

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la tierra**

DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN  
METÁLICA DE CUATRO NIVELES, UBICADO EN LA CUIDAD DE  
GUAYAQUIL

**PROYECTO INTEGRADOR**

Previo la obtención del Título de:

**INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

**Ricardo Xavier Ortiz Vivar**

**Samuel Isaac Pacheco Flores**

**GUAYAQUIL - ECUADOR**

**Año: 2019**

## **DEDICATORIA**

A mis tíos: Isaac, Isabel y Rene, con su apoyo altruista pude cumplir mi sueño. Estoy y estaré infinitamente agradecido con ellos.

A mis padres y hermanos.

Ricardo Ortiz Vivar

## **DEDICATORIA**

Dedico este proyecto a las personas que durante estos años de estudiante me han brindado su apoyo.

A mis amigos

Samuel Pacheco Flores.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios, a mis padres José Pacheco y Rocío Flores. A mis hermanos José, Israel, Rocío, Christian y el pequeño Juan. Agradezco también a cada uno de mis profesores a lo largo de mi carrera universitaria.

Samuel Pacheco Flores.

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

"Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Ricardo Xavier Ortiz Vivar y Samuel Isaac Pacheco Flores damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual"

---

Ricardo Xavier Ortiz  
Vivar

---

Samuel Isaac Pacheco  
Flores

## **EVALUADORES**

---

**Ing. Miguel Chávez M., M.Sc. Ph.D.**  
PROFESOR DE LA MATERIA

---

**Ing. Walter Hurtares, M.Sc.**  
PROFESOR TUTOR

## **RESUMEN**

El presente proyecto trata sobre la propuesta arquitectónica y el diseño estructural sismorresistente de una edificación de 4 niveles, que se encuentra situado en la ciudad de Guayaquil. La edificación será una estructura de acero tipo pórtico resistente a momentos (PARM) conformado por vigas comerciales IPE de acero A36 laminado en caliente, losa colaborante sujeta a vigas secundarias mediante conectores de corte y columnas compuestas de acero A36 llenas de hormigón ciclópeo. Las conexiones serán capaces de resistir los efectos del sismo y las cargas gravitacionales; mientras que la placa base transmitirán las cargas a la cimentación, la cual es una zapata corrida unidireccional con viga de cimentación. Se ha desarrollado una guía de buenas prácticas ambientales, que serán aplicadas durante la fase de construcción del proyecto. El presupuesto referencial de la obra es de \$158991.20, el cual sólo incluye la parte estructural, cimentación, obras preliminares y losa para la zona de parqueos. El diseño se basa tanto en normas nacionales (NEC 2015) como internacionales (AISC 2010 LRFD)

**Palabras clave:** Sismorresistente, Sección compuesta, Acero

## **ABSTRACT**

*This project deals about the architectural proposal and the seismic structural design of a building located in Guayaquil city. This building will be a steel structure resistant to moments. Beams will be Steel A36 IPE, slab subject to the secondary beams, connected between them by cutting connectors and A 36 composite columns filled with cyclopean concrete. Connections will be able to withstand effects of earthquake and gravitational loads, and the base plate will transmit loads to the foundation, which is a unidirectional foundation. Contractor will be use a guide of a good environmental practice when he build the project. The cost of this project is over to \$158991.20, which only includes the structural system, foundation, preliminary works and the parking area. Design is based in NEC 2015 and AISC 2010 LRFD norms.*

*Keywords:* Seismic requirements, structural steel, Composite sections.

## Contenido

EVALUADORES.....	VI
RESUMEN.....	VII
ABSTRACT .....	VIII
CAPÍTULO 1.....	XVI
1.    Introducción .....	1
1.1    Descripción del problema .....	1
1.2    Justificación del problema .....	2
1.3    Objetivos .....	2
1.3.1    Objetivo General .....	2
1.3.2    Objetivos Específicos.....	2
1.4    Marco teórico.....	3
1.4.1    Filosofía del diseño simorresistente.....	3
1.4.2    El acero como material estructural.....	4
1.4.3    Especificaciones y códigos de construcción .....	4
1.4.4    Acciones estáticas y acciones dinámicas .....	4
1.4.5    Conexiones y placa base .....	5
1.4.6    Propiedades geotécnicas del suelo .....	5
1.4.7    Especificaciones de la AISC para acero estructural .....	7
1.4.8    Marcos intermedios IMF .....	7
1.4.9    Derivas de piso de diseño.....	7
CAPÍTULO 2.....	8
2.    Metodología .....	8
2.1    Propuesta arquitectónica para la edificación .....	8
2.1.1    Descripción general .....	8
2.1.2    Implantación del proyecto .....	8
2.1.3    Descripción por niveles en planta .....	9

2.2	Estudio de suelos .....	12
2.2.1	Toma de muestras de suelo alteradas e inalteradas .....	12
2.2.2	Procedimiento en el laboratorio .....	14
2.3	Predimensionamiento de elementos estructurales .....	21
2.3.1	Asignación de cargas.....	21
2.3.2	Estimación del peso propio de los elementos .....	23
2.3.3	Diseño de espectro elástico e inelástico según NEC 2015 .....	24
2.3.4	Estimación del peso sísmico W y la carga sísmica E .....	29
CAPÍTULO 3.....		31
3.	análisis y resultados .....	31
3.1	Resultado del estudio de suelos.....	31
3.1.1	Capacidad última del suelo calicata 1.....	31
3.1.2	Capacidad última del suelo calicata 2.....	32
3.1.3	Límites de Atterberg.....	34
3.2	Determinación vertical de fuerzas sísmicas laterales según NEC 2015.....	36
3.3	Predimensionamiento de vigas secundarias .....	38
3.3.1	Prediseño viga secundaria nivel 1 .....	39
3.3.2	Prediseño viga secundaria nivel 2 y 3.....	42
3.3.3	Predimensionamiento viga secundaria nivel 1 .....	44
3.4	Prediseño de vigas principales.....	45
3.5	Prediseño de columnas .....	61
3.6	Diseño de losa colaborante .....	64
3.7	Modelamiento de la estructura mediante el software ETABS.....	65
3.7.1	Modos de vibración de la estructura .....	66
3.7.2	Espectro de respuesta elástico según NEC 2015.....	67
3.8	Verificación de derivas. ....	68
3.9	Análisis de estabilidad.....	72

