (Ton.m)	Momento en Y My (Ton.m)
F3	UDCon5 Max	1.61	4.03	55.45	-38.95	363.09
	UDCon5 Min	-4.75	1.35	47.60	-804.54	-1134.98
	UDCon6 Max	2.44	2.53	31.47	194.36	565.55
	UDCon6 Min	-3.92	-0.15	23.62	-571.23	-932.52
F4	UDCon5 Max	1.58	3.57	54.78	80.20	359.01
	UDCon5 Min	-4.57	0.93	48.04	-677.38	-1111.60
	UDCon6 Max	2.36	2.30	30.96	248.91	556.02
	UDCon6 Min	-3.79	-0.34	24.22	-508.67	-914.59
F5	UDCon5 Max	1.51	3.23	52.20	232.87	349.72
	UDCon5 Min	-4.86	0.39	43.71	-584.44	-1149.35
	UDCon6 Max	2.39	2.19	30.11	337.16	559.21
	UDCon6 Min	-3.98	-0.65	21.63	-480.16	-939.87
A3	UDCon5 Max	5.66	-0.54	50.97	561.40	1324.59
	UDCon5 Min	-0.67	-3.22	43.48	-204.19	-173.69
	UDCon6 Max	4.35	0.54	29.25	455.83	1022.57
	UDCon6 Min	-1.98	-2.14	21.76	-309.76	-475.71
A4	UDCon5 Max	5.38	-1.00	54.45	680.28	1287.26
	UDCon5 Min	-0.73	-3.64	47.71	-77.30	-182.57
	UDCon6 Max	4.16	0.31	30.82	510.24	997.32
	UDCon6 Min	-1.95	-2.33	24.08	-247.34	-472.50
A5	UDCon5 Max	5.46	-1.34	55.78	833.14	1298.33
	UDCon5 Min	-0.82	-4.18	47.11	15.80	-193.01
	UDCon6 Max	4.24	0.20	31.84	598.60	1007.77
	UDCon6 Min	-2.04	-2.64	23.16	-218.74	-483.57
D1	UDCon5 Max	4.81	4.17	56.42	-44.29	1005.31
	UDCon5 Min	0.69	0.28	44.98	-991.35	-139.46
	UDCon6 Max	3.29	3.03	32.99	223.91	768.01
	UDCon6 Min	-0.83	-0.86	21.56	-723.14	-376.76
C1	UDCon5 Max	-0.28	0.84	63.11	1004.19	262.24
	UDCon5 Min	-4.45	-3.92	48.16	-158.35	-892.26
	UDCon6 Max	1.04	1.62	37.60	786.15	437.64
	UDCon6 Min	-3.13	-3.14	22.65	-376.39	-716.86
D7	UDCon5 Max	1.18	1.30	115.92	931.61	533.27
	UDCon5 Min	-4.40	-3.36	57.86	-218.70	-803.74
	UDCon6 Max	2.01	1.87	73.96	741.72	602.90
	UDCon6 Min	-3.56	-2.80	15.89	-408.58	-734.11
	Solicitud última	5.66	4.18	115.92	1004.19	1324.59



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



Zapatas Laterales de columna 50x130					
Ejes	Cortante en X Vx	Cortante en Y Vy	Carga axial P	Momento en X Mx	Momento en Y My
AB2	2.98	9.46	63.40	4830.72	1055.21
AB6	0.72	33.79	59.43	7117.86	748.98
EF2	17.08	15.67	61.15	5463.71	2126.05
EF6	0.92	12.60	70.08	4995.06	605.61
Solicitud última	17.08	33.79	70.08	7117.86	2126.05

