

**DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN
EDIFICIO NUEVA SEDE FUNDACIÓN HOGAR PICCOLI SAGGI**

**FRANCISCO JAVIER CHAPARRO CAMARGO
GABRIEL ANDRES DURÁN MORENO**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA SECCIONAL BUCARAMANGA
ESCUELA DE INGENIERÍAS Y ADMINISTRACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2008**

**DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN
EDIFICIO NUEVA SEDE FUNDACIÓN HOGAR PICCOLI SAGGI**

**FRANCISCO JAVIER CHAPARRO CAMARGO
GABRIEL ANDRES DURÁN MORENO**

**Tesis de grado como requisito para optar
al título de Ingenieros Civiles**

**Director:
CLAUDIA PATRICIA RETAMOSO LLAMAS
M.I.C. Ingeniera Civil**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA SECCIONAL BUCARAMANGA
ESCUELA DE INGENIERÍAS Y ADMINISTRACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2008**

Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Bucaramanga, Julio de 2008.

A mis padres, Gonzalo Chaparro y
Luzmila Camargo, por el apoyo
incondicional que me dieron a lo largo
de la carrera.
A mis hermanos, Iván y Fabián, por su
apoyo en las buenas y en las malas.

A mi Papá quien me ve desde otra
óptica, le dedico este trabajo con todo
mi amor.

A mi Mamá por su paciencia, su
cariño, su apoyo y su comprensión en
todas las cosas de mi vida.

A mis hermanos quienes también me
han apoyado en el transcurso de mi
carrera.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus agradecimientos:

- 1 A Dios por brindarnos esta gran oportunidad de vida, por permitirnos conocer a grandes compañeros y colegas en este proceso de nuestra vida.
- 2 A la Ingeniera Claudia Patricia Retamoso, por toda la asesoría, revisión y paciencia, al estar trabajando durante estos últimos meses en el desarrollo de este proyecto.
- 3 Y a todas las personas que de una u otra forma, colaboraron o participaron en la realización de este proyecto, damos nuestros más sinceros agradecimientos.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	16
1. OBJETIVOS.....	17
1.1. Objetivo General.	17
1.2. Objetivos Específicos.....	17
2. METODOLOGIA	18
2.1. PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL PROYECTO.....	18
2.2. OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA.	18
2.3. CARGAS DE LA ESTRUCTURA.	18
2.4. MODELO EN SAP 2000.	18
2.5. ANÁLISIS DE FUERZA SÍSMICA.....	18
2.5.1. Fuerza Horizontal Equivalente.....	18
2.5.2. Análisis Dinámico Elástico.	19
2.6. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS EN SAP 2000.....	19
2.7. ASIGNACIÓN DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA EN SAP 2000.....	19
2.8. ANÁLISIS DE DERIVA DE LA ESTRUCTURA.....	19
2.9. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	19
2.9.1. Diseño de Viguetas.....	19
2.9.2. Diseño de Vigas.....	19
2.9.3. Diseño de Columnas.....	19
2.9.4. Diseño de uniones viga – columna.	20
2.9.5. Diseño de Muros Estructurales.....	20
2.9.6. GENERACIÓN DE PLANOS.	20
3. JUSTIFICACIÓN.....	21
4. ALCANCE.....	22
5. GLOSARIO.....	23
6. MARCO TEÓRICO.	30
6.1. ARQUITECTURA Y USO DE LA EDIFICACIÓN.	30
6.1.1. La composición geométrica del edificio y sus efectos sobre la sismo-resistencia.	30
6.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y DEL MATERIAL EMPLEADO.	31
6.3. CARGAS DE LA ESTRUCTURA.....	31
6.3.1. Carga Muerta.....	31
6.3.2. Carga Viva.....	32
6.3.3. Fuerzas Sísmicas - Análisis Dinámico Elástico.	33
6.3.3.1 Movimientos Sísmicos de Diseño.	34
6.3.3.2 Masas introducidas en el modelo de la estructura.	38
6.3.3.3 Grados de libertad y modos de vibración de la estructura.	39
6.3.3.4 Métodos de Combinación de la Respuesta espectral.	40
6.4. DETERMINACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO.....	40
6.5. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	41
6.5.1. Configuración Estructural.....	41

6.5.1.1	Capacidad de Disipación de energía.....	42
6.5.1.2	Irregularidades del Sistema.....	43
6.5.1.3	Sistema de Resistencia Sísmica.....	45
6.5.2.	Conceptos Básicos y Generales del Diseño.....	45
6.5.2.1	Estado Límite.....	45
6.5.2.2	Métodos de Diseño Empleados:.....	47
6.5.2.3	Factores de carga.....	47
6.5.3.	Diseño de Elementos Estructurales.....	50
6.5.3.1	Viguetas y Riostras.....	50
6.5.3.2	Vigas.....	51
6.5.3.3	Columna.....	52
6.5.3.4	Muros.....	52
6.5.3.5	Uniones viga – columna.....	52
7.	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	54
7.1.	CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA.....	54
7.1.1.	Carga Muerta.....	54
7.1.1.1	El Espesor mínimo de la losa.....	55
7.1.1.2	Viguetas, losas y casetones de la placa aligerada.....	56
7.1.1.3	Carga muerta placa.....	59
7.1.2.	Carga Viva.....	61
7.1.3.	Análisis Sísmico.....	61
7.1.3.1	Centro de Rigidez de la estructura.....	61
7.1.3.2	Cálculo de las Inercias de cada entrepiso.....	62
7.1.3.3	Cálculo de las masas de la estructura.....	64
7.1.4.	Cargas de los Pórticos en la Estructura.....	64
7.1.4.1	Reacciones de las Viguetas.....	64
7.1.4.2	Cargas Distribuidas de los pórticos.....	65
7.2.	Derivas de las Columnas de la Estructura.....	75
7.3.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	76
7.3.1.	Diseño de Viguetas.....	76
7.3.1.1	Datos para el diseño.....	76
7.3.1.2	Refuerzo longitudinal en las viguetas.....	77
7.3.1.3	Refuerzo de Cortante.....	80
7.3.1.4	Longitudes de desarrollo y traslape del refuerzo.....	82
7.3.2.	Diseño de Vigas.....	84
7.3.2.1	Aspectos generales básicos.....	85
7.3.2.2	Datos para el diseño.....	85
7.3.2.3	Refuerzo longitudinal en las vigas.....	86
7.3.2.4	Refuerzo transversal en las vigas.....	88
7.3.3.	Diseño de Columnas.....	94
7.3.3.1	Datos iniciales.....	94
7.3.3.2	Refuerzo longitudinal en la columna.....	94
7.3.3.3	Refuerzo transversal o estribos de confinamiento (DES).....	99
7.4.	Diseño de Muros Estructurales.....	103
7.4.1.1	Datos generales.....	103
7.4.1.2	Diseño del refuerzo horizontal.....	104

7.4.1.3	Diseño del refuerzo vertical	106
7.4.1.4	Elementos de borde.....	106
8.	CONCLUSIONES	112
9.	RECOMENDACIONES.....	113
10.	BIBLIOGRAFÍA.....	114
	ANEXO A. PLANTAS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN	115
	ANEXO B. CÁLCULO DE CARGA ESCALERA Y RAMPA.	128
	ANEXO C. CÁLCULOS PARA CENTROS DE MASA E INERCIA DE LA ESTRUCTURA.	130
	ANEXO D. REACCIONES DE LAS VIGUETAS.	131
	ANEXO E. CARGAS DISTRIBUIDAS DE LOS PÓRTICOS.	137
	ANEXO F. DERIVAS COLUMNAS ESQUINERAS ESTRUCTURA.	140
	ANEXO G. DISEÑO DE VIGUETAS.....	142
	ANEXO H. DISEÑO DE VIGAS	158
	ANEXO I. DISEÑO LONGITUDINAL DE COLUMNAS.	194
	ANEXO J. DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES	196

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	Densidad de Materiales (Carga Muerta).....	32
Tabla 2.	Cargas Vivas Mínimas NSR – 98.	33
Tabla 3.	Valores de Coeficientes de Sitio, S.....	37
Tabla 4.	Valores de coeficiente de importancia, I.	38
Tabla 5.	Derivas máximas como porcentaje de hpi	41
Tabla 6.	Coeficiente Ro para Sistema Estructural Combinado.	43
Tabla 7.	Coeficientes de reducción de carga.....	49
Tabla 8.	Carga total de la placa:	60
Tabla 9.	Determinación del Centro de Masa Primer Nivel	61
Tabla 10.	Resumen Centros de Masa y Rigidez de la Estructura.....	62
Tabla 11.	Resumen de Inercias Totales por Nivel de la Edificación ...	63
Tabla 12.	Masas Placa, Columnas y Vigas.	64
Tabla 13.	Masas Traslacionales y Rotacionales de la estructura.	64
Tabla 14.	Cargas Transmitidas por la Vigüeta 1'.....	66
Tabla 15.	Derivas Combo 1 Centro de Rigidez.	75
Tabla 16.	Derivas Combo 2 Centro de Rigidez.	75
Tabla 17.	Derivas Combo 1 Centro Rigidez Muros.....	76
Tabla 18.	Derivas Combo 2 Centro de Rigidez Muros.....	76
Tabla 19.	Determinación del tipo de análisis en las vigüetas del primer piso.	77
Tabla 20.	Determinación del tipo de análisis en las vigüetas del segundo, tercer piso y cubierta.....	78
Tabla 21.	Empalmes por traslapo	84
Tabla 22.	Cargas Máximas de la Columna Ejemplo.....	96
Tabla 23.	Valores de e/h para la columna tipo.	96
Tabla 24.	Valores de cuantía determinados por parejas de datos.....	97
Tabla 25.	Datos para Diseño de Columna Tipo.....	98
Tabla 26.	Varillas suministradas a la columna.....	98

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Espectro Elástico de Diseño.	35
Figura 2.	Perfil de Suelo S3.	37
Figura 3.	Definición Capacidad de Disipación de Energía	42
Figura 4.	Retrosesos Excesivos en las esquinas.....	44
Figura 5.	Piso Débil.....	45
Figura 6.	Sistema de Viguetas.	51
Figura 7.	Riostras.....	51
Figura 8.	Corte de Placa.	54
Figura 9.	Apoyo Simple.....	55
Figura 10.	Un apoyo continuo.....	56
Figura 11.	Ambos apoyos continuos.....	56
Figura 12.	Voladizo	56
Figura 13.	Dimensiones de la placa aligerada proyecto.	58
Figura 14.	Planta Primer Piso	59
Figura 15.	PÓRTICO EJE 1 – 1 SENTIDO Y - Y	67
Figura 16.	PÓRTICO EJE 2 – 2 SENTIDO Y - Y	67
Figura 17.	PÓRTICO EJE 3 – 3 SENTIDO Y - Y	68
Figura 18.	PÓRTICO EJE 4 – 4 SENTIDO Y - Y	69
Figura 19.	PÓRTICO EJE 5 – 5 SENTIDO Y - Y	70
Figura 20.	PÓRTICO EJE 6 – 6 SENTIDO Y - Y	71
Figura 21.	PORTICO A – A SENTIDO X – X	72
Figura 22.	PORTICO B – B SENTIDO X – X	73
Figura 23.	PORTICO C – C SENTIDO X – X.....	73
Figura 24.	PORTICO D – D SENTIDO X – X.....	74
Figura 25.	PORTICO E – E SENTIDO X – X.	74
Figura 26.	Despiece Longitudinal Vigüeta	83
Figura 27.	Corte de Vigüeta.....	83
Figura 28.	Despiece Longitudinal Vigas.....	93
Figura 29.	Corte de Vigas.	93
Figura 30.	Diagrama de Iteración Carga Axial y Momento Columnas de 0.4 m x 0.4 m	97
Figura 31.	Despiece Longitudinal y Transversal de las Columnas. ...	102
Figura 32.	Despiece Longitudinal Muros Estructurales.....	110
Figura 33.	Corte de Muros Estructurales.	111

RESUMEN GENERAL DE TRABAJO DE GRADO

TÍTULO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN EDIFICIO NUEVA SEDE FUNDACIÓN HOGAR PICCOLI SAGGI
AUTOR(ES):	FRANCISCO JAVIER CHAPARRO CAMARGO GABRIEL ANDRES DURÁN MORENO
FACULTAD:	Ingeniería Civil
DIRECTOR(A):	Claudia Patricia Retamoso Llamas

RESUMEN

El proyecto de la Fundación Piccoli Saggi, pretende dar solución al problema de actual de planta física y ampliación de las instalaciones, por esto la Universidad Pontificia Bolivariana, con colaboración de sus docentes y alumnos realiza como proyecto de grado el Diseño Estructural para la Fundación. Para el diseño estructural se requiere un proceso individual donde se debe planificar junto con el arquitecto, el arreglo de espacios, vanos, accesos, alturas de pisos, tamaño de los elementos, economía y resistencia adecuada. Es por esto que se plantea un procedimiento en base a la Norma Colombiana de diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Para el proyecto se planteo un Edificio de cuatro niveles, que incluye un sótano de parqueadero, rampas de acceso y escaleras, teniendo en cuenta las especificaciones, características de la edificación y su uso. La estructura que se analizó se clasifica como un sistema combinado, ya que posee pórticos resistentes a momento y muros estructurales que soportan cargas verticales y horizontales en la misma proporción. Para determinar esto, se realizó un análisis sísmico de la estructura lo más real posible; se determinaron las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales; se evalúan y localizan cada una de las fuerzas a la que es sometida la estructura, el modelamiento de la estructura se hizo en el programa SAP 2000, herramienta que brinda un análisis de los elementos ante diferentes tipos y combinaciones de carga; y por último se comprueba el sistema Estructural a utilizar para asignar el acero de refuerzo a cada uno de los elementos .

PALABRAS CLAVES: Diseño, Deriva, Análisis Sísmico, Concreto, Acero.



GENERAL RESUME FOR PROJECT GRADE

TÍTULO: Structural Design For The Project Of Construction Building Of New Site Of Piccoli Saggi Foundation Home.

AUTHOR(S): Francisco Javier Chaparro Camargo
Gabriel Andres Durán Moreno

FACULTY: Civil Engineering

DIRECTOR: Claudia Patricia Retamoso Llamas

ABSTRACT

The Project of Piccoli Saggi Foundation, pretend to solve the problem in the lack of physical plant and expansion of his facilities, that's why Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga, in collaboration with their professors and students performed as a grade Project the structural design for the building of the Foundation. For the structural design requires and individual process where they must plan together with the architect the fix vain places, access, hight of floor, the size of components, economy and adequate resistant or strength. Is for that what raise a proceeding based at the Colombian Standard of Design and Construction Earthquake Resistant NSR-98. For the Project raised a four levels building, this includes a parking-basements, access ramps, and stairs, taking all the specifications, characteristics of the building and his use. The structure that was analysed is classified as a combined system, because it has frame resistant to moment and structural walls. To determinate this, was realized a seismic analysis of the structure as much real as possible; was determined the dimensions of each of the sections and structural components or elements, are evaluated and found each of the forces which is subjected the structure. For determinate these data was checking through modelling in SAP2000 program. A tool that gives us an analysis of elements with different types and combinations of load; and finally the structural system to use is found and then to give sizing each elements. Is delivered the details and specifications of the proceeding, memories of calculation and made plans for the development of the structure.

KEY WORDS: Design, Drift, Earthquake Analysis, Concrete, Steel.

ENTREGA DE TRABAJOS DE GRADO, TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN Y AUTORIZACIÓN DE USO A FAVOR DE LA UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA

Yo ,GABRIEL ANDRÉS DURÁN MORENO, mayor de edad, vecino de Bucaramanga identificado con la cédula de ciudadanía No 91.516.424, actuando en nombre propio, en mi calidad de autor del trabajo de grado:

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN EDIFICIO NUEVA SEDE FUNDACIÓN HOGAR PICCOLI SAGGI

hago entrega del ejemplar respectivo y de sus anexo de ser el caso, en formato digital o electrónico (CD o DVD) y autorizo a la UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA, para que en los términos establecidos en la Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993m decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995 y demás normas generales sobre la materia, utilice y use en todas sus formas, los derechos patrimoniales de reproducción, comunicación pública, transformación y distribución (alquiler, préstamos público e importación) que me corresponden como creador de la obra objeto del presente documento. PARÁGRAFO: La presente Autorización se hace extensiva no sólo a las facultades y derechos de uso sobre la obra en formato o soporte material, sino también para formato virtual, electrónico, digital, óptico, uso en red, Internet, extranet, intranet, etc., en general para cualquier formato conocido o por conocer.

EL AUTOR – ESTUDIANTE, manifiesta que la obra objeto de la presente autorización es original y la realizó sin violar o usurpar derechos de autor a terceros, por lo tanto la obra es de exclusiva autoría y detenta la titularidad sobre la misma. PARÁGRAFO: En caso de presentarse cualquier reclamación o acción por parte de un tercero en cuanto a los derechos de autor sobre la obra en cuestión, EL AUTOR/ESTUDIANTE, asumirá toda la responsabilidad, y saldrá en defensa de los derechos aquí autorizados; para todos los efectos la Universidad actúa como un tercero de buena fe.

Para constancia se firma el presente documento en dos (02) ejemplares del mismo valor y tenor, en Bucaramanga, a los días del mes de de 200 .

EL AUTOR/ ESTUDIANTE:

(Firma).....
Nombre. GABRIEL ANDRÉS DURÁN MORENO

ENTREGA DE TRABAJOS DE GRADO, TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN Y AUTORIZACIÓN DE USO A FAVOR DE LA UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA

Yo, FRANCISCO JAVIER CHAPARRO CAMARGO, mayor de edad, vecino de Bucaramanga identificado con la cédula de ciudadanía No 1.098.609.440 de Bucaramanga, actuando en nombre propio, en mi calidad de autor del trabajo de grado:

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN EDIFICIO NUEVA SEDE FUNDACIÓN HOGAR PICCOLI SAGGI

hago entrega del ejemplar respectivo y de sus anexo de ser el caso, en formato digital o electrónico (CD o DVD) y autorizo a la UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA, para que en los términos establecidos en la Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993m decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995 y demás normas generales sobre la materia, utilice y use en todas sus formas, los derechos patrimoniales de reproducción, comunicación pública, transformación y distribución (alquiler, préstamos público e importación) que me corresponden como creador de la obra objeto del presente documento. PARÁGRAFO: La presente Autorización se hace extensiva no sólo a las facultades y derechos de uso sobre la obra en formato o soporte material, sino también para formato virtual, electrónico, digital, óptico, uso en red, Internet, extranet, intranet, etc., en general para cualquier formato conocido o por conocer.

EL AUTOR – ESTUDIANTE, manifiesta que la obra objeto de la presente autorización es original y la realizó sin violar o usurpar derechos de autor a terceros, por lo tanto la obra es de exclusiva autoría y detenta la titularidad sobre la misma. PARÁGRAFO: En caso de presentarse cualquier reclamación o acción por parte de un tercero en cuanto a los derechos de autor sobre la obra en cuestión, EL AUTOR/ESTUDIANTE, asumirá toda la responsabilidad, y saldrá en defensa de los derechos aquí autorizados; para todos los efectos la Universidad actúa como un tercero de buena fe.

Para constancia se firma el presente documento en dos (02) ejemplares del mismo valor y tenor, en Bucaramanga, a los días del mes de de 200 .

EL AUTOR/ ESTUDIANTE:

(Firma).....
Nombre. FRANCISCO JAVIER CHAPARRO CAMARGO

INTRODUCCIÓN

El siguiente trabajo nace ante el deseo de resolver un problema actual de la Fundación Picolli Saggi, la cual es una institución que presta sus servicios a las comunidades de estrato 1 y 2, a niños entre los 1 y 5 años. Gracias a su crecimiento, la organización requiere ampliar su planta física; por esto se desarrolló como proyecto y propuesta la creación de un Edificio de 4 niveles, capaz de prestar un servicio adecuado a la comunidad.

La fundación Picolli Saggi acude a la Universidad Pontificia Bolivariana en busca de los diseños; entre estos el Diseño Estructural del proyecto. Para dar solución y como una oportunidad de crear una herramienta educativa, se desarrolla este trabajo como Proyecto de Grado, en el cual se aplican los conceptos de Ingeniería necesarios para cumplir la expectativas del proyecto.

En estas memorias se muestra el proceso y desarrollo adecuado que se debe seguir para la elaboración de un Diseño Estructural Sismo Resistente, siguiendo una metodología y procedimiento que se divide en varias partes: Una primera parte de predimensionamiento a partir del proyecto arquitectónico y las características del proyecto; una segunda parte de evaluación de cargas a partir de la Norma Sismo Resistente NSR-98; una tercera parte donde se desarrolla el sistema estructural, empleando un modelo matemático apropiado para el análisis de la estructura; una cuarta parte donde se analizan los desplazamientos horizontales y derivas de la estructura, donde se demostrará que la estructura no excede los límites de la deriva; y una quinta parte en donde se diseñan los elementos estructurales de acuerdo con los requisitos del sistema de resistencia sísmica y los materiales estructurales correspondientes.

A partir de la metodología planteada en este trabajo, se entregaran memorias de cálculo, especificaciones y planos en detalle de la Estructura Sismorresistente.

1. OBJETIVOS

1.1. Objetivo General.

Realizar y proveer el diseño estructural de un edificio de tres plantas con su respectivo sótano de uso institucional para la construcción de la futura sede de la Fundación Piccoli Saggi.

1.2. Objetivos Específicos.

- Selección del sistema más adecuado para la elaboración del proyecto y la determinación de sus características, uso y especificaciones, según los criterios establecidos en la Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998 (NSR – 98).
- Evaluar cargas de la estructura y sus elementos, centro de mas y fuerzas horizontales para realizar el análisis sísmico y análisis de derivas en la edificación; en base a la Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998 (NSR – 98).
- Asignar cargas a los elementos de la estructura y modelar el sistema en el programa SAP 2000 Versión 11.0
- Diseño de elementos estructurales; desarrollo de planos y especificaciones del proyecto.

2. METODOLOGIA

2.1. PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL PROYECTO.

En este proceso la Fundación Picolli Saggi facilitó los planos arquitectónicos desarrollados por Alvaro Palomino.

2.2. OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA.

Cuando se tienen los planos arquitectónicos los elementos estructurales, se dimensionan con estas propiedades iniciales y después en el análisis sísmico que se desarrolle en el programa SAP 2000 V 11.0, se dimensionan realmente los elementos estructurales, vigas, columnas y muros.

2.3. CARGAS DE LA ESTRUCTURA.

Con las especificaciones que establece la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998, NSR – 98, se debe hacer la distribución de casetones y viguetas en el entrepiso, de esta manera se obtienen las cargas muertas de la estructura. Las cargas vivas, dependen del uso que se va a dar a la estructura, como es un colegio, se asigna una carga de 2 kN/m² por piso.

2.4. MODELO EN SAP 2000.

Después de tener las cargas muertas y vivas y los elementos estructurales inicialmente dimensionados, se procede a realizar el modelo en el SAP2000 ©, licencia de la Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga.

2.5. ANÁLISIS DE FUERZA SÍSMICA.

En esta parte se determinan las propiedades necesarias para desarrollar el análisis sísmico de la estructura, como es el centro de masa de las plantas de la edificación, las áreas, las inercias y las masas de la estructura.

2.5.1. Fuerza Horizontal Equivalente.

Este método es un método estático que no se utiliza en el procedimiento de análisis de este trabajo de grado, por cuanto las características estructurales no son aplicables para este proyecto en particular.

2.5.2. Análisis Dinámico Elástico.

Este método utiliza procedimientos matemáticos internamente en el programa SAP2000, los cuales arrojan los desplazamientos horizontales necesarios para determinar si las derivas encontradas, cumplen con las requeridas por la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998. NSR – 98.

2.6. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS EN SAP 2000.

Se asignan las dimensiones pertinentes de los elementos de la estructura del edificio de la fundación. Además se asignan diafragmas rígidos a las placas de la estructura.

2.7. ASIGNACIÓN DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA EN SAP 2000.

Se introducen a cada pódico las cargas que se determinaron anteriormente (carga muerta y viva). Se introducen las masas trasnacionales y rotacionales que se utilizan en el método del Análisis Dinámico Elástico.

2.8. ANÁLISIS DE DERIVA DE LA ESTRUCTURA.

En este punto con el Análisis Dinámico Elástico se determinan los desplazamientos horizontales generados por las fuerzas externas aplicadas y se determinan los desplazamientos relativos entre pisos consecutivos (derivas).

2.9. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

En este punto se debe realizar la introducción de las combinaciones de carga cuando actúan la carga muerta, viva y sismo.

2.9.1. Diseño de Viguetas.

Las viguetas se diseñan con carga muerta y viva (mayoradas ambas cargas).

2.9.2. Diseño de Vigas.

Las vigas se diseñan con los momentos y cortantes de la envolvente de las cargas aplicadas en la estructura.

2.9.3. Diseño de Columnas.

Las columnas se diseñan observando cada uno de los combos aplicados

en la estructura, y después se da el valor de acero de refuerzo que se debe colocar al elemento.

2.9.4. Diseño de uniones viga – columna.

Se cumple en este punto con los requerimientos de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98 en el capítulo C.21. que establece cuales deben ser las condiciones de esta parte de la estructura para una Capacidad de Disipación Especial de Energía (DES).

2.9.5. Diseño de Muros Estructurales.

En esta parte, se realiza el diseño estructural de los muros que hacen parte del sistema combinado de la edificación.

2.9.6. GENERACIÓN DE PLANOS.

Se generaran planos estructurales para las plantas de entrepiso, viguetas, vigas, columnas y muros, pero no se desarrollará el plano de cimentación, por cuanto no se cuenta con el estudio de suelos de la edificación.

3. JUSTIFICACIÓN

Es de gran importancia la realización de este proyecto social, debido a que se brindará apoyo ante la necesidad de construir una nueva sede para el servicio comunitario; mediante el desarrollo de los diseños de construcción, en el caso particular planos estructurales, y dar solución a la propuesta realizada por la Fundación Hogar Picolli Saggi, por medio de la implementación profesional, académica y recursos de la Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga.

Se ofrecen los servicios del diseño estructural en base a los diseños arquitectónicos y estudio de suelos presentado por la fundación.

4. ALCANCE

Este proyecto de grado pretende realizar el diseño estructural de la Fundación Piccoli Saggi, entidad encargada de dar educación a niños de estratos 1 y 2.

En el transcurso del trabajo de grado, se pretendía desarrollar inclusive el diseño de la cimentación de la estructura, ya que la Fundación no entregó el Estudio de Suelos, se asumió que el tipo de suelo es S3, por cuanto la Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998, establece en el numeral A.2.4., que "...En los sitios en donde las propiedades de los suelos no sean conocidas con suficiente detalle, debe usarse el tipo de perfil S₃."

Por esta razón, en este trabajo de grado, se entregaron los diseños de la estructura, más no de la cimentación por lo establecido en los párrafos anteriores.

5. GLOSARIO

A continuación se proporcionan algunas definiciones utilizadas en el proyecto de grado.

Agregado. Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales, tales como arena, grava, triturado, etc., que al mezclarse con el material cementante y el agua produce el concreto.

Altura efectiva. (d) En una sección, es la distancia entre el extremo más comprimido y el centro de gravedad del refuerzo de tracción en secciones sometidas a flexión.

Amarres. Son elementos que sirven para transmitir las fuerzas inerciales e impiden la separación entre componentes de la edificación tales como zapatas y muros. Elemento utilizado para dar continuidad alrededor de aberturas y huecos en un diafragma (viga de borde). (Capítulo C.21 de la Norma).

Barra corrugada. Barra con núcleo de sección circular en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, que cumple con las normas NTC 2289 (ASTM A706) y NTC 248 (ASTM A615).

Base de la estructura. Nivel al cual se supone que los movimientos sísmicos son transferidos al edificio. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel de terreno.

Capacidad de disipación de energía. Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando se hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía R . El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (DES), moderado (DMO) y mínimo (DMI).

Cimentación. Conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.

Coefficiente de reducción de resistencia. Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.

Columna. Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial

de compresión acompañada o no de momentos flectores, torsión o esfuerzos cortantes y con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 o mas. Para efectos de las dimensiones mínimas permitidas y para su sección y las relaciones Límites entre ellas, ver el numeral C.10.8 y el capítulo C.21 de la Norma.

Concreto. Mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

Concreto del recubrimiento. Es el concreto localizado por fuera del refuerzo transversal de confinamiento.

Concreto estructural. El concreto estructural cubre el concreto simple y el concreto reforzado utilizado para propósitos estructurales.

Concreto reforzado. Material constituido por concreto que tiene un refuerzo consistente en barras de acero corrugado, estribos transversales o mallas electro soldadas, colocadas principalmente en las zonas de tracción, en cuantías superiores a las mínimas especificadas en los capítulos C.1 a C.21 de la Norma, bajo la hipótesis de compatibilidad de deformaciones entre los dos materiales.

Curado. Proceso por medio del cual el concreto se endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.

Deflexión. La ordenada de la Línea elástica, o deformación transversal del elemento estructural.

Deriva. Diferencia entre desplazamientos o deflexiones horizontales de dos pisos consecutivos.

Diafragmas estructurales. Son conjuntos de elementos estructurales, tales como losas de entrepiso o de cubierta, que transmiten fuerzas inerciales a los elementos del sistema de resistencia sísmica.

Efectos sísmicos. Las solicitaciones de flexión, torsión, fuerza cortante, fuerzas axiales y deformaciones ocasionadas por la acción de un temblor en cualquiera de los elementos estructurales de una estructura.

Elementos a flexión de concreto compuesto. Elementos de concreto, prefabricados o vaciados en sitio, o ambos, construidos en etapas diferentes pero interconectados de tal manera que todas sus partes respondan a las cargas como una unidad.

Elementos de borde. Parte del borde de la sección de los muros estructurales y diafragmas que se refuerza con armadura longitudinal y

transversal. Los elementos de borde no tienen que ser más anchos que el elemento. Los bordes de las aberturas de los muros estructurales y diafragmas deben tener elementos de borde si así lo requiere el capítulo C.21 de la Norma.

Encofrados y formaletas. Moldes con la forma y las dimensiones de los elementos estructurales, en los cuales se coloca el refuerzo y se vierte el concreto fresco.

Esfuerzo. Intensidad de la fuerza por unidad de área.

Estribo o fleje. Elementos que corresponden a una forma de refuerzo transversal, utilizados para resistir esfuerzos cortantes, de torsión y para proveer confinamiento al elemento, consistentes en barras corrugadas, barras lisas, alambres o malla electro soldada, de una o varias ramas, doblados en forma de L, U, C o rectangulares y colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal o formando un Angulo con el. En elementos que llevan cargas de compresión, como en las columnas, el estribo debe abrazar el refuerzo longitudinal para evitar que este falle por pandeo y no puede ser fabricado con alambre o con malla electro soldada. En este caso puede ser también una barra continua que se enrolla alrededor del refuerzo longitudinal formando círculos, rectángulos o cualquier otra forma poligonal sin tener esquinas hacia adentro de la sección. Cuando cumple ciertos límites de cuantía volumétrica se denomina refuerzo en espiral.

Estribo de confinamiento. Es un estribo rectangular cerrado, de barra de diámetro al menos No 3 (3/8") 6 10 M (10 mm), o un estribo continuo enrollado alrededor del refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento pueden componerse de varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135°, o más, de una extensión de 6 diámetros de barra pero no menor de 75 mm, que abrazan el refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento deben cumplir los mismos requisitos dados para estribos de columna en el ordinal (c) de C.7.10.3 y ver el capítulo C.21 de la Norma.

Estribo suplementario. Es un elemento de refuerzo transversal fabricado con barra de diámetro No 3 (3/8") o 10 M (10 mm) o mayor, que tiene en sus extremos un gancho sísmico de 135°, o más, con una extensión de 6 diámetros de barra pero no menor de 75 mm, y se permite que uno de sus extremos utilice un gancho de 90°, o más, con una extensión de 6 diámetros de la barra. Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales de la periferia de la sección. Los extremos doblados de 90° de dos estribos suplementarios que abracen las mismas barras longitudinales deben alternarse de extremo. Los estribos suplementarios deben ser fabricados del mismo diámetro y resistencia a la fluencia de los

estribos de confinamiento principales.

Fuerzas sísmicas especificadas. Son las fuerzas sísmicas horizontales correspondientes a la distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base.

Gancho estándar. Doblez en el extremo de una barra de refuerzo que cumple los requisitos del título C.7 de la Norma.

Gancho sísmico. Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento y estribos suplementarios, consistente en un doblez de 135° , o más, con una extensión de 6 diámetros de barra, pero no menor a 75 mm, que abraza el refuerzo longitudinal del elemento y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento.

Longitud de desarrollo con gancho estándar. Es la distancia más corta entre la sección crítica donde la barra debe desarrollar su resistencia total y una tangente a la cara exterior del gancho de 90° a 180° .

Longitud de desarrollo. Es la longitud del refuerzo embebido en el concreto requerida para desarrollar la resistencia de diseño en la sección crítica.

Losa. Elemento estructural horizontal, o aproximadamente horizontal, macizo o con nervaduras, que trabaja en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones.

Memoria de cálculo. Justificación técnica de las dimensiones, refuerzos y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.

Módulo de elasticidad. Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material,

Momento positivo. El que produce esfuerzos de tracción en la cara inferior de vigas y losas.

Momento negativo. El que produce esfuerzos de tracción en la cara superior de vigas y losas.

Muro. Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical, utilizado para delimitar espacios.

Muro estructural. Son muros que se dimensionan y diseñan para que resistan la combinación de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales

inducidas por cargas verticales y horizontales, Un "muro de cortante" es un "muro estructural". Para la diferencia entre muro y columna para efectos del refuerzo transversal debe consultarse C.14.3.6. De la Norma.

Nudo. Es la porción de la columna limitada por las superficies superiores e inferiores de las vigas que llegan a ella.

Pórtico. Conjunto estructural constituido por vigas y columnas unidas rígidamente.

Refuerzo. Acero en una de las tres siguientes formas, colocado para absorber los esfuerzos de tracción, de compresión de corte o de torsión en conjunto con el concreto: Grupos de barras de acero corrugado o liso de forma recta, dobladas, con o sin ganchos o en forma de estribos. Mallas electro soldadas. Alambres o cables de alta resistencia destinados principalmente para concreto preesforzado.

Refuerzo en espiral. Refuerzo transversal consistente en una hélice continúa de barra de acero liso o corrugado, que cumple ciertas limitaciones de cuantía volumétrica.

Refuerzo extremo de tracción. Refuerzo (preesforzado o no preesforzado) que se encuentra mas alejado de la fibra extrema de tensión.

Refuerzo negativo. El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento negativo

Refuerzo positivo. El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento positive

Refuerzo transversal. El refuerzo destinado a resistir los efectos de los esfuerzos cortantes y de torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo principal en las columnas o elementos sometidos a fuerzas de compresión y el que produce confinamiento.

Refuerzo de retracción y temperatura. En losas el destinado a resistir los esfuerzos causados por variación de temperatura o por retracción de fraguado.

Región confinada. Es aquella parte de los elementos de concreto reforzado confinada por refuerzo transversal de confinamiento que cumple los requisitos especiales dados en C.21

Resistencia a la fluencia. (f_y). Valor de la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo en MPa que se utiliza en el diseño para

determinar la resistencia nominal de los elementos de concreto reforzado. La resistencia real a la fluencia debe determinarse por medio de ensayos de los materiales empleados en la obra, realizados de acuerdo con las normas NTC o en su defecto las normas ASTM, apropiadas y su variación con respecto a la resistencia nominal no debe ser mayor que la permitida por la Norma.

Resistencia nominal del concreto a la compresión. (f'_c). Resistencia nominal especificada del concreto a la compresión, expresada en MPa, que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de concreto reforzado. La resistencia real a la compresión debe determinarse por medio de ensayos de los materiales empleados en obra, como el promedio de la resistencia de dos probetas cilíndricas, de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, ensayadas a los 28 días. Estos ensayos se deben realizar de acuerdo con las normas NTC apropiadas y la variación de los resultados con respecto a la resistencia nominal no debe ser mayor que la permitida en el numeral C.5.6. de la Norma Sismo Resistente NSR-98

Resistencia de diseños Resistencia nominal de un elemento o sección de él, multiplicada por el coeficiente de reducción de resistencia Φ

Resistencia Nominal resistencia de un elemento, o sección de él, calculada analíticamente de acuerdo con los requisitos y disposiciones del método de resistencia y sin incluir ningún coeficiente de reducción de resistencia

Resistencia Requerida resistencia que debe poseer un elemento, o sección de él, para que sea capaz de soportar las cargas mayoradas o sus efectos

Riostra Es un elemento de un diafragma estructural que se utiliza para proveer continuidad alrededor de una abertura del diafragma.

Sección controlada por compresión. Es la sección de un elemento en la cual la deformación unitaria de tracción neta en el refuerzo extremo de tracción, para resistencia nominal es menor o igual al límite para la deformación unitaria de control por compresión.

Sección controlada por tracción. Es la sección de un elemento en la cual la deformación unitaria de tracción neta en el refuerzo extremo de tracción, para resistencia nominal es mayor o igual a 0.005.

Sistema de resistencia sísmica. Es aquella parte de la estructura compuesta por elementos diseñados para resistir las fuerzas provenientes de los efectos sísmicos.

Viga. Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su sollicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

Vigueta o nervadura. Elemento estructural que forma parte de una losa nervada, el cual trabaja principalmente a flexión.

6. MARCO TEÓRICO.

6.1. ARQUITECTURA Y USO DE LA EDIFICACIÓN.

Las edificaciones con uso institucional, con características arquitectónicas que fomentan irregularidades en planta y verticales tanto en masa como en rigidez y además, con capacidad para un gran número de personas, sin mencionar el grado de importancia que tienen en una comunidad, deben ser objeto de un estudio de desempeño frente a eventos sísmicos, en una ciudad como Bucaramanga (Santander, Colombia) ubicada en una zona de Alta amenaza sísmica (debido a la confluencia de varias fallas tectónicas) deben realizarse esfuerzos grandes por evaluar el cumplimiento de requisitos de diseño mínimos que permitan salvaguardar la vida, incluso para EDIFICIOS usados solo para VIVIENDAS.

El diseño estructural es un proceso individual donde el ingeniero debe planificar junto con el arquitecto el arreglo de espacios, vanos, accesos, altura de piso, tamaño de los elementos, economía, resistencia adecuada y mantenimiento. En el proceso de diseño se deben contemplar tres importantes fases, a saber:

- Definición de las prioridades. Una estructura es construida para llenar alguna necesidad. Los propietarios y el usuario deben estar al tanto de los atributos propuestos para la edificación como los requerimientos de funcionalidad, requerimientos estéticos y economía.
- Desarrollo del concepto del proyecto. De acuerdo a las necesidades del proyecto los primeros bosquejos o anteproyecto. El primer prediseño de todas las áreas de la ingeniería civil envueltas en el proyecto debe ser trabajado.
- Diseño final de los sistemas. Una vez el concepto general ha sido desarrollado, el sistema estructural definitivo puede ser calculado, con todos los elementos proporcionados para resistir las cargas, los dibujos definitivos y la posibilidad de que la construcción pueda hacerse por métodos constructivos adecuados.

6.1.1. La composición geométrica del edificio y sus efectos sobre la sismo-resistencia.

Al determinar durante la etapa de diseño, cuál ha de ser la forma geométrica general de la edificación, se debe procurar que esta este conformada por volúmenes de formas simples y dispuestos de manera simétrica respecto de los ejes longitudinal y transversal de la planta. El lograr que la simplicidad de formas y la simetría de volúmenes sea una

característica de la geometría general del edificio, garantiza que los efectos que sobre él causen los posibles movimientos sísmicos a que se puede ver sometido a lo largo de su vida útil, le causen el mínimo daño dado el comportamiento homogéneo que esa configuración confiere a toda la edificación. La edificación como un todo y todos los bloques que la conforman son simétricos con respecto a sus ejes.

6.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y DEL MATERIAL EMPLEADO.

El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual. El Reglamento define limitaciones en el empleo de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en función de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, del tipo de material estructural empleado (concreto estructural, estructura metálica, mampostería estructural, o madera), de la forma misma como se disponga el material en los elementos estructurales según esté en posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados por medio de su capacidad de disipación de energía, la cual puede ser especial (DES), moderada (DMO) o mínima (DMI); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad.

6.3. CARGAS DE LA ESTRUCTURA.

El término carga se refiere a la acción directa de una fuerza concentrada o distribuida actuando sobre el elemento estructural. A continuación, se observarán las principales cargas que están descritas en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, solo se definen las que se utilizarán en este trabajo de grado como son: Carga Muerta, Carga Viva y Fuerza Sísmica.

6.3.1. Carga Muerta.

Incluye el peso de todos los elementos estructurales basados en las dimensiones de diseño (peso propio) y el peso permanente de materiales o artículos, tales como: paredes y muros, cielos rasos, pisos, cubiertas, escaleras, equipos fijos y todas las cargas que no son causadas por la ocupación del edificio. Son cargas que tendrán invariablemente el mismo peso y localización durante el tiempo de vida útil de la estructura. Los valores de las cargas para cada uno de los elementos esta dado en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, Sección B.3.3. A continuación se muestra esta tabla.

Tabla 1. Densidad de Materiales (Carga Muerta).

Material	Densidad	Material	Densidad
Acero	7 800 kg/m ³	Madera, densa, seca	750 kg/m ³
Agua dulce	1 000 kg/m ³	Madera, densidad baja, seca	450 kg/m ³
Agua marina	1 030 kg/m ³	Madera, densidad media, seca	600 kg/m ³
Aluminio	2 700 kg/m ³	Mampostería de ladrillo hueco	1 300 kg/m ³
Asfalto	1 300 kg/m ³	Mampostería de ladrillo macizo	1 800 kg/m ³
Baldosín cerámico	2 400 kg/m ³	Mampostería de piedra	2 200 kg/m ³
Cal, hidratada, compacta	730 kg/m ³	Mampostería de concreto	2 150 kg/m ³
Cal, hidratada, suelta	500 kg/m ³	Mortero de inyección para mampostería	2 250 kg/m ³
Carbón (apilado)	800 kg/m ³	Mortero de pega para mampostería	2 100 kg/m ³
Cobre	9 000 kg/m ³	Plomo	11 400 kg/m ³
Concreto Reforzado	2 400 kg/m ³	Tierra: Arcilla y grava, seca	1 600 kg/m ³
Concreto Simple	2 300 kg/m ³	Tierra: Arcilla, húmeda	1 750 kg/m ³
Enchape Arenisca	1 350 kg/m ³	Tierra: Arcilla, seca	1 000 kg/m ³
Enchape Granito	1 550 kg/m ³	Tierra: Arena y grava, húmeda	1 900 kg/m ³
Enchape Mármol	1 500 kg/m ³	Tierra: Arena y grava, seca, apisonada	1 750 kg/m ³
Escoria	1 550 kg/m ³	Tierra Arena y grava, seca, suelta	1 600 kg/m ³
Hielo	920 kg/m ³	Tierra: Limo, húmedo, apisonado	1 550 kg/m ³
Ladrillo de Arcilla, absorción baja	2 000 kg/m ³	Tierra: Limo, húmedo, suelto	1 250 kg/m ³
Ladrillo de Arcilla, absorción media	1 850 kg/m ³	Vidrio	2 560 kg/m ³
Ladrillo de Arcilla, absorción alta	1 600 kg/m ³	Yeso, suelto	1 150 kg/m ³
Madera, laminada	600 kg/m ³	Yeso, tablero para muros	800 kg/m ³

Fuente: Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998 NSR – 98. Numeral B.3.2.