3.10	Revisión por torsión.....	73
3.11	Modificación de los perfiles estructurales .....	73
3.12	Diseño de elementos estructurales .....	74
3.12.1	Diseño de viga secundaria mediante Composite Beam Desing .....	74
3.12.2	Diseño de vigas principales mediante Steel Frame Desing .....	78
3.12.3	Diseño de columnas compuestas mediante Composite Column Desing	84
3.13	Diseño de conexiones y placa base .....	90
3.13.1	Diseño de conexiones a corte y momento mediante Ram Connections.	90
3.14	Diseño de placa base .....	97
3.14.1	Reacciones en la base.....	97
3.14.2	Dimensionamiento de placa base .....	98
3.14.3	Pernos de anclaje .....	100
3.14.4	Diseño con el software Ram Connection .....	100
3.15	Diseño de cimentación .....	101
3.15.1	Criterios de diseño .....	101
3.15.2	Determinación de la capacidad admisible del suelo .....	102
3.15.3	Reacciones en base .....	102
3.15.4	Diseño de viga de cimentación .....	103
3.15.5	Dimensionamiento de zapata corrida.....	104
3.15.6	Determinación de momentos y cortantes actuantes en zapata .....	105
3.15.7	Peralte mínimo de viga de cimentación .....	105
3.15.8	Peralte mínimo de zapata .....	106
3.15.9	Refuerzo .....	106
3.16	Regularización ambiental .....	110
3.16.1	Descripción general de la actividad: .....	110
3.16.2	Recomendaciones .....	111
3.16.3	Seguridad en el trabajo.....	114

3.16.4	Uso racional del agua .....	118
3.16.5	Gestión de residuos .....	119
3.17	Análisis de precios unitarios y presupuesto referencial .....	121
3.17.1	Costo indirecto .....	122
CAPÍTULO 4.....		123
4.	Conclusiones y recomendaciones .....	123
4.1	Conclusiones .....	123
4.2	Recomendaciones.....	123
Capítulo 5 .....		125
5.	Bibliografía.....	125
Capítulo 6 .....		127
6.	Anexos.....	127

## **Abreviaturas**

- ACI American Concrete Institute  
AISC American Institute of Steel Construction  
APU Análisis de Precios Unitarios  
ASCE American Society of Civil Engineers  
ASTM American Society for Testing and Materials  
AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials  
CM Columna metálica  
ESPOL Escuela Superior Politécnica del Litoral  
FICT Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra  
ETABS Software para Análisis Estructural  
INEC Instituto Nacional de Estadística y Censo  
NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción  
NEC SE AC NEC: Estructuras de Acero  
NEC SE CG NEC: Cargas No Sísmicas  
NEC SE DS NEC: Peligro Sísmico  
NEC SE HM NEC: Estructuras de Hormigón Armado  
PARM Pórticos de Acero Resistente a Momentos  
VP Viga Principal  
VS Viga secundaria  
 $q_{ult}$  Capacidad última del suelo  
 $q_{adm}$  Capacidad admisible del suelo.  
SUIA Sistema Único de Información Ambiental

## **Simbología**

- α Coeficiente de periodo de vibración  
a/c Aire acondicionado  
As min Área de acero mínima  
B Base  
cm Centímetro  
Cs Coeficiente de respuesta sísmica  
Ct Coeficiente de periodo de vibración  
d Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero de refuerzo  
d/c Relación demanda/capacidad  
db diámetro de varilla  
E Módulo de Young  
Fa Coeficiente de amplificación de espectro elástico de aceleraciones  
f'c Esfuerzo de compresión del hormigón.  
Fd Coeficiente de amplificación de espectro elástico de desplazamientos  
Fs Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos  
fy Esfuerzo de fluencia de acero  
h altura  
hn altura de entrepiso  
H Espesor total  
I Coeficiente de Importancia  
kg Kilogramo  
kg/cm<sup>2</sup> Kilogramo/centímetro cuadrado  
kg/m<sup>3</sup> Kilogramo/metros cúbicos  
km<sup>2</sup> Kilómetros cuadrados  
KN Kilonewtons  
L Carga viva  
lef Longitud efectiva  
Lr Carga de cubierta  
m metros  
M Momento  
m<sup>2</sup> metros cuadrados  
m<sup>3</sup> metros cúbicos

mm	milímetros
MPa	Megapascales
Ps	Carga axial de servicio
Pu	Carga axial última
$\emptyset$	Diámetro de varilla
$\emptyset_e$	Coeficiente de irregularidad en elevación
$\emptyset_p$	Coeficiente de irregularidad en planta
r	Factor de espectro de diseño elástico
R	Factor de reducción de fuerzas sísmicas
S	Carga por granizo
Sa	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
Ta	Periodo de vibración
Tc	Periodo límite de vibración
To	Periodo límite de vibración
Tonf	Tonelada fuerza
V	Cortante basal
Vi	Cortante por piso
W	Peso sísmico
Wd	Carga muerta
Wi	Peso por nivel
WI	Carga viva por área
Wpp	Carga por peso propio
Wt	Carga total
Z	Factor de zona sísmica
$\Delta$	Deriva
$\eta$	Relación de amplificación espectral
$\lambda$	Relación de esbeltez
$\rho$	Cuantía de acero