Zapatas laterales de columna 50x130						
Ejes	Caso de Carga	Cortante en X Vx (Ton)	Cortante en Y Vy (Ton)	Carga axial P (Ton)	Momento en X Mx (Ton.m)	Momento en Y My (Ton.m)
AB2	UDCon5 Max	10.27	33.89	85.00	3808.55	3238.37
	UDCon5 Min	-2.97	-10.84	74.79	-15567.39	-663.40
	UDCon6 Max	8.41	27.87	49.07	6891.44	2570.29
	UDCon6 Min	-4.82	-16.87	38.86	-12484.50	-1331.49
AB6	UDCon5 Max	15.29	-8.34	85.98	20424.56	3524.79
	UDCon5 Min	-13.43	-73.91	64.57	-3094.65	-1693.70
	UDCon6 Max	14.92	13.21	52.95	15885.19	3053.42
	UDCon6 Min	-13.80	-52.36	31.54	-7634.02	-2165.07
EF2	UDCon5 Max	-11.45	50.23	87.89	3899.57	-467.17
	UDCon5 Min	-30.22	-12.04	66.79	-17201.01	-4717.13
	UDCon6 Max	-0.65	40.27	53.73	7384.93	882.05
	UDCon6 Min	-19.42	-22.00	32.63	-13715.65	-3367.90
EF6	UDCon5 Max	5.60	8.67	97.32	17015.18	1221.88
	UDCon5 Min	-7.92	-39.36	79.59	-4852.02	-2705.18
	UDCon6 Max	6.14	16.70	57.87	13830.99	1600.75
	UDCon6 Min	-7.38	-31.33	40.13	-8036.21	-2326.31
	Solicitud última	30.22	73.91	97.32	20424.56	4717.13



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



Zapatas Centrales de columna 40x50					
Ejes	Cortante en X Vx	Cortante en Y Vy	Carga axial P	Momento en X Mx	Momento en Y My
C2	0.90	1.57	64.70	316.03	56.29
C3	0.63	1.87	52.88	301.83	143.77
C4	0.56	1.39	54.32	185.38	133.77
C5	0.46	0.91	54.04	68.54	121.79
C6	1.57	1.23	93.37	108.53	415.79
D2	1.48	0.05	116.83	111.37	198.43
D3	0.09	0.93	55.10	66.33	5.87
D4	0.08	1.41	54.50	182.97	4.39
D5	0.02	1.90	53.69	299.70	7.91
D6	1.77	1.44	79.45	293.73	224.90
Solicitud última	1.77	1.90	116.83	316.03	415.79



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



Zapatas centrales de columna 40x50						
Ejes	Caso de Carga	Cortante en X Vx (Ton)	Cortante en Y Vy (Ton)	Carga axial P (Ton)	Momento en X Mx (Ton.m)	Momento en Y My (Ton.m)
C2	UDCon5 Max	1.43	3.81	83.08	77.35	565.88
	UDCon5 Min	-3.55	0.00	78.09	-844.38	-693.67
	UDCon6 Max	2.06	2.79	44.85	280.90	609.48
	UDCon6 Min	-2.92	-1.02	39.86	-640.83	-650.06
C3	UDCon5 Max	3.09	4.05	68.83	80.59	782.34
	UDCon5 Min	-1.56	0.44	63.10	-807.28	-433.34
	UDCon6 Max	2.68	2.80	37.75	279.91	689.77
	UDCon6 Min	-1.97	-0.80	32.02	-607.96	-525.91
C4	UDCon5 Max	3.01	3.44	70.58	218.10	772.07
	UDCon5 Min	-1.66	-0.12	64.87	-661.35	-446.68
	UDCon6 Max	2.66	2.51	38.61	343.08	686.50
	UDCon6 Min	-2.02	-1.06	32.90	-536.36	-532.24
C5	UDCon5 Max	2.87	3.00	70.42	395.42	753.80
	UDCon5 Min	-1.74	-0.85	64.30	-554.24	-457.58
	UDCon6 Max	2.57	2.37	38.60	445.83	675.87
	UDCon6 Min	-2.04	-1.48	32.48	-503.82	-535.50
C6	UDCon5 Max	1.35	1.85	172.61	314.00	475.66
	UDCon5 Min	-4.95	-1.80	115.79	-586.87	-958.27
	UDCon6 Max	2.30	1.85	101.40	383.60	602.62
	UDCon6 Min	-4.00	-1.80	44.58	-517.28	-831.31
D2	UDCon5 Max	2.45	0.70	71.50	520.77	618.64
	UDCon5 Min	-2.24	-2.91	65.81	-367.10	-604.66
	UDCon6 Max	2.39	1.34	39.00	471.96	614.62
	UDCon6 Min	-2.30	-2.26	33.30	-415.91	-608.68
D3	UDCon5 Max	2.46	0.09	70.82	658.52	620.18
	UDCon5 Min	-2.28	-3.47	65.07	-220.93	-609.81
	UDCon6 Max	2.41	1.04	38.72	535.26	617.12
	UDCon6 Min	-2.33	-2.52	32.97	-344.19	-612.87
D4	UDCon5 Max	2.34	-0.35	69.86	835.67	604.50
	UDCon5 Min	-2.38	-4.20	64.06	-113.96	-623.12
	UDCon6 Max	2.36	0.90	38.30	637.91	610.08
	UDCon6 Min	-2.36	-2.94	32.49	-311.72	-617.54
D5	UDCon5 Max	4.62	0.40	102.69	878.04	902.02
	UDCon5 Min	-0.39	-3.89	95.99	-166.16	-364.25
	UDCon6 Max	3.43	1.34	56.38	687.99	750.42
	UDCon6 Min	-1.58	-2.95	49.68	-356.21	-515.85
	Solicitud última	4.95	4.20	172.61	878.04	958.27