La carga muerta producida por muros divisorios y particiones de materiales tradicionales, cuando éstos no hacen parte del sistema estructural, debe evaluarse para cada piso y se puede utilizar como carga distribuida en las placas. Si se hace dicho análisis, éste debe figurar en la memoria de cálculos y además debe dejarse nota explicativa en los planos. Cuando no se realice un análisis detallado pueden utilizarse, como mínimo 3.0 kN/m² de área de placa cuando se trate de ladrillo bloque hueco de arcilla o concreto y 3.5 kN/m² cuando se trate de muros de ladrillo macizo, tolete, de arcilla, concreto o silical, para alturas de entrepiso de 2.20 m.

6.3.2. Carga Viva.

Las cargas vivas son cargas no permanentes producidas por materiales, e inclusive gente en permanente movimiento. Cabinas, particiones y personas que entran y salen de una edificación pueden ser consideradas como carga vivas. Para simplificar los cálculos las cargas vivas son expresadas como cargas uniformes aplicadas sobre el área de la edificación. Las cargas vivas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas cargas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que ésta va a tener y están determinadas con base a una parte variable y a una porción sostenida por el uso diario.

Las cargas vivas dadas en los códigos tienen la intención de representar la suma máxima de todas las cargas que pueden ocurrir en un área pequeña durante la vida útil del edificio. En ningún caso las cargas vivas deben ser menores que las cargas vivas mínimas dadas a continuación:

Tabla 2. Cargas Vivas Mínimas NSR – 98.

Vivienda	1.80 kN/m ²	(180 kgf/m ²)
Oficinas	2.00 kN/m ²	(200 kgf/m ²)
Escaleras en oficinas y vivienda.....	3.00 kN/m ²	(300 kgf/m ²)
Salones de Reunión		
- Con asientos fijos (anclados al piso).....	3.00 kN/m ²	(300 kgf/m ²)
- Sin asientos fijos	5.00 kN/m ²	(500 kgf/m ²)
Hospitales		
- Cuartos	2.00 kN/m ²	(200 kgf/m ²)
- Salas de operaciones.....	4.00 kN/m ²	(400 kgf/m ²)
Coliseos y Estadios		
- Graderías.....	4.00 kN/m ²	(400 kgf/m ²)
- Escaleras	5.00 kN/m ²	(500 kgf/m ²)
Garajes		
- Automóviles	2.50 kN/m ²	(250 kgf/m ²)
- Vehículos pesados	Según uso	
Hoteles	2.00 kN/m ²	(200 kgf/m ²)
Escuelas, Colegios y Universidades.....	2.00 kN/m ²	(200 kgf/m ²)
Bibliotecas		
- Salas de lectura	2.00 kN/m ²	(200 kgf/m ²)
- Depósitos de libros.....	5.00 kN/m ²	(500 kgf/m ²)
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	la misma del resto de la edificación	
Cubiertas inclinadas de estructuras metálicas y de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la acá estipulada:		
- si la pendiente es mayor del 20%	0.35 kN/m ²	(35 kgf/m ²)
- si la pendiente es menor del 20%	0.50 kN/m ²	(50 kgf/m ²)
Fábricas		
- Livianas	5.00 kN/m ²	(500 kgf/m ²)
- Pesadas.....	10.00 kN/m ²	(1000 kgf/m ²)
Depósitos		
- Livianos	5.00 kN/m ²	(500 kgf/m ²)
- Pesados.....	10.00 kN/m ²	(1000 kgf/m ²)
Almacenes		
- Detal.....	3.50 kN/m ²	(350 kgf/m ²)
- Por Mayor	5.00 kN/m ²	(500 kgf/m ²)

Fuente: Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998 NSR – 98. Numeral B.4.2

En particular, el trabajo de grado es para una Escuela, por lo cual se utiliza como carga viva mínima 2.0 kN/m².

6.3.3. Fuerzas Sísmicas - Análisis Dinámico Elástico.

Son cargas dinámicas que también pueden ser aproximadas a cargas estáticas equivalentes (Fuerza Horizontal Equivalente). Los edificios pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático, pero también se puede utilizar un análisis modal o dinámico (Análisis Dinámico Elástico).

En el proyecto particular se desarrollara la metodología del análisis dinámico elástico del cual se realizará una breve descripción, por cuanto es la aplicación específica.

La otra metodología utilizada para realizar el análisis sísmico cuando se tienen estructuras regulares es el método de la Fuerza Horizontal Equivalente, método en el cual no se detendrá.

El análisis de una estructura ante una excitación sísmica debe tener en cuenta todos los grados de libertad necesarios para representar completamente los posibles modos de deformación y las fuerzas de

inercia significativas que puedan generarse en tres dimensiones. Bajo la hipótesis de comportamiento elástico, existe una variedad de programas basados en el método del elemento finito, que facilitan el análisis dinámico de modelos tridimensionales con cualquier distribución de masas y rigideces.

El modelo matemático de la estructura debe describir la distribución espacial de la masa y la rigidez, de tal manera que sea adecuado para calcular las características relevantes de la respuesta dinámica de la misma.

El modelo utilizado en este trabajo de grado es el modelo tridimensional de diafragma rígido, en este tipo de modelo los entrepisos se consideran diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. La masa de cada diafragma se considera concentrada en su centro de masa. Los efectos torsionales accidentales pueden ser incluidos haciendo ajustes apropiados en la localización de los centros de masa de los diafragmas. Los efectos direccionales pueden ser tomados en cuenta a través de las componentes apropiadas de los desplazamientos de los grados de libertad horizontales ortogonales del diafragma. Este procedimiento se utiliza cuando se presentan irregularidades tipo 1P, 4P o 5P.

A continuación se observan los parámetros utilizados en la obtención del Espectro de diseño que se debe tener en cuenta como parámetro fundamental a realizar en Análisis Dinámico Elástico de la Estructura.

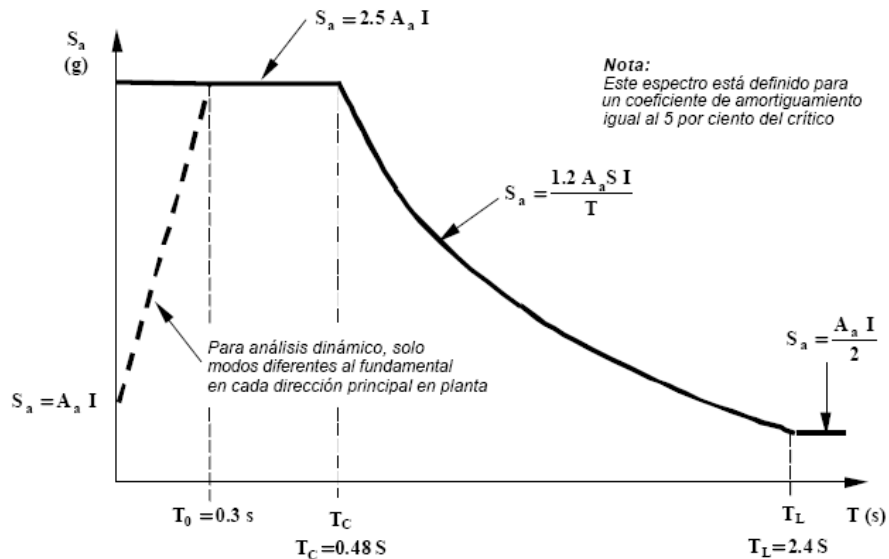
6.3.3.1 Movimientos Sísmicos de Diseño.

Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento, tomando en cuenta: (a) la amenaza sísmica para el lugar en donde esta ubicada la estructura, expresada a través del parámetro A_a , el cual representa la aceleración horizontal pico efectiva del sismo de diseño y depende de la ubicación geográfica del edificio o estructura, (b) las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de un coeficiente de sitio S , y (c) la importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia I .

Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño. El Reglamento contempla descripciones alternativas del sismo de diseño, ya sea a través de familias de acelerogramas, o bien por medio de expresiones derivadas de estudios de microzonificación sísmica; las cuales deben determinarse siguiendo los requisitos dados en el Capítulo A.2.

En los códigos sísmicos el diseño de estructuras se plantea como un problema para asignar resistencia a los elementos, con el fin de que sean capaces de resistir a un sistema de fuerzas laterales, obtenidas según unos espectros del diseño que involucran el comportamiento inelástico de la estructura. Controlar el nivel de daño debe ser un objetivo de las nuevas metodologías propuestas para el diseño de estructuras sismo-resistentes. Recientemente se han propuesto índices de daño para tal efecto, los cuales a su vez, son función de los desplazamientos máximos y de la fatiga que presente el material. Recientes trabajos han mostrado que los desplazamientos inelásticos de la estructura pueden ser calculados a partir de los desplazamientos que experimentada la estructura si oscila siempre en el rango elástico, si el período de la estructura: T , es igual o mayor que el periodo característico del movimiento del suelo: T_g . Esta similitud es independiente de la resistencia de la estructura.

La forma del espectro elástico de aceleraciones para un coeficiente de amortiguamiento crítico de cinco por ciento (5%), que se debe utilizar en el diseño, se muestra en siguiente figura.



Fuente: Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998 NSR – 98. Numeral A.2.6.4

Figura 1. Espectro Elástico de Diseño.

Donde:

T (s) → Período de la Estructura (segundos)

S_a (g) → Valor del Espectro de Diseño como porcentaje de la gravedad (9.81 m/s²)

A continuación se observan las ecuaciones necesarias y los límites para

desarrollar la gráfica del espectro de diseño.

El periodo de la estructura está entre cero (0) y $T_C = 0.48$ S

$$S_a = 2.5 \cdot A_a \cdot I$$

El periodo de la estructura está entre $T_C = 0.48$ S y $T_L = 2.4$ S

$$S_a = \frac{1.2 \cdot A_a \cdot S \cdot I}{T}$$

El periodo de la estructura es mayor a $T_L = 2.4$ S

$$S_a = \frac{A_a \cdot I}{2}$$

A continuación se definen los parámetros utilizados para el espectro de diseño y en que consisten.

Obtención del nivel de amenaza sísmica y el valor de A_a

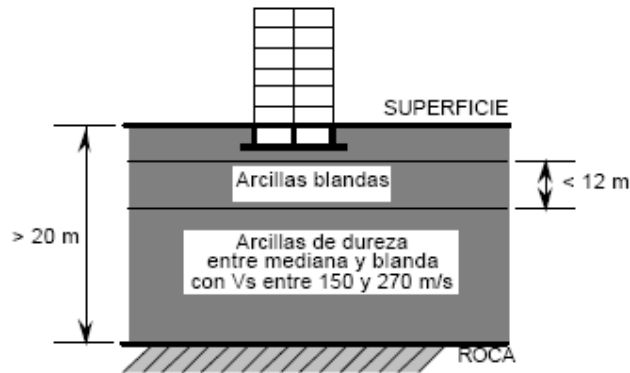
Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con el valor del parámetro A_a obtenido en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-3 se presenta una numeración de los municipios colombianos, con su definición de la zona de amenaza sísmica, y el valor del parámetro A_a , entre otros.

Como la estructura en estudio está ubicada en la ciudad de Bucaramanga el valor de $A_a = 0.25$ g.

Obtención del efecto local (Suelo) de la estructura y valor de S

En este punto se determina el tipo de perfil de suelo que se requiere para el diseño de la estructura. Como no se cuenta con un Estudio de Suelos detallado, se utilizará un tipo de perfil de suelo S2, a continuación se muestra como es el comportamiento de este tipo de material:

Es un perfil en donde entre la roca y la superficie hay más de 20 m de suelo que contiene depósitos estables de arcillas cuya dureza varía entre mediana y blanda, con una velocidad de la onda de cortante entre 150 y 270 m/s, y que dentro de ellos, en conjunto, hay menos de 12 m de arcillas blandas.



Fuente: Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998 NSR – 98. Numeral A.2.4.1.3.

Figura 2. Perfil de Suelo S3.

A continuación se muestra la tabla de los valores del coeficiente de sitio dependiendo del perfil de suelo utilizado en donde se construirá la edificación.

Tabla 3. Valores de Coeficientes de Sitio, S

Tipo de Perfil de Suelo	Coeficiente de Sitio, S
S ₁	1.0
S ₂	1.2
S ₃	1.5
S ₄	2.0

Fuente: Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998 NSR – 98. Numeral A.2.4.2.

Obtención del coeficiente de importancia (Uso) de la estructura y valor de I

En esta parte, se deben definir cual es el uso que tiene la estructura, para esto se define el Grupo II – Estructuras de ocupación especial que contempla o cubre las siguientes estructuras:

- Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón.
- Guarderías, escuelas, universidades, colegios.
- Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez.
- Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso.
- Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas
- Edificios gubernamentales.

El valor del coeficiente de importancia se obtiene de la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 4. Valores de coeficiente de importancia, I.

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.3
III	1.2
II	1.1
I	1.0

En el caso particular es 1.1, este coeficiente debe tenerse en cuenta cuando se está desarrollando el diseño estructural, cuando se está realizando el análisis sísmico de la estructura, se trabaja con un coeficiente de importancia de 1.0, como se establece en el numeral A.6.2.1.3.

6.3.3.2 Masas introducidas en el modelo de la estructura.

Se debe recordar que las fuerzas sísmicas son inerciales por lo tanto ellas resultan de aplicar una aceleración a una masa determinada. Considerando los tres posibles movimientos del centro de masa de un piso estarían asociados a ellos tres fuerzas y tres aceleraciones:

$$F_x = m \cdot a_x$$

$$F_y = m \cdot a_y$$

$$M = I_o \cdot a_z$$

Las dos primeras ecuaciones corresponden a la segunda ley de Newton, la tercera ecuación es la misma ley de Newton pero expresada para un movimiento rotacional.

Masas Traslacionales

Dentro de un estricto rigor las masas concentradas sólo pueden ser utilizadas en el análisis dinámico de cuerpos rígidos, no obstante cuando la rigidez de algunos elementos es grande en comparación con la de otros, se realiza la aproximación de considerarlos infinitamente rígidos. Esta aproximación muchas veces puede simplificar enormemente. En un cuerpo rígido no existe posibilidad de deformación interna alguna, lo cual implica que las propiedades inerciales se pueden expresar en el centro de masa del cuerpo.

Estas masas se calculan como la masa de todo el diafragma rígido a partir de la carga muerta aplicada en la estructura. Es decir, se tiene en cuenta la carga transmitida por la placa y el peso propio de las vigas que hacen parte del sistema estructural.

Estas masas en cada uno de los sistemas no es acumulable, es decir se coloca la masa puntual de cada entrepiso.

Masas Rotacionales

La masa rotacional en un elemento rígido es la masa producida por la rotación en el centro de masa, la cual produce desplazamientos en el plano x, y de la estructura, por este motivo se debe tener en cuenta para el análisis de las derivas de la edificación.

Para esto se tiene que en un cuerpo rígido, la sumatoria de torques es

$$\sum T = J_o \cdot \alpha ,$$

Donde:

$J_o \rightarrow$ Momento polar de inercia.

$\alpha \rightarrow$ aceleración angular del sistema

$$J_o = \sum m \cdot r^2$$

Donde r es la distancia de cada masa (m) al centro de masa. Para una losa con densidad constante el momento polar de inercia se puede expresar en función de las áreas, se obtiene que:

$$J_o = \frac{\text{masa}}{\text{área}} \int (x^2 + y^2) \cdot dA = \frac{\text{masa}}{\text{área}} \cdot (I_{xx} + I_{yy})$$

Definiendo MR como la masa rotacional de la estructura en un piso dado se tiene:

$$MR = \int r^2 \cdot dm = \rho \int r^2 \cdot dA$$

Esto implica que cuando se definen las masas de piso también se incluye la masa rotacional, completamente diferente a la masa traslacional asociada a los movimientos de desplazamientos que simplemente se calcula como peso/gravedad.

6.3.3.3 Grados de libertad y modos de vibración de la estructura.

Los modos de vibración de la estructura y los grados de libertad, se limitan en el modelo tridimensional a los grados de libertad que se necesitan analizar en planta para determinar las derivas de la estructura.

Por esto, se presentan desplazamientos en el sentido x (traslación), sentido y (traslación) y sentido z (rotación, que deriva en desplazamientos x y desplazamientos y), por los dos tipos de masa (traslacional y rotacional) respectivamente, los cuales serán los utilizados para determinar las derivas de los diferentes entrepisos de la edificación.

Por esto, se tiene en cuenta que los grados de libertad en cada piso de la estructura, son iguales a los modos de vibración de un piso de la estructura.

Por lo tanto, la estructura en estudio tiene cuatro (4) placas, tres grados de libertad por cada placa y el número de modos es igual a 4 placas x 3 grados de libertad, se obtiene un mínimo de doce (12) modos de vibración de la estructura.

6.3.3.4 Métodos de Combinación de la Respuesta espectral.

En general es importante anotar que cada modo de vibración tiene una respuesta máxima de desplazamiento, las cuales no se presentan en el mismo nivel en todos los modos de vibración y se debe encontrar realmente cual es esa máxima respuesta en cada nivel, observando que no se puede realizar una suma de todos estos datos, se debe obtener una envolvente de estos valores.

Por esto, el método que se utiliza en el procedimiento realizado en SAP2000 es el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC), este método fue desarrollado por E. Rosenblueth en su tesis doctoral y postula que para cualquier parámetro modal respuesta r , el valor máximo factible del parámetro \bar{r} , al tomar en cuenta los diferentes componentes modales máximas r_i , se obtiene a través de:

$$\bar{r} = \sqrt{\sum r_i^2}$$

El método se puede aplicar igual para determinar los desplazamientos horizontales máximos de la estructura y para determinar las derivas máximas de la estructura.

6.4. DETERMINACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO.

La deriva máxima en cualquier punto del piso i de la estructura, se obtiene como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso $i-1$, por medio de la siguiente ecuación.

$$\Delta = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2}$$

El cumplimiento del cálculo de la deriva para cualquier punto del piso se puede realizar verificándola solamente en todos los ejes verticales de columna y en los puntos localizados en los bordes de los muros estructurales.

Las derivas máximas evaluadas en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con lo establecido anteriormente, no deben exceder los límites establecidos en la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 5. Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Fuente: Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998. Tabla A.6-1.

6.5. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Cuando ya se realiza el análisis de derivas de la estructura, se debe observar cuales son las cargas de mayoración que se deben introducir al modelo, de tal manera que se tenga en cuenta los efectos de las cargas vivas, muertas y de sismo, de tal manera que las fuerzas sísmicas se deben reducir por el coeficiente de disipación de energía, y en el espectro de diseño se debe introducir el coeficiente de importancia que se trabaja efectivamente, que para el caso particular es $I = 1.1$.

6.5.1. Configuración Estructural.

Cuando se diseña sísmicamente una edificación, se debe clasificar como regular o irregular según el artículo A.3.3. de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998 NSR – 98.

Se entiende como configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones, y la localización de los elementos estructurales y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las sollicitaciones sísmicas.

6.5.1.1 Capacidad de Disipación de energía.

Se tienen dos sistemas dinámicos compuestos por elementos estructurales que tienen la misma rigidez; uno de ellos es totalmente elástico y el otro tiene la posibilidad de responder inelásticamente. En la figura se muestra este comportamiento:

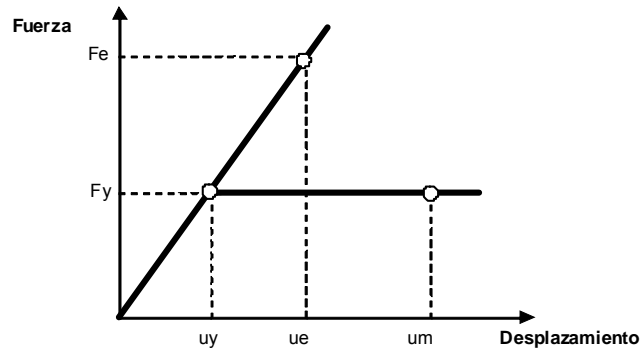


Figura 3. Definición Capacidad de Disipación de Energía

El valor de u_e corresponde al nivel máximo de desplazamiento a que llega el sistema elástico.

A este nivel de desplazamiento corresponde la fuerza F_e . Puede decirse que este nivel de fuerza es el nivel de resistencia mínimo que se requiere del sistema para que éste responda en el rango elástico, ante la sollicitación dada.

F_y es la fuerza de la fluencia, en donde empieza a tener una fuerza constante en el rango inelástico la estructura.

Para obtener el coeficiente de reducción de resistencia R_o , por medio de:

$$R_o = \frac{F_e}{F_y} = \frac{u_e}{u_y}$$

De la ecuación anterior se tiene que:

$$F_y = \frac{F_e}{R_o} \quad \text{y} \quad u_y = \frac{u_e}{R_o} = \frac{F_e}{k \cdot R_o}$$

Con base en lo anterior, puede decirse que la capacidad de disipación de energía de un sistema inelástico consiste en la capacidad que tiene el sistema para reducir la fuerza solicitada de un valor que tendría el sistema si permaneciera elástico F_e , a un valor de fluencia F_y . El subíndice o , indica que este coeficiente R_o , está siendo determinado para

un sistema de un grado de libertad y esta asociado directamente este coeficiente con el coeficiente R que se obtiene en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998 que se emplean para sistemas de varios grados de libertad.

6.5.1.2 Irregularidades del Sistema.

Cuando una estructura se clasifica como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utiliza en el diseño sísmico de la edificación, se reduce multiplicandolo por ϕ_p (irregularidades en planta) y ϕ_a (irregularidades en altura), de la siguiente manera:

$$R = R_o \cdot \phi_p \cdot \phi_a$$

Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_p , al igual que se realizaría cuando la edificación posee varias irregularidades en planta.

El sistema estructural empleado en el trabajo de grado es un sistema combinado, en donde los pórticos y los muros resisten cargas verticales y horizontales. A continuación en la tabla anexa se muestran los valores de R_o , para este tipo de sistemas en donde los muros estructurales son DES y los pórticos igual DES,

Tabla 6. Coeficiente R_o para Sistema Estructural Combinado.

B. SISTEMA COMBINADO		Valor de R_o (Nota 2)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema de resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema de resistencia para cargas verticales		alta		intermedia		baja	
			uso permit	altura max	uso permit	altura max	uso permit	altura max
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas								
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas	pórticos de acero estructural resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	7.0	si	45 m	si	60 m	si	sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas	pórticos de acero estructural no resistentes a momentos	6.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Muros estructurales								
a. muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	si	72 m	si	sin límite	si	sin límite

Fuente: Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998. Tabla A.3-2.

Por lo anterior, se determina que el valor de R_o para la edificación en estudio es $R_o = 7.0$

Irregularidad en Planta.

La edificación se considera irregular cuando ocurran algunos casos uno de los cinco casos que se enumeran a continuación:

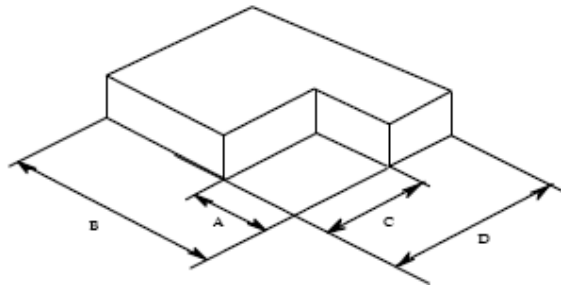
- Irregularidad Torsional.
- Retrocesos Excesivos en las esquinas.

- Discontinuidades del diafragma.
- Desplazamientos el plano de acción de elementos verticales.
- Sistemas no paralelos.

En el trabajo de grado, se presentan retrocesos excesivos en las esquinas, por lo cual se describe más detalladamente este tipo de irregularidad.

Retrocesos excesivos en las esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso. $\phi_p = 0.9$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$



Fuente: Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998. Figura A.3-1.

Figura 4. Retrocesos Excesivos en las esquinas

Irregularidades en altura.

La edificación se considera irregular en altura cuando se presenten los siguientes casos:

- Piso flexible (irregularidad en rigidez).
- Irregularidad en la distribución de las masas.
- Irregularidad geométrica.
- Desplazamientos dentro del plano de acción.
- Piso débil – Discontinuidad en la resistencia.

En el proyecto de grado se presenta la irregularidad en altura del piso flexible, a continuación se describe este tipo de irregularidad con más detalle.

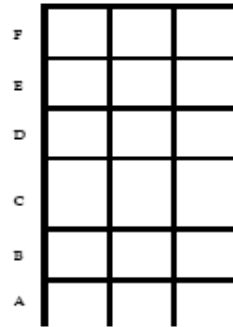
Piso Flexible. Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70% de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular. $\phi_a = 0.9$

Tipo 1A - Piso flexible - $\phi_a = 0.9$

$$\text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$$

o

$$\text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$$



Fuente: Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998. Figura A.3-2.

Figura 5. Piso Débil.

Por lo anterior, el valor de R, coeficiente de capacidad de disipación de energía para el proyecto en particular es:

$$R = R_o \cdot \phi_p \cdot \phi_a = 7.0 \cdot 0.9 \cdot 0.9$$

$$R = 5.67$$

6.5.1.3 Sistema de Resistencia Sísmica.

Los elementos del sistema y sus conexiones se deben diseñar utilizando las solicitaciones requeridas en el título B de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998 NSR – 98. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s , se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas reducidas de diseño de la siguiente manera:

$$E = \frac{F_s}{R}$$

$$E = 0.176 \cdot F_s$$

Con este valor es que se trabaja las combinaciones de carga para diseñar los elementos estructurales del sistema Vigas, Columnas y Muros.

6.5.2. Conceptos Básicos y Generales del Diseño.

6.5.2.1 Estado Límite

Cuando una estructura o elemento estructural se convierte en inadecuada para su uso, se dice que ha alcanzado su estado límite. Los estados límites de diseño comúnmente usados son:

Estado límite de servicio. Cuando se interrumpe el servicio de la estructura. Presenta poca probabilidad de ocurrencia. Son criterios que gobiernan el uso normal y la durabilidad. Una estructura puede llegar al estado límite de servicio cuando:

- Deflexiones excesivas para el uso normal de la estructura, que conlleven a fisuras prematuras y excesivas. Puede ser visualmente inaceptable y puede causar daños en elementos no estructurales.
- Desplazamientos excesivos aunque no impliquen pérdida de equilibrio.
- Daños locales como corrosión y ataque químico al concreto producido por ambientes agresivos.
- Vibraciones excesivas producidas por elementos móviles o cargas cíclicas.
- Daño local evitable con la construcción de juntas de expansión y control o con la disposición adecuada del refuerzo.

Estado límite de resistencia o estado límite último. Incluye el colapso de la estructura. Presenta muy poca probabilidad de que ocurra. Corresponden a la máxima capacidad portante. Se puede llegar a este estado cuando:

- Las fuerzas mayoradas sean mayores que la resistencia de diseño de la estructura.
- Pérdida de equilibrio en algún sector o toda la estructura debido a la degradación en la resistencia y rotura de algunos o la gran mayoría de los elementos, lo que puede conducir al colapso de la estructura. En algunos casos un problema local menor puede afectar elementos adyacentes y estos a su vez afectar sectores de la estructura que determinen el colapso parcial o total.
- Transformación de la estructura en un mecanismo y la consiguiente inestabilidad que conlleve a cambios geométricos incompatibles con las hipótesis iniciales de diseño.
- Falta de integridad debido a la ausencia de amarres adecuados entre los diferentes elementos que conforman la estructura.
- Fatiga en la estructura y fractura en elementos debido a ciclos repetitivos de esfuerzos por cargas de servicio.

Estados especiales de carga: donde el daño y colapso de la estructura se incluyen simultáneamente.

Este estado se presenta principalmente cuando hay daños o falla debido a condiciones anormales de carga, tales como: daño o colapso en sismos extremos, daños estructurales debido al fuego, explosiones o colisiones vehiculares. efectos estructurales de la corrosión y deterioro.

6.5.2.2 Métodos de Diseño Empleados:

Cuando se está a cargo del diseño de un elemento estructural, se debe restringir el esfuerzo del material a un nivel que sea seguro. Para garantizar la seguridad es necesario escoger un esfuerzo permisible que limite la carga aplicada a un valor que sea menor al que el elemento pueda soportar totalmente.

Existen varios métodos, en unos se limita la resistencia y en otros se limita la respuesta del material.

Método de los Esfuerzos de Trabajo.

Usa esfuerzos admisibles, por lo general con un factor de seguridad entre 1.8 y 2.2. En este método las cargas de diseño no se mayoran y presenta la inhabilidad para considerar variaciones por tipo e intensidad de carga, así como variaciones en la resistencia de los materiales.

Método de la Resistencia.

Es un método de diseño para estados límites que considera las solicitaciones últimas de un elemento estructural o de una estructura. Usa factores independientes γ para cada carga y factores ϕ para la resistencia nominal del elemento. Se debe diseñar de acuerdo al *Estado Límite Último*, pero chequear con el *Estado Límite de Servicio*. Dentro de sus beneficios se cuenta que considera la variabilidad en las cargas y en la resistencia de los materiales. Este es el método empleado por la Norma Colombiana de Construcciones Sismo Resistentes de 1.998 NSR – 98, de tal manera que se estudiara con más detenimiento.

6.5.2.3 Factores de carga.

Los factores de carga y reducción son utilizados porque proveen un nivel específico de seguridad frente a fenómenos tales como:

Variabilidad en la resistencia de los materiales (R_n).

Hay diferencias entre la resistencia actual y la calculada para el concreto. Similar comportamiento se presenta para la resistencia de las barras de acero. Se presenta diferencia entre las dimensiones diseñadas y las reales en el momento de la construcción, para los diferentes elementos estructurales. Se asumen simplificaciones en el momento de análisis y diseño.

Incertidumbre en el cálculo de las cargas y en el análisis estructural de las mismas.

Las cargas en general presentan incertidumbre en cuanto a la evaluación y correcto análisis de las mismas. Las cargas vivas, de viento y de sismo presentan niveles muy variables de precisión. Por ejemplo, el factor de seguridad de la carga viva es mayor que el factor de seguridad para la carga muerta, debido a la menor certidumbre en la consecución del valor real de la carga viva. La incertidumbre en el análisis estructural mismo conduce a diferencias entre las fuerzas y momentos actuales con los computados por el diseñador.

Las consecuencias negativas que deja la falla.

El costo de limpieza de escombros y reemplazo de la estructura y su contenido es bastante alto. Las potenciales pérdidas de vidas humanas. Costos a la sociedad por pérdida de tiempo, propiedad y vida. De acuerdo al tipo de falla (colapso sin aviso o con excesiva deflexión antes de la falla), determina el nivel de seguridad y calidad de diseño que se ha asumido para la estructura.

Se presentan dos tipos de falla a saber:

- Falla dúctil. La falla se presenta con excesiva deformación debido a la deformación por fluencia del acero.
- Falla Frágil. No se presenta aviso previo antes de la falla. Se presenta colapso por falla instantánea a compresión en el concreto.

Los factores de carga empleados en la Norma Colombiana de diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998 NSR – 98, están basados en la probabilidad de ocurrencia: El factor ϕ es seleccionado con una probabilidad que 1/100 de la resistencia se encuentre por debajo de su valor, mientras que el factor γ_i es seleccionado con una probabilidad de 1/1000 de que la carga sea excedida. En general, la probabilidad de que la resistencia y la carga sean excedidos simultáneamente corresponde a $1 \cdot 10^{-6}$.

Las Combinaciones de carga son utilizadas para calcular la resistencia requerida según lo especifican las Normas de Diseño. Todas las combinaciones de carga aplicables deben ser evaluadas.

Los rangos de los factores de seguridad son:

$$\gamma_{D,max} = 1.4$$

$$\gamma_{L,max} = 1.7$$

$$\gamma_{W,max} = 1.7$$

$$\gamma_{H,max} = 1.7$$

$$\gamma_{D,min} = 0.9$$

$$\gamma_{L,min} = 0.0$$

$$\gamma_{W,min} = 1.3$$

$$\gamma_{H,min} = 0.0$$

$$\gamma_{E,max} = 1.87$$

$$\gamma_{E,min} = 0.0$$

Las principales combinaciones de carga a utilizar en el diseño de estructuras aporticadas y con muros son:

$$U = 1.4*D + 1.7*L$$

$$U = 1.4*D + 1.7*L + 1.7*H$$

$$U = 0.75*(1.4*D + 1.7*L) + 1.0*E$$

$$U = 0.75*(1.4*D + 1.7*L + 1.7*W)$$

$$U = 0.9*D + 1.0*E$$

$$U = 0.9*D + 1.3*W$$

Los coeficientes se definen con D para carga muerta, L para carga viva, H para cargas debidas al empuje del suelo o presión hidrostática, E para cargas de sismo y W para viento. Las combinaciones implican el estudio en las dos direcciones ortogonales principales tanto de izquierda a derecha como viceversa, por lo cual, las cargas de sismo y viento se estudian también para combinaciones negativas de carga aumentando los casos de carga.

Los factores de reducción de carga son principalmente los que están presentados en la siguiente tabla.

Tabla 7. Coeficientes de reducción de carga.

Tipo de carga	ϕ
Flexión	0.9
Tensión axial	0.9
Cortante y Torsión	0.85
Compresión con o sin flexión - Uso de espirales	0.75
Compresión - Uso de estribos cerrados	0.7
Presión de contacto o aplastamiento	0.7
Flexión, compresión y cortante en concreto simple	0.65

Las longitudes de desarrollo no requieren coeficientes de reducción de resistencia. Con excepción de la resistencia en los nudos para la determinación de la resistencia a esfuerzos cortantes, en zonas de capacidad especial de disipación de energía (DES), debe utilizarse un coeficiente de reducción $\phi=0.6$ en muros estructurales, losas empleadas como diafragmas y elementos de pórticos, si la resistencia nominal al cortante es menor que la resistencia probable máxima a flexión del elemento. La resistencia probable máxima se calcula usando una resistencia a tracción en el acero de refuerzo igual a $1.25*f_y$ y con un coeficiente de reducción $\phi=1.0$, considerando la fuerza axial mas

desventajosa. En los nudos el coeficiente de reducción de resistencia a usar es $\phi=0.85$.

6.5.3. Diseño de Elementos Estructurales.

Se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía prescrito en el Capítulo A.3 de la NSR - 98, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos de las Normas Sismo Resistentes. Con base en las definiciones anteriores se tiene que las columnas son elementos estructurales destinados a soportar principalmente cargas axiales en compresión o en tensión, fuerzas cortantes y momentos flectores. Las vigas se encargan de absorber tanto fuerzas cortantes como momentos flectores y torsores. Los muros tienen las mismas cualidades de las columnas con la posibilidad adicional de resistir momentos torsores. Finalmente, las losas tienen la función de transmitir las fuerzas gravitacionales hacia los elementos resistentes tales como columnas, vigas y muros y distribuir las fuerzas

Los elementos estructurales sometidos a flexión, deben diseñarse de modo que tengan rigidez suficiente para limitar sus deflexiones u otras deformaciones que pueden perjudicar la resistencia o el uso normal o funcional de la estructura.

Así mismo, los elementos estructurales sometidos a fuerzas sísmicas (laterales), deben tener requisitos de resistencia para soportar deflexiones que no excedan los límites de deriva establecidos por la NSR – 98. En puntos anteriores de este trabajo de grado, se especifica cuales son los requerimientos para este ítem.

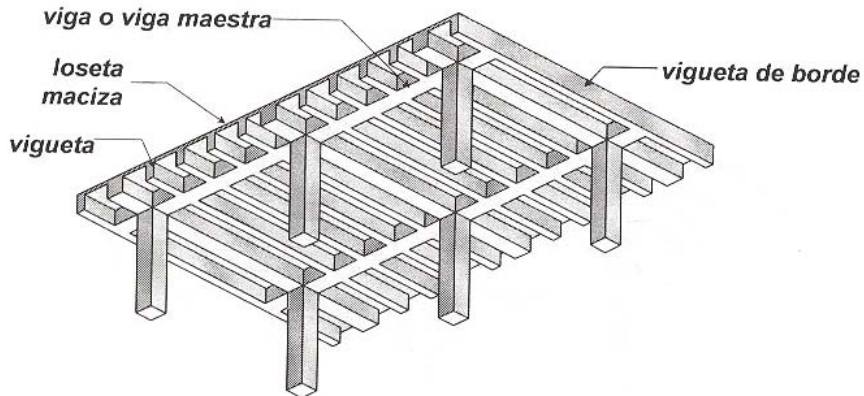
6.5.3.1 Viguetas y Riostras.

La vigueta es un elemento estructural que forma parte de una losa nervada que trabaja principalmente a flexión.

El sistema de Viguetas consiste en una serie de viguetas paralelas apoyadas sobre vigas maestras. Las vigas maestras se localizan en las líneas o ejes de columnas, salvando la distancia entre ellas. Las viguetas generalmente tienen la misma altura de las vigas, pero pueden tener menor altura.

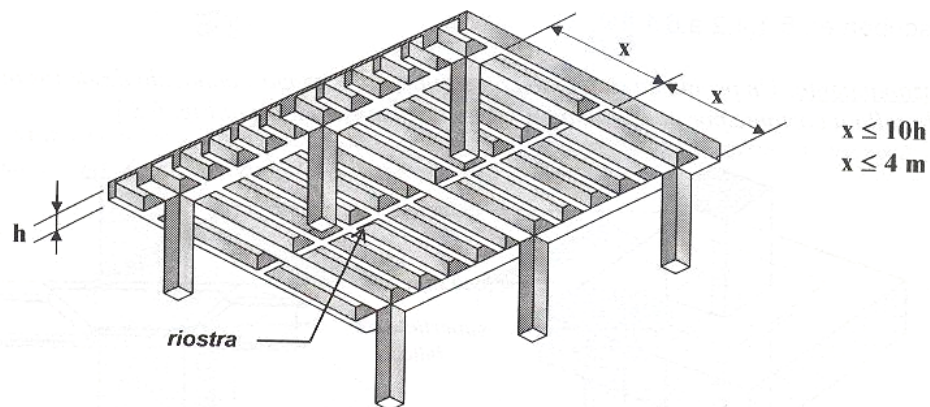
La riostra se utiliza en los sistemas de viguetas en una dirección, con el fin de mejorar las características de distribución de las cargas y evitar que

cargas concentradas sean soportadas por una sola vigueta.



Fuente: Requisitos Esenciales para Edificios de Concreto Reforzado. Pag.69

Figura 6. Sistema de Viguetas.



Fuente: Requisitos Esenciales para Edificios de Concreto Reforzado. Pag.69

Figura 7. Riostras.

6.5.3.2 Vigas.

Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su sollicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

Las vigas son elementos estructurales no homogéneos, porque están compuestas de dos materiales diferentes (concreto y acero). Trabajan fundamentalmente a flexión, aunque se presenta en cualquier sección transversal fuerzas internas normales a la sección que corresponden a los esfuerzos de flexión que resisten el momento flector que actúa en la sección; y fuerzas internas tangenciales o esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes.

6.5.3.3 Columna.

Las columnas son elementos verticales sometidos primordialmente por cargas a compresión, pero en realidad, también resisten una flexión simultánea, es decir, momentos flectores con respecto a los dos ejes principales de la sección transversal. Esta flexión biaxial, se debe al hecho de que las columnas forman parte de pórticos monolíticos, en donde las columnas ya sean esquineras o interiores soportan los momentos transmitidos por los apoyos de las vigas principales y secundarias. El límite para el refuerzo longitudinal de elementos sometidos a compresión, no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área bruta de la sección, además este refuerzo está compuesto como mínimo por cuatro (4) barras. Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flectores, torsión o esfuerzos cortantes y con un relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 o más.

6.5.3.4 Muros.

Los muros de concreto son elementos muy eficientes para absorber efectos sísmicos en los edificios, por su gran rigidez y capacidad a cargas laterales. El comportamiento de los muros difiere en forma importante dependiendo de su relación altura total a longitud (H/L).

En muros bajos donde la relación mencionada es menor o igual a dos (2) rigen principalmente los efectos de cortante; la resistencia y rigidez a cargas laterales son muy elevadas, pero el comportamiento tiende a ser frágil por la preponderancia de los efectos de cortante.

Los muros esbeltos donde la relación es mayor a dos (2.0) actúan esencialmente como vigas en voladizo; la carga axial sobre ellos es generalmente pequeña y dominan los efectos de flexión. Para evitar el pandeo y el aplastamiento del concreto en el extremo comprimido del muro, es necesario confinar el refuerzo longitudinal formando columnas extremas con abundancia de estribos.

6.5.3.5 Uniones viga – columna.

El diseño de la conexión viga – columna debe tener como objetivo que su resistencia sea mayor que la de los elementos que se unen y que su rigidez debe ser suficiente para no alterar la rigidez de los elementos conectados.

Los aspectos críticos en el comportamiento sísmico de las uniones entre

vigas y columnas de concreto reforzado son la adherencia, el cortante y el confinamiento. Las condiciones de adherencia para el acero longitudinal de las vigas son desfavorables debido a que es necesario transferir esfuerzos elevados al concreto en longitudes relativamente pequeñas.

La situación es crítica no solo en conexiones extremas, donde es necesario anclar el refuerzo longitudinal, sino también en uniones interiores donde el signo de los esfuerzos debe cambiar de tensión a compresión de una a otra cara de la columna.

Cuando no se cuenta con la suficiente longitud de desarrollo del refuerzo que cruza la conexión o cuando la resistencia en cortante es insuficiente para evitar agrietamiento diagonal en la conexión o cuando la resistencia en cortante es insuficiente par evitar agrietamiento diagonal.

7. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

En esta parte, se detallarán los pasos que se siguen para el análisis de la estructura e introducirla al programa de análisis de estructuras SAP2000 V.11.0, programa con licencia de la Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga.

7.1. CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA.

7.1.1. Carga Muerta.

En este punto se desarrollará el análisis de carga muerta (placa, vigas, columnas, etc).

El sistema como se explicó en el capítulo anterior es una losa aligerada armada en una dirección, está compuesta principalmente por casetones (con el fin de reducir la masa por placa), viguetas y losetas superior e inferior

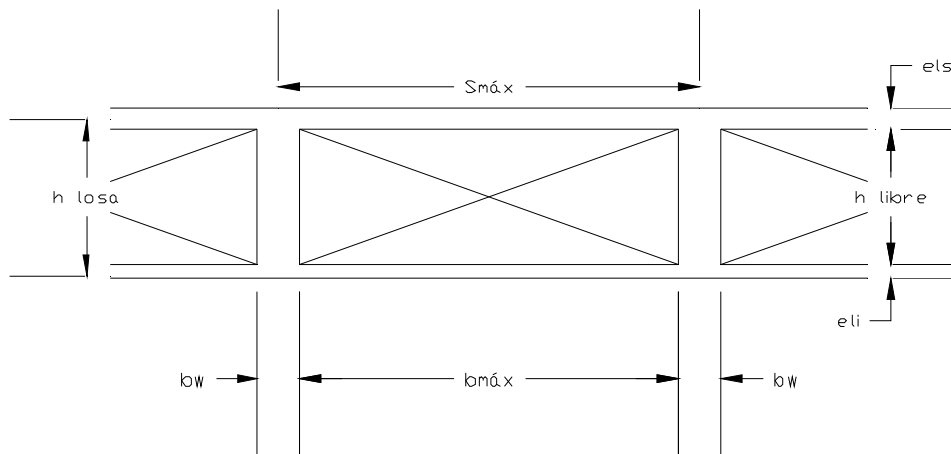


Figura 8. Corte de Placa.

Donde:

els = Espesor loseta superior.

eli = Espesor loseta inferior.

h_{libre} = Altura libre del casetón y de la vigueta.

h_{losa} = Altura total de la losa

b_w = Espesor de la vigueta

$b_{máx}$ = Ancho máximo del casetón

$S_{máx}$ = Separación máximo entre nervios, medida centro a centro.

7.1.1.1 El Espesor mínimo de la losa

Se determina por medio de la Tabla que se refiere a losas no preesforzadas que trabajan en una dirección y no sostienen muros divisorios y particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes. Con las ecuaciones de ésta tabla se garantiza cumplir con las deflexiones de las losas, prescindiéndose la necesidad de calcularlas y verificarlas.