# Índice de tablas

Tabla 2.1 Resumen de cargas muertas por piso .....	22
Tabla 2.2 Resumen de cargas aplicadas. ....	23
Tabla 2.3 Parámetros para diseño de espectro.....	24
Tabla 2.4 Espectro de respuesta elástico.....	26
Tabla 2.5 Parámetros para construcción de espectro de respuesta elástico.....	27
Tabla 2.6 Parámetros para diseño de espectro de respuesta inelástico .....	28
Tabla 2.7 Espectro de respuesta elástico e inelástico.....	29
Tabla 3.1 Referencias del espécimen 1 .....	31
Tabla 3.2 Condiciones de falla de espécimen 1 .....	32
Tabla 3.3 Referencia de espécimen para ensayo .....	32
Tabla 3.4 Condiciones de falla de espécimen 2 .....	33
Tabla 3.5 Límite líquido. ....	34
Tabla 3.6 Límite plástico.....	35
Tabla 3.7 Valor de k relacionado con el periodo de vibracion de la estructura.....	37
Tabla 3.8 Cálculo de fuerzas sísmicas por piso .....	37
Tabla 3.9 Fuerzas sísmicas por piso en las dos direcciones.....	37
Tabla 3.10 Cargas de servicio y mayoradas por piso .....	62
Tabla 3.11 Características geométricas de la columna .....	63
Tabla 3.12 Control por derivas en dirección X.....	71
Tabla 3.13 Análisis de estabilidad dirección X.....	72
Tabla 3.14 Análisis de estabilidad dirección Y.....	72
Tabla 3.15 Control por torsión de la estructura.....	73
Tabla 3.16 Cargas de servicio de columna central.....	98
Tabla 3.17 Cargas de servicio y mayoradas incluido sismo en cada columna .....	102
Tabla 3.18 Impacto en la salud de la mano de obra según los materiales. ....	115
Tabla 3.19 Material del guante dependiendo de la actividad.....	116
Tabla 3.20 Costo indirecto de obra.....	122
Tabla 3.21 Costo indirecto de personal .....	122

# Índice de figuras

Figura 2.1 Implantación del proyecto.....	8
Figura 2.2 Plano arquitectónico planta baja .....	9
Figura 2.3 Plano arquitectónico nivel 1 .....	10
Figura 2.4 Plano arquitectónico nivel 2.....	11
Figura 2.5 Vista arquitectónica tridimensional de la edificación.....	12
Figura 2.6 Excavación con retroexcavadora.....	13
Figura 2.7 Calicatas.....	13
Figura 2.8 Colocación de tubo Shelby .....	14
Figura 2.9 Ensayo de compresión simple.....	16
Figura 2.10 Tallado de la muestra inalterada .....	16
Figura 2.11 Muestra inalterada.....	17
Figura 2.12 Rollos para ensayo de límite plástico .....	19
Figura 2.13 Muestras de suelo colocados en horno .....	20
Figura 2.14 Extracción de muestras secas.....	20
Figura 2.15 Cargas vivas por piso .....	21
Figura 3.1 Curva tensión vs esfuerzo axial.....	31
Figura 3.2 Espécimen 1 con falla .....	32
Figura 3.3 Curva tensión vs esfuerzo axial.....	33
Figura 3.4 Falla espécimen 2 .....	34
Figura 3.5 Curva para determinar límite líquido.....	35
Figura 3.6 Gráfico de plasticidad de los suelos .....	36
Figura 3.7 Vista en planta de las vigas secundarias.....	38
Figura 3.8 Viga secundaria sometida a una carga distribuida uniforme .....	40
Figura 3.9 Diagrama de momentos en viga secundaria nivel 4.....	40
Figura 3.10 Diagrama de fuerzas cortantes en viga secundaria nivel 4 .....	40
Figura 3.11 Viga secundaria sometida a carga distribuida uniforme .....	42
Figura 3.12 Diagrama de momentos viga secundaria nivel 2-3.....	43
Figura 3.13 Diagrama de fuerzas cortantes.....	43
Figura 3.14 Viga sometida a carga uniformemente distribuida .....	44
Figura 3.15 Diagrama de momento flector .....	44
Figura 3.16 Diagrama de fuerza cortante .....	45
Figura 3.17 Fuerza cortante nivel 4 .....	46

Figura 3.18 Fuerza cortante nivel 3 .....	48
Figura 3.19 Fuerza cortante nivel 2 .....	51
Figura 3.20 Fuerza cortante nivel 1 .....	54
Figura 3.21 Coeficiente de ACI para viga empotrada .....	57
Figura 3.22 Área tributaria para viga principal .....	58
Figura 3.23 Fuerzas internas actuando en la columna .....	59
Figura 3.24 Fuerzas internas en extremos de la viga .....	60
Figura 3.25 Área tributaria en columna central .....	61
Figura 3.26 Geometría de losa colaborante .....	64
Figura 3.27 Modelo tridimensional de la estructura en ETABS .....	66
Figura 3.28 Configurando los modos de vibración de la estructura .....	67
Figura 3.29 Espectro de respuesta elástico realizado en ETABS .....	68
Figura 3.30 Pórtico en dirección Y .....	69
Figura 3.31 Pórtico sometido a efectos de las fuerzas impuestas .....	69
Figura 3.32 Deriva máxima por piso en dirección X .....	70
Figura 3.33 Deriva máxima por piso en dirección Y .....	71
Figura 3.34 Diseño de vigas secundarias nivel 4 .....	74
Figura 3.35 Diseño de vigas secundarias nivel 3 .....	75
Figura 3.36 Diseño de vigas secundarias nivel 2 .....	76
Figura 3.37 Diseño de vigas secundarias nivel 1 .....	77
Figura 3.38 Chequeo de serviciabilidad por elemento estructural .....	78
Figura 3.39 Código de diseño para vigas principales .....	79
Figura 3.40 Diseño de vigas principales nivel 4 .....	80
Figura 3.41 Diseño de vigas principales nivel 3 .....	81
Figura 3.42 Diseño de vigas principales nivel 2 .....	82
Figura 3.43 Diseño de vigas principales nivel 1 .....	83
Figura 3.44 Revisión demanda/capacidad del elemento .....	84
Figura 3.45 Parámetros de diseño de columnas compuestas .....	85
Figura 3.46 Relación demanda/capacidad pórtico A .....	86
Figura 3.47 Relación demanda/capacidad pórtico B .....	87
Figura 3.48 Relación demanda/capacidad pórtico C .....	88
Figura 3.49 Relación demanda/capacidad pórtico D .....	89
Figura 3.50 Vista tridimensional definitiva de la estructura .....	90
Figura 3.51 Diagrama de fuerza cortante de pórtico C .....	91