A.9 Datos generales de las zapatas

FUNDACION TIPO: ESQUINERA

Datos Generales

Qadm kgf/cm ²	F'c kgf/cm ²	Fy kgf/cm ²	Recubr. m	Factor P.Propio
1.90	250	4,200	0.07	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
33.290	2.700	4.320	49.290	18.630	15.030	0.60	0.50	25%	25%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
1.50	1.50

Cálculo de la Altura Útil (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.21	0.22	0.23	0.30

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm ²	Asx cm ² /metro	Momento tf-m	Asy cm ²	Asy cm ² /metro
8.356	9.89	6.60	10.317	12.30	8.20

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 11	3/8 @ 9
1/2"	1/2 @ 19	1/2 @ 15
5/8"	5/8 @ 30	5/8 @ 24
3/4"		
7/8"		
1"		



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



FUNDACION TIPO: LAT 40X50

Datos Generales

Qadm kgf/cm ²	F'c kgf/cm ²	Fy kgf/cm ²	Recubr. m	Factor P.Propio
1.90	250	4,200	0.07	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
70.040	4.240	4.730	115.920	10.040	13.250	0.60	0.50	25%	25%

Dimensiones de la Zapata Cálculo de la Altura Util (m)

Bx (m)	BY (m)	Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
2.00	2.00	0.26	0.25	0.28	0.35

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm ²	Asx cm ² /metro	Momento tf-m	Asy cm ²	Asy cm ² /metro
17.891	17.44	8.72	20.538	20.12	10.06

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 11	3/8 @ 9
1/2"	1/2 @ 19	1/2 @ 15
5/8"	5/8 @ 30	5/8 @ 24
3/4"		
7/8"		
1"		



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



FUNDACION TIPO: LAT130X50

Datos Generales

Qadm kgf/cm ²	F'c kgf/cm ²	Fy kgf/cm ²	Recubr. m	Factor P.Propio
1.90	250	4,200	0.07	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
70.080	71.180	21.260	97.330	204.250	47.170	0.60	1.40	25%	25%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
2.20	3.10

Cálculo de la Altura Util (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.43	0.43	0.43	0.50

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm ²	Asx cm ² /metro	Momento tf-m	Asy cm ²	Asy cm ² /metro
71.657	45.63	14.72	57.408	36.73	16.70

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 11	3/8 @ 9
1/2"	1/2 @ 19	1/2 @ 15
5/8"	5/8 @ 30	5/8 @ 24
3/4"		
7/8"		
1"		



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



FUNDACION TIPO: CENTRALES

Datos Generales

Qadm kgf/cm ²	F'c kgf/cm ²	Fy kgf/cm ²	Recubr. m	Factor P.Propio
1.90	250	4,200	0.07	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
116.830	3.160	4.160	171.610	8.780	9.580	0.50	0.60	25%	25%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
2.55	2.55

Cálculo de la Altura Util (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.34	0.30	0.38	0.45

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm ²	Asx cm ² /metro	Momento tf-m	Asy cm ²	Asy cm ² /metro
39.623	28.41	11.14	35.851	25.63	10.05

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"		
1/2"	1/2 @ 11	1/2 @ 13
5/8"	5/8 @ 18	5/8 @ 20
3/4"	3/4 @ 26	3/4 @ 28
7/8"		
1"		



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



A.10 Estudio de Suelos, Naves industriales Zona Industrial.