1. Espesores mínimos de losa.

Elemento	espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Un apoyo continuo	Ambos apoyos continuos	Voladizos
Losas macizas	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas, o losas con nervios, armadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998. Tabla C.9-1 (b).

Donde:

ℓ = Es la luz libre más larga medida de centro a centro de los apoyos en cualquier dirección X o Y.

La altura total de la losa está gobernada por la luz libre más larga que se observe en los planos arquitectónicos.

Según los apoyos sobre los cuales se encuentra la luz más larga, varía la ecuación para determinar el espesor mínimo de la losa, sin olvidar el caso crítico del voladizo. Con el anterior análisis se obtienen tres ecuaciones y por lo general el mayor valor calculado es el espesor total de la losa, como se especifica a continuación:



Figura 9. Apoyo Simple.

$$H = \frac{\ell}{16} = \frac{5.925}{16} = 0.37m$$

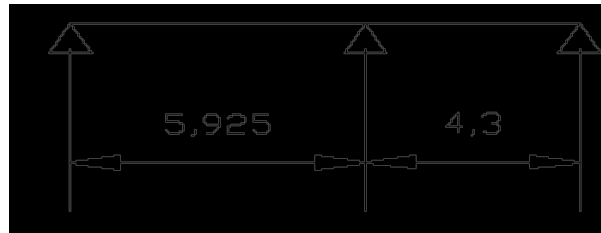


Figura 10. Un apoyo continuo.

$$H = \frac{\ell}{18.5} = \frac{5.925}{18.5} = 0.32m$$

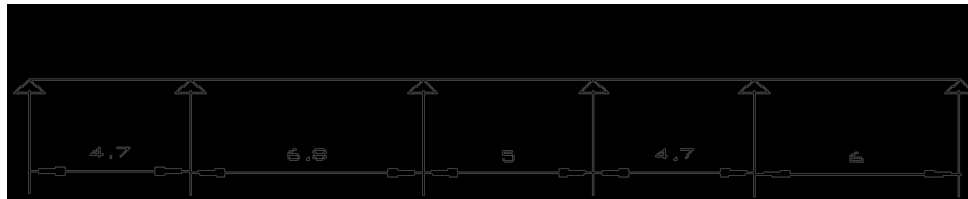


Figura 11. Ambos apoyos continuos.

$$H = \frac{\ell}{21} = \frac{6.8}{21} = 0.32m$$

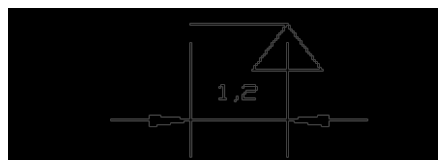


Figura 12. Voladizo

$$H = \frac{\ell}{8} = \frac{1.2}{8} = 0.15m$$

De lo anterior, se obtiene un espesor de losa de 0.40 m, para cumplir con todas las especificaciones establecidas de diseño:

7.1.1.2 Viguetas, losas y casetones de la placa aligerada.

Para la vigueta

De acuerdo a la norma NSR-98 Sección C.13.2 literal (a) el espesor de la vigueta no debe ser menor de 100mm y revisar que su altura libre no sea mayor de 5 veces el espesor promedio del alma, es decir:

El ancho de la vigueta empleado en las placas es de 10cm, luego cumple con el primer requerimiento.

$$b_w \geq 100\text{mm} \quad b_w = 100\text{mm} \quad \text{ok}$$

En cuanto a la altura libre de la viga, se tiene para los entrepisos lo siguiente:

$$h < 5 \cdot b_w$$

Donde:

$$h = H - (e_{ls} + e_{li})$$

$$h = 0.4\text{m} - (0.05\text{m} + 0.03\text{m})$$

$$h = 0.32\text{m}$$

$$0.32\text{m} < 5 \cdot 0.10\text{m}$$

$$0.32\text{m} < 0.5\text{m}$$

Para la loseta inferior

Su espesor es de 0.03m y no se tiene en cuenta al momento de diseñar la viga, por tratarse de un mortero de menor densidad ($2,1 \text{ Mg/m}^3$) comparado con la densidad del concreto reforzado ($2,4 \text{ Mg/m}^3$), con lo cual se sabe que no trabajarán de igual forma. Su principal función es recubrir los casetones, protegiéndolos de la intemperie, además de brindarle confinamiento a las vigas y casetones.

Para el casetón

El ancho del casetón ($b_{\text{máx}}$) se determina según la norma NSR-98 Sección C.13.2.2 literal (c) con la separación máxima entre nervios ($S_{\text{máx}}$), medida centro a centro, la cual no debe ser mayor que 2.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1.20m, así:

$$S_{\text{máx}} = 2.5 \cdot H < 1.20\text{m}$$

$$2.5 \cdot 0.4\text{m} < 1.20\text{m}$$

$$1.0\text{m} < 1.20\text{m}$$

Luego el ancho máximo del casetón es:

$$b_{\text{máx}} = S_{\text{máx}} - b_w$$

$$b_{\text{máx}} = 1.0\text{m} - 0.1\text{m}$$

$$b_{\text{máx}} = 0.9\text{m}$$

En las esquinas el casetón tiene un ancho es 0.7125 m.

La viga borde tiene un espesor de 0.20 m.

Para la loseta superior

Siguiendo la norma NSR-98 Sección C.13.2.2 literal (b) el espesor de la loseta superior vaciada en sitio debe ser mayor de 45mm y no menor de 1/20 la distancia libre entre nervios. Se asumió un espesor para la loseta superior de 50mm o 5cm, luego:

$$\frac{b_{\text{máx}}}{20} = \frac{0.9m}{20} = 0.045m$$

$0.05m > 0.045m \quad \text{OK!}$

riostras

- 1 Se emplearon riostras o viguetas transversales de repartición en todas las placas como lo indica la norma NSR-98 artículo C.13.2.2 literal (d) teniendo que:
- 2 Se colocan con el fin de arriostrar la losa en ese sentido.
- 3 Las riostras deben ser perpendiculares a las viguetas de diseño.
- 4 La separación libre máxima de la riostra, debe ser 10 veces el espesor total de la losa, sin superar los 4.0m

A continuación se observa como son las dimensiones de la placa aligerada del proyecto:

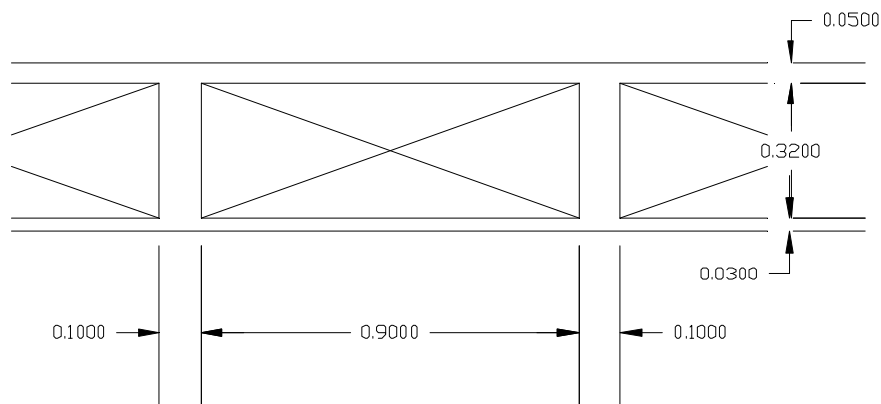


Figura 13. Dimensiones de la placa aligerada proyecto.

Con estas dimensiones establecidas, se realizan los detalles de las plantas estructurales de la edificación:

A continuación se muestra la planta estructural del primer piso, en el Anexo A se muestran las plantas estructurales de los otros niveles. Adicionalmente en este anexo se observan la numeración de los elementos y los nodos de la estructura.

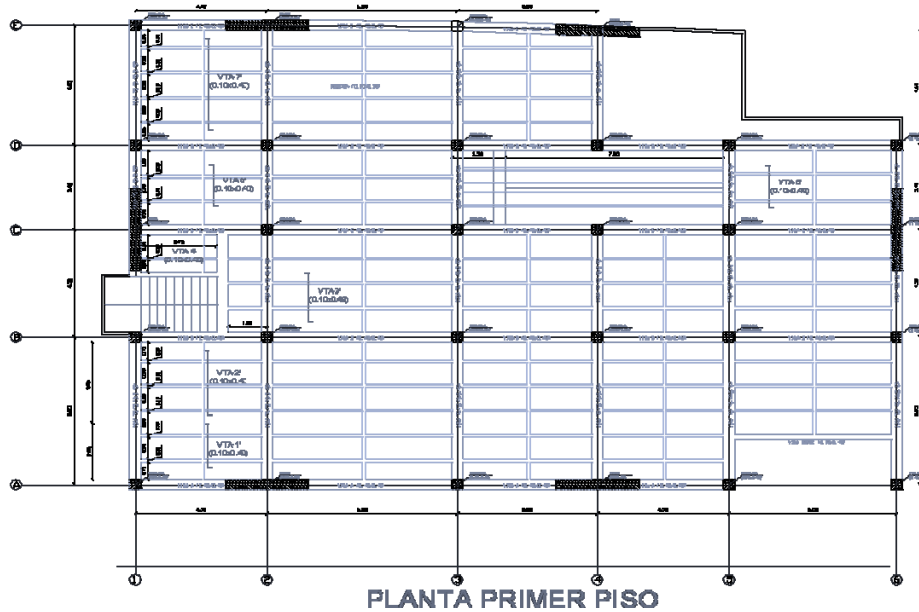


Figura 14. Planta Primer Piso

7.1.1.3 Carga muerta placa.

Se utilizan las unidades de kilonewton (kN) para fuerza, metro (m) para longitud y masa en megagramo (Mg).

Sabiendo según la norma NSR-98 Sección B.3.2 pág. B-9 que:

$$1 \text{ Mg} = 1000 \text{ kg}$$

$$\text{Aceleración debido a la gravedad} = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Densidad del concreto reforzado} = 2.4 \text{ Mg/m}^3$$

$$\text{Densidad del mortero de pega para mampostería} = 2.1 \text{ Mg/m}^3$$

La longitud o ancho aferente es el promedio de las distancias a izquierda y derecha medidas centro a centro de la vigueta. Si es una viga de borde únicamente se tiene en cuenta la mitad del ancho del casetón más el espesor de la viga de borde.

Peso Vigueta

$$W_{\text{vigueta}} = \frac{h_{\text{libre}} \cdot \text{ancho} \cdot \gamma_{\text{concreto}} \cdot \text{gravedad}}{\text{longitud aferente}}$$

$$W_{\text{vigueta}} = \frac{0.32 \text{ m} \cdot 0.1 \text{ m} \cdot 2.4 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{1 \text{ m}}$$

$$W_{\text{vigueta}} = 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de loseta superior e inferior

Para las losetas se utiliza una densidad de 2.4 Mg/m^3 ; para todas las placas (inferiores) se maneja el mismo espesor de 0.03m y para las superiores un espesor de 0.05m .

$$W_{\text{losetas}} = \text{espesor} \cdot \gamma_{\text{concreto}} \cdot \text{gravedad}$$

$$W_{\text{losetas}} = (0.05\text{m} + 0.03\text{m}) \cdot 2.4 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$W_{\text{vigüeta}} = 1.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso del casetón

Empleando casetón en lona sintético se asume una masa de 0.5 kN/m^2 .

Peso de los pisos y acabados

Cuando no se realice un análisis detallado, se asume una carga para los pisos y sus acabados (incluye los materiales que se van a utilizar como baldosín de cemento, zócalo y mortero de pega de 0.02m), según la norma NSR-98 Sección B.3.6 pág. B-11. $W_{\text{pisos}} = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Peso de los muros

Se utilizó una carga de 3.0 kN/m^2 Como establece la Norma NSR – 98, en su Título B.

Tabla 8. Carga total de la placa:

Parte Estructural	Carga (kN/m²)
Plaqueta (Superior+Inferior)	1,88
Vigüeta	0,75
Caseton	0,5
Acabados Piso	1,5
Muros Divisorios	3
Total	7,64

En el anexo B, se puede observar el análisis de la carga para la escalera

y para la rampa dentro del edificio.

7.1.2. Carga Viva.

La carga viva es para una estructura que es utilizada como colegio, por lo cual se utiliza 2 kN/m^2 .

7.1.3. Análisis Sísmico.

El análisis sísmico consta de varias etapas en las cuales se deben calcular algunas características de la estructura como son:

7.1.3.1 Centro de Rigidez de la estructura.

En este punto se concentran las masas del diafragma rígido de la edificación. Se deben calcular para cada uno de los niveles, en el ejemplo específico que se muestra a continuación, se determina en el programa AUTOCAD 2.007 ©, licencia de la Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga.

A continuación se muestran los pasos que se deben desarrollar en este software para obtener las propiedades de este punto específico de la estructura:

- Realizar una región del área que voy a analizar.
- Después de creada la región, se traslada al sistema de origen de coordenadas (0,0).
- Se selecciona la región y se de la opción _MASSPROP.
- Con el centroide determinado se calcula la torsión accidental que es adicionar a esta longitud 5% de la longitud más larga en el sentido perpendicular de análisis.
- Determinado este punto, las propiedades de Inercia y Área se determinan cuando la región ya esta ubicada en el cero del sistema de coordenadas.

En la siguiente tabla, se observan los resultados obtenidos para la planta del primer piso, en el Anexo C, se observan los cálculos para los otros niveles de la estructura.

Tabla 9. Determinación del Centro de Masa Primer Nivel

Area	x	y	Ax	Ay
445,6562	12,8211	8,8434	5713,80271	3941,11604
-27,9	16,55	12,1242	-461,745	-338,26518
417,7562			5252,05771	3602,85086

A continuación se determina el valor del centro de masa en el sentido x y el sentido y.

$$\bar{x} = \frac{5252.06m^3}{417.76m^2} = 12.57m$$

$$\bar{y} = \frac{3602.85m^3}{417.76m^2} = 8.62m$$

Adicionalmente, se debe sumar la torsión accidental, 5% de la longitud más larga en la dirección perpendicular.

$$x_{Rigidez} = 12.57m + 0.05 \cdot (19.65m) = 13.55m$$

$$y_{Rigidez} = 8.62m + 0.05 \cdot (28.4m) = 10.044$$

En el primer nivel no existe el voladizo que está en todos los otros niveles, por lo cual se debe sumar al valor anterior, un restante de 1.2 m, en los otros niveles, se tiene en cuenta este valor, porque entra en el área de la planta en particular.

A continuación se anexa la tabla resumen de los datos del centro de masa y rigidez para cada nivel de la estructura:

Tabla 10. Resumen Centros de Masa y Rigidez de la Estructura.

	Centro de Masa		Centro de Rigidez	
	x trazo	y trazo	x rigidez	y rigidez
2	12,8669817	8,86321136	13,8494817	10,2832114
3	12,996663	8,78304422	13,979163	10,2030442
4	13,2689	9,0318	14,2514	10,4518

7.1.3.2 Cálculo de las Inercias de cada entrepiso.

El momento de inercia de un área consiste en realizar el segundo momento del área respecto a un eje en particular. Existe el momento de inercia que se desarrolla con respecto al eje centroidal y el momento de inercia que se realiza con respecto al eje (0,0) de coordenadas de la planta de la estructura.

El aplicar la suma de la inercia del centroide y sumarle el área por la distancia a este eje al cuadrado se conoce como el Teorema de Steiner o de Ejes paralelos.

A continuación se muestran los cálculos específicos para el primer nivel, en el Anexo C, se muestran los cálculos particulares para las otras plantas que no se analizan aquí.

Cuando se tienen las propiedades en el programa autocad, se determina la inercia del área específica. En esta parte se debe considerar como negativa los espacios de las escaleras y las rampas utilizadas en el diseño estructural.

La inercia que se obtuvo para el centroide de la estructura en el sentido x y en el sentido y son:

$$\bar{I}_x = 46500.98m^4$$

$$\bar{I}_y = 98994.49m^4$$

$$\bar{I}_{x_{huevo}} = -4122.09m^4$$

$$\bar{I}_{y_{huevo}} = -7842.97m^4$$

Las inercias que se obtienen del área por la distancia al centroide se calculan a continuación:

$$I_x = A \cdot dy^2 = 445.656 \cdot 8.8434^2 = 44953.29m^4$$

$$I_y = A \cdot dx^2 = 445.6562 \cdot 12.8211^2 = 87612.11m^4$$

$$I_{x_{huevo}} = A \cdot dy^2 = -27.9 \cdot 12.12^2 = -4953.21m^4$$

$$I_{y_{huevo}} = A \cdot dx^2 = -27.9 \cdot 16.55^2 = -8790.24m^4$$

La inercia total del eje x y el eje y de la estructura se muestran a continuación:

$$I_x = 46500.98m^4 + 44953.29m^4 - 4122.09m^4 - 4953.21m^4 = 82378.97m^4$$

$$I_y = 98994.49m^4 + 87612.11m^4 - 7842.97m^4 - 8790.24m^4 = 169973.387m^4$$

En la tabla que se anexa se muestran los resultados de las inercias por niveles. En el Anexo C, se muestran los resultados de cada nivel en particular.

Tabla 11. Resumen de Inercias Totales por Nivel de la Edificación

	INERCIAS	
	EJE X	EJE Y
2	85001,9411	195897,271
3	84681,3318	201271,446
4	94313,4801	201070,356

7.1.3.3 Cálculo de las masas de la estructura.

Teniendo en cuenta la masa de la placa, vigas y columnas, son las que se aplican al centro de rigidez para desarrollar el modelo en SAP2000, teniendo en cuenta que se desarrolla el diafragma rígido a cada uno de los niveles de la estructura.

A continuación se muestra el cálculo de las masas de cada uno de los niveles de la estructura:

Tabla 12. Masas Placa, Columnas y Vigas.

Piso	Peso Placa (kN/m ²)	Area Placa (m ²)	Masa Placa (Mg)	h col (m)	Masa Columnas (Mg)	Longitud Vigas (m)	Masa Vigas (Mg)
1		417,7562	319,0374021	2,58	27,74016	206,7	79,3728
2		454,5962	347,1718448	3,65	37,8432	214,7	82,4448
3		458,9962	350,5320932	3,65	37,8432	214,7	82,4448
4		486,8962	371,8391223	3,65	37,8432	214,7	82,4448

Para introducir los datos a SAP2000, se tiene en cuenta la masa traslacional (sentido x y sentido y) que se obtiene de sumar la masa de placa, vigas y columnas de cada nivel individual y la masa rotacional acumulada, que se obtiene de la siguiente fórmula:

$$MR = \frac{M_{\text{traslacional}} \cdot (Ix + Iy)}{A}$$

A continuación se observa el resumen de las masas especificadas.

Tabla 13. Masas Traslacionales y Rotacionales de la estructura.

n	M x,y	M rotacional	M rot acum
4	492,127122	298557,2637	298557,264
3	470,820093	293319,015	591876,279
2	467,459845	288847,7774	880724,056
1	426,150362	257422,9867	1138147,04

7.1.4. Cargas de los Pórticos en la Estructura.

En esta sección se muestra el cálculo de las reacciones de la estructura, para poder determinar las cargas distribuidas que se transmiten a los pórticos cargueros.

7.1.4.1 Reacciones de las Viguetas.

Por el método de los tres momentos se determinan las reacciones de las viguetas. A continuación se muestran los cálculos respectivos para una de las viguetas del primer nivel de la estructura. En el Anexo D, se muestran las viguetas restantes.

<u>Viguetas Tipo 1'</u>		wm =	7,64	kN/m	wv =	2,00	kN/m
L1	L2	L3	L4				
4,7	6,8	5	4,7				
M2	M3	M4					
23	6,8	0	M2	=	-798,55	-209,13	
6,8	23,6	5	M3	=	-838,98	-219,72	
0	5	19,4	M4	=	-436,88	-114,41	
0,048	-0,015	0,004					
-0,015	0,049	-0,013					
0,004	-0,013	0,055					
M2m =	-27,57906349	kN.m	M2v =	-7,222554275	kN.m		
M3m =	-24,15108381	kN.m	M3v =	-6,324816422	kN.m		
M4m =	-16,2948853	kN.m	M4v =	-4,267392675	kN.m		
R1m =	12,08	kN	R1v =	3,16	kN		
R2m =	50,28	kN	R2v =	13,17	kN		
R3m =	46,13	kN	R3v =	12,08	kN		
R4m =	38,93	kN	R4v =	10,20	kN		
R5m =	14,48	kN	R5v =	3,79	kN		

7.1.4.2 Cargas Distribuidas de los pórticos.

A continuación se muestran los resultados de las cargas distribuidas que se deben asignar a cada viga en cada pórtico. En el Anexo E, se muestran las tablas restantes.

Antes se debe determinar el peso propio de las vigas, por cuanto se cálculo únicamente el peso de la placa de entrepiso sin tener en cuenta el peso propio de los elementos así:

$$W_{propio} = 0.4m \cdot 0.4m \cdot 2.4 \frac{Mg}{m^3} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 3.767 \frac{kN}{m}$$

Como la longitud aferente en la cual están las viguetas es igual a 1m, la carga distribuida que se transmite por cada una de las viguetas es igual a la reacción. A continuación se muestra la tabla resumen de las cargas que se transmiten a las vigas del primer nivel de la vigueta 1'.

Tabla 14. Cargas Transmitidas por la Vigueta 1'.

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	12,08	3,16	12,08	3,16	15,85
2	50,28	13,17	50,28	13,17	54,05
3	46,13	12,08	46,13	12,08	49,89
4	38,93	10,20	38,93	10,20	42,70
5	14,48	3,79	14,48	3,79	18,25

En las siguientes figuras se pueden observar las cargas transmitidas a todos los pórticos de la estructura.

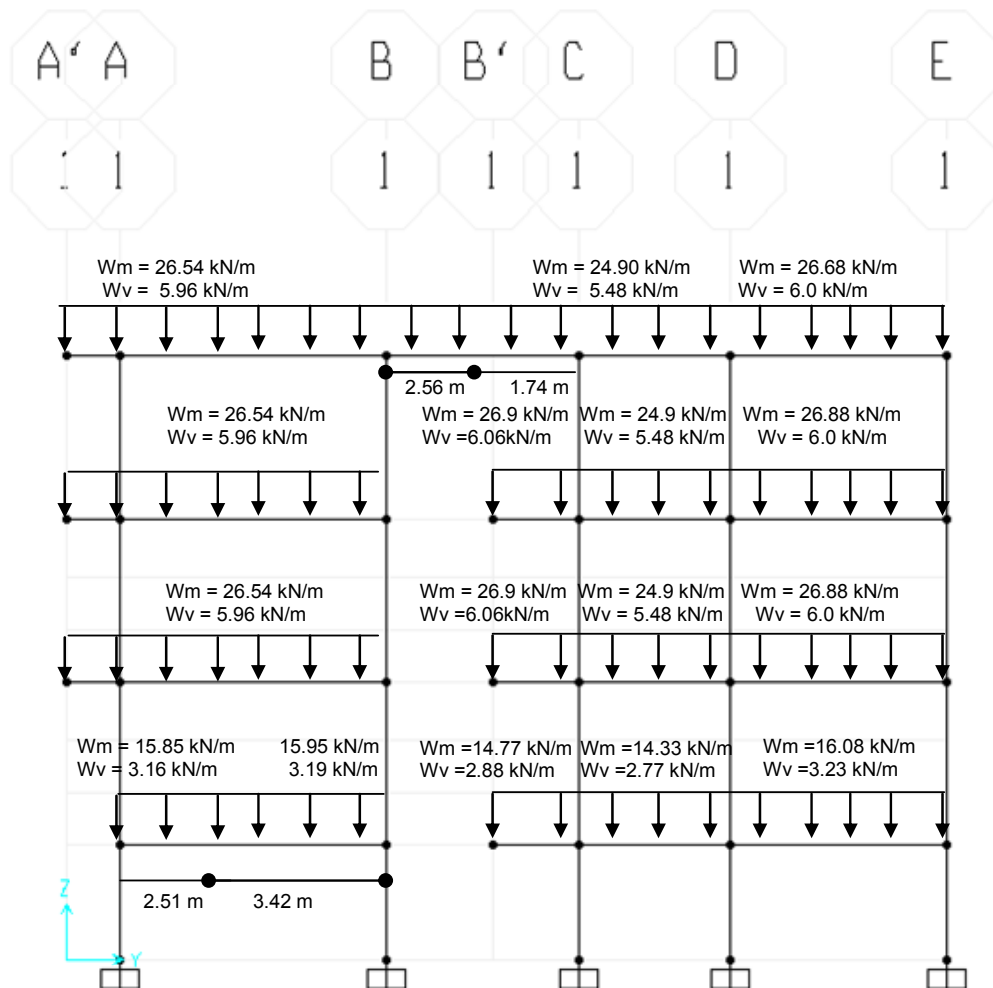


Figura 15. PÓRTICO EJE 1 – 1 SENTIDO Y - Y

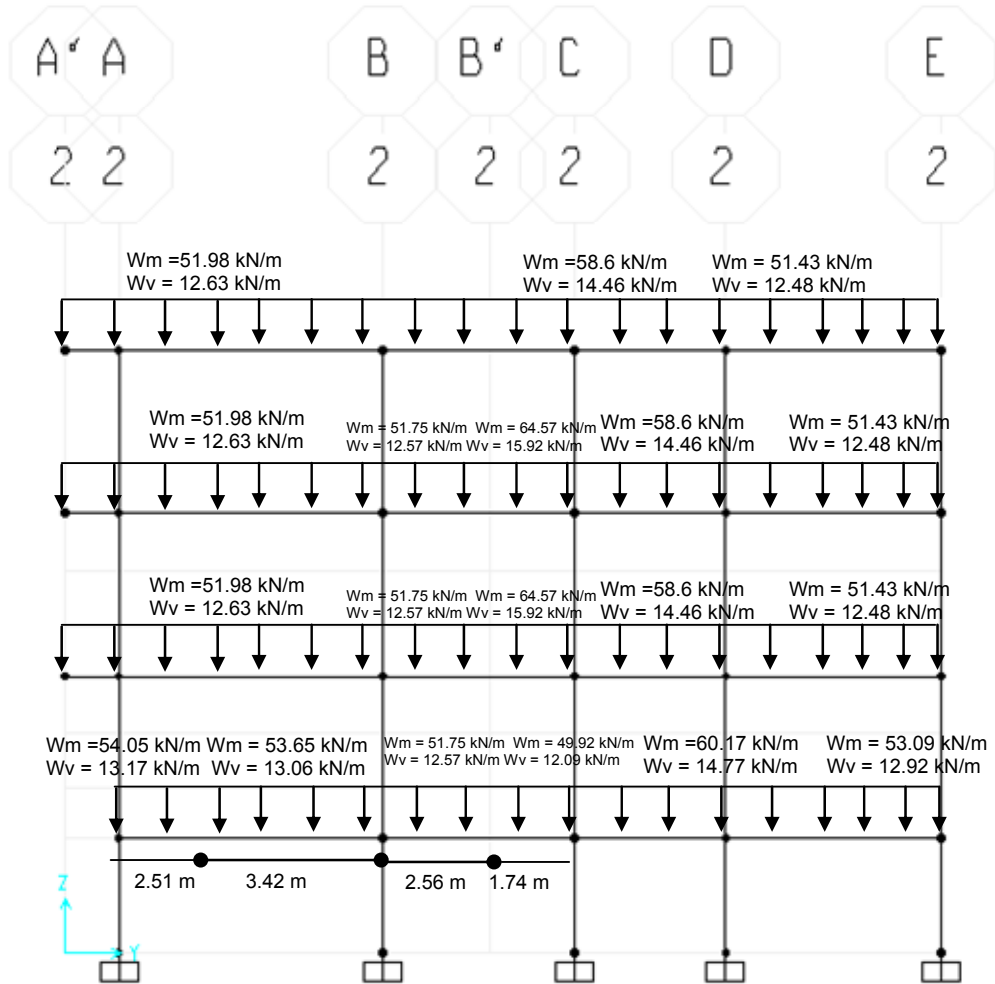


Figura 16. PÓRTICO EJE 2 – 2 SENTIDO Y - Y

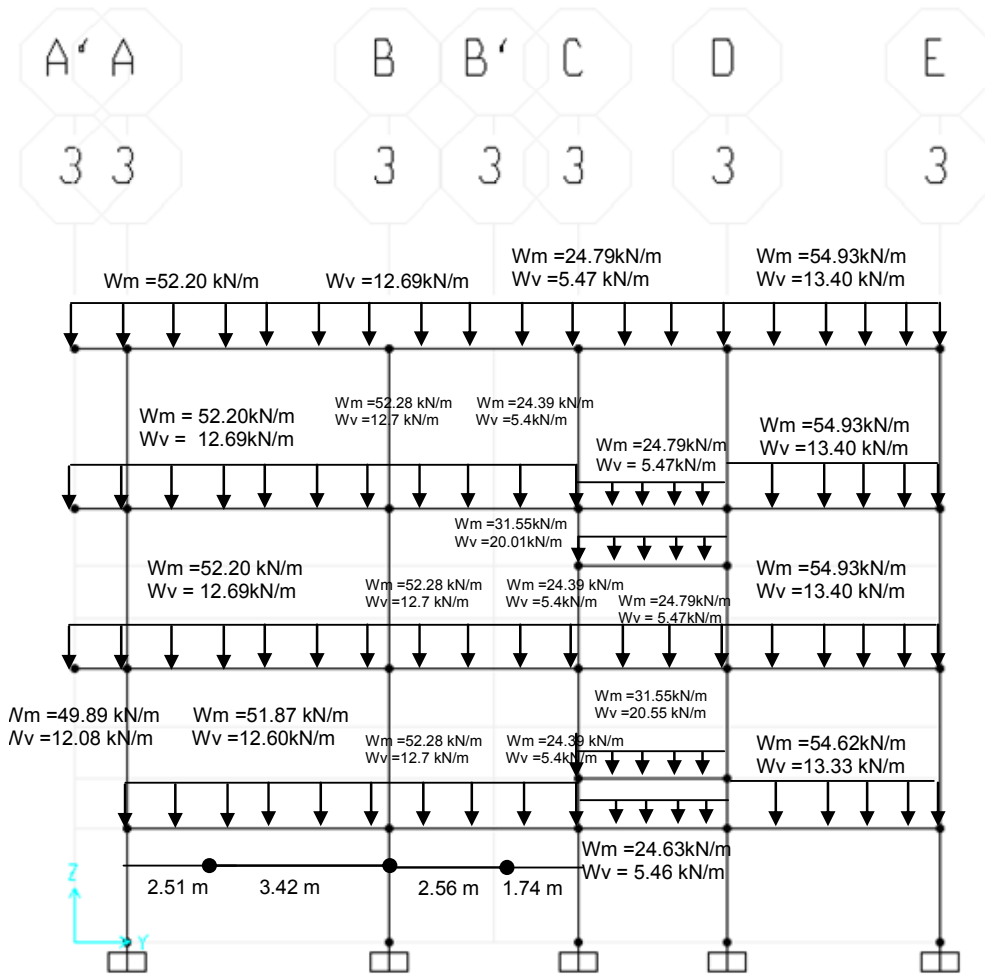


Figura 17. PÓRTICO EJE 3 – 3 SENTIDO Y - Y

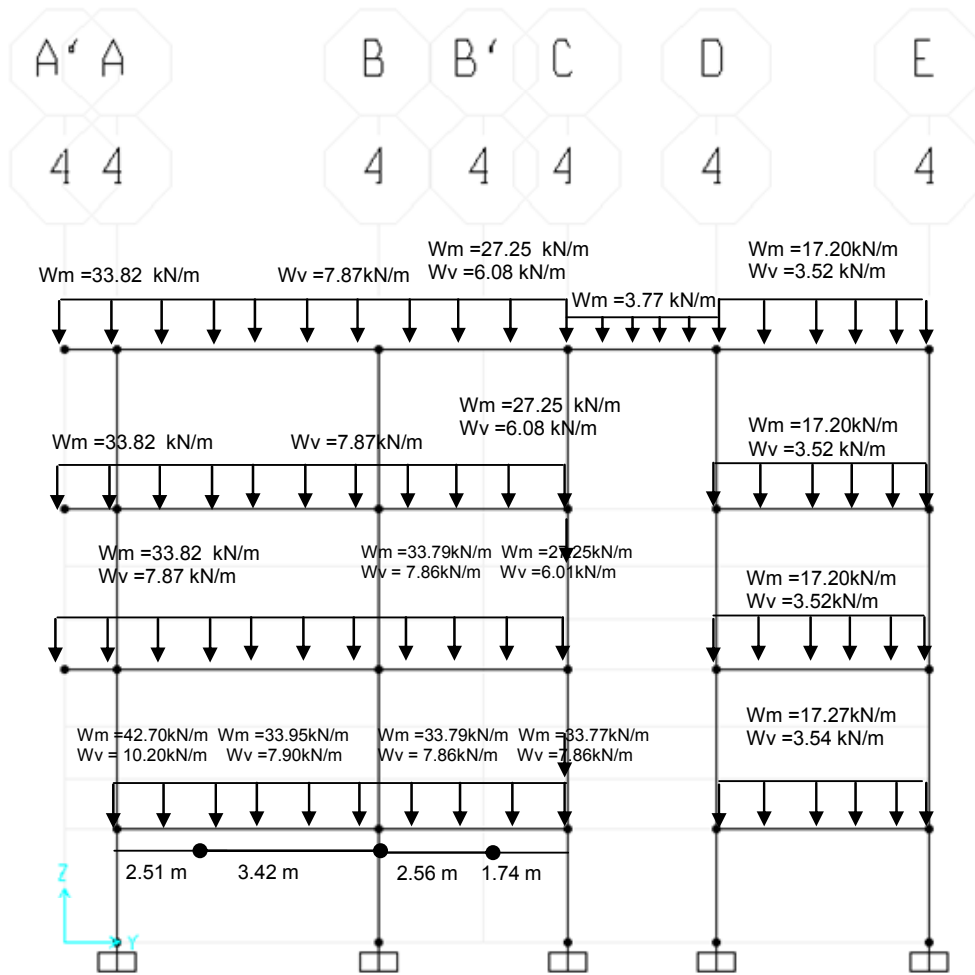


Figura 18. PÓRTICO EJE 4 - 4 SENTIDO Y - Y

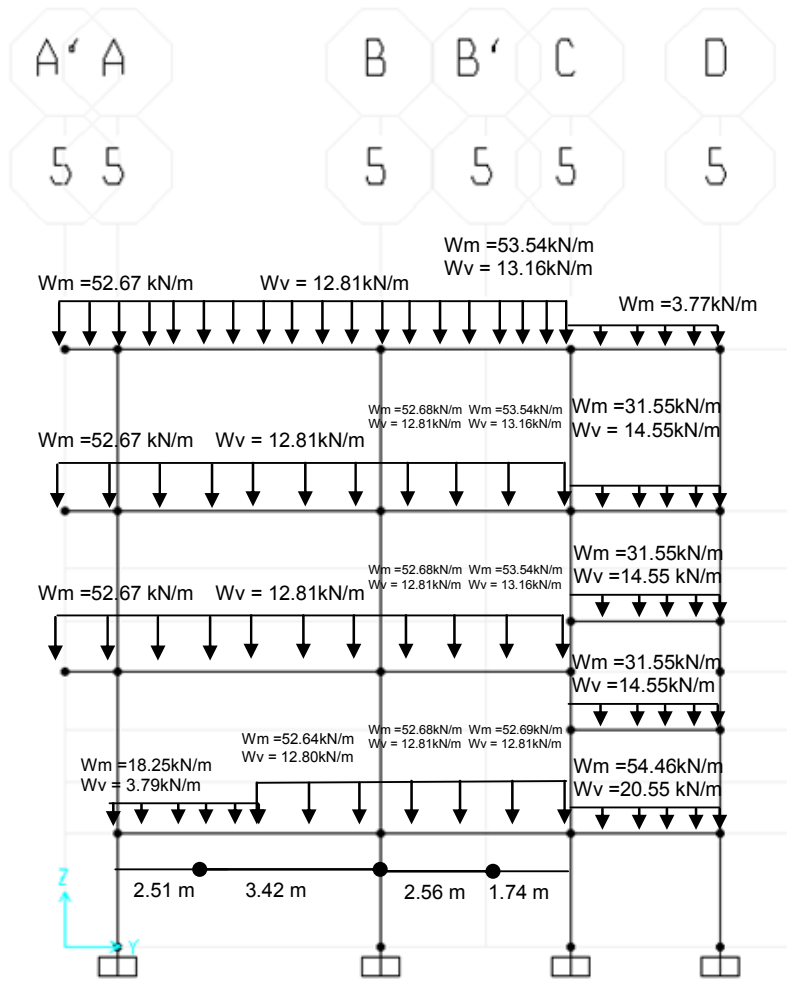


Figura 19. PÓRTICO EJE 5 - 5 SENTIDO Y - Y

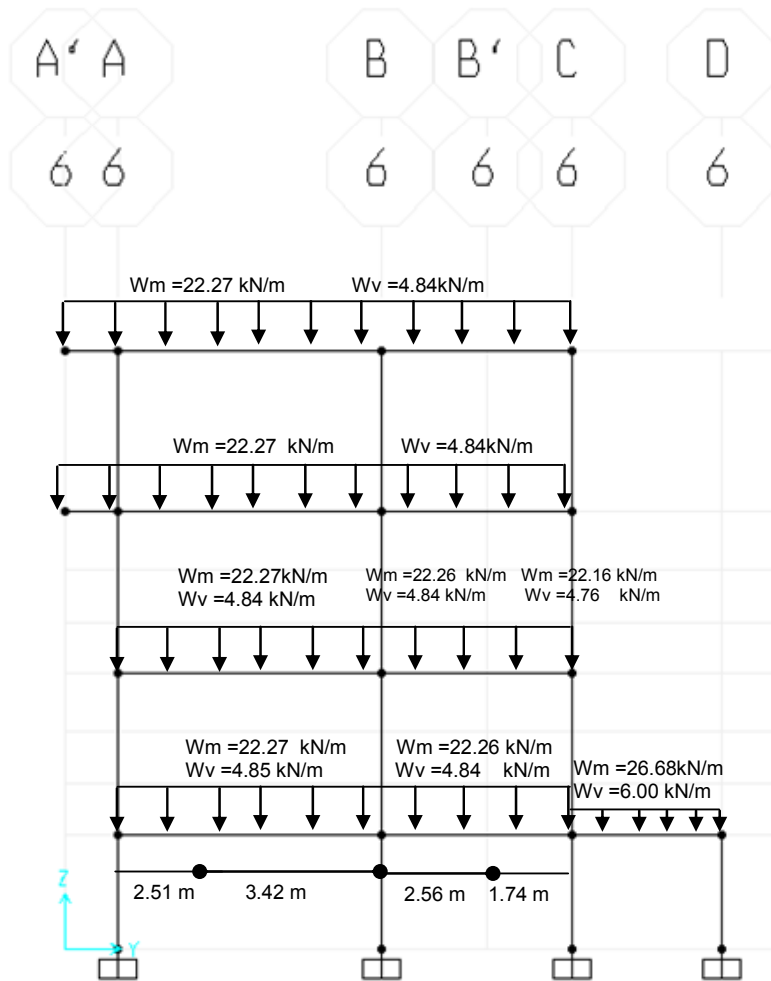


Figura 20. PÓRTECO EJE 6 – 6 SENTIDO Y - Y

Las cargas aplicadas en los pórticos no cargueros se determinan de la siguiente manera:

$$W_{nocargueros} = \left(\frac{0.9m}{2} + \frac{0.9m}{2} + 0.4m \right) \cdot 7.64 \frac{kN}{m^2} + 3.77 \frac{kN}{m} = 13.69 \frac{kN}{m}$$

A continuación se muestran las cargas de los pórticos no cargueros de la estructura.