Figura 3.52 Cortante máximo para diseño de conexiones .....	92
Figura 3.53 Conexión a corte entre viga principal-viga secundaria .....	92
Figura 3.54 Diagrama de momentos pórtico C .....	94
Figura 3.55 Diseño de conexión a corte columna-viga principal.....	95
Figura 3.56 Conexión a momento columna-viga principal.....	96
Figura 3.57Conexión rígida entre columna y viga principal .....	97
Figura 3.58 Detalle de columna compuesta. ....	98
Figura 3.59 Placa base.....	101
Figura 3.60 Vista en planta de cimentación.....	104
Figura 3.61 Diagrama de fuerza cortante en cimentación. ....	105
Figura 3.62 Diagrama de momentos en cimentación. ....	105
Figura 3.63 Armado transversal de viga de cimentación.....	107
Figura 3.64Espaciamiento mínimo entre archivos. ....	109
Figura 3.65 Armado longitudinal y transversal de zapata .....	110
Figura 3.66 Consulta de actividades ambientales según el tipo de proyecto .....	111
Figura 3.67 Implantación del proyecto.....	112
Figura 3.68 Distribuidor más cercano al sitio del proyecto. ....	112
Figura 3.69 Material de construcción apilado en pallets.....	113
Figura 3.70 Protección de materiales de construcción contra la humedad .....	114
Figura 3.71 Equipos de protección personal .....	115
Figura 3.72 Ducto y contenedor para residuos sólidos.....	118
Figura 3.73 Reservorios de plástico .....	119
Figura 3.74 Implantación del proyecto y solar donde se desalojará los desechos sólidos .....	121

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería civil es una disciplina en constante desarrollo tecnológico, que a través de la inclusión de herramientas digitales y la aplicación de nuevos conceptos de diseño, se ha logrado evolucionar de manera excepcional en las áreas de diseño, construcción, gestión de proyectos y análisis de costos.

El acero estructural ha sido implementado como material de construcción desde hace algunos años en la ciudad de Guayaquil; sin embargo, no ha sido acogido de la mejor manera, ya que siguen predominando las construcciones convencionales de hormigón armado. Las razones por las cuales el acero estructural no ha tenido el alcance suficiente como material principal en la construcción de edificaciones son muy diversas, que van desde la falta de capacitación y certificación de la mano de obra, el poco conocimiento de los métodos de montaje, hasta la tendencia de los ingenieros a optar por los métodos convencionales. Sin embargo, está demostrado que los nuevos métodos constructivos con secciones compuestas (acero estructural y hormigón) permiten construir estructuras más ligeras con una mayor rapidez y menor costo de construcción.

Se presenta a continuación el diseño estructural sismorresistente de una edificación de 4 niveles, usando perfiles metálicos estándar y secciones compuestas, la cual está ubicada en la ciudad de Guayaquil. La edificación poseerá oficinas (1 nivel) y auditorios (2 niveles), terraza inaccesible destinada únicamente para equipos de aire acondicionado, además de una zona exclusiva de parqueos y librería para el personal administrativo (Planta baja)

### 1.1 Descripción del problema

La iglesia Fiesta Cristiana de denominación evangélica, se encuentra ubicada en la ciudadela Los Vergeles, al pie de la avenida Narcisa de Jesús, norte de la ciudad de Guayaquil, provincia del Guayas. En esta iglesia se reúnen aproximadamente 100 personas cada domingo en una edificación con un área de aproximadamente de 250 metros cuadrados, el auditorio principal no abastece para la demanda actual de personas y se prevé que aumente en los años futuros.

En la misma iglesia se dictan clases bíblicas para niños que en la actualidad se realizan en el auditorio principal, el cual actualmente no está adecuado para este fin. Además el

pastor de la iglesia y el personal administrativo requieren oficinas para desempeñar sus funciones.

El cliente requiere un área para destinarla como local comercial y un auditorio secundario como salón de eventos ya que la zona es bastante transitada y desea aprovechar la ubicación del proyecto.

Se necesita un área de parquero exclusiva para el pastor y el personal administrativo de la iglesia. El terreno total que pertenece a dicha organización es de 206,15 metros cuadros por lo que se desea construir una edificación con mayor capacidad y que satisfaga las necesidades antes mencionadas.

## **1.2 Justificación del problema**

Con el fin de satisfacer las necesidades que existen actualmente en la iglesia se propone construir una edificación de estructura metálica sismo resistente de tres niveles, siendo la función de cada nivel las siguientes:

Planta baja: Área de parqueo

El área de parqueo será exclusivamente para el personal administrativo de la iglesia.