Ing. Aura Herminia Párraga M.
Ingeniera Civil, C.I.V. 46.427

 **RTS Manchester**
C.O.C.E. 2111
00532344
Dr. Ing. Joaquín E. Martínez G.
Ingeniero Civil, CIV 23548
MSc MS, MSc IH

Nota importante

Dado que el estudio en cuestión es de carácter probabilístico, pudieran presentarse condiciones distintas a las aquí reportadas. Si éste es el caso, agradecemos su pronta llamada, a fin de realizar las recomendaciones pertinentes.

Naves Industriales

Zona Industrial Municipal Norte.
Municipio Autónomo Valencia - Edo. Carabobo.

ESTUDIO DE SUELOS

Referencia No. 070819
Octubre, 2007

Urb. Los Naranjos - Calle 136 A. No. 97-42, Valencia - Edo. Carabobo
Teléfono-Fax: (0241) 8218718



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



ESTUDIO DE SUELOS

Referencia No. 070819

1. INTRODUCCIÓN

En un terreno de aproximadamente 5367 m², ubicado en la Zona Industrial Municipal Norte, situada en el Municipio Autónomo Valencia, Edo. Carabobo, se procederá al cálculo y construirán de un conjunto de naves industriales, razón por la cual los profesionales a cargo del proyecto han solicitado la ejecución de una investigación geotécnica con miras a determinar las características del subsuelo que servirá de apoyo a las superestructuras.

Según información suministrada, el proyecto contempla un conjunto de naves industriales y una edificación de 2 niveles con áreas aproximadas de 3090 m² y 210 m² respectivamente, con distancias intercolumnares que oscilan entre 6.00 y 19.84 m. para las primeras y entre 6.00 y 7.27 m. para la segunda, no contando con mayor detalles para el momento de realizar el estudio, por lo que se estima que el sistema de construcción a emplear será del tipo estructura metálica y que las cargas a transmitir al subsuelo fluctuarán entre 30 y 80 t.

En el transcurso del Estudio, se evaluará la capacidad de soporte del subsuelo y su resistencia al esfuerzo cortante, incluyendo algunas recomendaciones que afecten a las Obras de Infraestructura.

En lo atinente a la calidad de los materiales y métodos constructivos, ha de quedar entendido que se cubrirán los requerimientos pautados en la normativa vigente.



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



ESTUDIO DE SUELOS

Referencia No. 070819

2. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

En los Anexos "II y III", se describen en detalle los antecedentes del equipo utilizado para efectuar los sondeos, objetivos y metodología empleada en el estudio respectivamente.

Las pruebas de campo se realizan con un equipo de Resonancia Magnética (RMN), representativo de los procedimientos normalizados en **DIN 4020, 4021, 4022, 4023, apartado 17-01** y previsto en Especificaciones Venezolanas, enmarcándose dentro de lo pautado por las **Normas ISO 9000, ISO 9001, ISO 9002, ISO 9003, ISO 10011 e ISO 10012**, acreditados y certificados por **JAS-ANZ/NATA, SCC/SGS, AFNOR-AFAQ/AFNOR-AFAQ, NACCB/LLOYD'S y ANSI-RAB/AT&T**.

Se ejecutó una Estación de Sondeo tipo inserta, preprogramando el equipo RMN con capacidad para prospectar un radio de 600 m. hasta 50 m. de profundidad con malla anular equidistanciadas a cada 5 m. y colimadas a cada 2°, generando un total de 21.601 columnas de información con 1.080.050 intervalos de medición. Las condiciones geométricas descritas y las de la parcela produjeron 701 columnas sobre el terreno, haciéndose una selección de 5 columnas sobre la base del perfil detectado y de la implantación de las obras, indicando su situación en el croquis de ubicación anexo.

Se reportan 5 Columnas de Información hasta 10 m. de profundidad, con parámetros geomecánicos y geotécnicos a cada metro, con el objeto de caracterizar el subsuelo que servirá de apoyo a las superestructuras. Por otra parte, se presentan las velocidades de corte sísmico promedio hasta 50 m además de la Relación de Soporte de California *in situ* (C.B.R.) para los tres primeros metros.