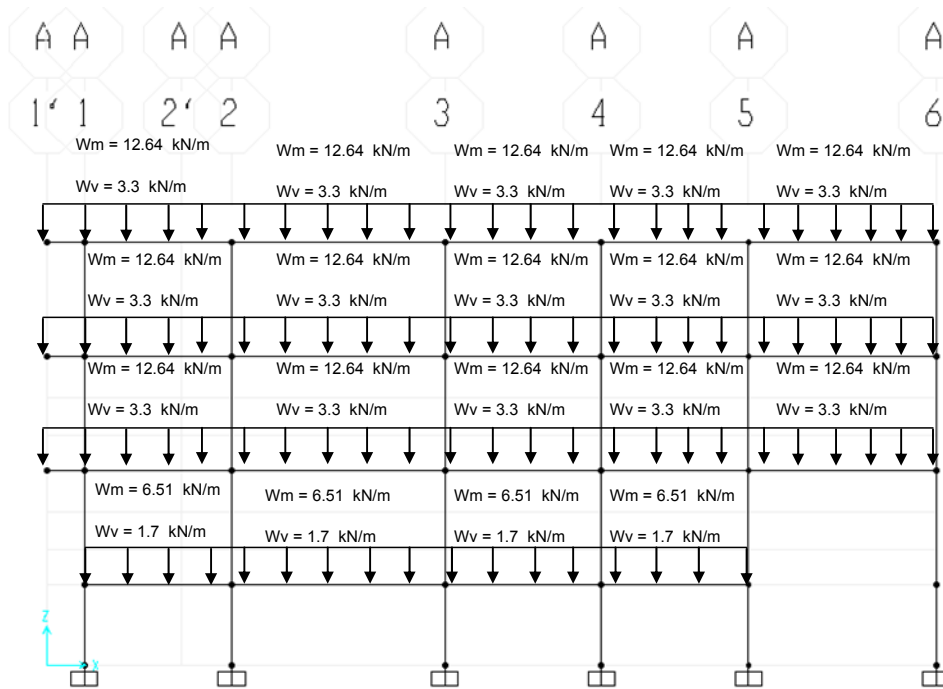


Figura 21. PORTICO A – A SENTIDO X – X

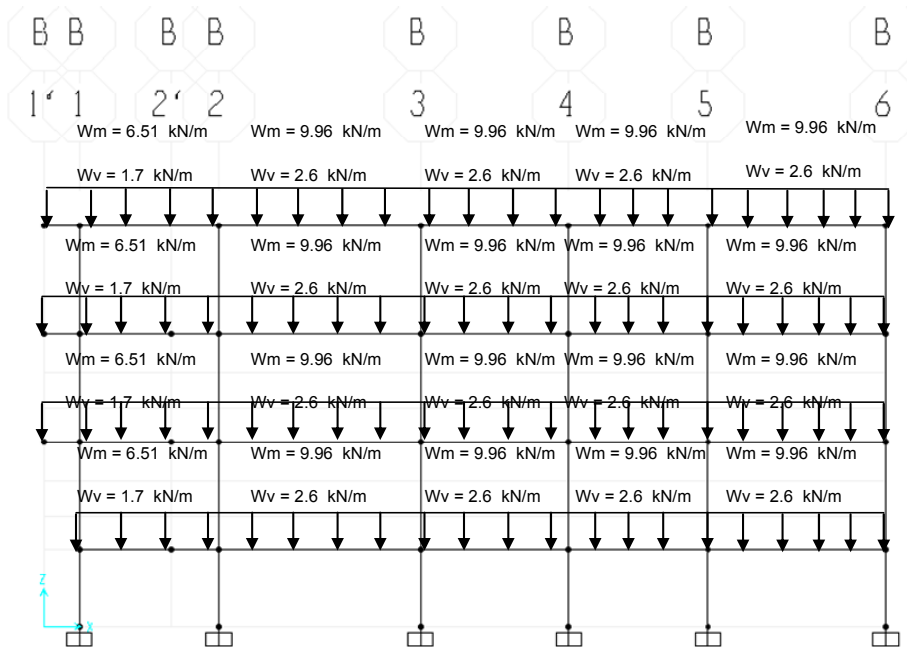


Figura 22. PORTICO B – B SENTIDO X – X

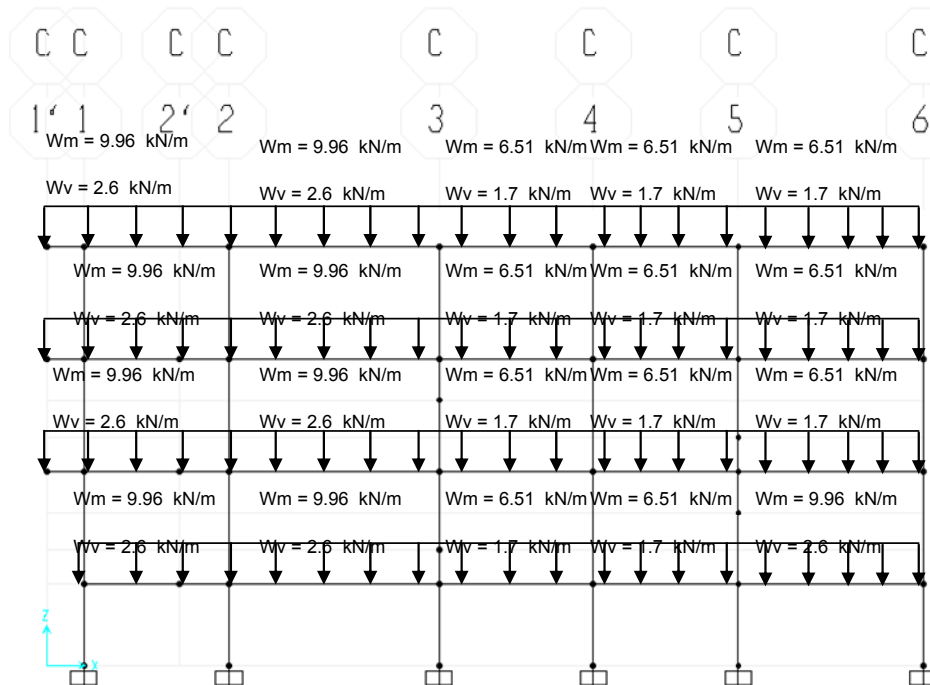


Figura 23. PORTICO C – C SENTIDO X – X

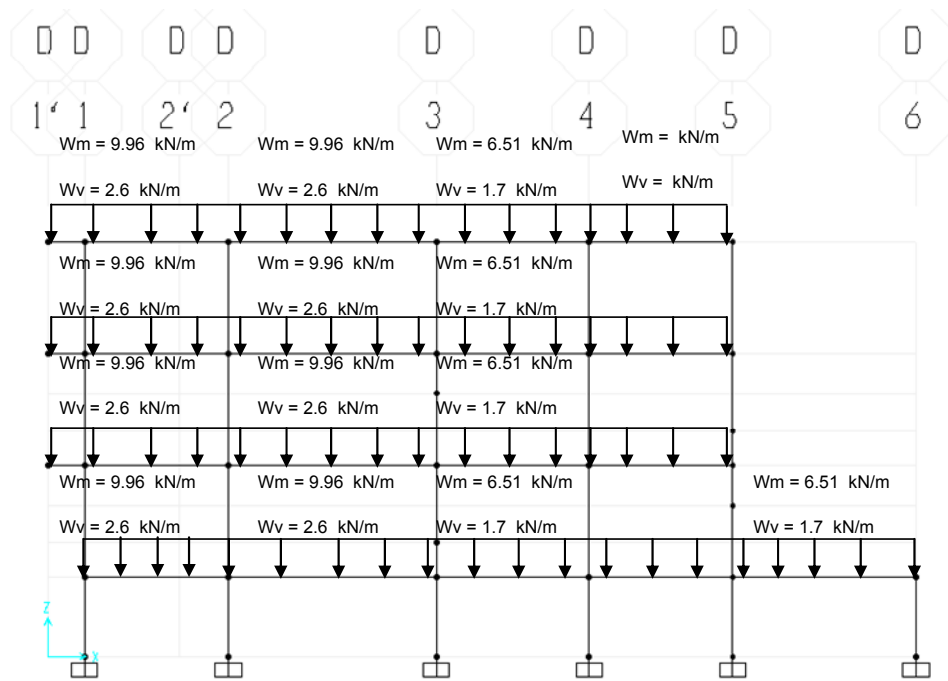


Figura 24. PORTICO D – D SENTIDO X – X

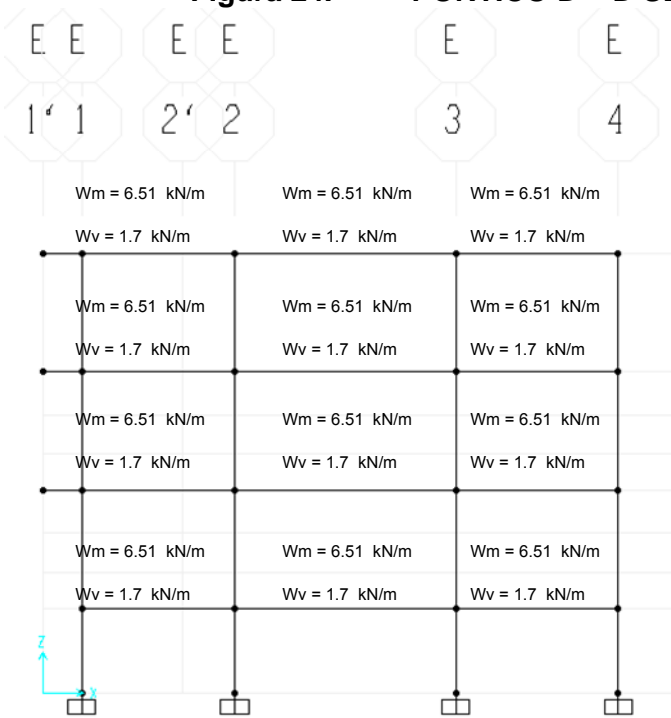


Figura 25. PORTICO E – E SENTIDO X – X.

7.2. Derivas de las Columnas de la Estructura.

El modelo en SAP2000, se realizó de tal manera que todas las columnas y vigas tuvieran una sección constante de 0.4 m x 0.4 m, de lo cual se obtuvo que las derivas iniciales no cumplían. Por este motivo, se incluyeron muros estructurales como se muestra en la figura 14.

Las derivas obtenidas con solo columnas de 0.4 m x 0.4 m, se muestran a continuación para el centro de rigidez, utilizando la siguiente ecuación para determinar la deriva.

$$\Delta_x = \delta_{x_{i+1}} - \delta_{x_i}$$

$$\Delta_y = \delta_{y_{i+1}} - \delta_{y_i}$$

$$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$$

Tabla 15. Derivas Combo 1 Centro de Rigidez.

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso
144	0,188902	0,096624	0,035593	0,020032	0,0408429
145	0,153309	0,076592	0,059318	0,029089	0,0660666
146	0,093991	0,047503	0,069678	0,034044	0,0775501
147	0,024313	0,013459	0,024313	0,013459	0,02778969

Tabla 16. Derivas Combo 2 Centro de Rigidez.

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso
144	0,104006	0,175481	0,019592	0,03639	0,04132891
145	0,084414	0,139091	0,032659	0,052822	0,06210293
146	0,051755	0,086269	0,038357	0,061837	0,07276726
147	0,013398	0,024432	0,013398	0,024432	0,02786448

Como se puede observar en las tablas anteriores, solo el primer nivel cumple con las especificaciones de deriva que establece la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1.998.

En el sentido x, se hicieron muros de 0.4 m x 3.0 m y en el sentido y, se realizaron muros de 0.4 m x 3.2 m.

A continuación se pueden observar las tablas de las derivas de las columnas esquineras para observar si cumplen con las derivas requeridas en la NSR – 98.

Tabla 17. Derivas Combo 1 Centro Rigidez Muros.

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
144	0,076791	0,053268	0,027269	0,018534	0,0330	0,0365	ok
145	0,049522	0,034734	0,02554	0,017588	0,0310	0,0365	ok
146	0,023982	0,017146	0,018703	0,013234	0,0226	0,0365	ok
147	0,005279	0,003912	0,005279	0,003912	0,0066	0,0258	ok

Tabla 18. Derivas Combo 2 Centro de Rigidez Muros.

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
144	0,04227	0,09677	0,01501	0,033671	0,0369	0,0365	cambiar sección
145	0,02726	0,063099	0,014059	0,031951	0,0349	0,0365	ok
146	0,013201	0,031148	0,010295	0,024041	0,0262	0,0365	ok
147	0,002906	0,007107	0,002906	0,007107	0,0077	0,0258	ok

En el anexo F, se observan los resultados de cada columna en particular para el combo 1 y el combo 2.

7.3. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

7.3.1. Diseño de Viguetas.

La metodología empleada es la siguiente:

7.3.1.1 Datos para el diseño

Altura diseño para la Viga (H) = 40cm

Ancho del elemento estructural =10cm

Resistencia Nominal del Concreto a Compresión $f'c=21$ Mpa

Resistencia Nominal del Concreto a Compresión $f_y=420$ Mpa

Altura efectiva (d)

$$d = H - \text{Recubrimiento} - \phi_{\text{estribo}} - \left(\frac{\text{refuerzo principal}}{2} \right)$$

$$d = 40\text{cm} - 3\text{cm} - 0,952\text{cm} - \left(\frac{1,1188\text{cm}}{2} \right)$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

Para el refuerzo transversal deben colocarse estribos de confinamiento al menos de diámetro No. 3 (3/8").

La barra empleada usualmente para refuerzo longitudinal debe ser igual o superior a No. 5.

7.3.1.2 Refuerzo longitudinal en las viguetas

Coeficientes de momentos y cortantes aproximados

Se debe verificar que se deba hacer un análisis detallado del refuerzo horizontal y transversal de las viguetas. A continuación se muestran los requisitos que establece la norma para poder utilizar el análisis aproximado para el diseño de viguetas así (C.13.3.2.3):

En lugar de un análisis detallado, en las losas en una dirección pueden utilizarse los momentos y cortantes de las ecuaciones de este numeral, en lugar de un método más exacto de análisis siempre y cuando:

- Haya dos o más luces.
- Las luces sean aproximadamente iguales y la diferencia máxima entre dos luces adyacentes no sea más del 20% de la menor.
- Las cargas sean uniformemente repartidas.
- La carga viva unitaria, no exceda de 3 veces la carga muerta unitaria.
- Los elementos sean prismáticos.

En la tabla que se muestra a continuación se realiza el análisis de este requerimiento en las viguetas de la estructura:

Tabla 19. Determinación del tipo de análisis en las viguetas del primer piso.

Vigueta	Luces	Menor Luz	20% Lmenor	Delta luces	Tipo Análisis
1'	4,7	4,7	0,94	2,1	detallado
	6,8	5	1	1,8	detallado
	5	4,7	0,94	0,3	aproximado
	4,7				
2'	4,7	4,7	0,94	2,1	detallado
	6,8	5	1	1,8	detallado
	5	4,7	0,94	0,3	aproximado
	4,7	4,7	0,94	1,3	detallado
	6				
3'	1,6	1,6	0,32	5,2	detallado
	6,8	5	1	1,8	detallado
	5	4,7	0,94	0,3	aproximado
	4,7	4,7	0,94	1,3	detallado
	6				

Continuación Tabla 19.

Vigüeta	Luces	Menor Luz	20% Lmenor	Delta luces	Tipo Análisis
4'	3,1	1,6	0,32	1,5	detallado
	1,6	1,6	0,32	5,2	detallado
	6,8	5	1	1,8	detallado
	5	4,7	0,94	0,3	aproximado
	4,7	4,7	0,94	1,3	Detallado
6					
5'	4,7	4,7	0,94	2,1	detallado
	6,8				
7'	4,7	4,7	0,94	2,1	detallado
	6,8	5	1	1,8	detallado
	5				

Tabla 20. Determinación del tipo de análisis en las vigüetas del segundo, tercer piso y cubierta.

Vigüeta	Luces	Menor Luz	20% Lmenor	Delta luces	Tipo Análisis
1	1,2	1,2	0,24	3,5	detallado
	4,7	4,7	0,94	2,1	detallado
	6,8	5	1	1,8	detallado
	5	4,7	0,94	0,3	aproximado
	4,7	4,7	0,94	1,3	detallado
	6				
2 y 3	1,6	1,6	0,32	5,2	detallado
	6,8	5	1	1,8	detallado
	5	4,7	0,94	0,3	aproximado
	4,7	4,7	0,94	1,3	detallado
	6				
4	1,2	1,2	0,24	1,9	detallado
	3,1	1,6	0,32	1,5	detallado
	1,6	1,6	0,32	5,2	detallado
	6,8				
5	1,3	1,3	0,26	3,4	detallado
	4,7	4,7	0,94	1,3	detallado
	6				
6	1,2	1,2	0,24	3,5	detallado
	4,7	4,7	0,94	2,1	detallado
	6,8				
7	1,2	1,2	0,24	3,5	detallado
	4,7	4,7	0,94	2,1	detallado
	6,8	5	1	1,8	detallado
	5				

Cuantía del refuerzo del momento actuante último

Para diseñar a flexión empleando el método de la resistencia última para secciones rectangulares se trabaja con la siguiente ecuación:

$$M_u = \phi * \rho * f_y * \left[1 - \frac{0.59 * \rho * f_y}{f'_c} \right] * b_w * d^2$$

Donde:

$\Phi = 0.90$, para flexión (NSR-98 sección C.9.3.2). Coeficiente que reduce la capacidad de la sección para tener en cuenta la variación en la calidad de los materiales, deficiencias en la ejecución de la obra e indeterminaciones en el diseño.

La cuantía del refuerzo depende de la calidad de los materiales, en este caso para un $f'_c = 21 \text{ MPa}$ y $F_y = 420 \text{ MPa}$, se tiene:

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * \rho_b \quad (\text{NSR-98 Sección C.8.5.12.2})$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c * \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * 0.85 * 21 \text{ MPa} * \left(\frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)}{420 \text{ MPa}} \right) = 0.75 * 0.02129$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0160$$

La cuantía del refuerzo depende de la calidad de los materiales, en este caso para un $f'_c = 21 \text{ MPa}$ y $F_y = 420 \text{ MPa}$, se tiene:

$$\text{Cuantía Mínima} = \rho_{\text{mín}} = \left(\frac{1.4}{f'_c} \right) \quad \rho_{\text{mín}} = \left(\frac{1.4}{420 \text{ MPa}} \right) = 0.0033$$

Donde:

$\beta_1 = 0.85$, para resistencias nominales a la compresión del concreto f'_c hasta 28 MPa .

Pero según la norma NSR-98 Sección C.21.3.2 literal (a) la cuantía no debe ser superior a 0.025 .

Área del refuerzo

Este refuerzo para tracción debe distribuirse con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en viguetas. Con este valor se define el diámetro y la cantidad de varillas que requiere la vigueta.

$$A_s = \rho * b_w * d \quad \text{NSR-98 Sección C.11.0}$$

Donde:

As = Área del refuerzo no preesforzado que trabaja a tracción, mm²

Nota:

Es muy usual emplear para el acero de refuerzo longitudinal barras No.5 como mínimo y mayores.

7.3.1.3 Refuerzo de Cortante.

Cortante Nominal, Vu

La forma de evitar fallas a cortante, las cuales ocurren de una manera súbita en un elemento sometido a flexión, cuando es sobrecargado o afectado por sismo, es destinar refuerzo transversal o flejes verticales para que resistan los esfuerzos cortantes. Por lo general, los estribos son de barra No.4

$$v_v = \frac{V_u}{b_w * d} \text{ MPa} \quad (\text{NSR-98 Sección C.11.1.1, Ec.C.11-3})$$

$$v_v = \frac{20.09}{0.10 * 0.93} = 744.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.744 \text{ MPa}$$

Verificar si solicita refuerzo transversal

Para determinar si requiere estribos, el cortante último debe exceder la resistencia del concreto, así:

$$v_s = v_u - v_c \quad (\text{NSR-98 Ec. C.11-2})$$

Si $v_s = \frac{v_u}{\phi} - \frac{\sqrt{f'_c}}{6} < 0$ No Requiere Estribos

$$v_s = \frac{0.744}{0.85} - \frac{\sqrt{21}}{6} = 0.118 \text{ MPa}$$

Donde:

v_u = Esfuerzo cortante ultimo mayorado en la sección, MPa.

v_u = Esfuerzo resistente nominal a cortante, MPa.

v_c = Resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto MPa.

v_s = Resistencia nominal a cortante suministrada por el refuerzo de cortante, MPa.

$\Phi = 0.85$, coeficiente de reducción de resistencia para cortante (NSR-98 sección C.9.3.2).

Separación del refuerzo de cortante, S

$$S_{calculada} = \frac{A_v * f_y}{v_s * A_w} \quad (\text{NSR-98 Sección C.11.5.6.2})$$

$$S_{calculada} = \frac{0.71 * 420}{0.118 * 10} = 252.71 \text{ cm}$$

Donde:

A_v = Área del refuerzo de cortante dentro de una distancia S.

Nota: El estribo de una vigueta posee una rama y por tanto solo le corresponde un área de varilla No.3

Separación asumida

Según la norma NSR-98 Sección C.21.3.3, deben colocarse estribos de confinamiento al menos de diámetro No. 3 (3/8")

Para una distancia igual a 2d, medida desde la cara del apoyo hacia el centro del elemento, en ambos extremos de la viga, con una separación máxima entre estribos que no supere:

$$\frac{d}{4} = \frac{33}{4} = 8.25 \text{ cm}$$

Para la distancia restante igual a $L_n - (2 \times 2d)$, la separación de los estribos es:

$$\frac{d}{2} = \frac{33}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Número de estribos

Se divide la longitud en donde deben ubicarse los estribos y su correspondiente separación asumida.

$$\# \text{ Estribos} = \frac{2d}{d/4} \quad \# \text{ Estribos} = \frac{L_n - 4d}{d/2}$$

En el caso particular para una longitud de 4.7m:

$$\# \text{ Estribos} = \frac{2 * 35}{35/4} = 8 \text{ Estribos}$$

$$\# \text{ Estribos} = \frac{470 - 4 * 35}{35/2} = 10.57 = 10 \text{ Estribos}$$

7.3.1.4 Longitudes de desarrollo y traslape del refuerzo

A partir de la tabla fundamentada en la norma NSR-98 Capitulo C.7 y C.12 se puede realizar el despiece de cualquier vigueta.

Longitudes de desarrollo para barras corrugadas l_d

En la tabla 19 se muestra un resumen de estas especificaciones de longitudes de desarrollo.

$L_{dmin} = 30\text{cm}$

Empalme a tracción clase B, se emplea $1.3 * L_d$

Condiciones de los materiales $f_y=420\text{MPa}$ $f'_c=21\text{MPa}$

Barras #6 y menores: $L_d = \frac{12 * f_y * a * \beta * d_b}{25 * f'_c}$

Barras #7 y mayores: $L_d = \frac{12 * f_y * a * \beta * d_b}{25 * f'_c}$

El coeficiente a , relacionado con la ubicación de la barra, asume los siguientes valores:

Posición de la barra	α
Arriba (momento negativo)	1.3
Abajo (momento positivo)	1.0

El coeficiente b , relacionado con la ubicación de la barra, asume los siguientes valores:

Superficie refuerzo	β
Sin recubrimiento epóxico	1.3

Condición para el producto de los coeficientes α y β :

$$\alpha * \beta < 1.7$$

Condición para refuerzo negativo

$$\alpha=1.3 \quad \beta=1.0$$

Condición para refuerzo positivo

$$\alpha=1.0 \quad \beta=1.0$$

En el anexo G se muestra el diseño de flexión y cortante de todas las viguetas de la estructura.

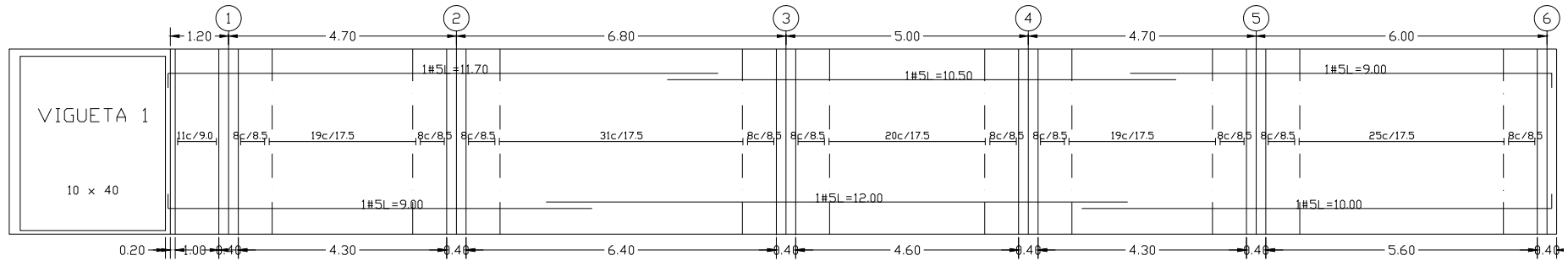


Figura 26. Despiece Longitudinal Viguetas

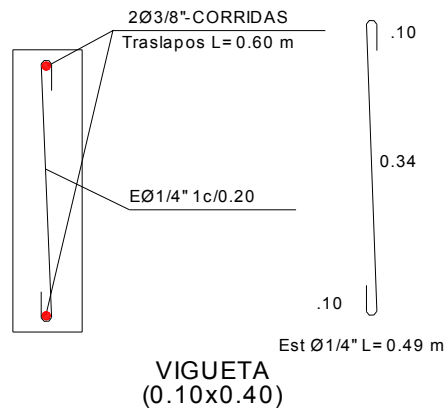


Figura 27. Corte de Viguetas.

En el anexo G se encuentran los análisis de todas las vigas diseñadas para el proyecto.

Tabla 21. Empalmes por traslapo

Barra No	Traslapo cm	Traslapo cm	Gancho 90° (cm)
	M (-)	M (+)	
3	75	55	20
4	95	75	25
5	120	95	30
6	145	110	35
7	210	160	40
8	240	185	45

- Calculo de estribos en sección L=4.70
 Long. Libre = L. Viga - 2d = 470 cm - 71.15 cm = 327.7 cm
 Zona confinamiento
 Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
 Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios
 Zona NO Confinamiento
 Estribos $18.7 \approx 19$ estribos
 Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 19 estribos-1 = 18 espacios

- Calculo de estribos en sección L=6.80
 Long. Libre = L. Viga - 2d = 680 cm - 71.15 cm = 537.7 cm
 Zona confinamiento
 Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
 Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios
 Zona NO Confinamiento
 Estribos $30.7 \approx 31$ estribos
 Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 31 estribos-1 = 30 espacios

- Calculo de estribos en sección L=5.00
 Long. Libre = L. Viga - 2d = 500 cm - 71.15 cm = 357.7 cm
 Zona confinamiento
 Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
 Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios
 Zona NO Confinamiento
 Estribos $20.4 \approx 20$ estribos
 Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 20 estribos-1 = 19 espacios

7.3.2. Diseño de Vigas.

Las vigas son elementos estructurales no homogéneos, porque están compuestas de dos materiales diferentes (concreto y acero). Trabajan fundamentalmente a flexión, aunque se presenta en cualquier sección transversal fuerzas internas normales a la sección que corresponden a los esfuerzos de flexión que resisten el momento flector que actúa en la sección; y fuerzas internas tangenciales o esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes.

7.3.2.1 Aspectos generales básicos

La cuantía mínima del refuerzo para tracción es de 0.0033 y no debe exceder el valor máximo de 0.025.

El diseño de las secciones transversales sometidas a esfuerzos cortantes se basa en:

El refuerzo longitudinal debe estar colocado con recubrimiento y la separación entre barras que faciliten la colocación del concreto y una adecuada transmisión de esfuerzos de adherencia al concreto.

Los paquetes no deben admitir más de dos barras, con el fin de evitar concentraciones de esfuerzos de adherencia, favoreciendo una distribución uniforme del refuerzo longitudinal que proporcione buen confinamiento al concreto.

El refuerzo transversal debe restringir el pandeo de las barras longitudinales, estos estribos de confinamiento deben ser cerrados, de una pieza y rematar con dobleces a 135° como lo estipula la norma NSR-98 en la sección C.21.3.3. Este remate a 135° es necesario para impedir que el estribo se abra al ser sometido a la presión ocasionada por la expansión del concreto del núcleo interior y asegurar su función de confinamiento.

7.3.2.2 Datos para el diseño

Inicialmente se debe identificar el tipo de viga y especificar a qué nivel corresponde. Luego definir los siguientes datos:

H = Altura de diseño para la viga, mm

d = Altura efectiva. Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción, mm.

b = Ancho del elemento estructural, mm.

f'c= 21 MPa, resistencia nominal del concreto a compresión.

fy= 420MPa, resistencia nominal a la fluencia del refuerzo no preesforzado.

Altura diseño para la Viga (H) = 40cm

Ancho del elemento estructural =40cm

Resistencia Nominal del Concreto a Compresión f'c=21 Mpa

Resistencia Nominal del Concreto a Compresión fy =420 Mpa

Altura efectiva (d)

$$d = H - \text{Recubrimiento} - \phi_{\text{estribo}} - \left(\frac{\phi_{\text{refuerzo principal}}}{2} \right)$$

$$d = 40\text{cm} - 2\text{cm} - 0.992\text{cm} - \left(\frac{0.4783\text{cm}}{2}\right)$$

$$d = 38\text{ cm}$$

Según la norma NSR-98 Sección C.20.2.2, las vigas expuestas a condiciones secas tienen un recubrimiento de 50mm para el refuerzo principal y para los estribos de 40mm.

Para el refuerzo transversal deben colocarse estribos de confinamiento al menos de diámetro No. 3 (3/8"). Se empleo para el diseño de las vigas estribos No.4 (1/2" = 12.7mm).

La barra empleada usualmente para refuerzo longitudinal debe ser igual o superior a No. 5. En este diseño, el diámetro de varilla más utilizado es de: 25.4mm, que corresponde a la barra No. 8

7.3.2.3 Refuerzo longitudinal en las vigas

Con el programa de análisis estructural SAP2000, se determinaron los momentos (M3) en las vigas, con la envolvente de las siguientes combinaciones de carga, contempladas en la norma NSR-98 Sección B.2.4, como se observó en los capítulos anteriores.

Cuantía del refuerzo del momento actuante último

Para diseñar a flexión empleando el método de la resistencia última para secciones rectangulares se trabaja con la siguiente ecuación:

$$M_u = \phi * \rho * f_y * \left[1 - \frac{0.89 * \rho * f_y}{f'_c} \right] * b_w * d^2$$

La cuantía del refuerzo depende de la calidad de los materiales, en este caso para un f'c= 21 MPa y Fy = 420 MPa, se tiene:

Cuantía Mínima

$$\rho_{\min} = \left(\frac{1.4}{f_y} \right)$$

$$\rho_{\min} = \left(\frac{1.4}{420\text{MPa}} \right) = 0.0033$$

Cuantía Máxima

$$\rho_{\max} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \right)$$

Donde:

$\beta_1 = 0.85$, para resistencias nominales a la compresión del concreto f'c hasta 28MPa.

Pero según la norma NSR-98 Sección C.21.3.2 literal (a) la cuantía no debe ser superior a 0.025.

$$\rho_{mín} = 0.75 * \left(\frac{0.85 * 0.85 * 21 MPa}{420 MPa} * \left(\frac{800}{800 + 420 MPa} \right) \right) = 0.75 * 0.02123$$

$$\rho_{mín} = 0.0160$$

Área del refuerzo

Este refuerzo para flexión debe distribuirse con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en vigas. Con este valor se define el diámetro y la cantidad de varillas que requiere la viga.

$$A_s = \rho * b * d \quad \text{NSR-98 Sección C.11.0}$$

Donde:

A_s = Área del refuerzo reforzado que trabaja a tracción, mm²

Nota: Se debe suministrar acero igual o mayor que el refuerzo requerido para cumplir con la cuantía solicitada por la viga. El refuerzo suministrado debe cumplir con los siguientes requisitos estipulados por la norma NSR-98 en la sección C.21.3.2 literal (b):

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que el 50% de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

La resistencia a momento, tanto positivo como negativo, en cualquier sección a lo largo de la viga, no puede ser menor que la cuarta parte (1/4) de la resistencia máxima a momento del elemento en cualquiera de los nudos.

Separación entre barras del refuerzo longitudinal

La separación libre entre las varillas paralelas que conforman el refuerzo longitudinal, colocadas en una fila o capa, no debe ser menor de:

25mm

Diámetro de la barra (db)

1.33 veces el tamaño del agregado grueso

Condiciones para el empalme por traslapo

Los empalmes por traslapo dependen del mayor diámetro de varilla que se esté manejando en el refuerzo longitudinal. En la Tabla 19 se muestran

las longitudes y los ganchos estándar a 90°, que van de acuerdo a la barra que se emplee para el refuerzo longitudinal, como se explico anteriormente en la sección 3.9.1 numeral 9 del presente capitulo.

En la norma NSR-98 sección C.21.3.2 literal (d), no se permiten empalmes por traslapo en los siguientes lugares:

- Dentro de los nudos (unión viga-columna).
- Dentro de una distancia 2d de la cara del nudo.

Nota: En el despiece no se recomienda realizar traslapos con el refuerzo positivo (que se localiza en la parte inferior de la viga para soportar la tensión), en la mitad de la luz de la viga. De acuerdo, a la norma NSR-98 sección C.21.3.2 literal (e), se permiten empalmes por traslapo del refuerzo en lugares diferentes a los indicados anteriormente, siempre y cuando se provean estribos de confinamiento a todo lo largo del empalme por traslapo.

La separación máxima del refuerzo transversal que confina el empalme por traslapo no se debe exceder de: d/4 o 100mm.

7.3.2.4 Refuerzo transversal en las vigas

Refuerzo cortante nominal, V_u

La forma de evitar fallas a cortante, las cuales ocurren de una manera súbita en un elemento sometido a flexión, cuando es sobrecargado o afectado por sismo, es destinar refuerzo transversal o flejes verticales para que resistan los esfuerzos cortantes.

$$V_u < \Phi V_n \quad (\text{NSR-98 Sección C.11.1.1})$$

Donde:

V_u = Esfuerzo cortante ultimo mayorado en la sección bajo consideracion, MPa

Φv_n = Esfuerzo resistente nominal a cortante, MPa

$$v_u = \frac{V_u}{b_w * d} \text{ MPa} \quad (\text{NSR-98 Sección C.11.1.1, Ec.C.11-3})$$

$$v_u = \frac{56.75}{0.40 * 0.35} = 405.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.40 \text{ MPa}$$

Verificar si solicita refuerzo transversal

Para determinar si requiere estribos, el cortante último debe exceder la resistencia del concreto, así:

$$v_u = v_n - v_c \quad (\text{NSR-98 Ec. C.11-2})$$

$$\text{Si } v_u = \frac{v_n}{\phi} - \frac{\sqrt{f'_c}}{6} < 0 \text{ No Requiere Estribos}$$

$$v_u = \frac{0.40}{0.85} - \frac{\sqrt{21}}{6} = -0.29 \text{ MPa}$$

Donde:

v_u = Esfuerzo cortante ultimo mayorado en la sección, MPa.

v_n = Esfuerzo resistente nominal a cortante, MPa.

v_c = Resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto MPa.

v_s = Resistencia nominal a cortante suministrada por el refuerzo de cortante, MPa.

$\Phi = 0.85$, coeficiente de reducción de resistencia para cortante (NSR-98 sección C.9.3.2).

Separación del refuerzo de cortante, s

Separación calculada

$$s_{\text{calculada}} = \frac{A_v \cdot f_y}{v_s \cdot b} \quad (\text{NSR-98 Sección C.11.5.6.2})$$

$$s_{\text{calculada}} = \frac{1.43 \cdot 420}{0.29 \cdot 40} = 51.77 \text{ cm}$$

Donde:

A_v = Área del refuerzo de cortante dentro de una distancia S.

Nota: El estribo No. 3 que se emplea en las vigas posee dos ramas, y por tanto le corresponde el doble de un área de varilla No.3.

Separación asumida

Según la norma NSR-98 Sección C.21.3.3, deben colocarse estribos de confinamiento al menos de diámetro No. 3 (3/8")

Para una distancia igual a 2d, medida desde la cara del apoyo hacia el centro del elemento, en ambos extremos de la viga, con una separación máxima entre estribos que no supere:

$$\frac{d}{4}$$

8* d_b longitudinal de menor diametro
 24* d_b del estribo de confinamiento
 300mm

El primer estribo de confinamiento debe colocarse al menos a 50mm de la cara del apoyo. Para la distancia restante igual a Ln-(A-d), donde no se requieren estribos de confinamiento, se debe manejar mínimo estribos No. 3, la separación máxima de los estribos debe ser:

d/2 a todo lo largo del elemento

En el diseño se utilizo en las zonas donde no se requería estribos de confinamiento, estribos No. 4 y un fy = 420MPa, con una separación máxima de 215mm y ganchos sísmicos con un dobléz de 135°.

En el caso particular, se tiene:

$$\frac{d}{4} = \frac{35}{4} = 8.75cm = 87.5mm$$

100mm

Número de estribos

Se divide la longitud en donde deben ubicarse los estribos y su correspondiente separación asumida.

$$\# \text{ Estribos} = \frac{\text{Longitud donde se ubican los estribos}}{\text{Separacion maxima entre estribos}}$$

Para las siguientes longitudes en nuestra viga tenemos:

$$\text{Zona confinamiento: } \# \text{ Estribos} = \frac{(2 * 0.35)}{9} = 7.9 = 8 \text{ estribos}$$

$$\text{Zona de No Confinamiento: } \# \text{ Estribos} = \frac{(5.93 - 2 * 0.35)}{17.5} = 26 \text{ estribos}$$

Teniendo en cuenta que la longitud donde se ubican los estribos, para la zona de confinamiento es Long = 2d; y para la Zona de NO Confinamiento es la longitud eje-eje de la viga menos la zona de confinamiento de la viga.

La siguiente Hoja de Cálculo contiene los demás resultados de los estribos a lo largo de las otras secciones que componen la viga

- Cálculo estribos en Voladizo
Long. Libre = 100 cm
Estribos $11,11 = 11$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 11 \text{ estribos} - 1 = 10$ espacios
- Cálculo de estribos en sección $L = 5.93$ m
Long. Libre = $L \cdot \text{Viga} - 2d = 593 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 450.7 \text{ cm}$
Zona confinamiento
Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 \text{ estribos} - 1 = 7$ espacios
Zona NO Confinamiento
Estribos $25.75 \approx 26$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 26 \text{ estribos} - 1 = 25$ espacios
- Cálculo de estribos en sección $L = 4.3$
Long. Libre = $L \cdot \text{Viga} - 2d = 430 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 287.7 \text{ cm}$
Zona confinamiento
Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 \text{ estribos} - 1 = 7$ espacios
Zona NO Confinamiento
Estribos $16.44 \approx 16$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 16 \text{ estribos} - 1 = 15$ espacios
- Calculo de estribos en sección $L = 3.4$
Long. Libre = $L \cdot \text{Viga} - 2d = 340 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 197.7 \text{ cm}$
Zona confinamiento
Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 \text{ estribos} - 1 = 7$ espacios
Zona NO Confinamiento
Estribos $11.29 \approx 11$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 11 \text{ estribos} - 1 = 10$ espacios
- Calculo de estribos en sección $L = 4.83$
Long. Libre = $L \cdot \text{Viga} - 2d = 483 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 340.7 \text{ cm}$
Zona confinamiento
Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 \text{ estribos} - 1 = 7$ espacios
Zona NO Confinamiento
Estribos $19.4 \approx 19$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 19 \text{ estribos} - 1 = 18$ espacios

Para el cálculo del Refuerzo cortante nominal, v_u ; como los cálculos de las áreas de los refuerzos se empleo la siguiente hoja de cálculo:

Viga T1

	1.2		5.93		4.3		3.4		4.83				
Mu (-)	34.05	131.8		133.9	107.8		139.1	143.8		73.77	96.76	98.46	
Mu (+)			85.31		42.54		34.04		64.12				
Mu/($\phi \cdot b \cdot d^2 \cdot 1000$)	0.0018	0.0069		0.0070	0.0056		0.0073	0.0075		0.0039	0.0051	0.0051	
			0.0045		0.0022		0.0018		0.0034				
p (-)	0.0018	0.0076		0.0077	0.0061		0.0080	0.0082		0.0040	0.0054	0.0055	
p (+)			0.0047		0.0023		0.0018		0.0035				
As(cm ²)requerido (-)	2.59	10.76		10.95	8.63		11.43	11.67		5.76	7.69	7.83	
As(cm ²)requerido (+)			6.72		3.25		2.59		4.97				
As Suministrado	3.96	11.64	8.55	11.64	11.64	3.96	11.64	11.64	3.96	5.7	8.55	5.7	8.55
	2#5	3#7	3#6	3#7	3#7	2#5	3#7	3#7	2#5	2#6	3#6	2#6	3#6
Diseño Cortante													
Vu (KN)	56.75	137.6		142.8	109.8		10.3	112.7		90.08	117.2	12.49	
v _u (kN)	0.40	0.97		1.00	0.77		0.07	0.79		0.63	0.82	0.09	

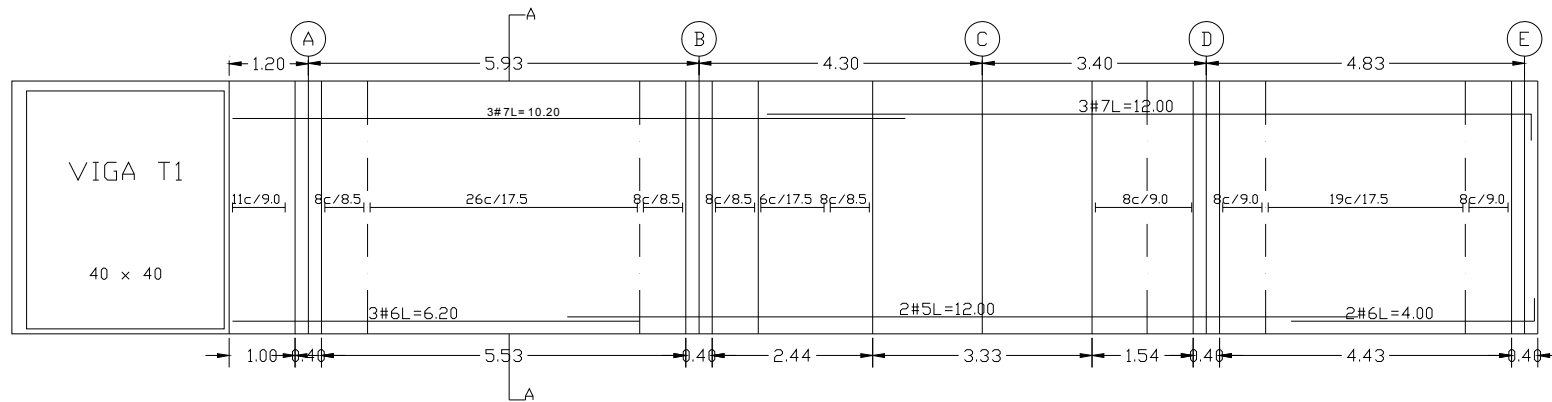
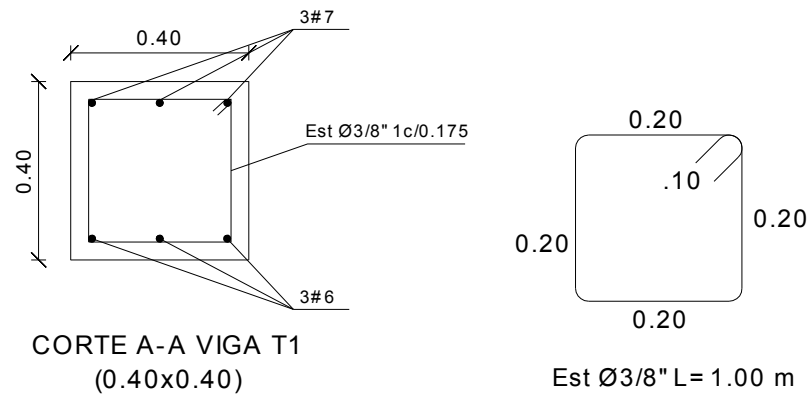


Figura 28. Despiece Longitudinal Vigas.



**CORTE A-A VIGA T1
(0.40x0.40)**

Est Ø3/8" L= 1.00 m

Figura 29. Corte de Vigas.

En el anexo H, se encuentran los cálculos para todas las vigas diseñadas de la estructura.

7.3.3. Diseño de Columnas.

Las columnas son elementos verticales sometidos primordialmente por cargas a compresión, pero en realidad, también resisten una flexión simultánea, es decir, momentos flectores con respecto a los dos ejes principales de la sección transversal. Esta flexión biaxial, se debe al hecho de que las columnas forman parte de pórticos monolíticos, en donde las columnas ya sea esquineras o interiores soportan los momentos transmitidos por los apoyos de las vigas principales y secundarias. El límite para el refuerzo longitudinal de elementos sometidos a compresión, no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área bruta de la sección, además este refuerzo está compuesto como mínimo por cuatro (4) barras.

7.3.3.1 Datos iniciales

Características de los materiales, que se relacionan con la resistencia nominal del concreto a la compresión y la resistencia nominal de la fluencia del refuerzo no preesforzado.

La carga axial (P) y los momentos flectores (M2 y M3) de la columna obtenidos con el programa SAP, con cada combinación contemplada en la norma NSR-98 Sección B.2.4

$f_y =$	420	MPa
$f'_c =$	21	MPa
$b =$	400	mm
$h =$	400	mm
$d' =$	52,225	mm
$d_2 =$	347,77	mm
$d_1 =$	347,77	mm
$c_2 =$	200	mm
$I_2 =$	2133333333	mm ⁴
$c_3 =$	200	mm
$I_3 =$	2133333333	mm ⁴

7.3.3.2 Refuerzo longitudinal en la columna

Método de diseño

En el diseño de la columna se emplean métodos simples y aproximados como el Método de Bresler o de la carga inversa y el Método del contorno

de carga, siempre y cuando la carga axial mayorada obtenida del análisis de los pórticos cumpla con la siguiente condición:

Si la carga axial es:

$$P_u \geq 0.1 * f'_c * A_g$$

Se trabaja con el Método de la carga inversa, aplicando la ecuación de Bresler:

$$\frac{1}{\phi R_n} - \frac{1}{P_{n20}} + \frac{1}{P_{n30}} - \frac{1}{\phi R_n}$$

Si la carga axial es:

$$P_u < 0.1 * f'_c * A_g$$

Se utiliza para el diseño la ecuación de interacción adimensional del Método del contorno de carga:

$$\frac{M_{u2}}{\phi M_{n2}} + \frac{M_{u3}}{\phi M_{n3}} \leq 1.0$$

Donde:

P_u = Fuerza axial mayorada normal a la sección transversal, KN

f'_c = Resistencia nominal del concreto a la compresión, Mpa.

$A_g = b * h$, área bruta de la sección, mm².

b = Dimensión más corta de la sección del elemento, mm.

h = Dimensión más larga de la sección del elemento, mm.

ϕR_n = Valor aproximado de la carga ultima en flexión biaxial con excentricidades e_x y e_y , kN.

P_{n20} = Carga axial resistente obtenida del diagrama de interacción para P_u y M_2 , kN.

P_{n30} = Carga axial resistente obtenida del diagrama de interacción para P_u y M_3 , kN.

ϕR_n = Máxima carga axial resistente cuando $M_x = M_y = 0$, kN.

$M_{u2} = M_2$ $M_{u2} = \phi M_{n2}$ cuando $M_{u3} = 0$, momento solicitado alrededor del eje 2-2, kN-m.