Adicional al área de parqueo en la planta baja, se destinara un área para construir una cafetería o una librería a futuro

### **Nivel 1: Oficinas y aulas.**

Se requieren 2 oficinas, una oficina pastoral y una oficina para el personal administrativo, 3 aulas para niños con capacidad de por lo menos 15 niños por aula y un área de baños

### **Nivel 2 y 3: Auditorios**

El auditorio principal y el secundario tienen las mismas especificaciones y necesidades, requieren una capacidad para 200 personas cada uno, una cabina de control de sonidos y un área de baños.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

Diseño de una estructura metálica sismorresistente de cuatro niveles.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

1. Diseño arquitectónico de cada nivel de la edificación, incluido la planta baja.

2. Dimensionamiento óptimo de los perfiles estructurales.
3. Diseño de las conexiones, placa base y la cimentación del edificio.
4. Controlar derivas y torsiones mediante un análisis modal.
5. Diseño de la cimentación de acuerdo a la capacidad admisible del suelo.
6. Realizar un presupuesto de la obra.
7. Realizar una guía de buenas prácticas ambientales enfocada al proyecto

#### **1.4 Marco teórico**

En distintas regiones de Sudamérica frecuentemente se han registrado desastres naturales, conocidos como sismos, ocasionando la pérdida de vidas humanas, daños en las edificaciones y pérdidas económicas. Debido a esto es de gran importancia social, reducir el riesgo sísmico y especialmente la vulnerabilidad de las construcciones. Aunque en la reducción de estos factores intervienen distintas disciplinas, predomina la función que cumple el ingeniero estructurista ya que de él dependen el diseño, el cálculo y la supervisión del sistema estructural en la fase de construcción. Actualmente el diseño sismorresistente contempla soluciones adecuadas que, haciendo uso de diferentes materiales estructurales, métodos de construcción, equipos con tecnología innovadora que permiten controlar las vibraciones, métodos analíticos y criterios de diseño confiables, han permitido reducir de manera significativa el riesgo sísmico. A pesar de ello no se ha logrado reducir el riesgo sísmico de manera uniforme a escala global, debido a diferentes causas que pueden ser de carácter técnico o ingenieril. Por esta razón especialmente en América Latina es un gran desafío conseguir que se implementen de manera práctica las soluciones desarrolladas por la ingeniería sismorresistente tanto en nuevos proyectos como en la rehabilitación de edificaciones ya existentes que han sido afectadas por sismos y que no cumplen con las especificaciones de seguridad requeridas en la actualidad. (Javier, 2013)

##### **1.4.1 Filosofía del diseño sismorresistente**

Los códigos de diseño estructural generalmente indican el nivel general de protección que deberíamos esperar de ellos. Para las estructuras sísmicas, la mayoría de los códigos se reducen a la protección de la vida humana (es decir, evitar un colapso parcial o total). Las estructuras sísmicas, excepto casos especiales, están diseñadas para responder en un rango inelástico, es por eso que las fuerzas o aceleraciones se reducen mediante un factor de respuesta, R de esta manera, el espectro de diseño se transforma,

a través del factor R, en un espectro de diseño inelástico. El ingeniero estructural debe comprender los criterios de diseño sísmico para aplicar correctamente las especificaciones reglamentarias. Es importante tener en cuenta que la disipación de energía y el comportamiento de la estructura bajo acción sísmica solo pueden lograrse si los miembros que forman la estructura son los mismos (para evitar fallas de tipo frágil). Además, el desarrollo de la ductilidad implica la aparición de daños estructurales, el resultado de la fluencia del acero y eventualmente, problemas de inestabilidad como el pandeo local. (Javier, 2013)

#### **1.4.2 El acero como material estructural**

El acero de uso estructural es uno de los materiales más versátiles entre los materiales estructurales ya que posee una alta resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y demás propiedades convenientes como son su uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad y su tenacidad. Existen otras ventajas con respecto a la facilidad de realizar conexiones entre los miembros por medio de diferentes tipos de métodos como la soldadura, los remaches y el uso de tornillos. También es importante conocer sus desventajas o limitaciones que son su costo de mantenimiento, costo de la protección contra fuego, susceptibilidad al pandeo, fatiga y la fractura frágil. (McCormac, 2012)

#### **1.4.3 Especificaciones y códigos de construcción**

Existen especificaciones o normas que rigen la mayoría de los diseños estructurales, aun si estas especificaciones no rigen el diseño como tal, el estructurista podría usarlas como una guía. Estas especificaciones en la ingeniería han sido desarrolladas por diversas instituciones que han aportado con las opiniones más relevantes acerca de la buena práctica de la ingeniería. Debido a que la seguridad pública es un factor de suma importancia se han establecido códigos de control para la construcción de estructuras bajo la jurisdicción de las autoridades municipales y estatales. (McCormac, 2012)

En nuestro país la norma ecuatoriana de la construcción (NEC 2015) es la norma que rige actualmente y en el que nos basamos para el análisis y diseño de la estructura.

#### **1.4.4 Acciones estáticas y acciones dinámicas**

Determinar las acciones a las que puede estar expuesta una estructura es de suma importancia en el diseño estructural. Cualquier refinamiento en el aspecto de diseño no sirve de nada si no se tiene la información adecuada al momento de considerar estas

acciones. Obtener dicha información no es una tarea fácil debido a que la mayoría de las acciones son de naturaleza variable. De manera ideal las magnitudes e intensidades de los diferentes tipos de acciones deberían ser cuantificadas haciendo uso de métodos estadísticos y probabilísticos pero en la actualidad la mayoría de los valores que recomiendan los códigos y reglamentos están basados en la experiencia, algunas mediciones y la lógica. (Robles, 2000)

Al aplicar una carga a una estructura de materiales que se comportan elásticamente, la estructura va a sufrir deformaciones, pero una vez retirada esta carga la estructura recupera su forma original. Debido a la naturaleza elástica de las estructuras tienden a oscilar, se define como periodo natural al tiempo que tarda una estructura en completar una oscilación en vibración libre. Cuando una carga se aplica durante un tiempo mayor al periodo natural se dice que esta carga es estática y de lo contrario si la carga se aplica durante un tiempo menor al periodo natural se dice que es una carga dinámica. (Robles, 2000)