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO

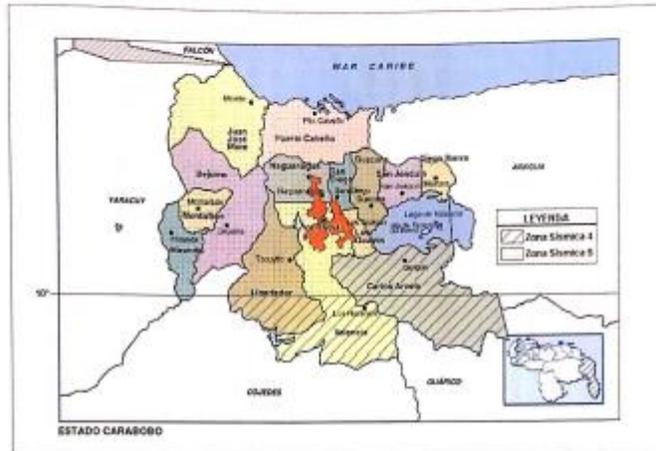


ESTUDIO DE SUELOS

Referencia No. 070819

4. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.

Según la Normas Venezolanas para Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756 vigentes, el terreno se encuentra ubicado en Zona Sísmica 5.



En el Anexo I se evalúan las Velocidades de Ondas de Corte Sísmico dentro del perfil de suelo, observándose que las velocidades iguales o superiores a los 500 m/s se presentan a partir de los 16,3 m de profundidad obteniéndose una velocidad promedio de 401 m/s por lo que la forma espectral tipificada es S1, siendo el factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal (ψ) de 1.00, de acuerdo a la Norma antes mencionada en su revisión 2.001.



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



ESTUDIO DE SUELOS

Referencia No. 070819

6. ANÁLISIS DE FUNDACIONES

Según el tipo de estructura a erigir (Edificación tipo galpón y de 2 niveles) y dado que para el momento de ejecutar el estudio no se contaba con información sobre el sistema de construcción a emplear y la magnitud de las cargas a transmitir al subsuelo, se evaluaron como sistemas de apoyo factibles, la fundación superficial y profunda, del tipo zapata aislada y pilote excavado y vaciado en sitio, respectivamente.

6.1. Zapata Aislada:

Se realizó el análisis de Capacidad de Carga Admisible del Subsuelo para cimentaciones superficiales del tipo **Zapata Aislada**, siguiendo los criterios de Meyerhoff. Los Asentamientos se determinaron por la metodología de Absi, mostrando a continuación los resultados obtenidos:

Profundidad de Desplante, Df (m)	1,50									
Ancho de Fundación, B (m)	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80
Parámetros de suelo										
Np	24	24	24	23	23	24	24	24	24	24
qp *	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,3	29,4
c/p kg/cm ²	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ep kg/cm ²	151	151	151	149	149	149	149	149	149	151
μ	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
Nq	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,0	17,2
Ny	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,3
Nc	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Parámetros de fundación										
Df/B	1,50	1,25	1,07	0,94	0,83	0,75	0,68	0,63	0,58	0,56
μD	0,92	0,92	0,93	0,93	0,93	0,93	0,94	0,94	0,94	0,94
μf	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
μsq	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
μky	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Capacidad última, q, kg/cm ²	5,82	5,85	5,90	5,95	6,00	6,03	6,07	6,12	6,25	6,25
Presión de contacto, qc, kg/cm ²	1,54	1,54	1,54	1,53	1,53	1,57	1,57	1,57	1,57	2,02
Asentamiento máximo, S, cm	0,78	0,94	1,10	1,26	1,43	1,63	1,79	1,96	2,15	2,15
Factor de Seguridad	2,99	3,01	3,04	3,08	3,11	3,06	3,09	3,11	3,10	3,10
Parámetros de interacción suelo-fundación										
kf kg/cm ³	2,50	2,07	1,77	1,53	1,35	1,21	1,10	1,00	0,94	0,94
kv kg/cm ³	5,02	5,31	4,80	4,33	3,98	3,66	3,40	3,17	3,01	3,01

A la luz de los resultados se recomienda utilizar para Zapata Aislada (cuadrada), una Capacidad de Soporte Admisible de **1.90 Kg/cm²**, con una profundidad de desplante (Df) y una dimensión característica (B), mínimas, de **1.50 m. y 1.00 m.** respectivamente. Se garantizan distorsiones angulares inferiores al 2 ‰ para las luces iguales o superiores a los 6.00 m. en el caso extremo en que las zapatas contiguas tengan dimensiones de 1.00 m. y 2.50 m.

Naves Industriales.

Zona Industrial Municipal Norte. Municipio Autónomo Valencia - Edo. Carabobo.