$M_{u3} = M_3$ $M_{u3} = \phi M_{n3}$ cuando $M_{u2} = 0$, momento solicitado alrededor del eje 3-3, kN-m.

ϕM_{n2} = Momento ultimo para la columna con respecto al eje principal 2-2 de la sección transversal, kN-m.

ϕM_{n3} = Momento ultimo para la columna con respecto al eje principal 3-3 de la sección transversal, kN-m.

A continuación se observan los valores de cargas axiales y momentos requeridos para el diseño de la Columna obtenidos en el Software de Análisis SAP2000; estos valores se obtienen de los combos.

Tabla 22. Cargas Máximas de la Columna Ejemplo.

ELEMENTO	CARGA AXIAL MÁXIMA			MOMENTO M2 MÁXIMO			MOMENTO M3 MÁXIMO		
	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
221	-951,20	31,55	16,34	-740,28	38,06	3,49	-898,37	-0,09	-26,13

En el caso del elemento 221:

$$P \text{ (máx)} = 951,2 \text{ KN} \geq 336 \text{ KN}$$

$P_u \geq 0.1 * f_c * A_g$, para cada uno de los datos de P(máx.) obtenidos en el programa SAP 2000; se utiliza el Método de Bresler.

Relación (e/h):

$$\frac{e}{h} = \frac{M_u}{P_u * h}$$

De la Tabla 20, se relacionan y determinan los valores de M2 y M3 para cada Combinación.

Tabla 23. Valores de e/h para la columna tipo.

ELEMENTO	P MÁX		M2 MÁX		M3 MÁX	
	e/h M2	e/h M3	e/h M2	e/h M3	e/h M2	e/h M3
221	0,08291	0,04295	0,12852	0,01178	0,00026	0,07272

Se determina la cuantía de todos los datos, entrando en la figura mostrada a continuación, con las siguientes parejas de datos para cada combinación de carga.

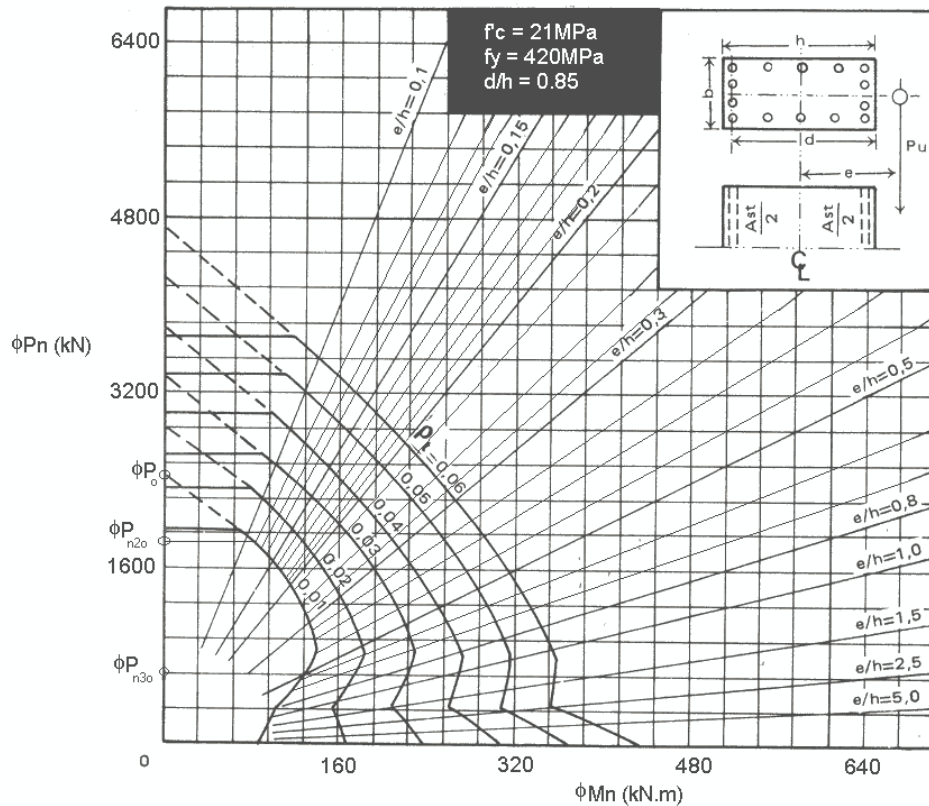


Figura 30. Diagrama de Iteración Carga Axial y Momento Columnas de 0.4 m x 0.4 m

Determinación de la cuantía y valores de ϕP_o , ϕP_{n20} , ϕP_{n30} y ϕP_{no} .

En la figura (ϕP_n Vs ϕM_n) con cada uno de los valores de los momentos M2, M3 y la carga axial respectiva y el valor de la relación (e/h), se determina el valor de la cuantía.

Tabla 24. Valores de cuantía determinados por parejas de datos.

P MÁX		M2 MÁX		M3 MÁX		ρ esc
ρ	ρ	ρ	ρ	ρ	ρ	
0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01

El valor escogido de la cuantía, se selecciona comprobando que el valor de la carga axial máxima (P), no sea mayor que ϕP_{no} ; donde ϕP_{no} es igual al valor despejado de la ecuación:

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{P_{n20}} + \frac{1}{P_{n30}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

Por medio de la tabla 20 (ϕP_n vs ϕM_n) y la tabla 21 que muestra los datos de la relación e/h y con el valor de la cuantía escogida (ρ); se selecciona el valor de P_{n20} y P_{n30} en la figura 26.

Se reemplaza en la ecuación y se obtiene el valor de ϕP_{no} , en la figura 26 al interceptar la cuantía ρ , con el eje de P_u

Tabla 25. Datos para Diseño de Columna Tipo.

ELEMENTO	ϕP_o	ϕP_{2o}	ϕP_{3o}	$1/\phi P_{no}$	ϕP_{no}
221	2449,61	1750,00	1930,00	0,000681	1467,71

Determinar la cuantía de diseño para la Columna.

En la ecuación de Bresler, se reemplazan los valores de ϕP_o , ϕP_{n20} , ϕP_{n30} y ϕP_{no} , con lo cual se debe cumplir que: $\phi P_n \geq P_u$ y se asume la mayor cuantía requerida entre todos los combos.

En la ecuación del método de contorno de carga, se sustituyen los valores de M_{u2} , M_{u3} , M_{u3} , ϕM_{n3} , y se asume la mayor cuantía entre todos los combos. Se debe cumplir que $\phi M_{n3} > M_{u2}$ ó $\phi M_{n2} > M_{u2}$.

Determinación de refuerzo requerido y suministrado.

Tabla 26. Varillas suministradas a la columna.

ELEMENTO	As requerido	As suministrado	# de Varillas
221	1600	1710,14	6 # 6

Donde $As = \rho * b * h$; verificando que As requerido $<$ As suministrado

Se realiza la distribución de cada varilla según su diámetro.

Cantidad de varillas = $\frac{P}{b * h}$;

Para la distribución de las varillas según longitud total de la columna; se tiene una longitud total del la columna de 16,23, siguiendo las normas establecidas en la Norma Sismo Resistente del 98.

7.3.3.3 Refuerzo transversal o estribos de confinamiento (DES)

h = Es la dimensión más larga del elemento, cm.

$A_g = b \cdot h$, área bruta de la sección, cm².

b = Es el ancho del elemento, cm.

h_c, b_c = Dimensión de la sección del núcleo, medida centro a centro del refuerzo transversal de confinamiento que este más cercana al borde de la sección, en la dirección bajo estudio.

A_{ch} = Área del núcleo confinado, medida exteriormente a los estribos de confinamiento.

f_{yh} = Resistencia a la fluencia del acero de los estribos, MPa.

s = Espaciamiento del refuerzo transversal, medida a lo largo del eje del elemento.

A_{sh} = Área del refuerzo transversal, incluyendo los ganchos complementarios, con espaciamientos y perpendicular a la dimensión h_c .

Nota: Según la norma NSR-98 Sección C.21.4.4 literal (aj y (d)), los estribos de confinamientos deben ser como mínimo de diámetro No.3 (3/8"). El primer estribo debe colocarse a 5cm de la cara del nudo.

d b stribo = 0,9525 cm

A varilla = 0,71 cm

$b_c = 391,05$ mm

$h_c = 391,05$ mm

hp = 2580 Altura entre piso

h plibre = 2380 Altura libre de piso, (2,38 cm)

Recubrimiento del estribo = 4 cm (NSR-89 Sección C.20.2.2)

Área bruta de la sección

$A_g = b \cdot h$

$A_g = 160000$ mm

Área del núcleo confinado, A_{ch}

$$A_{ch} = b_c \cdot h_c$$

Donde:

$$b_c = b - d_{b \text{ estribo}} - 2 \cdot \text{recubrimiento}_{\text{estribo}}$$

$$h_c = h - d_{b \text{ estribo}} - 2 \cdot \text{recubrimiento}_{\text{estribo}}$$

Nota: De acuerdo a la norma NSR-98 Sección C.20.2.2 para condiciones secas, el refuerzo principal debe tener un recubrimiento mínimo de 50mm y los estribos un recubrimiento de 40mm.

$$A_{ch} = b_c \cdot h_c$$

$A_{ch} = 152920,1025$

Donde:

$$b_c = b - d_{\text{estribos}} - 2 * \text{recubrimiento}_{\text{estribos}}$$

$$b_c = 0,4 - 0,95 - 2 * 0,04$$

$$h_c = h - d_{\text{estribos}} - 2 * \text{recubrimiento}_{\text{estribos}}$$

$$h_c = 0,4 - 0,95 - 2 * 0,04$$

Separación entre estribos de confinamiento, S1

Se asume como la separación, el menor valor entre:

$$S_1 \leq \frac{\text{Longitud mínima sección columna}}{4}$$

$$S_1 \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_1 \leq \frac{0,4}{4}$$

$$S_1 = 10 \quad \text{cm}$$

Área total de los estribos de confinamiento, A_{sh}

Según la norma NSR-98 Sección C.21.4.4, el área total para estribos rectangulares en las dos direcciones principales de la sección de la columna, no debe ser menor de:

$$A_{sh} = 0,30 * \frac{S * h_c * f'_c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{S * h_c * f'_c}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 2,71572593 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{sh} = 1,759725 \quad \text{cm}^2$$

Se selecciona la menor entre los dos valores A_{sh}.

$$A_{sh} = 1,759725 \quad \text{cm}^2$$

Cantidad de estribos de confinamiento

$$\# \text{ ramas} = \frac{A_{sh}}{A_{\text{varilla}}} = \frac{1,759}{0,71}$$

$$A_{sh} = 3,824966099 \quad 4 \text{ ramas} \quad 2 \text{ Estribos}$$

Colocar 1E # 3@ 10 cm - 4 ramas

Longitud a la cual deben colocarse los estribos de confinamiento, l_c

Según la norma NSR-98 C.21.4.4 literal (e), la longitud de confinamiento no debe ser menor de:

$l_c \geq$ longitud máxima sección columna

$$l_c \geq \frac{\text{Longitud libre del elemento}}{6}$$

$$l_c = 50\text{cm}$$

Según la norma NSR-98 Sección C.21.4.4 literal (f), la separación centro a centro a la cual se deben colocar los estribos de confinamiento, en el resto de la luz de la columna, es decir, , no debe ser mayor que el menor espaciamiento dado por:

$$S_s = 6 * d_s$$

$$S_s = 150\text{mm}$$

Nota: De acuerdo a la norma NSR-98 Sección C.21.5.2 literales (a) y (b), debe colocarse refuerzo de confinamiento dentro del nudo con las mismas especificaciones y en una cantidad igual a la exigida por C.21.4.4

Numero de estribos requeridos en la Zona de no confinamiento:

$$\# \text{ estribos zona no confinada} = \frac{180\text{ mm}}{10} = 16 \text{ estribos}$$

$$\text{Numero de estribos requeridos en el nudo} = \frac{40\text{ cm} - 10\text{ cm}}{10} = 4 \text{ estribos}$$

En los nudos los estribos también se colocan a 5 cm de la cara de la columna, para efectos constructivos.

En el anexo I, se observan los cálculos para todas las columnas del proyecto.

A continuación se muestra el despiece de la columna tanto longitudinal como transversalmente.

COLUMNA
TIPO1 CORTE
VERTICAL
(0.4x.4)

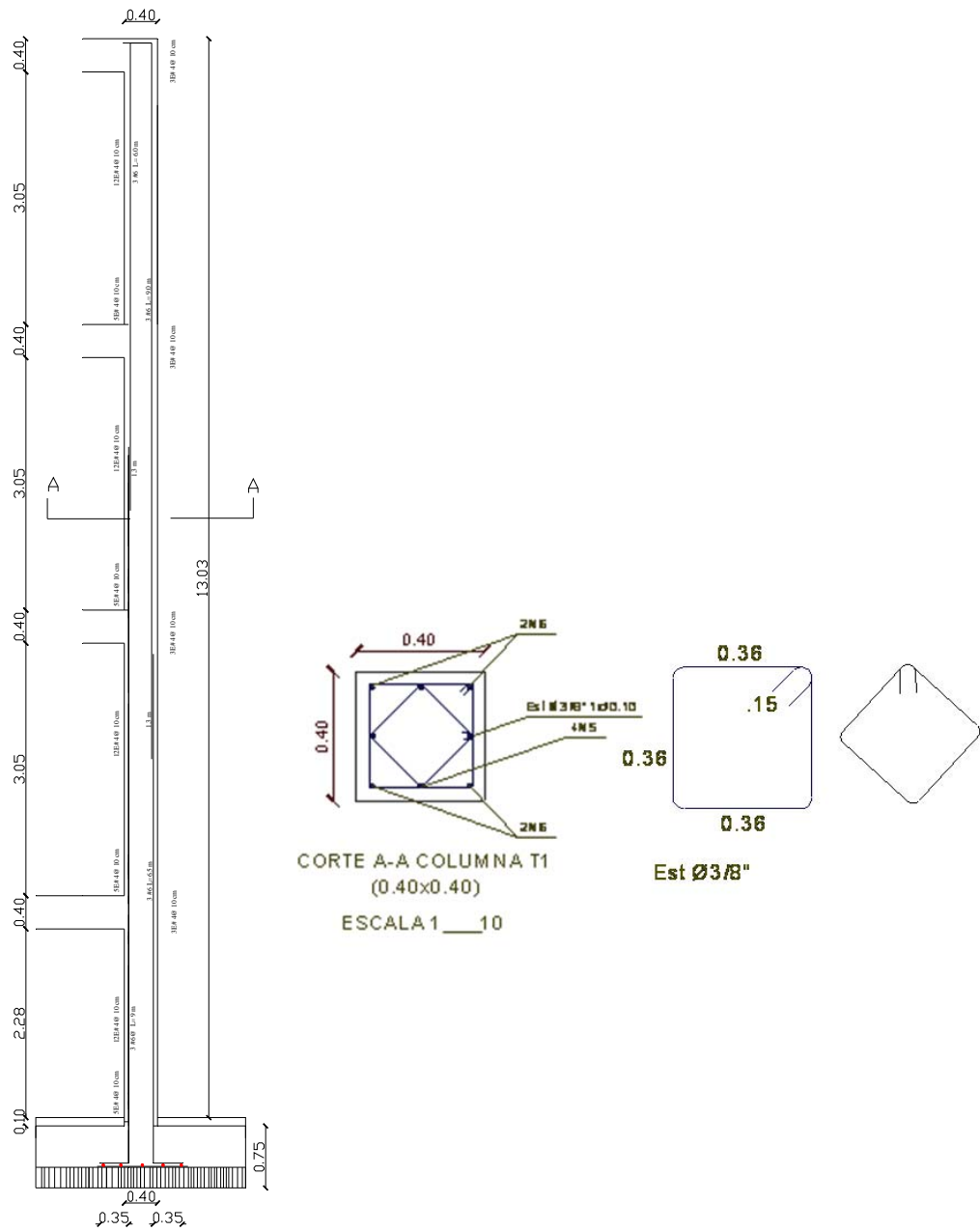


Figura 31. Despiece Longitudinal y Transversal de las Columnas.

7.4. Diseño de Muros Estructurales.

En el sistema estructural combinado, los muros estructurales de concreto reforzado son muy eficientes por brindarle al edificio, una alta rigidez y capacidad de resistir las fuerzas horizontales generadas por la acción sísmica. Para muros que posean una baja relación altura-longitud, el cortante puede ser crítico. En cambio los muros altos están regidos esencialmente por requisitos de flexión. La cuantía mínima de acero vertical y horizontal debe ser mayor o igual a 0.0025. Se recomienda proveer al muro de refuerzo vertical concentrado en sus extremos como columnas cortas con gran cantidad de estribos, con el fin de evitar el pandeo y aplastamiento en el alma del muro, debido a los efectos de flexión ocasionados por el sismo. Las exigencias de acuerdo a la norma NSR-98 sección C.21.6 para su diseño son:

7.4.1.1 Datos generales

Características de los materiales, esto incluye la resistencia nominal del concreto (f'_c) y del refuerzo (f_y), además de los diámetros de las varillas que se van a emplear en el diseño. También las dimensiones del muro en evaluación y el edificio.

Para la obtención de la carga axial, la fuerza cortante y el momento, se modelo el edificio en el programa SAP con las siguientes combinaciones de carga que figuran en la norma NSR-98 Sección B.2.4:

Para el diseño de muros, se tiene en cuenta solo dos combos, uno que posea la mayor carga axial para el refuerzo horizontal y otro la mayor fuerza cortante para el refuerzo vertical.

Requisito para considerar un elemento como muro

La relación entre la longitud vertical libre y la máxima longitud horizontal de la sección es menor de 3 y por consiguiente debe cumplir con los requisitos expuestos en la norma NSR-98 capítulo C.14.

Condición crítica de carga para cortante

Para continuar con el diseño es necesario que el cortante máximo sea mayor al cortante último correspondiente a los combos del programa SAP:

$$V_{umáx} - 2.05 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot t \geq V_u(\text{combo } \#)$$

Clasificación

El muro según su altura se clasifica como alto o esbelto y bajo, si:

$$\frac{H_w}{L_w} > 2$$

El muro es alto y no obliga a que la cuantía vertical sea mayor a la cuantía horizontal (NSR-98 C.21.6.5 literal (c)).

Resistencia al cortante aportada por el concreto, V_c

Se selecciona el menor valor de la fuerza nominal a cortante que suministra el concreto, V_c , obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_c = \phi * \sqrt{\frac{f'_c}{6}} * d * t$$
$$\phi V_c = \phi * \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4} + \frac{P_u}{4 * L_w * t} \right) * d * t$$

Es una ecuación que se emplea siempre y cuando

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} > 0$$
$$\phi V_c = \phi * \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} + \frac{L_w * \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{10} + \frac{P_u}{5 * L_w * t} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right)$$

Donde:

ϕV_c = Fuerza resistente nominal a cortante del concreto kN

$\Phi = 0.85$

f_c = Resistencia nominal del concreto a la compresion, MPa

$d = 0.8 * L_w$, distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción, mm

t = Espesor del muro, mm

P_u = Fuerza axial mayorada normal a la seccion transversal, KN

L_w = Longitud horizontal del muro, mm

M_u = Momento mayorado en la seccion, kN-rm

V_u = Fuerza cortante mayorada de la seccion, kN

7.4.1.2 Diseño del refuerzo horizontal

Cuantía del refuerzo horizontal, p_h .

Para asegurar una ductilidad apropiada, la norma NSR-98 exige que los muros estructurales tengan una cuantía de refuerzo a cortante mínima de 0.0025, en dirección longitudinal y transversal, además un espaciamiento máximo de 500mm. La ecuación a utilizar es:

$$\rho_h = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi * f_y * d * t}$$

Si $V_u > \phi V_c$, se coloca el refuerzo en dos capas (NSR-98 Sección C.21.6.2 literal (c)).

Donde:

ρ_h = Cuantía del refuerzo horizontal

f_y = Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, MPa

Refuerzo horizontal, A_{Sh}

El refuerzo horizontal se calcula mediante la ecuación

$$A_{Sh} = \rho_h * b * t$$

Al colocar este refuerzo horizontal en dos capas, le corresponde a cada una de ellas $\frac{A_{Sh}}{2}$ mm². Luego, se determina la cantidad de varillas necesarias

$$\text{Numero de Varillas} = \frac{\frac{A_{Sh}}{2}}{\text{Area Varilla}}$$

con una separación

$$S_2 = \frac{b}{\text{Numero de Varillas}}$$

Donde:

S_2 = Espaciamiento del refuerzo de cortante en la dirección perpendicular al refuerzo longitudinal, mm

Nota: Para establecer el refuerzo horizontal y la separación entre las varillas del refuerzo, se recomienda trabajar por metro lineal de muro, es así como $b = 1\text{m} = 1000\text{mm}$.

Revisión de la separación del refuerzo horizontal, S_2

El espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante no será superior a:

$$S_2 = L_w/5$$

$$S_2 = 3 * t$$

$$S_2 < 500\text{mm}$$

Se comparan estos valores con la separación derivada del punto b, para verificar que no se exceda de lo permitido por la norma NSR-98.

7.4.1.3 Diseño del refuerzo vertical

a. Cuantía del refuerzo vertical, ρ_v , (NSR-98 C.I 1.10.9.3)

La cuantía ρ_h , o ρ_v de refuerzo vertical para cortante calculada sobre el area bruta del concreto para una sección horizontal, no debe ser menor de 0.0025, ni menor de:

$$\rho_v = \rho_h = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_f}{L_w} \right) * (\rho_h - 0.0025)$$

Sin embargo la cuantía de acero vertical no necesita ser mayor que la cuantía de acero horizontal requerido para cortante. Debe tenerse en cuenta que el espaciamiento del refuerzo no debe exceder los 500mm.

b. Area del refuerzo vertical

El refuerzo vertical se calcula mediante la ecuación $A_{sv} = \rho_v * b * t$, al colocar este refuerzo vertical en dos capas, le corresponde a cada una de ellas $\frac{A_{sv}}{2}$ mm². Luego, se determina la cantidad de varillas

$$\text{Numero de Varillas} = \frac{A_{sv}}{2 \cdot \text{Area Varilla}}$$

Con una separación

$$S_1 = \frac{b}{\text{Numero de Varillas}}$$

Donde:

S_1 = Espaciamiento del refuerzo vertical de un muro, mm

Revisión de la separación del refuerzo vertical, S_1

La separacion del refuerzo vertical, S_1 , no sera superior a:

$$\begin{aligned} S_1 &= L_w/5 \\ S_1 &= 3 * \delta \\ S_1 &\leq 500\text{mm} \end{aligned}$$

7.4.1.4 Elementos de borde

Con los datos del combo que tenga mayor fuerza cortante, comprobar si se requieren elementos de borde (columnas cortas), para esto, $f_c \max < f'_c$, así:

$$f_{c \max} = 0.50 * f'_c \leq f_c = \frac{P}{A} + \frac{M * y}{I} = \frac{P}{A} + \frac{6 * M}{t * L_w^2}$$

Condición crítica a flexión

La condición crítica corresponde al combo con mayor carga axial.

Dimensionamiento de los elementos de borde

Las columnas cortas o elementos de borde, se encuentran en los extremos del muro y dentro de las dimensiones consideradas inicialmente para el muro como se muestra en la siguiente figura. Es decir, se puede aumentar el espesor de la columna, lo cual no implica que se esté incrementando el espesor del muro o se puede mantener el mismo espesor del muro. La longitud de la columna depende del ancho del muro. La expresión para determinar las dimensiones de elemento de borde es:

$$\frac{R_x}{2} + \frac{M_x}{L_w - y} = 0.85 * f'_c * x * y$$

Carga axial para cada columna de borde, Paxial

Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{R_x}{2} + \frac{M_x}{L_w - y}$$

Refuerzo vertical en elementos de borde

Área del refuerzo vertical para cada elemento de borde, A_{st}

$$F_{axial} = 0.80 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y]$$

Donde:

F_{axial} = Resistencia de diseño a fuerza axial, kN

$\Phi = 0.70$, coeficiente de reducción de resistencia para fuerza axial-con flexión.

f'_c = Resistencia del concreto a los 28 días, MPa

$A_g = x-y$, área bruta de la sección, mm

A_{st} = Área del refuerzo longitudinal, mm²

f_y = Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, Mpa.

Número de varillas requeridas en el refuerzo vertical para cada elemento de borde.

$$\# \text{ varillas} = A_{1st} / A_{1 \text{ varilla}}$$

Refuerzo transversal en elementos de borde o estribos de confinamiento.

Donde

h = y Es la dimensión más larga del elemento de borde

b = x Es el ancho del elemento de borde

he, bc= Dimensión de la sección del núcleo, medida centro a centro del refuerzo transversal de confinamiento que este más cercana al borde de la sección, en la dirección bajo estudio.

Ach = Área del núcleo confinado, medida exteriormente a los estribos de confinamiento.

f_{yh} = Resistencia a la fluencia del acero de los estribos, MPa

s = Espaciamiento del refuerzo transversal, medido a lo largo del eje del elemento.

A_{st} = Área del refuerzo transversal, incluyendo los ganchos complementarios, con espaciamiento s y perpendicular a la dimensión hc.

Área del núcleo confinado, A_{ch}

$$A_{ch} = b_c * h_c$$

Donde:

$$b_c = b - d_{B \text{ estribos}} - 2 * \text{recubrimiento}$$

$$h_c = h - d_{B \text{ estribos}} - 2 * \text{recubrimiento}$$

Nota: De acuerdo a la norma NSR-98 Sección C.20.2.2 para condiciones secas, el refuerzo principal debe tener un recubrimiento mínimo de 50mm y los estribos un recubrimiento de 40mm.

Área total de los estribos de confinamiento, ASh

Según la norma NSR-98 Sección C.21.4.4, el área total de los estribos no debe ser menor de:

$$A_{sh} = 0.30 * \frac{s * h_c * f'_c}{f_{yh}} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * h_c * f'_c}{f_{yh}}$$

Nota: De acuerdo a la norma NSR-98 Sección C.21.4.4 los estribos no deben estar separados a más de 350mm centro a centro, en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

Longitud de desarrollo, barras con gancho estándar

La longitud de desarrollo para el refuerzo horizontal del muro con gancho de 90° debe quedar localizado dentro del núcleo confinado del elemento de borde y no debe ser menor de:

$$L_{dh} > 8 \cdot d_b$$

$$L_{dh} > 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh} \geq \frac{f_y \cdot d_b}{5.4 \cdot \sqrt{f'_c}}$$

En el Anexo J, se muestra el cálculo de los muros estructurales, a continuación se muestra el despiece de los muros.

MURO TIPO
Y-Y CORTE
VERTICAL
(0.4x3.3m)

ELEMENTOS
DE BORDE
CORTE
VERTICAL

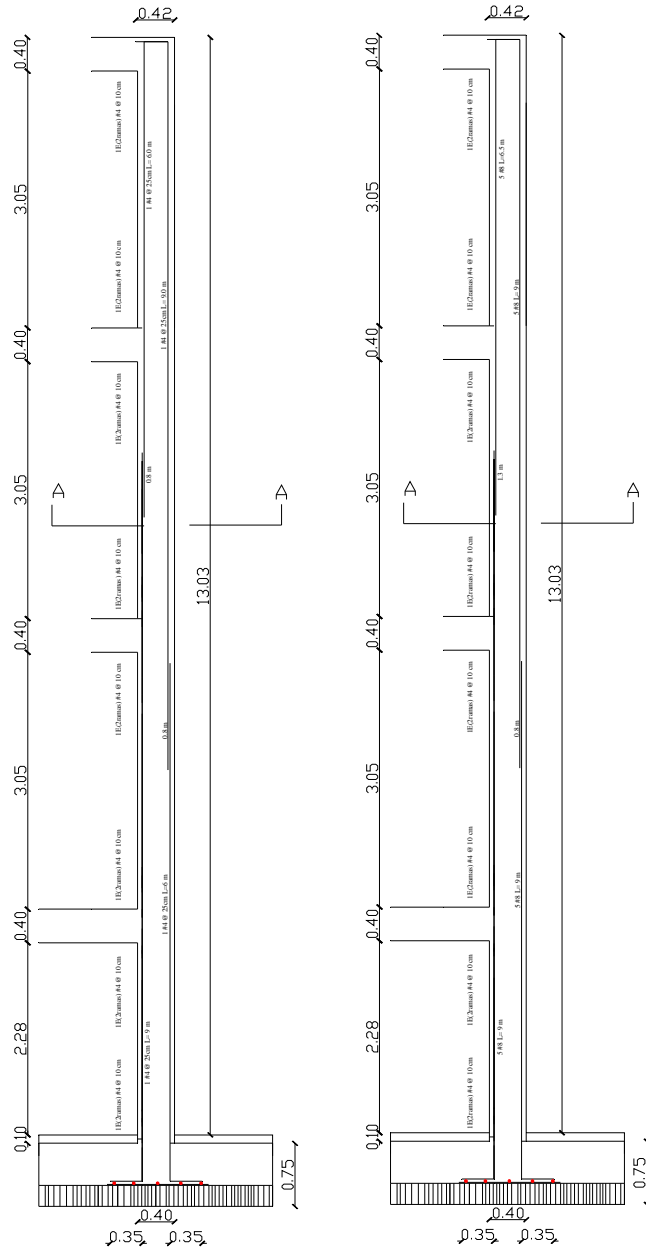


Figura 32. Despiece Longitudinal Muros Estructurales

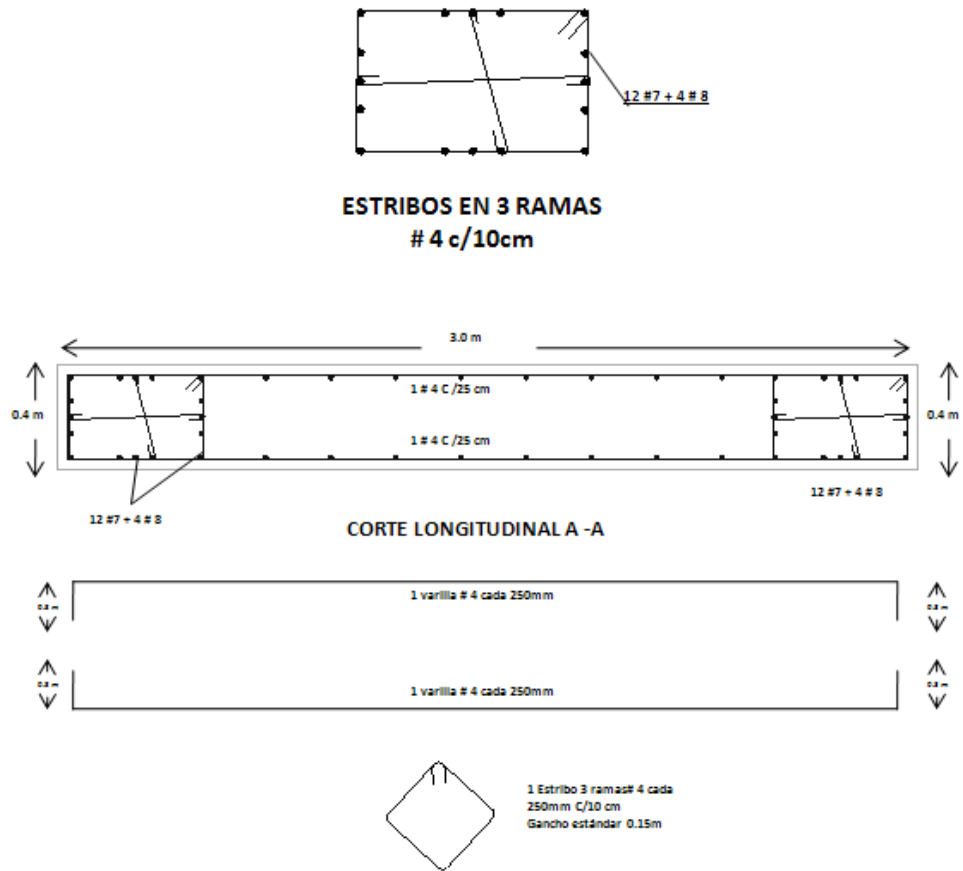


Figura 33. Corte de Muros Estructurales.

8. CONCLUSIONES

- Al realizar el análisis de las derivas en la estructura, se encontraron en los desplazamientos horizontales entre pisos un compartimiento inadecuado por lo cual se diseñaron muros estructurales en 6 de las columnas, 4 muros de un tipo en el sentido X-X y 2 muros de 30 metros de ancho en el sentido Y-Y
- Se aplicaron cada uno de los conceptos y normas establecidas para el diseño estructural sismo resistente, encontrando el tipo de estructura adecuado a cada una de las exigencias y características del Proyecto, en este caso, de tipo combinado, por ser un sistema de pórtico de carga y muro estructural.
- Las cargas verticales y horizontales de la Estructura se evaluaron y determinaron, teniendo en cuenta cada uno de los capítulos correspondientes de la Norma Colombiana Sismo resistente de Diseño.
- Según los requisitos de la Norma NSR-98, se clasificó la estructura como irregular, por tal motivo se redujo el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R.
- El diseño de los elementos estructurales se efectuó de acuerdo a los requisitos de resistencia sísmica y los materiales estructurales correspondientes. En este punto intervinieron los grados de disipación de energía, permitiéndole a la estructura operar en el rango inelástico de respuesta.
- El diseño de los elementos no estructurales, fueron con base al desempeño dentro de las condiciones de uso a la cual pertenece la edificación.

9. RECOMENDACIONES

- Como no se cuenta con un Estudio de Suelos detallado, se uso un tipo de perfil de suelo S3, por tal motivo puede que llegue a haber cambios cuando se le haga el respectivo estudio de suelos supervisado por un Ingeniero Geotecnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados, podrían disminuir significativamente los datos de las fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura.
- Para realizar el plano de cimentación de la estructura, se debe contar con los esfuerzos últimos que resiste el suelo, para poder dar las dimensiones de las zapatas de la estructura.
- Se debe realizar adicionalmente el diseño Hidráulico y Sanitario de la Edificación.

10. BIBLIOGRAFÍA

GARCIA REYES Luis Enrique. 1991. Dinámica Estructural Aplicada al diseño Sísmico. Universidad de los Andes. Departamento de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia.

HIBBELER Russel C. 2004. Mecánica Vectorial para ingenieros ESTATICA, Décima Edición. Pearson Prentice Hall. México.

HIBBELER Russel C. 2006 Mecánica de Materiales, Sexta Edición. Pearson Prentice Hall. México.

NSR – 98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

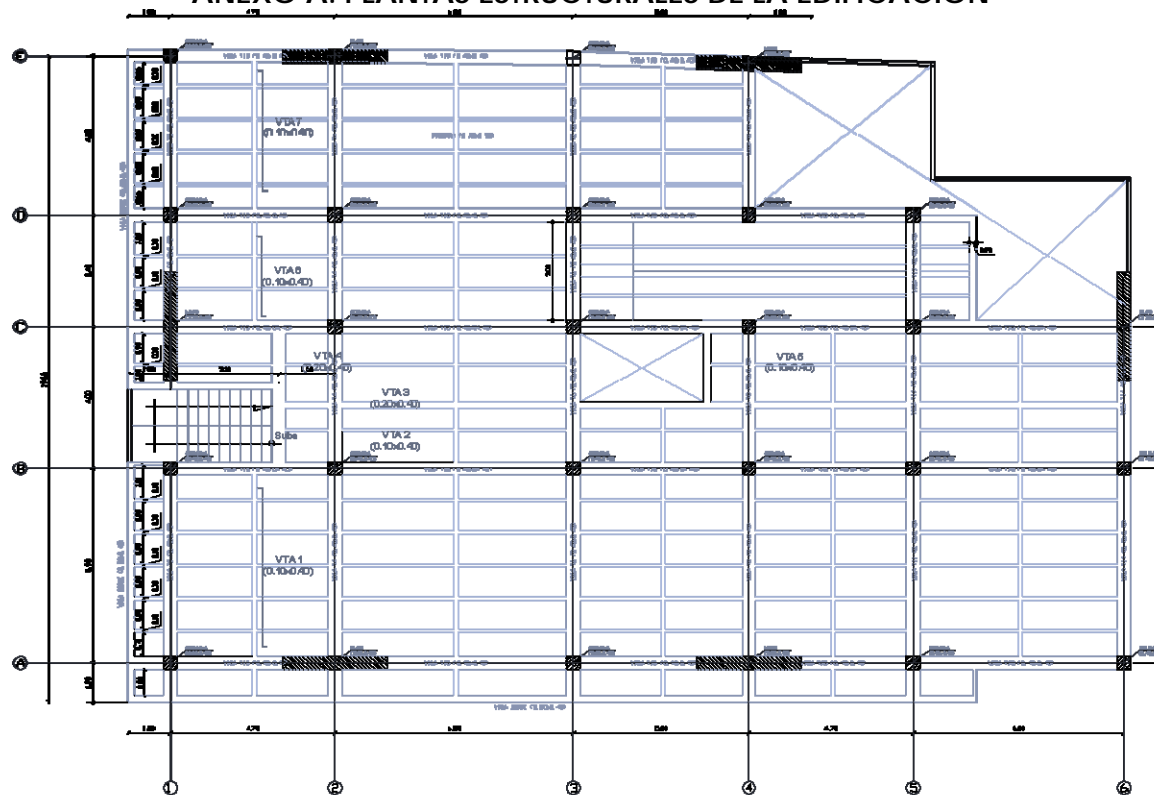
RETAMOSO LLAMAS Claudia Patricia. 2004. Diseño Sismo Resistente de edificios. Editorial Sic. Bucaramanga, Colombia.

Requisitos esenciales para edificios de concreto reforzado. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Instituto Colombiano de normas Técnicas. American Concrete Institute. Mayo 2003.

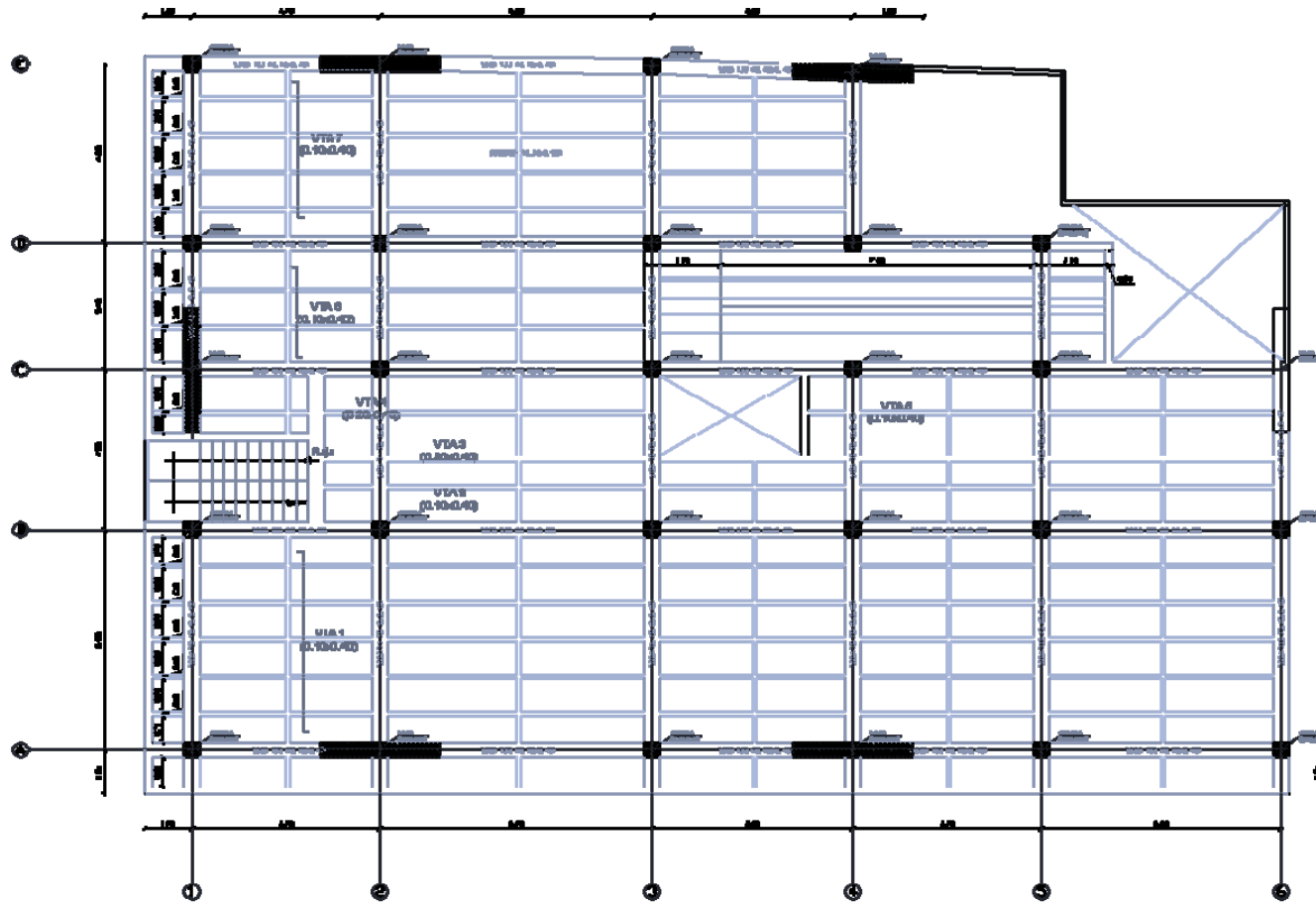
SEGURA FRANCO Jorge. Estructuras de Concreto I, Sexta Edición. 2006. Santafé de Bogotá, Colombia

BAZAN, Enrique; Meli, Roberto. 2001. Diseño Sísmico de Edificios. Limusa noriega Editores. México.