#### **1.4.5 Conexiones y placa base**

Las conexiones son combinaciones de juntas y elementos estructurales usados para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. Estas conexiones pueden ser soldadas y/o empernadas; pueden resistir fuerzas cortantes y momentos, o la combinación de éstos. Todo depende del tipo de conexión que se requiera (Valencia, 2014). Acople de placas, conectores, pernos y varillas en la base de la columna, usada para transmitir Fuerzas entre la superestructura de acero y la cimentación. (Valencia, 2014)

#### **1.4.6 Propiedades geotécnicas del suelo**

El suelo posee propiedades geotécnicas tales como la plasticidad, la granulometría, la compresibilidad y la resistencia al cortante que pueden ser determinadas siguiendo procesos de laboratorio. En la actualidad con el fin de evitar la perturbación de las muestras durante la exploración del suelo se ha puesto mayor énfasis en la obtención de estas propiedades *in situ*, sin embargo, no todas estas propiedades pueden ser determinadas *in situ* debido a factores económicos o de otra índole, en estas circunstancias se deben formular algunas hipótesis para determinar las propiedades del suelo. Se debe tener en cuenta que los depósitos de suelo sobre los cuales se va a

construir la cimentación no son homogéneos por esta razón se debe tener un conocimiento pleno de la geología de la zona. Para poder determinar el tipo de cimentación que requiere una estructura se deben conocer las cargas a las que estará sometido el suelo, las condiciones del subsuelo y el asentamiento esperado permitido esperado. De manera general las cimentaciones de los edificios pueden ser clasificadas en dos categorías principales, cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas. Dentro de las cimentaciones superficiales están las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación en las que la profundidad de desplante puede ser menor o igual a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación. Dentro de las cimentaciones profundas están los pilotes y las pilas las cuales son requeridas cuando las capas superiores del suelo poseen baja capacidad de carga y cuando una cimentación superficial podría causar daños estructurales considerables. (Das, 2006)

#### **1.4.6.1 Sistemas de clasificación de suelos**

Tienen como finalidad dividir los suelos en grupos y subgrupos basándose en propiedades de ingeniería como el límite líquido, límite plástico y la distribución granulométrica. En la actualidad se usan dos sistemas principales de clasificación del suelo el sistema AASHTO y el sistema unificado de clasificación de suelos ASTM. El sistema de clasificación de suelos AASHTO fue propuesto por el Comité sobre clasificación de materiales para subrasantes y caminos de tipo granular por el Highway Research Board en 1945. El sistema de clasificación de suelos ASTM originalmente fue propuesto por Casagrande en 1942 y después revisado y adoptado por el Bureau of Reclamation Estados Unidos y por el cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos. (Das, 2006).

#### **1.4.6.2 Límite líquido**

Límite superior de plasticidad en el que el contenido de humedad es tan alto que el suelo comporta como un fluido. (Forsythe, 1985)

#### **1.4.6.3 Consistencia del suelo**

Se define como consistencia del suelo al término que designa las manifestaciones de las fuerzas físicas de cohesión y adhesión, que actúan dentro del suelo diferentes contenidos de humedad. (Rucks, 2004)

#### **1.4.6.4 *Límite plástico***

Límite inferior de plasticidad sobre el cual un suelo admite deformaciones sin romperse. (Forsythe, 1985)

#### **1.4.6.5 *Resistencia al corte***

En la mecánica de suelos, La cohesión es utilizada para representar la resistencia al cortante que se produce por la cementación entre las partículas. (Jaime, 1998)

### **1.4.7 Especificaciones de la AISC para acero estructural**

El instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC por su nombre en inglés) público en el año 2005 la última versión de sus disposiciones sísmicas. Los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 pusieron en tela de juicio la filosofía de diseño estructural, por lo cual las nuevas especificaciones de la AISC recogen toda la experiencia y conocimiento adquirido después de dichos sucesos. La mayoría de las disposiciones han sido elaboradas en base a las conclusiones de los estudios del proyecto SAC, contenidas en una serie de informes publicados por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), en particular FEMA 350 (FEMA 2000). (Herrera, 2005)

### **1.4.8 Marcos intermedios IMF**

En un marco de tipo IMF, se espera que los miembros y conexiones desarrollen la mínima deformación elástica cuando es sometido a fuerzas resultantes de las consideraciones del sismo de diseño. En un sistema resistente a cargas sísmicas las conexiones viga-columna deberán satisfacer los requerimientos establecidos para un marco SMF. Las soldaduras de ranura de penetración completa de la viga, placas de corte y alma de viga a columnas requieren soldaduras críticas a menos de que sea especificado por ANSI/AISC 358, o determinado por la precalificación de la conexión de acuerdo al apéndice P, o en su defecto por un programa experimental de calificación de la conexión de acuerdo al apéndice S. (Herrera, 2005)

### **1.4.9 Derivas de piso de diseño.**

Deriva de piso originada por el sismo de diseño y que incluye los efectos de la acción inelástica. (Valencia, 2014).

# CAPÍTULO 2

## 2. METODOLOGIA.

### 2.1 Propuesta arquitectónica para la edificación

#### 2.1.1 Descripción general

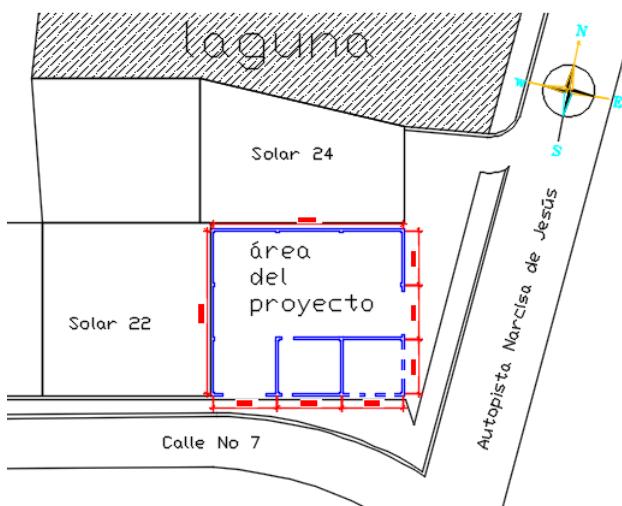
Se presenta como propuesta arquitectónica una edificación de cuatro niveles con 206.15 m<sup>2</sup> por cada nivel. En una reunión con el cliente se identificaron los requerimientos por nivel y se establecieron las posibles soluciones optimizando los espacios disponibles para brindar la mayor comodidad a los usuarios.