Página 10



**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO**



ESTUDIO DE SUELOS

Referencia No. 070819

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. A la luz de los resultados obtenidos y del tipo de estructura a erigir se recomienda emplear el sistema de fundación superficial del tipo **Zapata Aislada**, desplantada a una profundidad (Df) y una dimensión característica (B), mínimas, de **1.50 m.** y **1.00 m.** respectivamente, utilizándose para el diseño una presión de contacto de **1.90 kg/cm²**. Se garantizan distorsiones angulares inferiores al 2 ‰ para luces iguales o superiores a 6.00 m., en el caso extremo en que las dos zapatas contiguas tengan dimensiones características de 1.00 m y 2.50 m respectivamente.

Con el fin de orientar al Ingeniero Calculista, tal y como se indicó en detalle en el Punto No. 6, a continuación se reportan en forma tabulada y optimizada, para cada caso, los distintos valores de capacidad para diferentes dimensiones características que se muestran seguidamente:

Df	1.50															
	1.90															
B	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50
q _c	5.82	5.84	5.86	5.88	5.90	5.94	5.98	5.98	6.00	6.02	6.03	6.05	6.07	6.09	6.12	6.23
S	0.76	0.84	0.92	1.00	1.07	1.16	1.24	1.32	1.40	1.48	1.57	1.65	1.73	1.81	1.89	1.95
FS	3.06	3.07	3.06	3.10	3.11	3.12	3.14	3.15	3.16	3.17	3.17	3.18	3.20	3.21	3.22	3.28

Nota: Para el diseño del sistema se considerará como parámetro fundamental, el asentamiento que pueda generarse. Es indispensable determinar las distorsiones angulares que puedan ocurrir, para evaluar su efecto sobre la superestructura. En caso de que se requiera conformar el terreno elevando la cota actual mediante la colocación de relleno, se adicionará el espesor del mismo a la profundidad de desplante indicada.

donde:

- Df = Profundidad de Desplante (m)
- q_c = Presión de contacto (kg/cm²)
- B = Ancho de Fundación (m)
- q_u = Capacidad última (kg/cm²)
- S = Asentamiento máximo a esperar (cm)
- FS = Factor de Seguridad

Previo a la construcción de la estructura, se deberán ejecutar los siguientes trabajos:

- Remover todo vestigio de capa vegetal, basura, material suelto, contaminado o saturado localizado en las áreas donde se erigirán las estructuras.
- Colocar 10 cm de piedra picada o en su defecto 5 cm de concreto pobre en el fondo de la excavación de las zapatas, con la finalidad de garantizar un asiento uniforme.



PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO

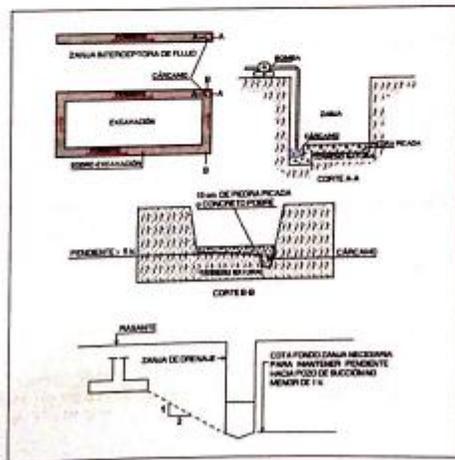


- En caso de detectar la existencia de alguna bomba dentro del área donde se apoyarán las estructuras, se deberá sanear el sector mediante la colocación de un material granular, bastante grueso (con diámetro de partículas $\geq 2''$), el cual será compactado de tal forma que se indente en el suelo de fundación. Este material podrá ser utilizado igualmente en aquellos sectores que luzcan fangosos.
 - La inspección de las excavaciones requeridas para la construcción de las fundaciones, deberá comprobar que no existan discontinuidades a nivel de la cota de asiento o desplante. En el caso de que se detecte alguna discontinuidad o zona débil, se continuará excavando hasta eliminarla.
 - La inundación de estas excavaciones deberá evitarse. En caso contrario se hará un saneamiento adecuado del fondo de las mismas, antes de proceder con el vaciado.
 - Es indispensable diseñar un sistema de drenaje superficial eficiente.
 - Se recomienda arriostrar la estructura en dos direcciones lo más ortogonalmente posible entre sí.
2. La calidad del concreto utilizado para la construcción de las fundaciones se verificará continuamente. La resistencia a la compresión establecida en las especificaciones se comprobará tomando probetas de concreto y ensayándolas según el método establecido en la Norma COVENIN 338-79. La dispersión máxima permitida será del 10 %.
3. Dado el origen de los suelos que conforman el terreno y de las características de éstos, existe una gran probabilidad de que existan algunas bombas (Material muy plástico de color negro), por lo que de presentarse se deberá sanear el sector, con material granular, bastante grueso (con diámetro de partículas $\geq 2''$), y compactado. Este material se podrá utilizar en aquellos sectores que luzcan fangosos.
4. Dado que el Factor de Seguridad para excavaciones verticales, sin empleo de entibado resultó bajo, se recomienda realizar la excavación con una pendiente $\frac{1}{4} H:1V$, con lo cual se cuenta con un factor de seguridad, en condición húmeda de 1.39, reduciéndose a 0.90 en caso de inundaciones, situación que debe evitarse en obra. No se descarta la posibilidad de que ocurran derrumbes puntuales en el sector donde se detectó a nivel superficial un Limo con una plasticidad inferior a 1.11 %, y que corresponde al sondeos 4.

En el Sondeo 4 y zonas aledañas, donde la plasticidad resultó menor de 1.11%, se recomienda realizar las excavaciones con pendientes de 1 ½ H:1V en el primer metro y superado éste, seguir con una pendiente vertical, con lo cual se obtiene un factor de seguridad en el orden de 1.34, reduciéndose a 1.13 en caso de que se inunden, situación ésta que se deberá evitar.

Para excavaciones en zanja se recomienda respetar las norma COVENIN 2247-91 de Seguridad Industrial que limita la profundidad de excavación sin entibado a 1.50 m.

- Debido a la detección en algunos sectores de aguas de infiltración con caudal que varía de significativo a muy abundante, a partir de 1 m de profundidad, es de esperarse que éstas se manifiesten al momento de realizar alguna excavación que supere dicha profundidad; por lo que en caso de que se presenten, se recomienda controlarlas excavando una zanja interceptora de flujo o sobre excavación, con una pendiente predeterminada hacia un cárcamo a fin de que se pueda bombear el agua fuera ella. El fondo de la zanja deberá tener por lo menos 10 cm. de concreto pobre, y en el cárcamo colocar aproximadamente 50 cm. de piedra picada. A continuación se presenta de manera esquemática la sugerencia:





PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIO DE AULAS
DEL CENTRO DE ENTRENAMIENTO DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL
MUNICIPIO VALENCIA EDO. CARABOBO



ESTUDIO DE SUELOS

Referencia No. 070819

6. Todo trabajo de remoción, relleno y compactación se ejecutará bajo supervisión adecuada, que determine la calidad del mismo. En este sentido, es recomendable que la inspección y control de calidad del movimiento de tierras, esté bajo la responsabilidad de personal profesional, y se deberá estar atento en el momento del acondicionamiento superficial del terreno. **Tómese en cuenta** que el caso de rellenos, este tipo de capas asientan a corto plazo un promedio del 1 % de su altura, lo que influye en el diseño planimétrico de acotamientos, canales, tuberías sin presión, etc.
7. De requerir la construcción de paredes de lindero, éstas deberán contar con vigas de riostra confinadas por el terreno y vigas de corona, dotándolas de machones cada 3.50 m. aproximadamente, y con fundaciones cada 11 m. o antes en caso de cambios de pendiente o remate.
8. Se reitera la importancia de cumplir con la normativa vigente en lo que respecta a calidad de los materiales y procesos constructivos.
9. Las recomendaciones generales para la colocación del pavimento, bien sea rígido ó flexible, se especifican en el capítulo 10.

Se debe tener presente que el diseño reportado en el punto antes mencionado es para las condiciones de tráfico indicadas, debiendo verificar las condiciones de tránsito reales.

En caso de que en la vialidad perimetral circulen vehículos pesados, dada la longitud de frenado que pudiera existir, se recomienda emplear pavimento rígido

En el desarrollo del informe existen recomendaciones particulares, por lo que es conveniente su lectura total.


Ing. Aura Herminia Parraga M.
C.I.V. No. 49427


Dr. Ing. Joaquín E. Martínez G.
C.I.V. No. 23.548