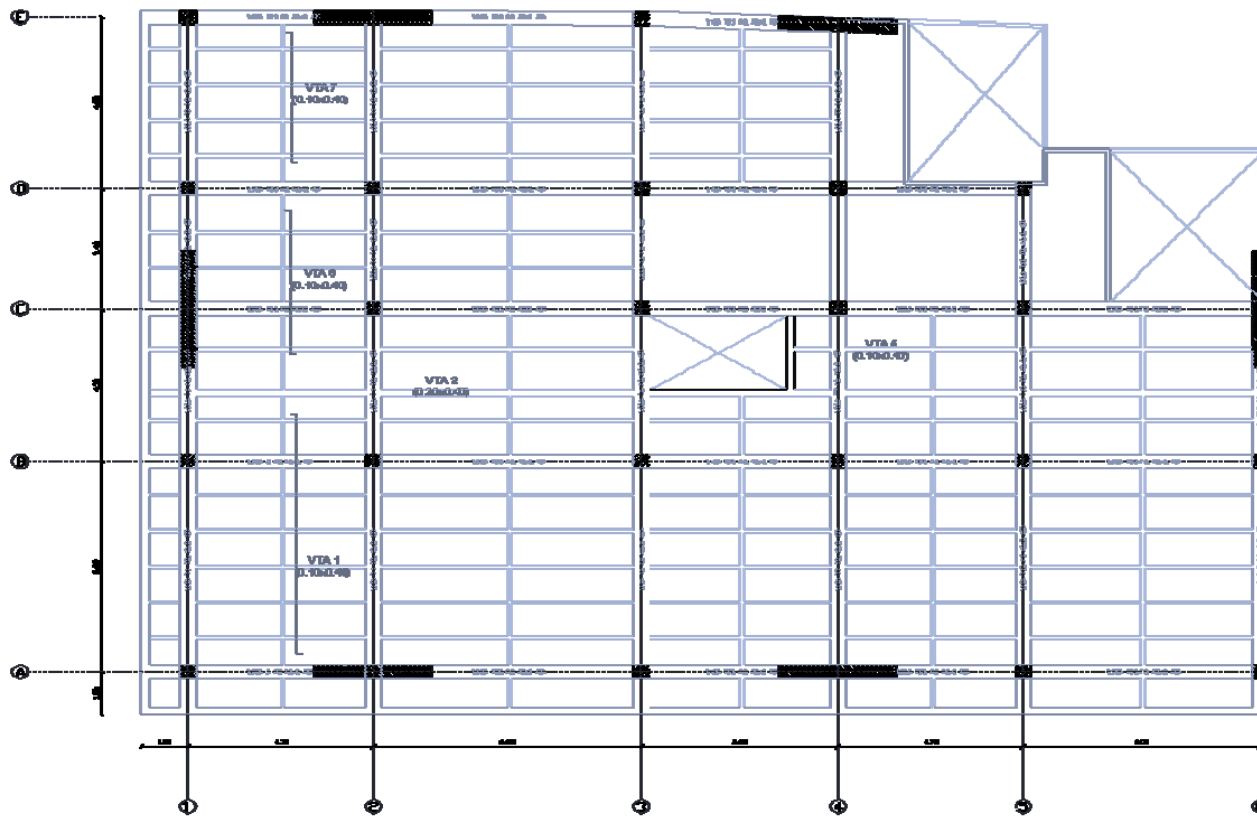
ANEXO A. PLANTAS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN



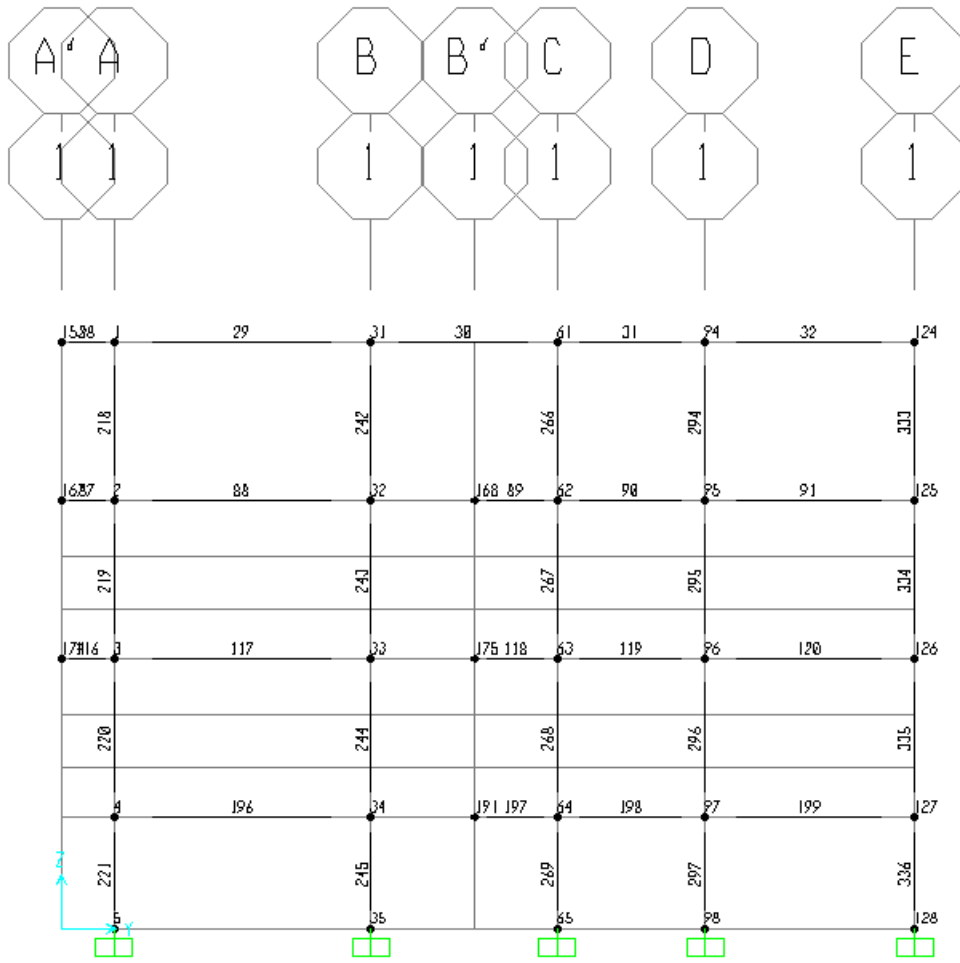
PLANTA SEGUNDO PISO

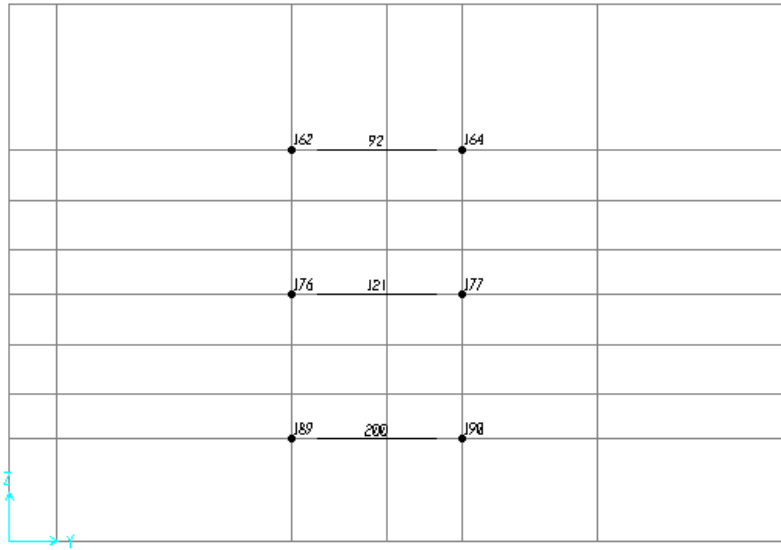
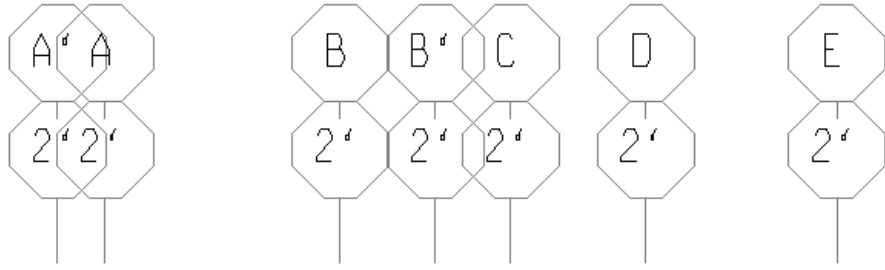


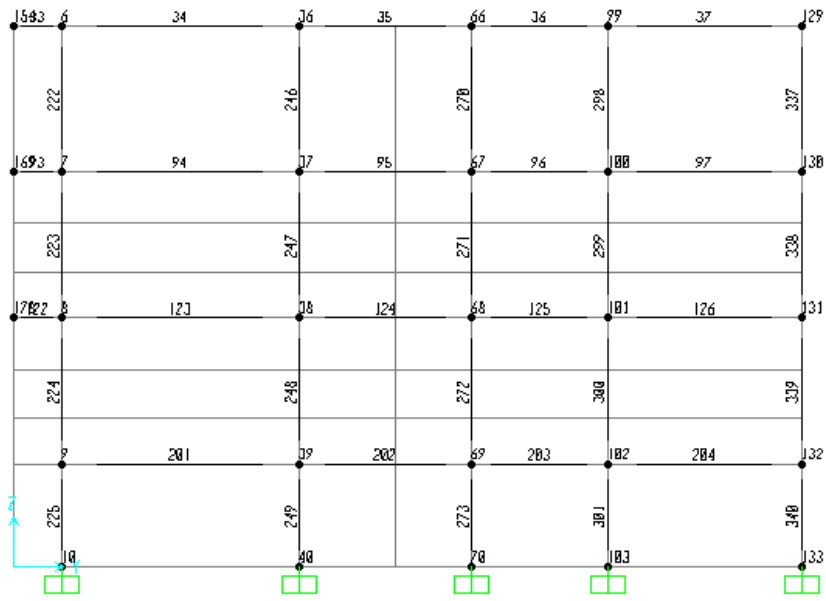
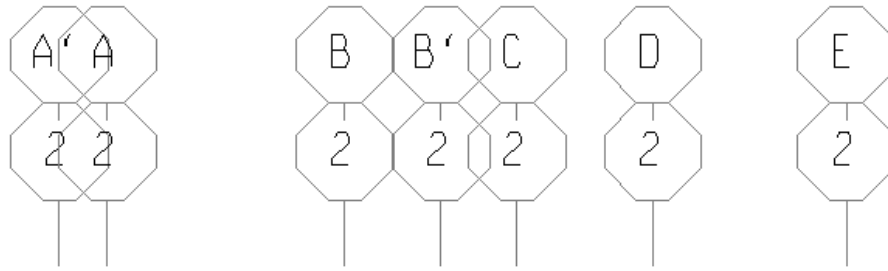
PLANTA TERCER PISO

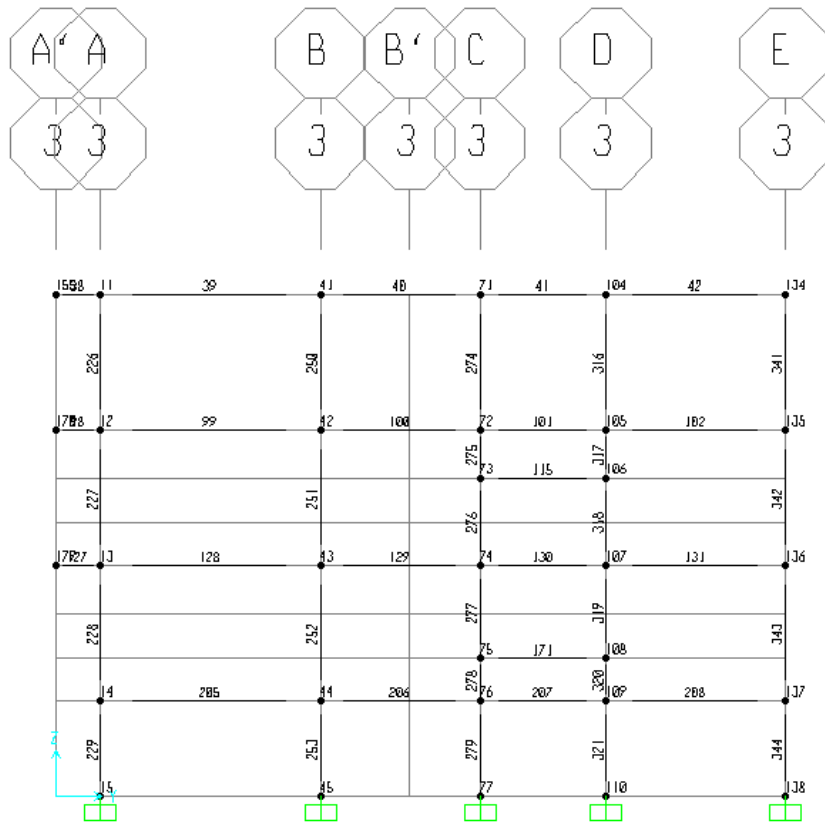


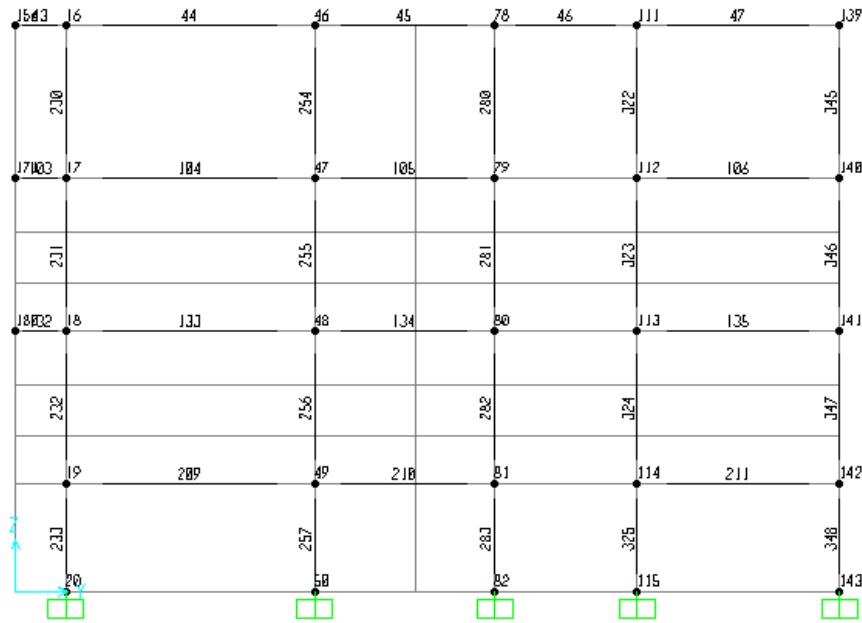
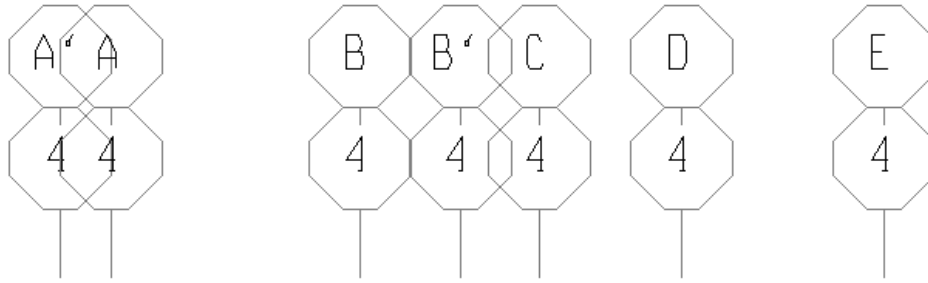
PLANTA CUBIERTA

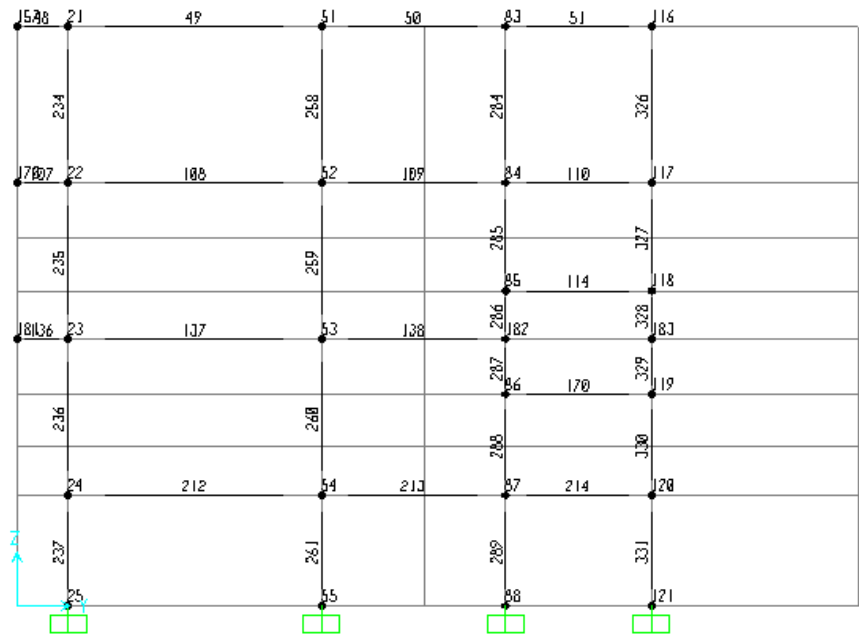
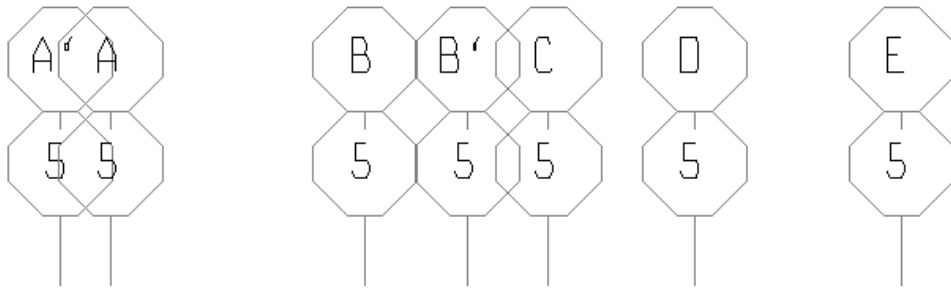


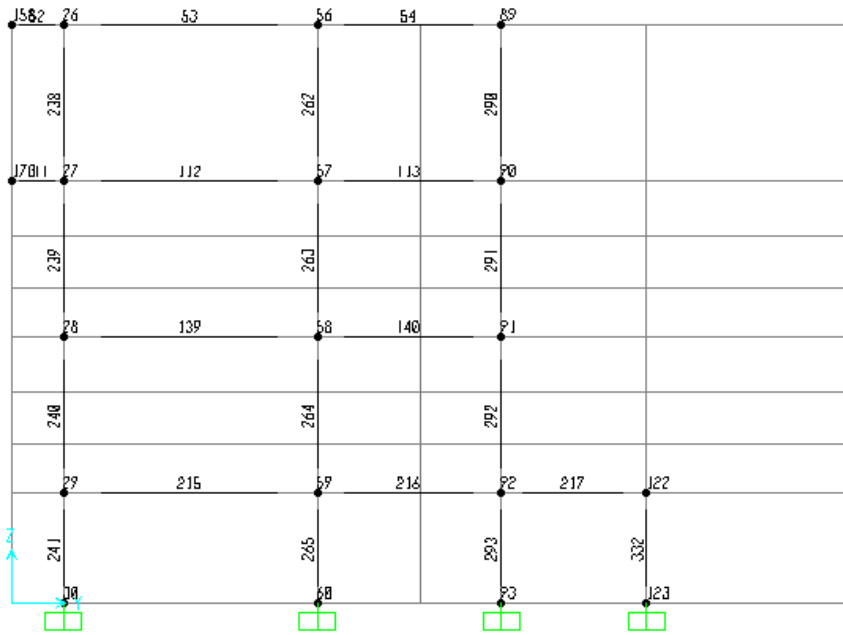
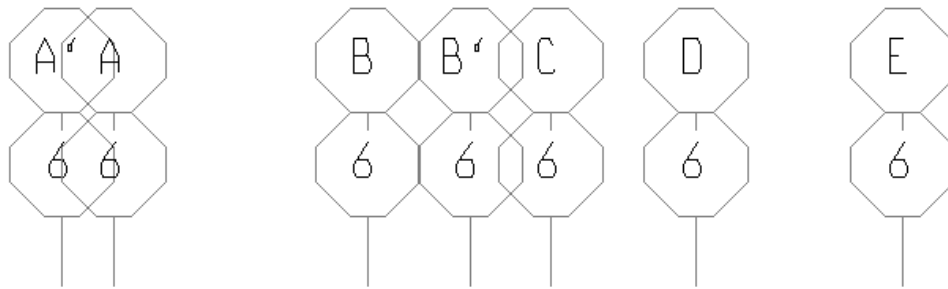


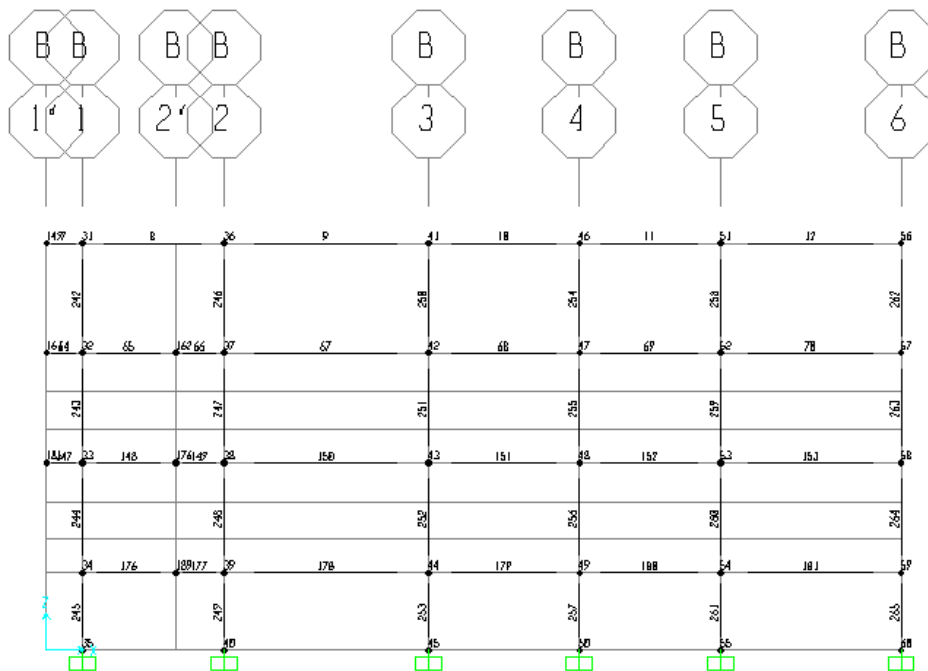
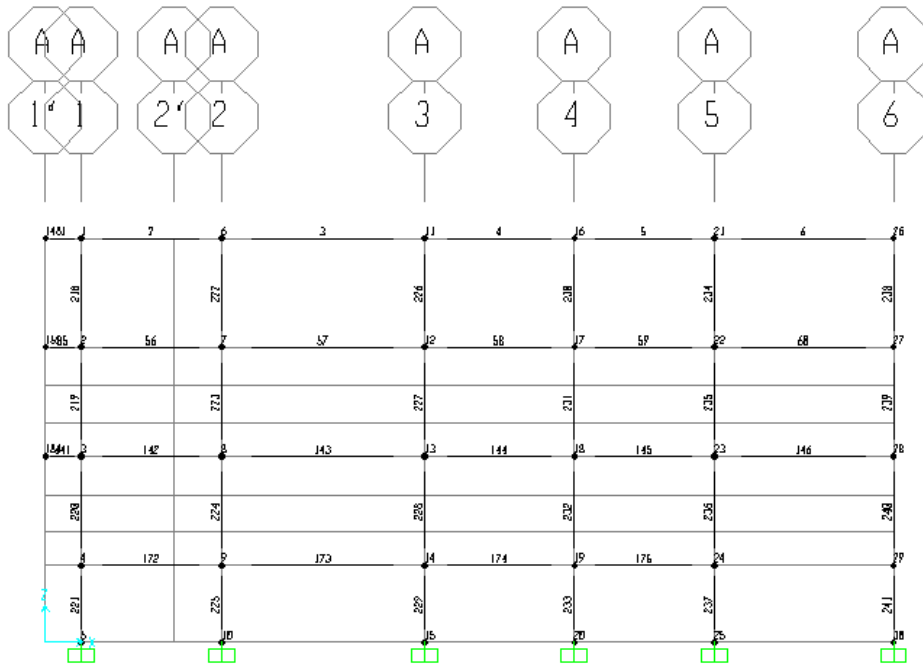


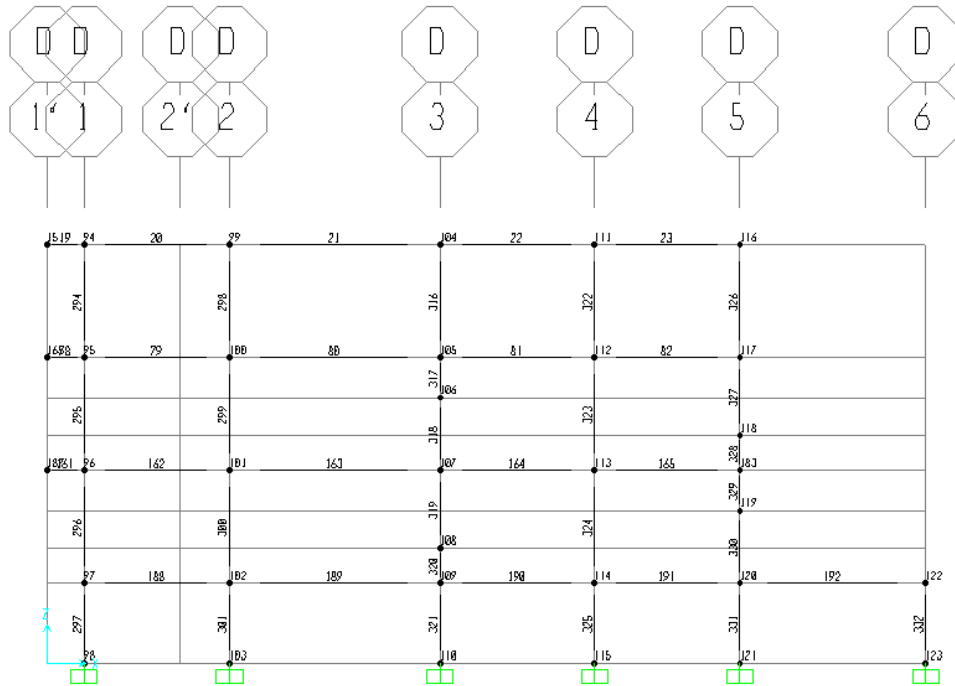
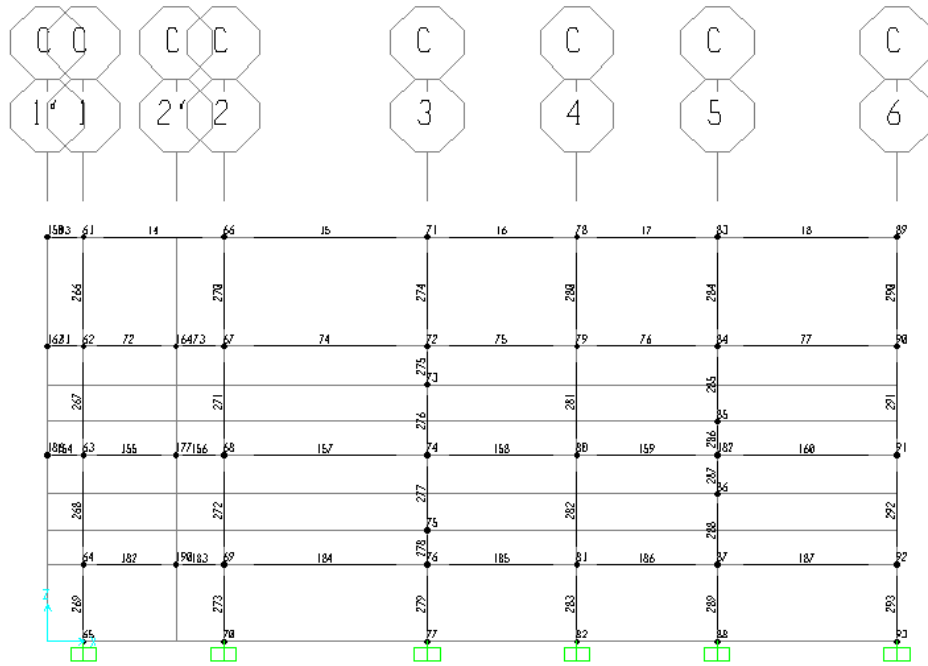


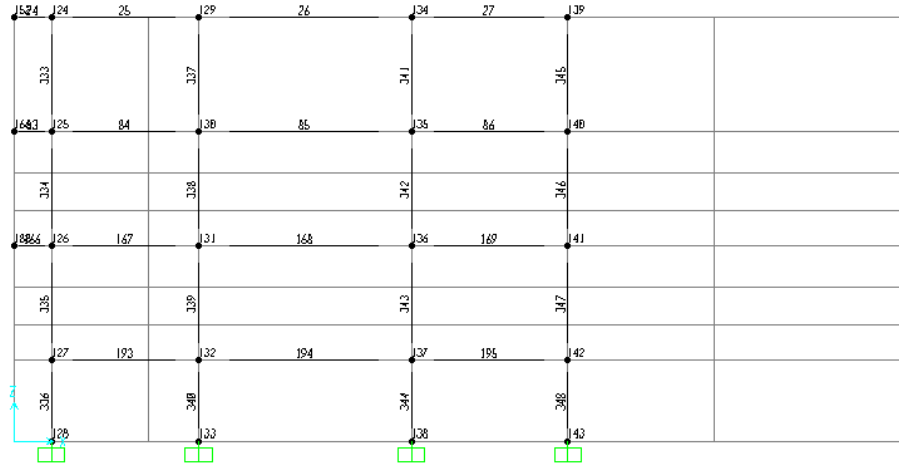
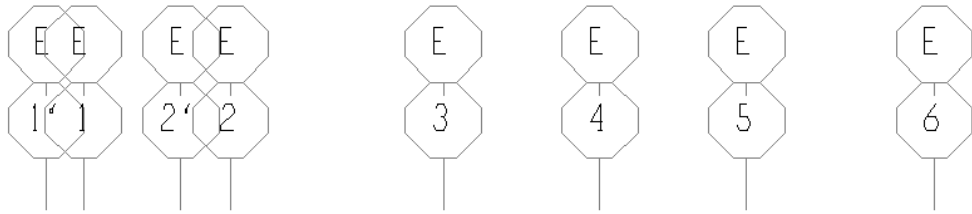




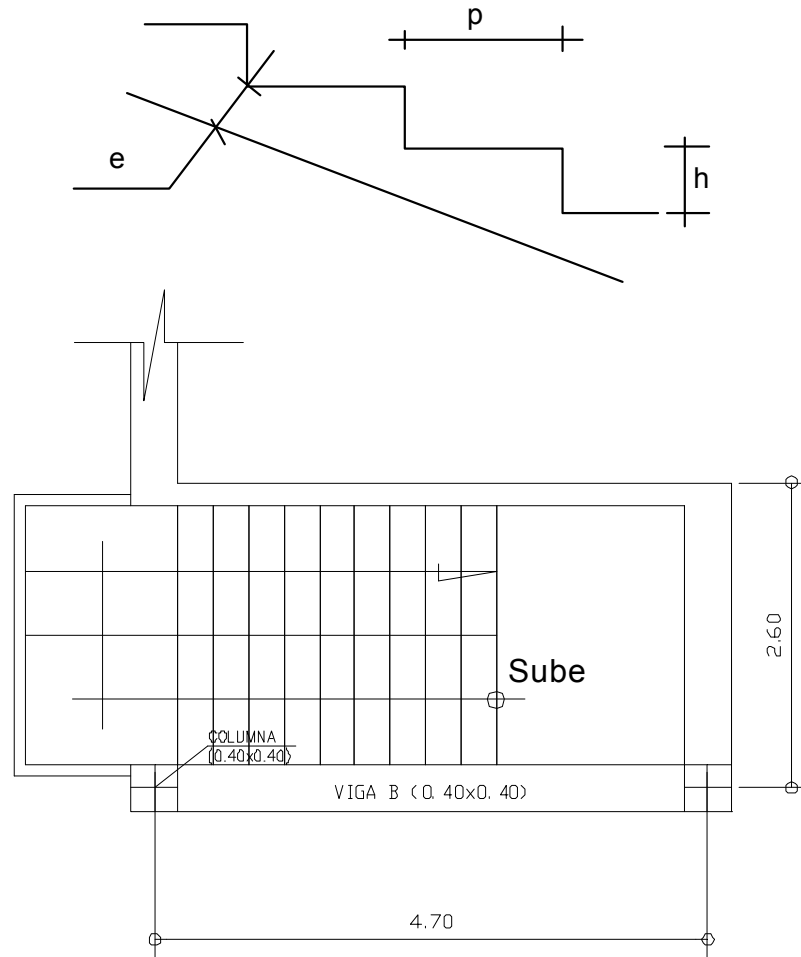








ANEXO B. CÁLCULO DE CARGA ESCALERA Y RAMPA.



L =	4,225	
p =	0,30	m
h =	0,180	m
e =	0,26	m

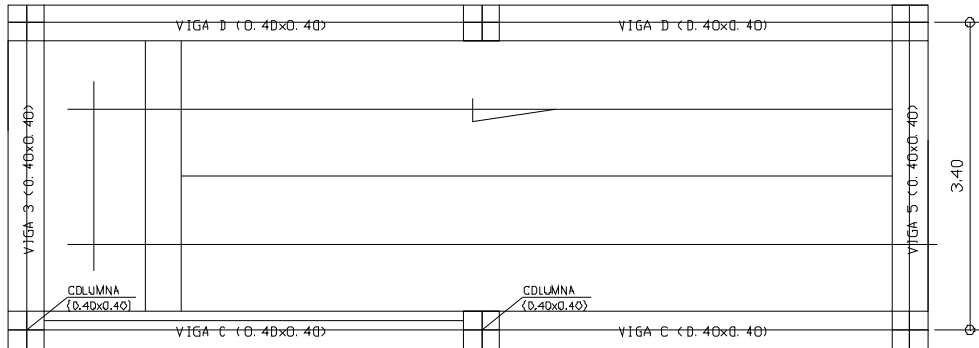
Carga muerta:

Placa	6,22	kN/m ²
Escalones	2,12	kN/m ²
Acabados	1,50	kN/m ²

$$Wm = 10 \quad \text{kN/m}^2$$

Carga viva: $Wv = 3 \quad \text{kN/m}^2$

Carga última: $Wu = 18,87 \quad \text{kgf/m}^2$



RAMPA

Longitud Total de la Rampa = 9,7 m h = 2,283 m 1,1415

L real inclinada =

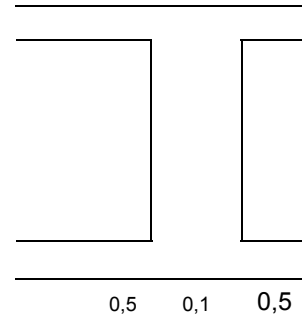
Espesor de la Rampa = $e=L/18,5$

e = 0,52 m

e = 0,55 m

Carga muerta:

Plaqueta (Superior+Inferior)	$(0.05+0.03)*2.4*9.81$	1,88352 kN/m ²
Vigueta	$0.10*0.32*9.81*2.4/1.0$	1,84428 kN/m ²
Caseton		0,5 kN/m ²
Acabados Piso		1,5 kN/m ²



Wm = 6 kN/m²

Carga viva: Wv = 3 kN/m²

Cargas Sobre Vigas de Apoyo

Carga Muerta =	27,780	KN/m
Carga Viva =	14,550	KN/m

ANEXO C. CÁLCULOS PARA CENTROS DE MASA E INERCIAS DE LA ESTRUCTURA.

Centro de Masa Segundo nivel

Area	X	y	Ax	Ay
482,4962	13,1492	9,1096	6344,43903	4395,34738
-27,9	17,7476	13,1242	-495,15804	-366,16518
454,5962			5849,28099	4029,1822

Centro de Masa Tercer Nivel

Area	X	y	Ax	Ay
486,8962	13,2689	9,0318	6460,57699	4397,5491
-27,9	17,7476	13,1242	-495,15804	-366,16518
458,9962			5965,41895	4031,38392

Centro de Masa Cuarto Nivel

Area	X	y
486,8962	13,2689	9,0318

Inercias Segundo Nivel

Áreas	Ix	Iy	Ix = A dy ²	Iy = A dx ²
1	54594,2328	112271,883	40039,8565	83424,2977
2	-4826,5232	8988,9565	-4805,62506	-8787,86683
	49767,7096	121260,84	35234,2315	74636,4309

Inercias Tercer Nivel

Áreas	Ix	Iy	Ix = A dy ²	Iy = A dx ²
1	54595,6961	115345,606	39717,784	85724,75
2	-4826,5232	8988,9565	-4805,62506	-8787,86683
	49769,1729	124334,562	34912,1589	76936,8832

Inercias Cuarto Nivel

Área	Ix	Iy	Ix = A dy ²	Iy = A dx ²
1	54595,6961	115345,606	39717,784	85724,75

ANEXO D. REACCIONES DE LAS VIGUETAS.

Viguetas Primer Nivel

<u>Viguetas Tipo 1'</u>		wm =	7,64	kN/m	wv =	2,00	kN/m
	L1	L2	L3	L4			
	4,7	6,8	5	4,7			
	M2	M3	M4				
	23	6,8	0	M2	=	-798,55	-209,13
	6,8	23,6	5	M3	=	-838,98	-219,72
	0	5	19,4	M4	=	-436,88	-114,41
	0,048	-0,015	0,004				
	-0,015	0,049	-0,013				
	0,004	-0,013	0,055				
M2m =	-27,57906349	kN.m	M2v =	-7,222554275	kN.m		
M3m =	-24,15108381	kN.m	M3v =	-6,324816422	kN.m		
M4m =	-16,2948853	kN.m	M4v =	-4,267392675	kN.m		
R1m =	12,08	kN	R1v =	3,16	kN		
R2m =	50,28	kN	R2v =	13,17	kN		
R3m =	46,13	kN	R3v =	12,08	kN		
R4m =	38,93	kN	R4v =	10,20	kN		
R5m =	14,48	kN	R5v =	3,79	kN		

<u>Viguetas Tipo 2'</u>		wm =	7,64	kN/m	wv =	2	kN/m
	L1	L2	L3	L4	L5		
	4,7	6,8	5	4,7	6		
	M2	M3	M4	M5			
	23	6,8	0	0	M2	=	-798,55
	6,8	23,6	5	0	M3	=	-838,978
	0	5	19,4	4,7	M4	=	-436,876
	0	0	4,7	21,4	M5	=	-610,616
	0,048	-0,015	0,004	-0,001			
	-0,015	0,049	-0,013	0,003			
	0,004	-0,013	0,058	-0,013			
	-0,001	0,003	-0,013	0,050			
M2m =	-27,11	kN.m	M2v =	-7,10	kN.m		
M3m =	-25,73	kN.m	M3v =	-6,74	kN.m		
M4m =	-9,48	kN.m	M4v =	-2,48	kN.m		
M5m =	-26,45	kN.m	M5v =	-6,93	kN.m		
R1m =	12,18	kN	R1v =	3,19	kN		
R2m =	49,88	kN	R2v =	13,06	kN		
R3m =	48,10	kN	R3v =	12,60	kN		
R4m =	30,18	kN	R4v =	7,90	kN		
R5m =	48,88	kN	R5v =	12,80	kN		
R6m =	18,50	kN	R6v =	4,85	kN		

Viguetas Tipo 3'

		wm =	7,64	kN/m	wv =	2	kN/m	
	L1	L2	L3	L4	L5			
	1,6	6,8	5	4,7	6			
M2	M3	M4	M5					
16,8	6,8	0	0	M2	=	-608,14	-159,26	
6,8	23,6	5	0	M3	=	-838,98	-219,72	
0	5	19,4	4,7	M4	=	-436,88	-114,41	
0	0	4,7	21,4	M5	=	-610,62	-159,91	
	0,068	-0,021	0,006	-0,001				
	-0,021	0,051	-0,014	0,003				
	0,006	-0,014	0,058	-0,013				
	-0,001	0,003	-0,013	0,050				
M2'm =	-25,59722026	kN.m	M2'v =	-6,703538454	kN.m			
M3m =	-26,19272796	kN.m	M3v =	-6,859493231	kN.m			
M4m =	-9,353631721	kN.m	M4v =	-2,449579653	kN.m			
M5m =	-26,47916995	kN.m	M5v =	-6,934508207	kN.m			
R2'm =	-9,89	kN	R2'v =	-2,59	kN			
R2m =	47,99	kN	R2v =	12,57	kN			
R3m =	48,51	kN	R3v =	12,70	kN			
R4m =	30,03	kN	R4v =	7,86	kN			
R5m =	48,91	kN	R5v =	12,81	kN			
R6m =	18,50	kN	R6v =	4,84	kN			

Viguetas Tipo 4'

		wm =	7,64	kN/m	wv =	2	kN/m	
	L1	L2	L3	L4	L5	L6		
	3,1	1,6	6,8	5	4,7	6		
M2'	M2	M3	M4	M5				
9,4	1,6	0	0	0	M2'	=	-64,70	-16,94
1,6	16,8	6,8	0	0	M2	=	-608,14	-159,26
0	6,8	23,6	5	0	M3	=	-838,98	-219,72
0	0	5	19,4	4,7	M4	=	-436,88	-114,41
0	0	0	4,7	21,4	M5	=	-610,62	-159,91
	0,108	-0,012	0,004	-0,001	0,000			
	-0,012	0,069	-0,021	0,006	-0,001			
	0,004	-0,021	0,051	-0,014	0,003			
	-0,001	0,006	-0,014	0,058	-0,013			
	0,000	-0,001	0,003	-0,013	0,050			
M2'm =	-2,57	kN.m	M2'v =	-0,67	kN.m			
M2m =	-25,32	kN.m	M2v =	-6,63	kN.m			
M3m =	-26,28	kN.m	M3v =	-6,88	kN.m			
M4m =	-9,33	kN.m	M4v =	-2,44	kN.m			
M5m =	-26,48	kN.m	M5v =	-6,94	kN.m			
R1m =	11,01	kN	R1v =	2,88	kN			
R2'm =	4,56	kN	R2'v =	1,19	kN			
R2m =	46,15	kN	R2v =	12,09	kN			
R3m =	48,59	kN	R3v =	12,72	kN			
R4m =	30,00	kN	R4v =	7,86	kN			
R5m =	48,92	kN	R5v =	12,81	kN			
R6m =	18,50	kN	R6v =	4,84	kN			

Viguetas Tipo 5'

	wm =	7,64	kN/m		
	wv =	2,00	kN/m		
L1	L2				
4,7	6,8				
23	M2	=	-	798,55	-209,13
M2m =	-34,72	kN.m	M2v =	-9,09	kN.m
R1m =	10,56	kN	R1v =	2,77	kN
R2m =	56,41	kN	R2v =	14,77	kN
R3m =	20,86	kN	R3v =	5,46	kN

Viguetas Tipo 6'

	wm =	7,64	kN/m		
	wv =	2,00	kN/m		
L1					
6					
R5m =	22,91	kN	R5v =	6,00	kN
R6m =	22,91	kN	R6v =	6,00	kN

Viguetas Tipo 7'

	wm =	7,64	kN/m		
	wv =	2,00	kN/m		
L1	L2	L3			
4,7	6,8	5			
M2	M3				
23	6,8	M2	=	-798,55	-209,13
6,8	23,6	M3	=	-838,98	-219,72
0,047526986	-0,013694216				
-0,013694216	0,046318672				
M2m =	-26,46333508	kN.m	M2v =	-6,930361286	kN.m
M3m =	-27,92487109	kN.m	M3v =	-7,31311624	kN.m
R1m =	12,32	kN	R1v =	3,23	kN
R2m =	49,33	kN	R2v =	12,92	kN
R3m =	50,86	kN	R3v =	13,32	kN
R4m =	13,51	kN	R4v =	3,54	kN

Viguetas Segundo, Tercer y Cuarto Nivel

<u>Viguetas Tipo 1</u>		wm =	7,64	kN/m	wv =	2	kN/m
L1	L2	L3	L4	L5	L6		
1,2	4,7	6,8	5	4,7	6		
	5,9	12,7	17,7	22,4	28,4		
M2	M3	M4	M5				
23	6,8	0	0	M2	=	772,70	202,36
6,8	23,6	5	0	M3	=	838,98	219,72
0	5	19,4	4,7	M4	=	436,88	114,41
0	0	4,7	21,4	M5	=	610,62	159,91
	0,048	-0,015	0,004	-0,001			
	-0,015	0,049	-0,013	0,003			
	0,004	-0,013	0,058	-0,013			
	-0,001	0,003	-0,013	0,050			
	M2m =	-25,88	kN.m	M2v =	-6,78	kN.m	
	M3m =	-26,11	kN.m	M3v =	-6,84	kN.m	
	M4m =	-9,38	kN.m	M4v =	-2,46	kN.m	
	M5m =	-26,47	kN.m	M5v =	-6,93	kN.m	
	R1m =	22,78	kN	R1v =	5,96	kN	
	R2m =	48,21	kN	R2v =	12,63	kN	
	R3m =	48,44	kN	R3v =	12,69	kN	
	R4m =	30,06	kN	R4v =	7,87	kN	
	R5m =	48,91	kN	R5v =	12,81	kN	
	R6m =	18,50	kN	R6v =	4,84	kN	

<u>Viguetas Tipo 2 y 3</u>		wm =	7,64	kN/m	wv =	2	kN/m
	L1	L2	L3	L4	L5		
	1,6	6,8	5	4,7	6		
M2	M3	M4	M5				
16,8	6,8	0	0	M2	=	-608,14	-159,26
6,8	23,6	5	0	M3	=	-838,98	-219,72
0	5	19,4	4,7	M4	=	-436,88	-114,41
0	0	4,7	21,4	M5	=	-610,62	-159,91
	0,0679	-0,0208	0,0057	-0,0012			
	-0,0208	0,0513	0,0140	0,0031			
	0,0057	-0,0140	0,0582	-0,0128			
	-0,0012	0,0031	0,0128	0,0495			
	M2'm =	-25,60	kN.m	M2'v =	-6,70	kN.m	
	M3m =	-26,19	kN.m	M3v =	-6,86	kN.m	
	M4m =	-9,35	kN.m	M4v =	-2,45	kN.m	
	M5m =	-26,48	kN.m	M5v =	-6,93	kN.m	

R2'm =	-9,89	kN	R2'v =	-2,59	kN
R2m =	47,99	kN	R2v =	12,57	kN
R3m =	48,51	kN	R3v =	12,70	kN
R4m =	30,03	kN	R4v =	7,86	kN
R5m =	48,91	kN	R5v =	12,81	kN
R6m =	18,50	kN	R6v =	4,84	kN

Viguetas Tipo 4

wm = 7,64 kN/m wv = 2 kN/m

L1	L2	L3	L4		
1,2	3,1	1,6	6,8		
M2'	M2				
9,4	1,6	M2'	=	-47,65	-12,48
					-
1,6	16,8	M2	=	-608,14	159,26
	0,1081	-0,0103			
	-0,0103	0,0605			
M2'm =	1,11	kN.m	M2'v =	0,29	kN.m
M2m =	-36,30	kN.m	M2v =	-9,51	kN.m
R1m =	23,13	kN	R1v =	6,06	kN
R2'm =	-7,57	kN	R2'v =	-1,98	kN
R2m =	60,80	kN	R2v =	15,92	kN
R3m =	20,63	kN	R3v =	5,40	kN

Viguetas Tipo 5

wm = 7,64 kN/m wv = 2,00 kN/m

L1	L2	L3			
1,3	4,7	6			
	21,4	M5	=	-580,29	159,25
					-
M5m =	-27,1	kN.m	M5v =	-7,44	kN.m
R4m =	23,48	kN	R4v =	6,08	kN
R5m =	49,77	kN	R5v =	13,16	kN
R6m =	18,39	kN	R6v =	4,76	kN

Viguetas Tipo 6

wm = 7,64 kN/m wv = 2,00 kN/m

L1	L2	L3			
1,2	4,7	6,8			
	23	M2	=	-772,70	-208,6
M2m =	-33,60	kN.m	M2v =	-9,07	kN.m
R1m =	21,13	kN	R1v =	5,48	kN
R2m =	54,83	kN	R2v =	14,46	kN
R3m =	21,03	kN	R3v =	5,47	kN

Viguetas Tipo 7

wm = 7,64 kN/m wv = 2,00 kN/m

L1	L2	L3	L4			
1,2	4,7	6,8	5			
	M2	M3				
	23	6,8	M2	=	-	-
	6,8	23,6	M3	=	772,70	202,36
					-	-
	0,0475	-0,0137			838,98	219,72
	-0,0137	0,0463				
	M2m =	-25,235	kN.m	M2v =	-6,61	kN.m
	M3m =	-28,279	kN.m	M3v =	-7,41	kN.m
	R1m =	22,91	kN	R1v =	6,00	kN
	R2m =	47,66	kN	R2v =	12,48	kN
	R3m =	51,16	kN	R3v =	13,40	kN
	R4m =	13,44	kN	R4v =	3,52	kN

ANEXO E. CARGAS DISTRIBUIDAS DE LOS PÓRTICOS.