Los parámetros y especificaciones tomadas en cuenta en este diseño están sujetos a la norma NTE-INEN

#### 2.1.2 Implantación del proyecto

El área total del proyecto consta de aproximadamente 250 m<sup>2</sup> de los cuales el área útil para la construcción es de 206 m<sup>2</sup> por nivel y estará ubicado al pie de la avenida Narcisa de Jesús en la ciudadela los Vergeles, aproximadamente a 50 metros perpendicular a la gasolinera Petroecuador Hermano Miguel 2.

El edificio de la iglesia constará de 4 niveles, cuenta con un área de parqueo, un nivel de oficinas y aulas y dos niveles de auditorios.



**Figura 2.1** Implantación del proyecto

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 2.1.3 Descripción por niveles en planta

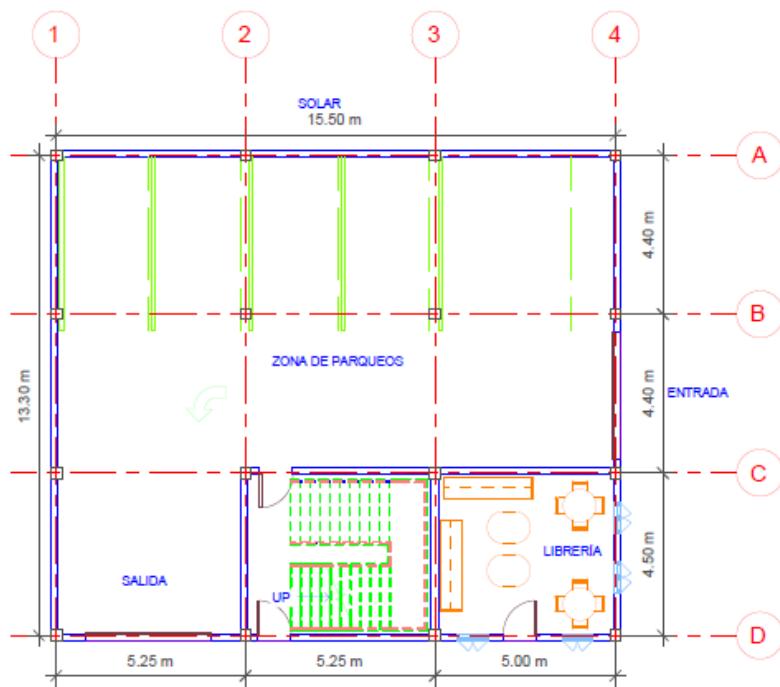
#### 2.1.3.1 Planta baja: Área de parqueo

El área de parqueo será exclusivamente para el personal administrativo de la iglesia, cuenta con  $131.75 m^2$ , el área de parqueo tiene capacidad para 5 autos de dimensiones estándar ( $2.5 \times 5.0$ )

Adicional al área de parqueo en la planta baja, el cliente requiere que se deje un área libre, en la que se tiene previsto construir una cafetería o una librería a futuro. Para nuestro diseño estamos considerando un área libre de  $22.5 m^2$ .

##### 2.1.3.1.1 Escaleras

Las escalera tendrán una huella de 28cm y una contrahuella de 18cm, el descanso será de  $1.20 \times 4.50$ , el ancho de la escalera será de 2m.



**Figura 2.2** Plano arquitectónico planta baja

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

#### 2.1.3.2 Nivel 1:

##### 2.1.3.2.1 Oficinas

Se requieren 2 oficinas, una oficina pastoral y una oficina para el personal administrativo, la oficina pastoral (oficina 1) cuenta con  $15m^2$  donde se llevaran a cabo reuniones de asuntos personales, con una capacidad para 6 personas, la oficina del

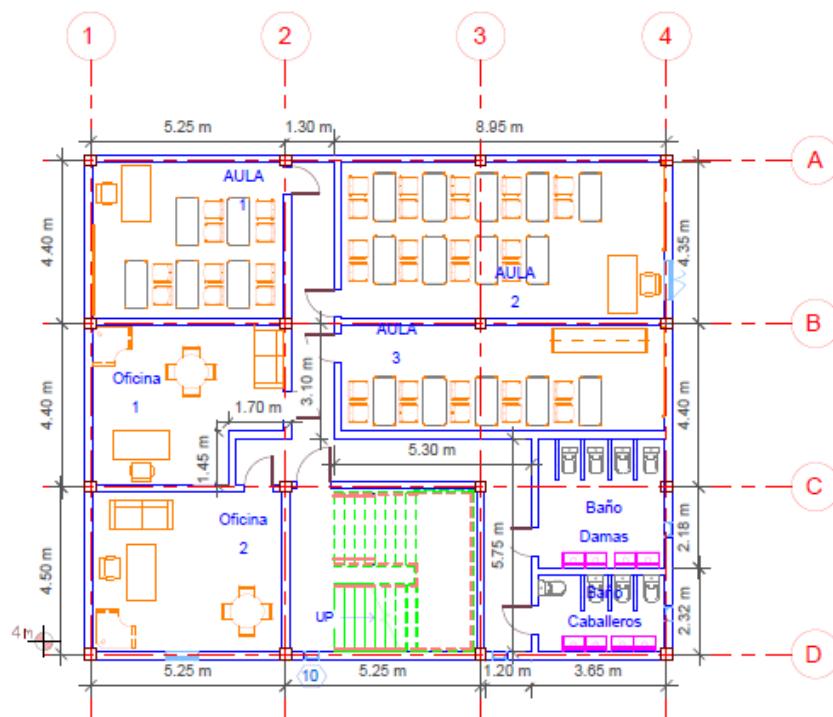
personal administrativo (oficina 2) tiene un área de 22.4m<sup>2</sup> con capacidad para el mobiliario de oficina pertinente.