Cargas Primer Nivel

VIGUETA 2'

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	12,18	3,19	12,18	3,19	15,95
2	49,88	13,06	49,88	13,06	53,65
3	48,10	12,60	48,10	12,60	51,87
4	30,18	7,90	30,18	7,90	33,95
5	48,88	12,80	48,88	12,80	52,64
6	18,50	4,85	18,50	4,85	22,27

VIGUETA 3'

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
2'	-9,89	-2,59	-9,89	-2,59	-6,12
2	47,99	12,57	47,99	12,57	51,75
3	48,51	12,70	48,51	12,70	52,28
4	30,03	7,86	30,03	7,86	33,79
5	48,91	12,81	48,91	12,81	52,68
6	18,50	4,84	18,50	4,84	22,26

VIGUETA 4'

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	11,01	2,88	11,01	2,88	14,77
2'	4,56	1,19	4,56	1,19	8,33
2	46,15	12,09	46,15	12,09	49,92
3	48,59	12,72	48,59	12,72	52,36
4	30,00	7,86	30,00	7,86	33,77
5	48,92	12,81	48,92	12,81	52,69
6	18,50	4,84	18,50	4,84	22,26

VIGUETA 5'

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	10,56	2,77	10,56	2,77	14,33
2	56,41	14,77	56,41	14,77	60,17
3	20,86	5,46	20,86	5,46	24,63

VIGUETA 6'

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
5	22,91	6,00	22,91	6,00	26,68
6	22,91	6,00	22,91	6,00	26,68

VIGUETA 7'

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	12,32	3,23	12,32	3,23	16,08
2	49,33	12,92	49,33	12,92	53,09
3	50,86	13,32	50,86	13,32	54,62
4	13,51	3,54	13,51	3,54	17,27

Cargas vigas pórticos segundo, tercer y cuarto nivel.

Vigueta 1

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	22,78	5,96	22,78	5,96	26,54
2	48,21	12,63	48,21	12,63	51,98
3	48,44	12,69	48,44	12,69	52,20
4	30,06	7,87	30,06	7,87	33,82
5	48,91	12,81	48,91	12,81	52,67
6	18,50	4,84	18,50	4,84	22,27

Vigueta 2 y 3

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
2'	-9,89	-2,59	-9,89	-2,59	-6,12
2	47,99	12,57	47,99	12,57	51,75
3	48,51	12,70	48,51	12,70	52,28
4	30,03	7,86	30,03	7,86	33,79
5	48,91	12,81	48,91	12,81	52,68
6	18,50	4,84	18,50	4,84	22,26

Vigueta 4

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	23,13	6,06	23,1333924	6,0582979	26,90
2'	-7,57	-1,98	-7,56936044	-1,98230504	-3,80
2	60,80	15,92	60,7983343	15,9221965	64,57
3	20,63	5,40	20,6266193	5,4018106	24,39

Vigueta 5

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
4	23,48	6,08	23,48	6,08	27,25
5	49,77	13,16	49,77	13,16	53,54
6	18,39	4,76	18,39	4,76	22,16

Vigueta 6

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	21,13	5,48	21,13	5,48	24,90
2	54,83	14,46	54,83	14,46	58,60
3	21,03	5,47	21,03	5,47	24,79

Vigueta 7

Viga	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Carga Muerta kN/m	Carga Viva kN/m	CM+PP
1	22,91	6,00	22,91	6,00	26,68
2	47,66	12,48	47,66	12,48	51,43
3	51,16	13,40	51,16	13,40	54,93
4	13,44	3,52	13,44	3,52	17,20

ANEXO F. DERIVAS COLUMNAS ESQUINERAS ESTRUCTURA.

COLUMNA 1A – COMBO 1

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
1	0,0767	0,0526	0,0272	0,0182	0,0327	0,0365	ok
2	0,0495	0,0344	0,0255	0,0174	0,0309	0,0365	ok
3	0,0240	0,0171	0,0187	0,0132	0,0229	0,0365	ok
4	0,0053	0,0039	0,0053	0,0039	0,0066	0,0258	ok

COLUMNA 1E – COMBO 1

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
124	0,0769	0,0526	0,0274	0,0182	0,0329	0,0365	ok
125	0,0495	0,0344	0,0256	0,0174	0,0309	0,0365	ok
126	0,0240	0,0171	0,0187	0,0132	0,0229	0,0365	ok
127	0,0053	0,0039	0,0053	0,0039	0,0065	0,0258	ok

COLUMNA 6A – COMBO 1

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
26	0,0767	0,0540	0,0272	0,0189	0,0331	0,0365	ok
27	0,0495	0,0351	0,0255	0,0178	0,0311	0,0365	ok
28	0,0240	0,0173	0,0187	0,0133	0,0230	0,0365	ok
29	0,0053	0,0039	0,0053	0,0039	0,0066	0,0258	ok

COLUMNA 5D – COMBO 1

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
116	0,0768	0,0537	0,0273	0,0188	0,0331	0,0365	ok
117	0,0495	0,0349	0,0256	0,0177	0,0311	0,0365	ok
183	0,0240	0,0172	0,0187	0,0133	0,0229	0,0365	ok
120	0,0053	0,0039	0,0053	0,0039	0,0066	0,0258	ok

COLUMNA 1A – COMBO 2

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
1	0,0423	0,0956	0,0150	0,0330	0,0363	0,0365	ok
2	0,0273	0,0625	0,0141	0,0316	0,0346	0,0365	ok
3	0,0132	0,0310	0,0103	0,0239	0,0260	0,0365	ok
4	0,0029	0,0071	0,0029	0,0071	0,0077	0,0258	ok

COLUMNA 1E – COMBO 2

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
124	0,0424	0,0956	0,0151	0,0330	0,0363	0,0365	ok
125	0,0273	0,0625	0,0141	0,0316	0,0346	0,0365	ok
126	0,0132	0,0310	0,0103	0,0239	0,0260	0,0365	ok
127	0,0029	0,0071	0,0029	0,0071	0,0077	0,0258	ok

COLUMNA 6A – COMBO 2

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
26	0,0423	0,0981	0,0150	0,0344	0,0375	0,0365	cambiar sección
27	0,0273	0,0638	0,0141	0,0324	0,0353	0,0365	ok
28	0,0132	0,0314	0,0103	0,0242	0,0263	0,0365	ok
29	0,0029	0,0071	0,0029	0,0071	0,0077	0,0258	ok

Nota. Aunque en esta tabla la deriva en el último nivel se observa que no cumple el porcentaje de error entre uno y otro desplazamiento es 2%, por lo cual se permite este incumplimiento de la NSR – 98.

COLUMNA 5D – COMBO 2

Nodo	δx (m)	δy (m)	Δx	Δy	Δ piso	Δ permitido	Comprobación
116	0,0423	0,0975	0,0150	0,0341	0,0372	0,0365	cambiar sección
117	0,0273	0,0635	0,0102	0,0239	0,0260	0,0365	ok
183	0,0171	0,0396	0,0079	0,0168	0,0185	0,0365	ok
120	0,0092	0,0228	0,0092	0,0228	0,0246	0,0258	ok

Nota. La misma que la anterior.

ANEXO G. DISEÑO DE VIGUETAS.

Datos iniciales de diseño:

f _c =	21	MPa	h =	400	mm	d' =	49,05	mm
fy =	420	MPa	Est =	6,35	mm	d =	350,95	mm
b =	100	mm	Var Long =	25,4	mm	φ =	0,9	flexión
a =	-11,8							

Viguetas Primer Piso:

VTA 1'

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	12,079	0,000	3,163	0,000	22,288	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,582	0,000	9,552	0,000	2,502	0,000	17,626	-0,00379	0,00397	139,4	5	197,9
	4,700	-23,815	-27,579	-6,237	-7,223	-43,943	-50,889	-0,01093	0,01289	452,4	8	506,7
2	4,700	26,470	-27,579	6,932	-7,223	48,842	-50,889	-0,01093	0,01289	452,4	8	506,7
	8,166	0,000	18,293	0,000	4,791	0,000	33,754	-0,00725	0,00801	281,0	7	387,9
	11,500	-25,461	-24,151	-6,668	-6,325	-46,982	-44,564	-0,00957	0,01100	386,0	8	506,7
3	11,500	20,664	-24,151	5,411	-6,325	38,129	-44,564	-0,00957	0,01100	386,0	8	506,7
	14,206	0,000	3,804	0,000	0,996	0,000	7,019	-0,00151	0,00154	53,9	5	197,9
	16,500	-17,521	-16,295	-4,589	-4,267	-32,330	-30,067	-0,00646	0,00704	247,2	6	285,0
4	16,500	21,414	-16,295	5,608	-4,267	39,513	-30,067	-0,00646	0,00704	247,2	6	285,0
	19,304	0,000	13,727	0,000	3,595	0,000	25,329	-0,00544	0,00584	205,1	6	285,0
	21,200	-14,480	0,000	-3,792	0,000	-26,718	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	21,200	0,000		0,000								

VTA 2'

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	12,178	0,000	3,189	0,000	22,471	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,595	0,000	9,710	0,000	2,543	0,000	17,917	-0,00385	0,00404	141,8	5	197,9
	4,700	-23,715	-27,112	-6,211	-7,100	-43,760	-50,028	-0,01075	0,01263	443,1	8	506,7
2	4,700	26,169	-27,112	6,853	-7,100	48,287	-50,028	-0,01075	0,01263	443,1	8	506,7
	8,127	0,000	17,723	0,000	4,641	0,000	32,703	-0,00702	0,00773	271,3	7	387,9
	11,500	-25,762	-25,729	-6,747	-6,738	-47,536	-47,476	-0,01020	0,01186	416,1	8	506,7
3	11,500	22,342	-25,729	5,851	-6,738	41,226	-47,476	-0,01020	0,01186	416,1	8	506,7
	14,426	0,000	6,952	0,000	1,821	0,000	12,828	-0,00276	0,00285	100,1	5	197,9
	16,500	-15,842	-9,480	-4,149	-2,483	-29,232	-17,492	-0,00376	0,00394	138,3	5	197,9
4	16,500	14,336	-9,480	3,754	-2,483	26,452	-17,492	-0,00376	0,00394	138,3	5	197,9
	18,377	0,000	3,976	0,000	1,041	0,000	7,336	-0,00158	0,00161	56,4	5	197,9
	21,200	-21,558	-26,451	-5,646	-6,927	-39,779	-48,808	-0,01048	0,01226	430,1	8	506,7
5	21,200	27,319	-26,451	7,155	-6,927	50,410	-48,808	-0,01048	0,01226	430,1	8	506,7
	24,777	0,000	22,413	0,000	5,870	0,000	41,356	-0,00888	0,01008	353,8	7	387,9
	27,200	-18,502	0,000	-4,845	0,000	-34,140	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	27,2	0,00		0,00								

VTA 3'

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	-9,889	0,000	-2,590	0,000	-18,247	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	-1,295	0,000	6,402	0,000	1,677	0,000	11,813	-0,00254	0,00262	91,9	5	197,9
	1,600	-22,108	-25,597	-5,790	-6,704	-40,793	-47,232	-0,01015	0,01178	413,5	8	506,7
2	1,600	25,878	-25,597	6,777	-6,704	47,750	-47,232	-0,01015	0,01178	413,5	8	506,7
	4,989	0,000	18,247	0,000	4,779	0,000	33,669	-0,00723	0,00798	280,2	6	285,0
	8,400	-26,053	-26,193	-6,823	-6,859	-48,073	-48,331	-0,01038	0,01211	425,1	8	506,7
3	8,400	22,460	-26,193	5,882	-6,859	41,444	-48,331	-0,01038	0,01211	425,1	8	506,7
	11,341	0,000	6,835	0,000	1,790	0,000	12,612	-0,00271	0,00280	98,3	5	197,9
	13,400	-15,725	-9,354	-4,118	-2,450	-29,015	-17,259	-0,00371	0,00389	136,4	5	197,9
4	13,400	14,303	-9,354	3,746	-2,450	26,392	-17,259	-0,00371	0,00389	136,4	5	197,9
	15,273	0,000	4,040	0,000	1,058	0,000	7,455	-0,00160	0,00163	57,3	5	197,9
	18,100	-21,591	-26,479	-5,654	-6,935	-39,839	-48,860	-0,01049	0,01227	430,7	8	506,7
5	18,100	27,324	-26,479	7,156	-6,935	50,418	-48,860	-0,01049	0,01227	430,7	8	506,7
	21,678	0,000	22,402	0,000	5,867	0,000	41,336	-0,00888	0,01008	353,6	7	387,9
	24,100	-18,498	0,000	-4,844	0,000	-34,132	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	24,1	0,00		0,00								

VTA 4'

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	11,007	0,000	2,883	0,000	20,310	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,441	0,000	7,932	0,000	2,077	0,000	14,637	-0,00314	0,00327	114,8	5	197,9
	3,100	-12,667	-2,573	-3,317	-0,674	-23,374	-4,748	-0,00102	0,00103	36,2	5	197,9
2	3,100	-8,106	-2,573	-2,123	-0,674	-14,956	-4,748	-0,00102	0,00103	36,2	5	197,9
	2,039	0,000	1,728	0,000	0,453	0,000	3,189	-0,00068	0,00069	24,2	5	197,9
	4,700	-20,325	-25,318	-5,323	-6,630	-37,503	-46,716	-0,01003	0,01163	408,2	8	506,7
3	4,700	25,824	-25,318	6,763	-6,630	47,651	-46,716	-0,01003	0,01163	408,2	8	506,7
	8,081	0,000	18,345	0,000	4,804	0,000	33,850	-0,00727	0,00803	281,9	6	285,0
	11,500	-26,107	-26,278	-6,837	-6,882	-48,172	-48,489	-0,01041	0,01216	426,7	8	506,7
4	11,500	22,482	-26,278	5,888	-6,882	41,484	-48,489	-0,01041	0,01216	426,7	8	506,7
	14,444	0,000	6,813	0,000	1,784	0,000	12,572	-0,00270	0,00279	98,0	5	197,9
	16,500	-15,703	-9,330	-4,112	-2,443	-28,975	-17,216	-0,00370	0,00388	136,0	5	197,9
5	16,500	14,297	-9,330	3,744	-2,443	26,381	-17,216	-0,00370	0,00388	136,0	5	197,9
	18,372	0,000	4,052	0,000	1,061	0,000	7,477	-0,00161	0,00164	57,5	5	197,9
	21,200	-21,597	-26,484	-5,656	-6,936	-39,850	-48,869	-0,01050	0,01227	430,8	8	506,7
6	21,200	27,325	-26,484	7,156	-6,936	50,420	-48,869	-0,01050	0,01227	430,8	8	506,7
	24,778	0,000	22,400	0,000	5,866	0,000	41,332	-0,00888	0,01008	353,6	7	387,9
	27,200	-18,497	0,000	-4,844	0,000	-34,130	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	27,2	0,00		0,00								

VTA 5'

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0	10,55968	0	2,765426	0	19,48477	0	0	0,0033	115,8	5	197,93261
	1,383	0,000	7,301	0,000	1,912	0,000	13,471	-0,00289	0,00300	105,3	5	197,9
	4,700	-25,334	-34,719	-6,635	-9,093	-46,746	-64,064	-0,01376	0,01729	606,7	7	775,9
2	4,700	31,071	-34,719	8,137	-9,093	57,333	-64,064	-0,01376	0,01729	606,7	7	775,9
	8,769	0,000	28,489	0,000	7,461	0,000	52,567	-0,01129	0,01341	470,8	8	506,7
	11,500	-20,860	0,000	-5,463	0,000	-38,491	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	11,5	0,00		0,00								

VTA 6'

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	22,911	0,000	6,000	0,000	42,275	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	3,000	0,000	34,366	0,000	9,000	0,000	63,413	-0,01362	0,01705	598,4	7	775,9
	6,000	-22,911	0,000	-6,000	0,000	-42,275	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	6	0,00		0,00								

VTA 7'

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	12,316	0,000	3,225	0,000	22,726	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,613	0,000	9,931	0,000	2,601	0,000	18,325	-0,00394	0,00414	145,2	6	285,0
	4,700	-23,577	-26,463	-6,175	-6,930	-43,505	-48,830	-0,01049	0,01226	430,4	7	387,9
2	4,700	25,751	-26,463	6,744	-6,930	47,515	-48,830	-0,01049	0,01226	430,4	8	506,7
	8,072	0,000	16,950	0,000	4,439	0,000	31,277	-0,00672	0,00736	258,2	9	641,3
	11,500	-26,180	-27,925	-6,856	-7,313	-48,308	-51,527	-0,01107	0,01309	459,4	10	791,7
3	11,500	24,677	-27,925	6,463	-7,313	45,535	-51,527	-0,01107	0,01309	459,4	11	958,0
	14,731	0,000	11,945	0,000	3,128	0,000	22,041	-0,00473	0,00503	176,6	12	1140,1
	16,500	-13,507	0,000	-3,537	0,000	-24,924	0,000	0,00000	0,00330	115,8	13	1338,0
	16,5	0,00		0,00								

Viguetas Segundo Piso:

VTA 1

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,200	-9,164	-5,499	-2,400	-1,440	-16,910	-10,146	-0,00218	0,00224	78,6	5	197,9
2	1,200	13,611	-5,499	3,565	-1,440	25,115	-10,146	-0,00218	0,00224	78,6	5	197,9
	2,982	0,000	6,630	0,000	1,736	0,000	12,235	-0,00263	0,00271	95,3	5	197,9
	5,900	-22,283	-25,877	-5,835	-6,777	-41,116	-47,749	-0,01026	0,01194	418,9	8	506,7
3	5,900	25,932	-25,877	6,791	-6,777	47,849	-47,749	-0,01026	0,01194	418,9	8	506,7
	9,296	0,000	18,149	0,000	4,753	0,000	33,489	-0,00719	0,00794	278,5	6	285,0
	12,700	-25,999	-26,107	-6,809	-6,837	-47,974	-48,173	-0,01035	0,01206	423,4	8	506,7
4	12,700	22,438	-26,107	5,876	-6,837	41,403	-48,173	-0,01035	0,01206	423,4	8	506,7
	15,638	0,000	6,856	0,000	1,796	0,000	12,651	-0,00272	0,00281	98,6	5	197,9
	17,700	-15,746	-9,377	-4,124	-2,456	-29,055	-17,302	-0,00372	0,00390	136,7	5	197,9
5	17,700	14,309	-9,377	3,747	-2,456	26,403	-17,302	-0,00372	0,00390	136,7	5	197,9
	19,574	0,000	4,028	0,000	1,055	0,000	7,433	-0,00160	0,00163	57,1	5	197,9
	22,400	-21,584	-26,474	-5,653	-6,933	-39,828	-48,850	-0,01049	0,01227	430,6	8	506,7
6	22,400	27,323	-26,474	7,156	-6,933	50,417	-48,850	-0,01049	0,01227	430,6	8	506,7
	25,978	0,000	22,404	0,000	5,867	0,000	41,340	-0,00888	0,01008	353,7	7	387,9
	28,400	-18,498	0,000	-4,844	0,000	-34,133	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	28,400	0,000		0,000								

VTA 2 Y 3

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	-9,889	0,000	-2,590	0,000	-18,247	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,295	-19,777	-19,207	-5,179	-5,030	-36,493	-35,440	-0,00761	0,00846	296,8	7	387,9
	1,600	-22,108	-25,597	-5,790	-6,704	-40,793	-47,232	-0,01015	0,01178	413,5	8	506,7
2	1,600	25,878	-25,597	6,777	-6,704	47,750	-47,232	-0,01015	0,01178	413,5	8	506,7
	4,989	0,000	18,247	0,000	4,779	0,000	33,669	-0,00723	0,00798	280,2	6	285,0
	8,400	-26,053	-26,193	-6,823	-6,859	-48,073	-48,331	-0,01038	0,01211	425,1	8	506,7
3	8,400	22,460	-26,193	5,882	-6,859	41,444	-48,331	-0,01038	0,01211	425,1	8	506,7
	11,341	0,000	6,835	0,000	1,790	0,000	12,612	-0,00271	0,00280	98,3	5	197,9
	13,400	-15,725	-9,354	-4,118	-2,450	-29,015	-17,259	-0,00371	0,00389	136,4	5	197,9
4	13,400	14,303	-9,354	3,746	-2,450	26,392	-17,259	-0,00371	0,00389	136,4	5	197,9
	15,273	0,000	4,040	0,000	1,058	0,000	7,455	-0,00160	0,00163	57,3	5	197,9
	18,100	-21,591	-26,479	-5,654	-6,935	-39,839	-48,860	-0,01049	0,01227	430,7	8	506,7
5	18,100	27,324	-26,479	7,156	-6,935	50,418	-48,860	-0,01049	0,01227	430,7	8	506,7
	21,678	0,000	22,402	0,000	5,867	0,000	41,336	-0,00888	0,01008	353,6	7	387,9
	24,100	-18,498	0,000	-4,844	0,000	-34,132	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	24,1	0,00		0,00								

VTA 4

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,200	-9,164	-5,499	-2,400	-1,440	-16,910	-10,146	-0,00218	0,00224	78,6	5	197,9
2	1,200	13,969	-5,499	3,658	-1,440	25,776	-10,146	-0,00218	0,00224	78,6	5	197,9
	3,029	0,000	7,277	0,000	1,906	0,000	13,428	-0,00288	0,00299	104,9	5	197,9
	4,300	-9,705	1,110	-2,542	0,291	-17,908	2,048	-0,00044	0,00044	15,5	5	197,9
3	4,300	-17,275	1,110	-4,524	0,291	-31,875	2,048	-0,00044	0,00044	15,5	5	197,9
	5,100	-23,384	-15,154	-6,124	-3,968	-43,149	-27,961	-0,00601	0,00651	228,3	6	285,0
	5,900	-29,494	-36,305	-7,724	-9,508	-54,422	-66,990	-0,01439	0,01837	644,7	7	775,9
4	5,900	31,304	-36,305	8,198	-9,508	57,763	-66,990	-0,01439	0,01837	644,7	7	775,9
	9,999	0,000	27,855	0,000	7,295	0,000	51,399	-0,01104	0,01305	458,0	8	506,7
	12,700	-20,627	0,000	-5,402	0,000	-38,060	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	12,7	0,00		0,00								

VTA 5

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,300	-9,928	-6,453	-2,600	-1,690	-18,319	-11,907	-0,00256	0,00264	92,6	5	197,9
2	1,300	13,550	-6,453	3,476	-1,690	24,880	-11,907	-0,00256	0,00264	92,6	5	197,9
	3,074	0,000	5,568	-0,072	1,330	-0,123	10,056	-0,00216	0,00222	77,8	5	197,9
	6,000	-22,343	-27,116	-5,924	-7,442	-41,351	-50,613	-0,01087	0,01281	449,4	8	506,7
3	6,000	27,430	-27,116	7,240	-7,442	50,711	-50,613	-0,01087	0,01281	449,4	8	506,7
	9,592	0,000	22,145	0,057	5,663	0,096	40,630	-0,00873	0,00988	346,7	7	387,9
	12,000	-18,391	0,000	-4,760	0,000	-33,840	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	12	0,00		0,00								

VTA 6

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,200	-9,164	-5,499	-2,400	-1,440	-16,910	-10,146	-0,00218	0,00224	78,6	5	197,9
2	1,200	11,969	-5,499	3,077	-1,440	21,987	-10,146	-0,00218	0,00224	78,6	5	197,933
	2,767	0,000	3,880	-0,057	0,926	-0,098	7,007	-0,00150	0,00153	53,8	5	197,933
	5,900	-23,925	-33,596	-6,323	-9,068	-44,244	-62,450	-0,01341	0,01671	586,4	6	570,046
3	5,900	30,906	-33,596	7,440	-9,068	55,917	-62,450	-0,01341	0,01671	586,4	6	570,046
	9,947	0,000	28,942	-0,654	7,470	-1,111	53,218	-0,01143	0,01362	478,0	8	506,707
	12,700	-21,025	0,000	-6,160	0,000	-39,907	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,933
	12,7	0,00		-0,69								

VTA 7

Corte	x	Vm (kN)	Mm (kN.m)	Vv (kN)	Mv (kN.m)	Vu (kN)	Mu (kN.m)	c	ρ	As req (mm ²)	Varilla No	As sum (mm ²)
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9
	1,200	-9,164	-5,499	-2,400	-1,440	-16,910	-10,146	-0,00218	0,00224	78,6	5	197,9
2	1,200	13,748	-5,499	3,600	-1,440	25,367	-10,146	-0,00218	0,00224	78,6	5	197,9
	3,000	0,000	6,875	0,000	1,800	0,000	12,686	-0,00272	0,00282	98,9	5	197,9
	5,900	-22,146	-25,235	-5,800	-6,609	-40,864	-46,564	-0,01000	0,01159	406,6	5	197,9
3	5,900	25,518	-25,235	6,683	-6,609	47,086	-46,564	-0,01000	0,01159	406,6	5	197,9
	9,241	0,000	17,398	0,000	4,556	0,000	32,102	-0,00690	0,00757	265,7	5	197,9
	12,700	-26,413	-28,279	-6,917	-7,406	-48,738	-52,180	-0,01121	0,01329	466,5	5	197,9
4	12,700	24,748	-28,279	6,481	-7,406	45,665	-52,180	-0,01121	0,01329	466,5	5	197,9
	15,941	0,000	11,820	0,000	3,096	0,000	21,811	-0,00468	0,00498	174,7	5	197,9
	17,700	-13,437	0,000	-3,519	0,000	-24,793	0,000	0,00000	0,00330	115,8	5	197,9

DISEÑO DE CORTANTE

Datos Iniciales

vc =	0,76376262	MPa
d/4 =	86,94375	mm
d/2 =	173,8875	mm
s req mín =	254,543869	mm

Viguetas Primer Piso.

VTA 1'

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
22,29	0,641	0,754	-0,010	No	
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
43,94	1,264	1,487	0,723	Si	414,070483
48,84	1,404	1,652	0,888	Si	336,835302
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
46,98	1,351	1,589	0,826	Si	362,513169
38,13	1,096	1,290	0,526	Si	568,889142
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
32,33	0,930	1,094	0,330	Si	907,132224
39,51	1,136	1,337	0,573	Si	522,387713
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
26,72	0,768	0,904	0,140	Si	2136,55769

VTA 2'

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
22,47	0,646	0,760	-0,004	No	
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
43,76	1,258	1,480	0,717	Si	417,651699
48,29	1,388	1,633	0,870	Si	344,105522
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
47,54	1,367	1,608	0,844	Si	354,453425
41,23	1,185	1,395	0,631	Si	474,396291
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
29,23	0,841	0,989	0,225	Si	1329,3549
26,45	0,761	0,895	0,131	Si	2283,07106
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
39,78	1,144	1,346	0,582	Si	514,31782
50,41	1,449	1,705	0,942	Si	317,860623
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
34,14	0,982	1,155	0,391	Si	765,104251

VTA 3'

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
18,25	0,525	0,617	-0,147	No	
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
40,79	1,173	1,380	0,616	Si	485,662653
47,75	1,373	1,615	0,852	Si	351,444498
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
48,07	1,382	1,626	0,862	Si	346,989578
41,44	1,192	1,402	0,638	Si	468,926616
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
29,01	0,834	0,982	0,218	Si	1374,27385
26,39	0,759	0,893	0,129	Si	2319,21434
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
39,84	1,146	1,348	0,584	Si	512,518501
50,42	1,450	1,706	0,942	Si	317,763368
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
34,13	0,981	1,155	0,391	Si	765,66832

VTA 4'

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
20,31	0,584	0,687	-0,077	No	
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
23,37	0,672	0,791	0,027	Si	11108,3393
14,96	0,430	0,506	-0,258	No	
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
37,50	1,078	1,269	0,505	Si	592,727937
47,65	1,370	1,612	0,848	Si	352,833627
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
48,17	1,385	1,630	0,866	Si	345,645997
41,48	1,193	1,403	0,640	Si	467,930682
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
28,97	0,833	0,980	0,216	Si	1382,89983
26,38	0,759	0,892	0,129	Si	2326,01183

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
39,85	1,146	1,348	0,584	Si	512,187724
50,42	1,450	1,706	0,942	Si	317,745422
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
34,13	0,981	1,155	0,391	Si	765,772538

VTA 5'

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
19,48	0,560	0,659	-0,105	No	
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
46,75	1,344	1,581	0,818	Si	366,043524
57,33	1,649	1,939	1,176	Si	254,543869
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
38,49	1,107	1,302	0,538	Si	555,946406

VTA 6'

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
42,28	1,216	1,430	0,666	Si	449,130937
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
42,28	1,216	1,430	0,666	Si	449,130937

VTA 7'

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
22,73	0,653	0,769	0,005	Si	59542,3931
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
43,50	1,251	1,472	0,708	Si	422,737383
47,52	1,366	1,607	0,844	Si	354,75633
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
48,31	1,389	1,634	0,870	Si	343,820524
45,53	1,309	1,540	0,777	Si	385,361108
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
24,92	0,717	0,843	0,079	Si	3770,4806

Viguetas Segundo, Tercer piso y Cubierta

VTA 1

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
16,91	0,486	0,572	-0,192	No	
25,11	0,722	0,850	0,086	Si	3486,49134
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
41,12	1,182	1,391	0,627	Si	477,211192
47,85	1,376	1,619	0,855	Si	350,065276
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
47,97	1,379	1,623	0,859	Si	348,344624
41,40	1,191	1,401	0,637	Si	469,92752
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
29,06	0,835	0,983	0,219	Si	1365,74873
26,40	0,759	0,893	0,129	Si	2312,45161
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
39,83	1,145	1,347	0,584	Si	512,849943
50,42	1,450	1,706	0,942	Si	317,78133
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
34,13	0,981	1,155	0,391	Si	765,564056

VTA 2 y 3

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
18,25	0,525	0,617	-0,147	No	
36,49	1,049	1,235	0,471	Si	635,731499
40,79	1,173	1,380	0,616	Si	485,662653
47,75	1,373	1,615	0,852	Si	351,444498
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
48,07	1,382	1,626	0,862	Si	346,989578
41,44	1,192	1,402	0,638	Si	468,926616
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
29,01	0,834	0,982	0,218	Si	1374,27385
26,39	0,759	0,893	0,129	Si	2319,21434
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
39,84	1,146	1,348	0,584	Si	512,518501
50,42	1,450	1,706	0,942	Si	317,763368
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
34,13	0,981	1,155	0,391	Si	765,66832

VTA 4

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
16,91	0,486	0,572	-0,192	No	
25,78	0,741	0,872	0,108	Si	2766,07376
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
17,91	0,515	0,606	-0,158	No	
31,88	0,917	1,078	0,315	Si	951,475678
43,15	1,241	1,460	0,696	Si	430,0548
54,42	1,565	1,841	1,077	Si	277,810876
57,76	1,661	1,954	1,190	Si	251,431684
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
38,06	1,094	1,288	0,524	Si	571,393654

VTA 5

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
18,32	0,527	0,620	-0,144	No	
24,88	0,715	0,842	0,078	Si	3841,89633
0,12	0,004	0,004	-0,760	No	
41,35	1,189	1,399	0,635	Si	471,244329
50,71	1,458	1,715	0,952	Si	314,461814
0,10	0,003	0,003	-0,761	No	
33,84	0,973	1,145	0,381	Si	785,540993

VTA 6

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
16,91	0,486	0,572	-0,192	No	
21,99	0,632	0,744	-0,020	No	
0,10	0,003	0,003	-0,760	No	
44,24	1,272	1,497	0,733	Si	408,318547
55,92	1,608	1,892	1,128	Si	265,355004
1,11	0,032	0,038	-0,726	No	
39,91	1,147	1,350	0,586	Si	510,518205

VTA 7

Vu (Kn)	vu (MPa)	vn (MPa)	vs (MPa)	Requiere Estribos	s (mm)
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
16,91	0,486	0,572	-0,192	No	
25,37	0,729	0,858	0,094	Si	3171,44528
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
40,86	1,175	1,382	0,619	Si	483,789209
47,09	1,354	1,593	0,829	Si	360,970777
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
48,74	1,401	1,649	0,885	Si	338,17795
45,67	1,313	1,545	0,781	Si	383,181158
0,00	0,000	0,000	-0,764	No	
24,79	0,713	0,839	0,075	Si	3992,73028

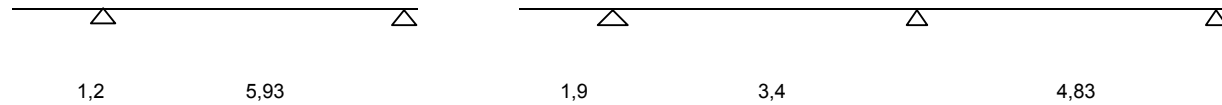
ANEXO H. DISEÑO DE VIGAS

DISEÑO VIGA

$f_c = 21 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$
 $b = 0,4 \text{ m}$
 $h = 0,4 \text{ m}$

$d = 0,35 \text{ m}$
 $\Phi = 0,9 \text{ flexión}$
 $\Phi = 0,85 \text{ cortante}$

Viga T2



VIGA T2

Mu (-)	34,05	169,16		157,13	86,57	157,05		83,73	120,13		130,51
Mu (+)			81,17				56,54			55,79	
Mu/($\phi \cdot b \cdot d \cdot 1000$)	0,001811	0,008999		0,008359	0,004605	0,008355		0,004454	0,006391		0,006943
			0,004699				0,003008			0,002968	
p (-)	0,0019	0,0102		0,0094	0,0049	0,0094		0,0047	0,0070		0,0076
p (+)			0,0047				0,0031			0,0031	
As(cm2)requerido (-)	2,61	14,44		13,26	6,89	13,25		6,65	9,82		10,76
As(cm2)requerido (+)			6,54				4,40			4,34	
As Suministrado	3,96	15,2	7,68	13,46	7,68	13,46	5,7	7,68	11,64	5,7	11,64
	2#5	3#8	2#6 + 1#5	2#7 + 2#6	2#6 + 1#5	2#7 + 2#6	2#6	2#6 + 1#5	3#7	2#6	3#7
Diseño Cortante											
Vu(kN)	56,75	142,79		137,63	91,13	126,78		94,93	119,69		20,72
vu (Mpa)	0,40	1,01		0,98	0,65	0,90		0,67	0,85		0,15

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre = 100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 25.75 ≈ 26 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 26 estribos-1 = 25 espacios

Calculo estribos en Voladizo L=1.90 m

Long. Libre = 170 cm

Estribos 18,88= 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 19 estribos-1 = 18 espacios

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - 2d = 340 cm - 71.15 cm = 197.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 11.29 ≈ 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.83

Long. Libre = L. Viga - 2d = 483 cm - 71.15 cm = 340.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 19.4 ≈ 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =19 estribos-1 = 18 espacios

VIGA T3

	5,93		1,9	3,4		4,83		
Mu (-)	90,54	91,99	46,16	72,99	52,41	69,93	71,79	
Mu (+)	47,21			21,89	32,28			
Mu/(φ*b*d*1000)	0,004817	0,004894	0,002456	0,003883	0,002788	0,003720	0,003819	
p (-)	0,0051	0,0052	0,0025	0,0041	0,0029	0,0039	0,0040	
p (+)	0,0026			0,0012	0,0018			
As(cm2)requerido (-)	7,23	7,35	3,57	5,75	4,07	5,50	5,65	
As(cm2)requerido (+)	3,65			1,67	2,47			
As Suministrado	8,55 3#6	3,96 2#5	8,55 3#6	3,96 2#5	5,7 2#6	3,96 2#5	5,7 2#6	5,7 2#6
Diseño Cortante								
Vu(kN)	81,56	82,3	48,59	63,52	55,68	70,01	69,19	
vu (Mpa)	0,58	0,58	0,34	0,45	0,39	0,50	0,49	

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre =100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento
Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $8 - 1 = 7$ espacios
- Zona NO Confinamiento
Estribos $25.75 \approx 26$ estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $26 - 1 = 25$ espacios

Calculo estribos en Voladizo L=1.90 m

Long. Libre = 170 cm
Estribos $18.88 \approx 19$ estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $19 - 1 = 18$ espacios

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - 2d = $340 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 268.85 \text{ cm}$

- Zona confinamiento
Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $8 - 1 = 7$ espacios
- Zona NO Confinamiento
Estribos $11.29 \approx 11$ estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $11 - 1 = 10$ espacios

Calculo de estribos en sección L=4.83

Long. Libre = L. Viga - 2d = $483 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 411.85 \text{ cm}$

- Zona confinamiento
Estribos $7.90 \approx 8$ estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $8 - 1 = 7$ espacios
- Zona NO Confinamiento
Estribos $19.4 \approx 19$ estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $19 - 1 = 18$ espacios

VIGA T4

	1,2		5,93		4,3		3,4		4,83				
Mu (-)	67,85	324,81		242,05	185,65		176,58	155,63		144,55	169,37	256,37	
Mu (+)			148,89		71,01			43,88			93,48		
Mu/(φ*b*d*1000)	0,003610	0,017280		0,012877	0,009877		0,009394	0,008279		0,007690	0,009010	0,013639	
			0,007921		0,003778			0,002334			0,004973		
p (-)	0,0038	0,0242		0,0158	0,0114		0,0108	0,0093		0,0086	0,0103	0,0171	
p (+)			0,0088		0,0040			0,0024			0,0053		
As(cm2)requerido (-)	5,33	34,10		22,33	16,10		15,18	13,12		12,06	14,46	24,09	
As(cm2)requerido (+)			12,47		5,59			3,39			7,48		
As Suministrado	5,7	35,78	13,46	22,96	17,89	5,94	15,2	15,2	3,96	15,2	15,2	8,55	26,84
	2#6	4#8 4#7	+ 2#7+2#6	3#8 + 2#7	2#8 + 2#7	+ 3#5	3#8	3#8	2#5	3#8	3#8	3#7	3#8 + 3#7
Diseño Cortante													
Vu (KN)	113,09	293,9		264,96	212,14		232,42	190,31		183,31	206,69	242,9	
vu (Mpa)	0,80	2,08		1,88	1,50		1,65	1,35		1,30	1,47	1,72	

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre = 100 cm

Estribos 11,11 = 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $25.75 \approx 26$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 26 - 1 = 25$ espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - $2d = 430 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 358.85 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $16.44 \approx 16$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 16 - 1 = 15$ espacios

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - $2d = 340 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 268.85 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $11.29 \approx 11$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 11 - 1 = 10$ espacios

Calculo de estribos en sección L=4.83

Long. Libre = L. Viga - $2d = 483 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 411.85 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $19.4 \approx 19$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 19 - 1 = 18$ espacios

VIGA T5

		5,93		4,3		3,4		4,83				
Mu (-)	299,3		259,68	167,11		132,16	122,65		130,3	166,91	206,97	
Mu (+)		149,2			67,73			42,47			98,64	
Mu/(φ*b*d*1000)	0,015923		0,013815	0,008890		0,007031	0,006525		0,006932	0,008880	0,011011	
		0,007937			0,003603			0,002259			0,005248	
p (-)	0,0213		0,0174	0,0101		0,0077	0,0071		0,0076	0,0101	0,0130	
p (+)		0,0089			0,0038			0,0023			0,0056	
As(cm2)requerido (-)	29,97		24,51	14,23		10,91	10,05		10,74	14,21	18,34	
As(cm2)requerido (+)		12,50			5,32			3,28			7,93	
As Suministrado	31,91	13,46	26,84	15,2	5,7	11,64	10,61	3,96	11,64	15,2	9,58	20,27
	4#8 3#7	+ 2#7 + 2#6	3#8 + 3#7	3#8	2#6	3#7	2#7 + 1#6	+ 2#5	3#7	3#8	1#7 + 2#6	4#8
Diseño Cortante												
Vu (KN)	296,58		281,2	209,96		187,58	183,26		186,5	224,39	240,69	
vu (Mpa)	2,10		1,99	1,49		1,33	1,30		1,32	1,59	1,71	

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 25.75 ≈ 26 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 26 estribos-1 = 25 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 287.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 8 estribos - 1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 16.44 ≈ 16 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 16 estribos - 1 = 15 espacios

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - 2d = 340 cm - 71.15 cm = 197.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 8 estribos - 1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 11.29 ≈ 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 11 estribos - 1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.83

Long. Libre = L. Viga - 2d = 483 cm - 71.15 cm = 340.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

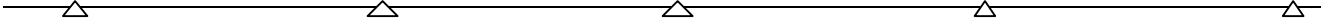
Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 8 estribos - 1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 19.4 ≈ 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 19 estribos - 1 = 18 espacios

VIGA T6



	1,2		5,93		4,3		3,4		4,83							
Mu (-)	68,15	275,63		266,63	178,94		141,04	102,36		91,99	201,58	215,49				
Mu (+)			151,66			57,26			21,59			112,63				
Mu/(φ*b*d*1000)	0,003626	0,014663		0,014185	0,009520		0,007503	0,005446		0,004894	0,010724	0,011464				
p (-)	0,0038	0,0189		0,0180	0,0109		0,0083	0,0058		0,0052	0,0126	0,0137				
p (+)			0,0090			0,0032			0,0012			0,0065				
As(cm2)requerido (-)	5,35	26,60		25,41	15,41		11,73	8,25		7,35	17,77	19,28				
As(cm2)requerido (+)			12,74			4,46			1,64			9,15				
As Suministrado	5,7	28,03	15,2	28,03	17,34	5,7	15,2	8,55	3,96	8,55	17,89	11,64	20,27			
	2#6	4#8 2#7	+	3#8	4#8 + 2#7	3#7 + 2#6	+	2#6	3#8	3#6	2#5	3#6	2#8 2#7	+	3#7	4#8
Diseño Cortante																
Vu (KN)	113,58	281,31		221,087	196,14		77,38	96,54		30,87	238,59	181,52				
vu (Mpa)	0,81	1,99		1,57	1,39		0,55	0,68		0,22	1,69	1,29				

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre =100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

• Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $25.75 \approx 26$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 26 estribos-1 = 25 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 358.85 cm

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $16.44 \approx 16$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 16 estribos-1 = 15 espacios

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - 2d = 340 cm - 71.15 cm = 268.85 cm

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $11.29 \approx 11$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.83

Long. Libre = L. Viga - 2d = 483 cm - 71.15 cm = 411.85 cm

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $19.4 \approx 19$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 19 estribos-1 = 18 espacios

VIGA T7

	1,2		5,93		4,3		3,4		4,83					
Mu (-)	43,72	223,08		152,44	119,62		82,62	57,57		40,6	65,58		118,93	
Mu (+)			97,28			44,2			22,38			42,74		
Mu/(φ*b*d*1000)	0,002	0,012		0,008	0,006		0,004	0,003		0,002	0,003		0,006	
			0,005			0,002			0,001			0,002		
p (-)	0,002	0,014		0,009	0,007		0,005	0,003		0,002	0,004		0,007	
p (+)			0,006			0,002			0,001			0,002		
As(cm2)requerido (-)	3,38	20,13		12,81	9,77		6,56	4,49		3,13	5,14		9,71	
As(cm2)requerido (+)			7,81			3,41			1,70			3,30		
As Suministrado	3,96	20,27	8,55	15,2	13,46	3,96	7,76	5,7	3,96	3,96	5,7	3,96	11,64	
	2#5	4#8	3#6	3#8	2#7 + 2#6	2#5	2#7	2#6	2#5	2#5	2#6	2#5	3#7	
Diseño Cortante														
Vu (KN)	72,87	191,35		168,76	135,87		103,95	31,92		25,57	74,64		88,56	
vu (Mpa)	0,52	1,36		1,20	0,96		0,74	0,23		0,18	0,53		0,63	

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre =100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $25.75 \approx 26$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 26 - 1 = 25$ espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - $2d = 430 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 358.85 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $16.44 \approx 16$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 16 - 1 = 15$ espacios

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - $2d = 340 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 268.85 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $11.29 \approx 11$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 11 - 1 = 10$ espacios

Calculo de estribos en sección L=4.83

Long. Libre = L. Viga - $2d = 483 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 411.85 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

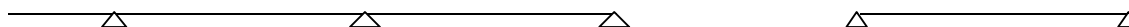
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $19.4 \approx 19$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 19 - 1 = 18$ espacios

VIGA T8



	1,2			5,93			4,3			4,83		
Mu (-)	43,72	233,76		169,53	136,8		128,92			101,56		137,41
Mu (+)			92,05			49,89				49,09		
Mu/(φ*b*d*1000)	0,0023	0,0124		0,0090	0,0073		0,0069			0,0054		0,0073
p (-)	0,0024	0,0151		0,0103	0,0080		0,0075			0,0058		0,0081
p (+)			0,0052			0,0027				0,0027		
As(cm2)requerido (-)	3,38	21,35		14,47	11,34		10,62			8,18		11,40
As(cm2)requerido (+)			7,36			3,87				3,80		
As Suministrado	3,96	22,96	8,55	15,2	11,64	3,96	11,64			8,55	3,96	11,64
	2#5	3#8 2#7	3#6	3#8	3#7	2#5	3#7			3#6	2#5	3#7
Vu (KN)	72,87	190,85		169,26	138,85		121,33			85,43		97,94
vu (Mpa)	0,52	1,35		1,20	0,98		0,86			0,61		0,69

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre =100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

• Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 \text{ estribos} - 1 = 7 \text{ espacios}$

- Zona NO Confinamiento

Estribos $25.75 \approx 26$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 \text{ estribos} - 1 = 7 \text{ espacios}$

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - $2d = 430 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 287.7 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 \text{ estribos} - 1 = 7 \text{ espacios}$

- Zona NO Confinamiento

Estribos $16.44 \approx 16$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 16 \text{ estribos} - 1 = 15 \text{ espacios}$

Calculo de estribos en sección L=4.83

Long. Libre = L. Viga - $2d = 483 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 340.7 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

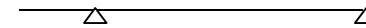
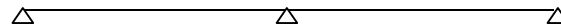
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 8 \text{ estribos} - 1 = 7 \text{ espacios}$

- Zona NO Confinamiento

Estribos $19.4 \approx 19$ estribos

Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 19 \text{ estribos} - 1 = 18 \text{ espacios}$

VIGA T9



	5,93			4,3			4,83		
Mu (-)	210,67		167,6	126,24		93,52	72,42		99,43
Mu (+)		99,48			48,2			32,84	
Mu/(φ*b*d*1000)	0,0112		0,0089	0,0067		0,0050	0,0039		0,0053
		0,0053			0,0026			0,0017	
p (-)	0,0133		0,0101	0,0074		0,0053	0,0040		0,0057
p (+)		0,0057			0,0026			0,0018	
As(cm2)requerido (-)	18,75		14,28	10,37		7,49	5,71		8,00
As(cm2)requerido (+)		8,00			3,73			2,52	
As Suministrado	20,27	8,55	15,2	11,64	3,96	8,55	5,7	3,96	8,55
	4#8	3#6	3#8	3#7	2#5	3#6	2#6	2#5	3#6
Vu (KN)	217,59		179,83	140,15		120,68	73,53		81,59
vu (Mpa)		1,54		1,28	0,99		0,52		0,58

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 8 estribos - 1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 25.75 ≈ 26 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 26 estribos - 1 = 25 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 287.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 16.44 ≈ 16 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 16 estribos-1 = 15 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.83

Long. Libre = L. Viga - 2d = 483 cm - 71.15 cm = 340.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 19.4 ≈ 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 19 estribos-1 = 18 espacios

VIGA T10

	1,2	5,93	4,3	3,4
Mu (-)	68,77	235,73	269,93	201,11
Mu (+)		167,66	77,7	27,04
Mu/(φ*b*d*1000)	0,003659	0,012541	0,014360	0,010699
p (-)	0,0038	0,0153	0,0183	0,0126
p (+)		0,0101	0,0044	0,0015
As(cm2)requerido (-)	5,40	21,59	25,84	17,72
			9,96	4,25
				4,54

As(cm2)requerido (+)			14,29			6,15			2,06		
As Suministrado	5,94	22,96	15,2	26,84	20,27	8,55	11,64	5,7	3,96	5,7	
	3#5	3#8 2#7	+	3#8	3#8 + 3#7	4#8	3#6	3#7	2#6	2#5	2#6
Vu (KN)	114,62	277,22		289,18	228,48		185,39	32,22		29,9	
vu (Mpa)	0,81	1,97		2,05	1,62		1,31	0,23		0,21	

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre = 100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 25.75 ≈ 26 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 287.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 16.44 ≈ 16 estribos

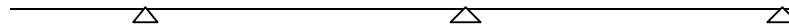
Espacio entre estribos = # estribos- 1 =16 estribos-1 = 15 espacios

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - 2d = 340 cm - 71.15 cm = 197.7 cm

- Zona confinamiento
Estribos 7.90 ≈ 8 estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios
- Zona NO Confinamiento
Estribos 11.29 ≈ 11 estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 11 estribos-1 = 10 espacios

VIGA T11



	1,2		5,93		4,3		
Mu (-)	68,77	260,53			270,53	201,21	157,91
Mu (+)			155,09				75,84
Mu/(φ*b*d*1000)	0,003659	0,013860			0,014392	0,010704	0,008401
p (-)	0,0038	0,0175			0,0184	0,0126	0,0095
p (+)			0,0093				0,0042
As(cm2)requerido (-)	5,40	24,62			25,92	17,73	13,34
As(cm2)requerido (+)			13,06				5,99
As Suministrado	5,94	26,84	15,2		26,84	20,27	15,2
	3#5	3#8 + 3#7	3#8		3#8 + 3#7	4#8	3#5
Vu (KN)	114,62	281,25			285,15	219,26	193,95
vu (Mpa)	0,81	1,99			2,02	1,55	1,38

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre =100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 25.75 ≈ 26 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 26 estribos-1 = 25 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 287.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

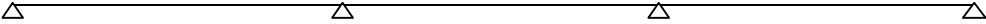
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 16.44 ≈ 16 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 16 estribos-1 = 15 espacios

VIGA T12



	5,93		4,3		3,4			
Mu (-)	168,56		243,43	171,83		145,76	130,79	118,44
Mu (+)		131,97			68,57			55,87
Mu/(φ*b*d*1000)	0,008967		0,012950	0,009141		0,007754	0,006958	0,006301
p (-)	0,0102	0,007021	0,0160	0,0104	0,003648	0,0086	0,0076	0,0069
p (+)		0,0077			0,0038			0,0031

As(cm2)requerido (-)	14,38		22,50	14,70		12,18	10,79		9,67
As(cm2)requerido (+)		10,89			5,39			4,35	
As Suministrado	15,2	11,64	22,96	15,2	5,7	13,46	11,64	5,7	11,64
	3#8	3#7	3#8 + 2#7	3#8	2#6	2#7 + 2#6	3#7	2#6	3#7
Vu (KN)	153,79		267,68	212,46		198,34	195,01		183
vu (Mpa)	1,09		1,90	1,51		1,41	1,38		1,30

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 25.75 ≈ 26 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 26 estribos-1 = 25 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 287.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 16.44 ≈ 16 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 16 estribos-1 = 15 espacios

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - 2d = 340 cm - 71.15 cm = 197.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

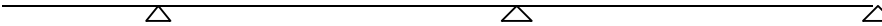
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 11.29 ≈ 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 11 estribos-1 = 10 espacios

VIGA T13



	1,2	5,93	4,3	
Mu (-)	28,37	116,63	115,53	99,04
Mu (+)		73,52		40,09
Mu/(φ*b*d*1000)	0,001509	0,006205	0,006146	0,005269
p (-)	0,0015	0,0067	0,0067	0,0056
p (+)		0,0041		0,0022
As(cm2)requerido (-)	2,17	9,51	9,41	7,96
As(cm2)requerido (+)		5,80		3,09
As Suministrado	3,96	11,64	11,64	8,55
	2#5	3#7	3#7	3#6
Vu (KN)	47,29	115,14	118,54	96,66
vu (Mpa)	0,34	0,82	0,84	0,69

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre = 100 cm

Estribos 11,11 = 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

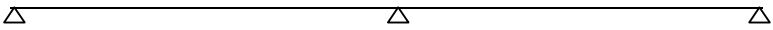
- Zona NO Confinamiento
Estribos 25.75 ≈ 26 estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 26 estribos-1 = 25 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 287.7 cm

- Zona confinamiento
Estribos 7.90 ≈ 8 estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios
- Zona NO Confinamiento
Estribos 16.44 ≈ 16 estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 16 estribos-1 = 15 espacios

VIGA T14



		5,93		4,3	
Mu (-)	127,22		130,13	102,22	125,62
Mu (+)		67,64		37,21	
Mu/(φ*b*d*1000)	0,006768		0,006923	0,005438	0,006683
p (-)	0,0074	0,003598	0,0076	0,0058	0,001980
p (+)		0,0038		0,0020	
As(cm2)requerido (-)	10,46		10,73	8,24	10,32
As(cm2)requerido (+)		5,31		2,86	
As Suministrado	11,64	5,7	11,64	8,55	11,64
	3#7	2#6	3#7	3#6	2#5
Vu (KN)	115,2		118,48	96,83	101,66
vu (Mpa)		0,82	0,84	0,69	0,72

Calculo de estribos en sección L=5.93 m

Long. Libre = L. Viga - 2d = 593 cm - 71.15 cm = 450.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 25.75 ≈ 26 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =26 estribos-1 = 25 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 287.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 16.44 ≈ 16 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =16 estribos-1 = 15 espacios

VIGA T15

	1,2	4,7	6,8	5	4,7	6							
Mu (-)	16,99	58,52	110,48	141,69	70,91	52,41	120,96	122,18	48,83	66,38	82,93		
Mu (+)		33,03	51,02	26,11	27,91	48,4							
Mu/(φ*b*d*1000)	0,0009	0,0031	0,0059	0,0075	0,0038	0,0028	0,0064	0,0065	0,0026	0,0035	0,0044		
		0,001757	0,002714	0,001389	0,001485	0,002575							
p (-)	0,0009	0,0032	0,0064	0,0084	0,0040	0,0029	0,0070	0,0071	0,0027	0,0037	0,0047		
p (+)		0,0018	0,0028	0,0014	0,0015	0,0027							
As(cm ²)rq(-)	1,29	4,57	8,96	11,8	5,58	4,07	9,89	10,0	3,78	5,21	6,59		

As(cm ²)rq (+)			2,53			3,96			1,99			2,13			3,75	
As Suministrado	3,96	5,7	3,96	11,6	13,4	3,96	5,7	5,7	3,96	11,6	11,6	3,96	3,96	8,55	3,96	8,55
	2#5	2#6	2#5	3#7	3#7	2#5	2#6	2#6	2#5	3#7	3#7	2#5	2#5	3#6	2#5	3#6
Vu (KN)	28,32	59,82		76,27	90,37		70,11	56,46		77,30	78,02		54,08	68,78		72,82
vu (Mpa)	0,20	0,42		0,54	0,64		0,50	0,40		0,55	0,55		0,38	0,49		0,52

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre = 100 cm

Estribos 11,11 = 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 11 estribos - 1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.70

Long. Libre = L. Viga - 2d = 470 cm - 71.15 cm = 327.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 8 estribos - 1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 18.7 ≈ 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 19 estribos - 1 = 18 espacios

Calculo de estribos en sección L=6.80

Long. Libre = L. Viga - 2d = 680 cm - 71.15 cm = 537.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 8 estribos - 1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 30.7 ≈ 31 estribos

Espacio entre estribos = # estribos - 1 = 31 estribos - 1 = 30 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.00

Long. Libre = L. Viga - 2d = 500 cm - 71.15 cm = 357.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 20.4 ≈ 20 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =20 estribos-1 = 19 espacios

Calculo de estribos en sección L=6.00

Long. Libre = L. Viga - 2d = 600 cm - 71.15 cm = 457.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 26.15 ≈ 27 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =27 estribos-1 = 26 espacios

VIGA T16		Δ ————— Δ ————— Δ ————— Δ ————— Δ									
		4,7		6,8		5		4,7			
Mu (-)	50,61		74,12	106,19		83,25	60,12		75,63	81,71	44,81
Mu (+)		26,11			47,04			22,46			29,29
Mu/(φ*b*d*1000)	0,002692		0,003943	0,005649		0,004429	0,003198		0,004023	0,004347	0,002384
		0,001389			0,002503			0,001195			0,001558
p (-)	0,0028		0,0041	0,0061		0,0047	0,0033		0,0042	0,0046	0,0025
p (+)		0,0014			0,0026			0,0012			0,0016
As(cm2)req (-)	3,93		5,85	8,58		6,61	4,70		5,97	6,48	3,46
As(cm2)req (+)		1,99			3,64			1,71			2,24

As												
Suministrado	3,96 2#5	3,96 2#5	7,76 2#7	8,55 3#6	3,96 2#5	8,55 3#6	5,7 2#6	3,96 2#5	7,76 2#7	7,76 2#7	3,96 2#5	3,96 2#5
Vu (KN)	54,49		63,80	83,81		76,67	57,69		62,70	67,08		52,03
vu (Mpa)	0,39		0,45	0,59		0,54	0,41		0,44	0,48		0,37

Calculo de estribos en sección L=4.70

Long. Libre = L. Viga - 2d = 470 cm - 71.15 cm = 327.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 18.7 ≈ 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 19 estribos-1 = 18 espacios

Calculo de estribos en sección L=6.80

Long. Libre = L. Viga - 2d = 680 cm - 71.15 cm = 537.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 30.7 ≈ 31 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 31 estribos-1 = 30 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.00

Long. Libre = L. Viga - 2d = 500 cm - 71.15 cm = 357.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

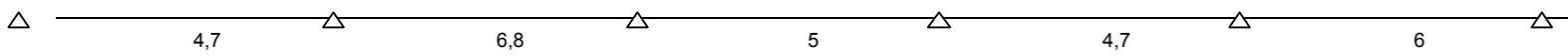
- Zona NO Confinamiento

Estribos 20.4 ≈ 20 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 20 estribos-1 = 19 espacios

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

VIGA T17



		4,7		6,8		5		4,7		6					
Mu (-)	83,51		110,48	96,05		87,68	64,53		62,87	62,02		56,03	74,22		78,14
Mu (+)		63,23			46,83		22,63			20,12			39,6		
Mu/(φ*b*d*1000)	0,004443		0,005877	0,005110		0,004665	0,003433		0,003345	0,003299		0,002981	0,003948		0,004157
		0,003364			0,002491		0,001204			0,001070			0,002107		
p (-)	0,0047		0,0064	0,0055		0,0050	0,0036		0,0035	0,0034		0,0031	0,0042		0,0044
p (+)		0,0035			0,0026		0,0012			0,0011			0,0022		
As(cm2)req(-)	6,63		8,96	7,70		6,99	5,06		4,92	4,85		4,36	5,86		6,18
As(cm2)req(+)		4,95			3,62		1,72			1,53			3,05		
As Suministrado	7,76	5,7	11,64	7,76	3,96	7,76	5,7	3,96	5,7	5,7	3,96	5,7	7,76	3,96	7,76
	2#7	2#6	3#7	2#7	2#5	2#7	2#6	2#5	2#6	2#6	2#5	2#6	2#7	2#5	2#7
Vu (KN)	79,02		118,87	81,62		78,66	59,24		58,76	57,59		56,12	70,37		71,23
vu (Mpa)	0,56		0,84	0,58		0,56	0,42		0,42	0,41		0,40	0,50		0,51

Calculo de estribos en sección L=4.70

Long. Libre = L. Viga - 2d = 470 cm - 71.15 cm = 327.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 18.7 ≈ 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =19 estribos-1 = 18 espacios

Calculo de estribos en sección L=6.80

Long. Libre = L. Viga - 2d = 680 cm - 71.15 cm = 537.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 30.7 ≈ 31 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =31 estribos-1 = 30 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.00

Long. Libre = L. Viga - 2d = 500 cm - 71.15 cm = 357.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 20.4 ≈ 20 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =20 estribos-1 = 19 espacios

Calculo de estribos en sección L=6.00

Long. Libre = L. Viga - 2d = 600 cm - 71.15 cm = 457.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

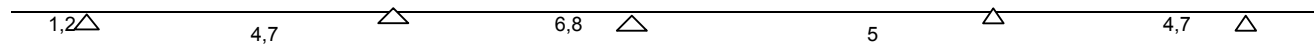
Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 26.15 ≈ 27 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =27 estribos-1 = 26 espacios

VIGA T18



Mu (-)	16,99	96,67		71,56	106,34		104,3	68,7		98,08	88,26		75,71
Mu (+)			30,18			49,6			31,91			32,02	
Mu/($\phi \cdot b \cdot d \cdot 1000$)	0,000904	0,005143		0,003807	0,005657		0,005549	0,003655		0,005218	0,004695		0,004028
			0,001606			0,002639			0,001698			0,001703	
p (-)	0,0009	0,0055		0,0040	0,0061		0,0060	0,0038		0,0056	0,0050		0,0042
p (+)			0,0016			0,0027			0,0017			0,0017	
As(cm ²)rq (-)	1,29	7,76		5,63	8,60		8,42	5,40		7,88	7,04		5,98
As(cm ²)rq (+)			2,31			3,85			2,44			2,45	
As Suministrado	3,96	7,76	3,96	5,7	11,64	3,96	11,64	5,7	3,96	11,64	7,76	3,96	7,76
	2#5	2#7	2#5	2#6	3#7	2#5	3#7	2#6	2#5	3#7	2#7	2#5	2#7
Vu (KN)	28,32	62,03		60,74	80,57		79,91	57,07		65,01	66,07		55,74
vu (Mpa)	0,20	0,44		0,43	0,57		0,57	0,40		0,46	0,47		0,40

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre =100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.70

Long. Libre = L. Viga - 2d = 470 cm - 71.15 cm = 327.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 \approx 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 18.7 \approx 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =19 estribos-1 = 18 espacios

Calculo de estribos en sección L=6.80

Long. Libre = L. Viga - 2d = 680 cm - 71.15 cm = 537.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 30.7 ≈ 31 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 31 estribos-1 = 30 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.00

Long. Libre = L. Viga - 2d = 500 cm - 71.15 cm = 357.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 20.4 ≈ 20 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 20 estribos-1 = 19 espacios

VIGA T19

	1,2		4,7		6,8		5		
Mu (-)	16,99	79,15		109,51	136,18		94,5	70,68	118,88
Mu (+)			38,38			47,3			34,51
Mu/(φ*b*d*1000)	0,000904	0,004211		0,005826	0,007245		0,005027	0,003760	0,006324
p (-)	0,0009	0,0044		0,0063	0,0080		0,0054	0,0039	0,0069
p (+)			0,0021			0,0026			0,0019
As(cm2)requerido	1,29	6,27		8,88	11,28		7,57	5,56	9,71

(-)									
As(cm2)requerido			2,95		3,66			2,65	
(+)									
As Suministrado	3,96	7,76	3,96	11,64	11,64	3,96	7,76	5,7	3,96
	2#5	2#7	2#5	3#7	3#7	2#5	2#7	2#6	2#5
									11,64
Vu (KN)	28,32	61,55		74,87	88,29		72,19	59,92	
vu (Mpa)	0,20	0,44		0,53	0,63		0,51	0,42	
									74,03
									0,52

Calculo estribos en Voladizo L=1.20 m

Long. Libre =100 cm

Estribos 11,11= 11 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =11 estribos-1 = 10 espacios

Calculo de estribos en sección L=4.70

Long. Libre = L. Viga - 2d = 470 cm - 71.15 cm = 327.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 18.7 ≈ 19 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =19 estribos-1 = 18 espacios

Calculo de estribos en sección L=6.80

Long. Libre = L. Viga - 2d = 680 cm - 71.15 cm = 537.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 30.7 ≈ 31 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 =31 estribos-1 = 30 espacios

Calculo de estribos en sección L=5.00

Long. Libre = L. Viga - 2d = 500 cm - 71.15 cm = 357.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos 7.90 ≈ 8 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos 20.4 ≈ 20 estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 20 estribos-1 = 19 espacios

VIGA T20

		4,7		6,8		5		
Mu (-)	51,89		72,63	104,58		84,12	62,25	73,16
Mu (+)		25,51			47,02			22,51
Mu/(φ*b*d*1000)	0,002761		0,003864	0,005564		0,004475	0,003312	0,003892
p (-)	0,0029	0,001357	0,0041	0,0060	0,002501	0,0047	0,0035	0,0041
p (+)		0,0014			0,0026			0,0012
As(cm2)requerido (-)	4,03		5,72	8,44		6,69	4,87	5,77
As(cm2)requerido (+)		1,95			3,64			1,71
As Suministrado	3,96	3,96	5,7	11,64	3,96	7,76	5,7	3,96
		2#5	2#5	2#6 3#7	2#5	2#7 2#6	2#5	2#7
Vu (KN)	55,04		63,17	83,27		77,21	58,57	61,73
vu (Mpa)	0,39		0,45	0,59		0,55	0,42	0,44

Calculo de estribos en sección L=4.70

Long. Libre = L. Viga - 2d = 470 cm - 71.15 cm = 327.7 cm

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $18.7 \approx 19$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $19 - 1 = 18$ espacios

Calculo de estribos en sección L=6.80

Long. Libre = L. Viga - $2d = 680 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 537.7 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

Estribos $30.7 \approx 31$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $31 - 1 = 30$ espacios

Calculo de estribos en sección L=5.00

Long. Libre = L. Viga - $2d = 500 \text{ cm} - 71.15 \text{ cm} = 357.7 \text{ cm}$

- Zona confinamiento

Estribos $7.90 \approx 8$ estribos

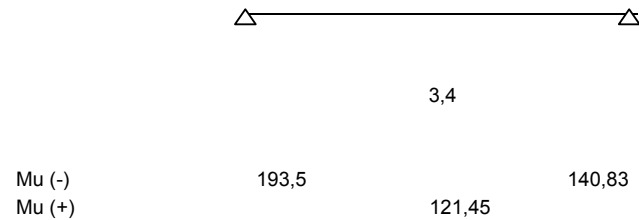
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $8 - 1 = 7$ espacios

- Zona NO Confinamiento

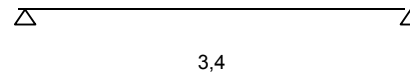
Estribos $20.4 \approx 20$ estribos

Espacio entre estribos = # estribos- 1 = $20 - 1 = 19$ espacios

VIGA RAMPA



Mu/(ϕ *b*d*1000)	0,010294		0,007492
		0,006461	
p (-)	0,0120		0,0083
p (+)		0,0070	
As(cm2)requerido (-)	16,91		11,71
As(cm2)requerido (+)		9,94	
As Suministrado	17,34	11,64	11,64
	3#7 + 2#6	3#7	3#7
Vu (KN)	197,00		166,12
vu (Mpa)	1,40		1,18



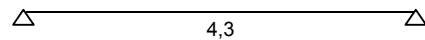
Mu (-)	126,45		194,77
Mu (+)		124,75	
Mu/(ϕ *b*d*1000)	0,006727		0,010362
		0,006637	
p (-)	0,0074		0,0121
p (+)		0,0073	
As(cm2)requerido (-)	10,39		17,04
As(cm2)requerido (+)		10,24	
As Suministrado	11,64	11,64	17,34
	3#7	3#7	3#7 + 2#6
Vu (KN)	145,54		188,60
vu (Mpa)	1,03		1,34

Calculo de estribos en sección L=3.4

Long. Libre = L. Viga - 2d = 340 cm - 71.15 cm = 197.7 cm

- Zona confinamiento
Estribos 7.90 ≈ 8 estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios
- Zona NO Confinamiento
Estribos 11.29 ≈ 11 estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 11 estribos-1 = 10 espacios

ESCALERA



Mu (-)	46,17		42,36
Mu (+)		48,29	
Mu/(φ*b*d*1000)	0,002456	0,002569	0,002254
p (-)	0,0025		0,0023
p (+)		0,0027	
As(cm2)requerido (-)	3,57		3,27
As(cm2)requerido (+)		3,74	
As Suministrado	3,96	3,96	3,96
	2#5	2#5	2#5
Vu (KN)	85,89		52,97
vu (Mpa)	0,61		0,38

Calculo de estribos en sección L=4.3

Long. Libre = L. Viga - 2d = 430 cm - 71.15 cm = 287.7 cm

- Zona confinamiento
Estribos 7.90 ≈ 8 estribos
Espacio entre estribos = # estribos- 1 = 8 estribos-1 = 7 espacios

- Zona NO Confinamiento
Estribos $16.44 \approx 16$ estribos
Espacio entre estribos = $\# \text{ estribos} - 1 = 16 \text{ estribos} - 1 = 15$ espacios

ANEXO I. DISEÑO LONGITUDINAL DE COLUMNAS.

ELEMENTO	CARGA AXIAL MÁXIMA			MOMENTO M2 MÁXIMO			MOMENTO M3 MÁXIMO			P MÁX		M2 MÁX		M3 MÁX	
	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)	e/h M2	e/h M3	e/h M2	e/h M3	e/h M2	e/h M3
221	-951,197	31,546	16,342	-740,284	38,055	3,489	-898,371	-0,093	-26,130	0,083	0,043	0,129	0,012	0,000	0,073
229	-1935,752	110,020	15,700	-1935,752	-110,020	-15,700	-1604,551	57,647	28,086	0,142	0,020	0,142	0,020	0,090	0,044
237	-1717,952	75,075	15,446	-1717,952	-75,075	-15,446	-1408,523	43,776	24,794	0,109	0,022	0,109	0,022	0,078	0,044
241	-712,706	23,526	6,929	-555,367	34,868	3,835	-565,166	-18,711	16,314	0,083	0,024	0,157	0,017	0,083	0,072
245	-995,931	26,278	34,129	-887,062	-36,134	-23,942	-995,931	26,278	34,129	0,066	0,086	0,102	0,067	0,066	0,086
249	-2646,532	35,632	1,881	-2210,539	45,824	3,427	-2207,551	2,413	21,889	0,034	0,002	0,052	0,004	0,003	0,025
253	-2495,158	45,320	15,547	-2086,398	52,313	-9,228	-2091,470	-1,812	27,400	0,045	0,016	0,063	0,011	0,002	0,033
257	-1712,703	28,158	1,137	-1480,205	-41,606	-11,434	-1445,305	5,371	22,318	0,041	0,002	0,070	0,019	0,009	0,039
261	-2470,780	35,989	9,968	-2062,911	44,619	13,291	-2121,534	-30,289	-25,983	0,036	0,010	0,054	0,016	0,036	0,031
265	-1077,191	15,637	28,979	-981,803	-36,632	2,144	-867,890	10,373	29,429	0,036	0,067	0,093	0,005	0,030	0,085
273	-2191,973	15,636	9,260	-1887,130	-37,787	-15,970	-1900,910	-22,887	-26,160	0,018	0,011	0,050	0,021	0,030	0,034
279	-1822,969	28,361	16,738	-1704,631	-42,724	-4,598	-1439,802	5,995	27,787	0,039	0,023	0,063	0,007	0,010	0,048
283	-939,810	33,748	0,965	-849,170	-39,703	-11,512	-776,791	0,870	22,304	0,090	0,003	0,117	0,034	0,003	0,072
289	-1819,592	10,652	9,454	-1677,289	-33,096	-15,722	-1608,483	-19,655	-25,984	0,015	0,013	0,049	0,023	0,031	0,040
297	-950,449	13,048	18,510	-720,420	37,627	2,284	-888,603	-11,438	-26,310	0,034	0,049	0,131	0,008	0,032	0,074
301	-2114,175	22,543	17,217	-1764,921	41,114	4,274	-1832,413	-7,515	-28,556	0,027	0,020	0,058	0,006	0,010	0,039
321	-2183,128	49,190	17,601	-2011,455	-58,472	-19,164	-1740,474	36,906	28,142	0,056	0,020	0,073	0,024	0,053	0,040
325	-760,494	19,778	4,636	-595,931	34,989	13,348	-619,940	22,580	23,497	0,065	0,015	0,147	0,056	0,091	0,095
331	-1025,425	34,981	18,312	-1025,425	-34,981	-18,312	-926,512	-24,165	-28,602	0,085	0,045	0,085	0,045	0,065	0,077
332	-141,246	46,661	49,498	-97,286	49,144	-36,173	-132,386	6,289	-55,211	0,826	0,876	1,263	0,930	0,119	1,043
336	-692,531	19,856	16,333	-675,836	-33,098	-17,008	-682,463	-21,269	-25,918	0,072	0,059	0,122	0,063	0,078	0,095
344	-1463,633	76,530	15,517	-1463,633	76,530	-15,517	-1194,922	-16,801	27,850	0,131	0,027	0,131	0,027	0,035	0,058

ELEMENTO	P MÁX		M2 MÁX		M3 MÁX		ρ esc	ϕP_o	ϕP_{2o}	ϕP_{3o}	$1/\phi P_{no}$	ϕP_{no}	Comprob	As	As suministrado
	ρ	ρ	ρ	ρ	ρ	ρ									
221	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1750,000	1930,000	0,001	1467,707	ok	1600,000	1710,138
229	0,020	0,020	0,020	0,020	0,010	0,010	0,030	3350,424	2400,000	2800,000	0,000	2103,758	ok	4800,000	4750,383
237	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,020	2900,016	2180,000	2280,000	0,001	1809,999	ok	3200,000	3578,622
241	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1920,000	1900,000	0,001	1565,140	ok	1600,000	1710,138
245	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1900,000	1910,000	0,001	1558,488	ok	1600,000	1710,138
249	0,040	0,040	0,020	0,020	0,020	0,020	0,040	3800,832	3150,000	3150,000	0,000	2689,471	ok	6400,000	6745,543
253	0,030	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,040	3800,832	3050,000	3120,000	0,000	2595,506	ok	6400,000	6745,543
257	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	2280,000	2140,000	0,000	2009,414	ok	1600,000	1710,138
261	0,030	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,030	3350,424	2800,000	2900,000	0,000	2478,310	ok	4800,000	4750,383
265	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1900,000	1880,000	0,001	1538,457	ok	1600,000	1710,138
273	0,020	0,010	0,010	0,010	0,010	0,020	0,030	3350,424	2600,000	2740,000	0,000	2216,758	ok	4800,000	4750,383
279	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	2120,000	2120,000	0,001	1868,573	ok	1600,000	1710,138
283	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1900,000	2100,000	0,001	1682,715	ok	1600,000	1710,138
289	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,020	2900,016	2280,000	2280,000	0,001	1878,402	ok	3200,000	3578,622
297	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1720,000	1980,000	0,001	1474,454	ok	1600,000	1710,138
301	0,020	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,020	2900,016	2420,000	2480,000	0,000	2120,336	ok	3200,000	3578,622
321	0,020	0,010	0,020	0,010	0,010	0,010	0,030	3350,424	2600,000	2800,000	0,000	2255,867	ok	4800,000	4750,383
325	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1620,000	1900,000	0,001	1359,858	ok	1600,000	1710,138
331	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1920,000	1920,000	0,001	1578,686	ok	1600,000	1710,138
332	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	260,000	300,000	0,007	147,683	ok	1600,000	1710,138
336	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	2449,608	1880,000	1900,000	0,001	1538,457	ok	1600,000	1710,138
344	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,020	2900,016	1680,000	2320,000	0,001	1467,466	ok	3200,000	3578,622

ANEXO J. DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

Diseño de Muros

Datos iniciales

Muro: Tipo 2
 Numero de los elementos: 269-293
 Ubicación: Sótano

Condiciones del elemento:

Dimensiones del Muro

$\Phi = 0,85$
 $L_w = 3300$ Longitud horizontal del muro, mm
 $H_w = 13530$ Altura del edificio
 e viga = 400 Espesor de la viga entrepiso
 $h_p = 2580$ Altura del muro a diseñar
 $h_{\text{libre}} = 2380$ Altura libre de piso
 $b = 1000$
 $d = 2640$
 $t = 400$
 $f_y = 420$ MPa
 $f'_c = 21$ MPa

Clasificación

El muro según su altura se clasifica como alto o esbelto y bajo, si:

$$\frac{H_w}{L_w} \geq 2 = 4,1$$

El muro es alto y no obliga a que la cuantía vertical sea mayor que la cuantía horizontal. (C.21.6.5 letra 8l (c)).

$$\frac{H_{\text{libre}}}{L_w} \leq 3 = 0,73 \text{ si cumple esta condición el elemento trabaja como muro}$$

Condición crítica de carga para cortante

$$P_u = 1855,402$$

$$V_u = 522,72$$

$$M_u = 4657,2481$$

$$V_{u\text{máx}} = 2,65 * \sqrt{f'_c} * d * t \geq V_u (\text{combo \#})$$

$$V_{u\text{máx}} = 10900,2978 \text{ KN}$$

$$V_{u\text{máx}} > V_u \text{ aplicado ok NSR-98 C.11.38}$$

Resistencia al cortante aportada por el concreto, V_c .

Se selecciona el menor valor de la fuerza nominal a cortante que suministra el concreto, V_c , obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_c = \phi * \sqrt{\frac{f'_{cs}}{6}} * d * t$$

$$\phi V_{c1} = 685,55$$

$$\phi V_c = \phi * \left(\frac{\sqrt{f'_{cs}}}{4} + \frac{P_u}{4 * L_{WF} * t} \right) * d * t$$

$$\phi V_{c2} = 1343,74$$

$$3. \phi V_c = \phi * \left(\frac{\sqrt{f'_{cs}}}{20} + \frac{L_{WF} * \left(\frac{\sqrt{f'_{cs}}}{10} + \frac{P_u}{5 * L_{WF} * t} \right)}{\frac{M_{LW}}{V_u} - \frac{L_{WF}}{2}} \right)$$

Esta ecuación que se emplea siempre y cuando

$$\frac{M_{LW}}{V_u} - \frac{L_{WF}}{2} \geq 0$$

$$\frac{M_{LW}}{V_u} - \frac{L_{WF}}{2} = 7259,642 \geq 0 \quad ok$$

$$\phi V_{c3} = 507,347$$

Diseño del refuerzo horizontal

Cuantía del refuerzo horizontal ρ_h .

$$\rho_h = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi * f_y * d * t}$$

$$\rho_h = 4,011688 - 0,5$$

$$\rho_{h \min} = 0,0025 \quad \text{se trabaja con este valor por norma.}$$

Si $V_u > \phi V_c$, se coloca el refuerzo en dos capas (NSR-98 Sección C.21.6.2 literal (c)).

$$V_u = 522,71 > \phi V_c = 507,347$$

Cantidad de varillas necesarias

$$A_{sh} = 1000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Numero de Varillas} = \frac{A_{sh}}{\text{Area Varilla}}$$

$$\text{Numero de Varillas} = 3,9472$$

4 varillas por cada metro de muro horizontal

Con una separación:

$$S_2 = \frac{b}{\text{Numero de Varillas}}$$
$$S_2 = 253,34 \text{ mm}$$

Nota: Para establecer el refuerzo horizontal y la separación entre las varillas del refuerzo, se recomienda trabajar por metro lineal de muro, es así como $b = 1\text{m} = 1000\text{mm}$.

Revisión de la separación del refuerzo horizontal, S_2

El espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante no sera superior a:

$$S_2 = \frac{LW}{3} \quad S_2 = 660 \text{ mm}$$

$$S_2 = 3*t \quad S_2 = 1200 \text{ mm}$$

$$S_2 < 500\text{mm}$$

Se comparan estos valores con la separación derivada del punto b, para verificar que no se exceda de lo permitido por la norma NSR-98.

$$S_1 = 253,34 \text{ mm}$$

1 varilla Cada 253,34 mm

Diseño del refuerzo vertical

Cuantía del refuerzo vertical, (NSR-98 C.I 1.10.9.3).

$$\rho_v = \rho_h = 0,0025 + 0,5 * \left(2,5 - \frac{A_2}{LW} \right) * (\rho_h - 0,0025)$$
$$\rho_v = 0,0025 \text{ mm}^2$$

Area del refuerzo vertical

$$A_{sv} = \rho_v * b * t,$$

$$A_{sv} = 1000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sv}}{2} = 500 \text{ mm}^2$$

Cantidad de varillas

$$\text{Numero de Varillas} = \frac{A_{sv}}{\text{Area Varilla}}$$
$$\text{Numero de Varillas} = 3,9472 \quad 4 \text{ varillas por cada metro de muro}$$

Con una separación

$$S_1 = \frac{h}{\text{Numero de Varillas}}$$

$$S_1 = 253,34$$

Revisión de la separación del refuerzo vertical, S_1

La separación del refuerzo vertical, S_1 , no será superior a:

$$S_1 = \frac{L_w}{5} = 660$$

$$S_1 = 3 * t = 1200$$

$$S_1 \leq 500 \text{ mm}$$

$$S_1 = 253,34 \text{ mm}$$

1 varilla cada 253,34 mm

Elementos de borde

$$f_{cmáx} = 0,30 * f'_c \leq f_c = \frac{P}{A} + \frac{M * y}{I} = \frac{P}{A} + \frac{6 * M}{t * L_w^2}$$

$$f_{cmáx} = 6,3 \text{ Mpa} \leq f_c = 7,82 \text{ Mpa}$$

Se necesitan elementos de borde

Condición crítica a flexión

Dimensionamiento de los elementos de borde

Dimensiones de elemento de borde es:

$$\frac{R_N}{2} + \frac{M_N}{L_w - y} = 0,85 * f'_c * x * y$$

$$P_u / 2 + M_u / 1000 / (L_w - y) = 0,85 f_c x y / 1000$$

$$(0,85 / 1000) f_c t \quad y^2 \quad -(P_u / 2 - (0,85/1000) f_c t L_w) \quad y \quad P_u L_w / 2 + 1000 M_u$$

$$7,14 \quad y^2 \quad -24489,7005 \quad y \quad 7718659,75$$

$$y_1 = 3078,805276 \quad \text{mm}$$

$$y_2 = 351,1247663 \quad \text{mm}$$

$$x = 400 \text{ mm} \quad y = 350 \text{ mm}$$

Carga axial para elemento de borde, P_{axial} .

$$\frac{R_N}{2} + \frac{M_N}{L_w - y}$$

$$P_{axial} = 2506,4286 \text{ kN}$$

Área del refuerzo vertical para cada elemento de borde, Ast

$$P_{axial} = 0.80 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{ch}) + A_{ch} * f_y]$$

$$P_{axial} = 4915,4929$$

Número de varillas requeridas en el refuerzo vertical para cada elemento de borde.

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_{st}}{A_{varilla}}$$

$$A_{varilla} = 506,707 \text{ mm}^2 \text{ (#8)}$$

$$\# \text{ varillas} = 10 \text{ varillas \# 8}$$

Refuerzo transversal en elementos de borde o estribos de confinamiento.

$$\text{Estribos \# 4 } \phi = 12,7 \text{ mm}$$

$$X_c = X - 30 * 2 - \phi = 327,3 \text{ mm}$$

$$Y_c = Y - 30 * 2 - \phi = 277,3 \text{ mm}$$

$$A_g = X * Y$$

$$A_{ch} = X_c * Y_c$$

s < Long mínima Col / 4

$$S_{min} = 100 \text{ mm}$$

Área total de los estribos de confinamiento, ASh

Según la norma NSR-98 Sección C.21.4.4, el área total de los estribos no debe ser menor de:

$$A_{sh1} = 0.30 * \frac{2 * h * \phi^2}{f_y} * \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh1} = 225,6631 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{2 * h * \phi^2}{f_y}$$

$$A_{sh2} = 124,765 \text{ mm}^2$$

Se escoge el menor $A_{sh2} = 124,765 \text{ mm}^2$

$$\text{Area de la varilla} = \pi \cdot \phi^2 / 4 = 126,676 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ ramas} = \frac{A_{st}}{A_{\text{varilla}}}$$

$$\# \text{ ramas} = 1,78$$

Se requiere un estribo de 2 ramas Numero 4.