### 2.1.3.2.2 Aulas

Se requieren 3 aulas para niños con capacidad de por lo menos 15 niños por aula.

En nuestro diseño destinamos el aula 1 de 21.6m<sup>2</sup> para niños de 2-5 años de edad, el aula 2 de 36.5 m<sup>2</sup>para niños de 10-14 años de edad y el aula 3 de 29.5m<sup>2</sup> para niños de 5-10 años de edad

Se consideran 2 baños de 8.47m<sup>2</sup> para cada género; los pasillos en este nivel tienen un ancho de 1.15m

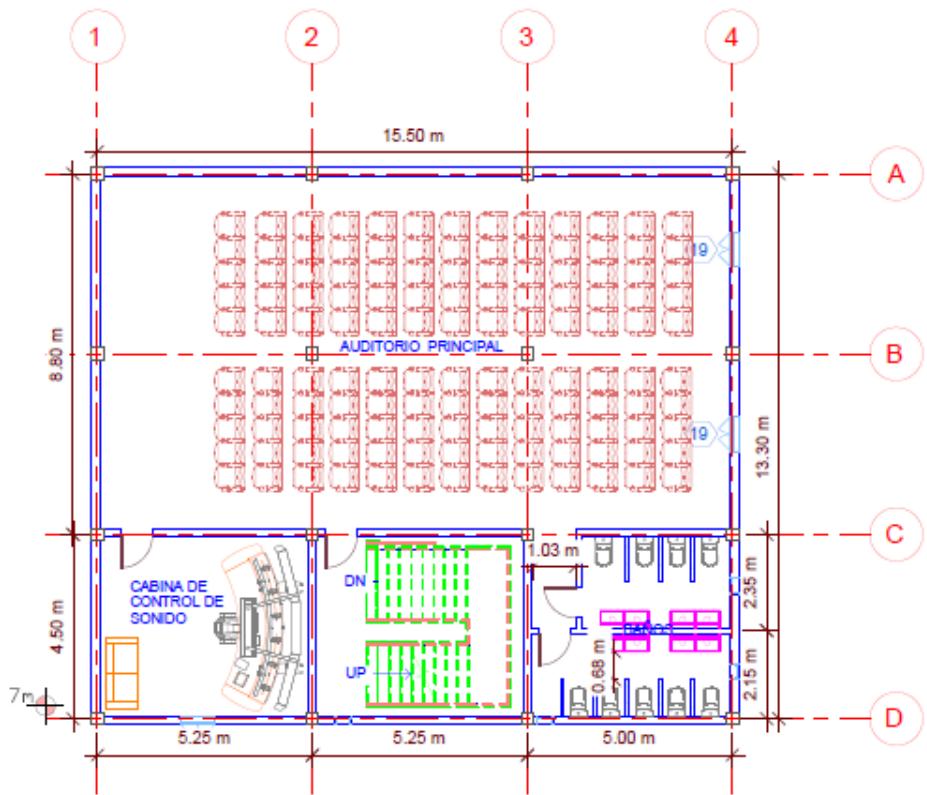


**Figura 2.3** Plano arquitectónico nivel 1

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 2.1.3.3 Nivel 2 y 3: Auditorios

El auditorio principal y el secundario tienen las mismas especificaciones y necesidades por lo que han sido diseñados exactamente iguales; requieren una capacidad para 200 personas cada uno, se destina un área de 23.10m<sup>2</sup> para la cabina de control de sonidos, y un área de baños de 8.5m<sup>2</sup> para cada género



**Figura 2.4** Plano arquitectónico nivel 2

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

#### 2.1.3.3.1 Escaleras

Las escaleras tendrán una huella de 28cm y una contrahuella de 18cm, el descanso será de 1.20x4.50, el ancho de la escalera será de 2m.



**Figura 2.5 Vista arquitectónica tridimensional de la edificación**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

## **2.2 Estudio de suelos.**

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, de la Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, con el fin de caracterizar el suelo que predomina en la zona y para determinar la capacidad admisible del suelo.

### **2.2.1 Toma de muestras de suelo alteradas e inalteradas**

Se realizaron dos excavaciones con máquina retroexcavadora, las dimensiones de las calicatas fueron de 1 metro de ancho por 2.00 metros de profundidad, con el objetivo de verificar la estratigrafía y recolectar muestras alteradas e inalteradas del suelo existente.



**Figura 2.6** Excavación con retroexcavadora

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 2.7** Calicatas

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Para la recolección de muestras inalteradas (que nos permitan conservar las propiedades del suelo en su estado natural), se utilizaron dos tubos Shelby o también llamados tubos de pared delgada, los cuales fueron introducidos en el suelo en el nivel

más bajo de la perforación, a una profundidad de 2 metros y fueron extraídos cuidadosamente evitando los mínimos cambios en las condiciones de la muestra. Estas muestras fueron utilizadas para realizar el ensayo de compresión simple.

Se recolectaron muestras alteradas del suelo, para realizar el ensayo de límites de Atterberg para la clasificación de suelos.



**Figura 2.8** Colocación de tubo Shelby

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

## 2.2.2 Procedimiento en el laboratorio

Se llevaron a cabo los ensayos de límites de Atterberg para la clasificación de suelos y el ensayo de resistencia a la compresión simple en el laboratorio de mecánica de suelos de la ESPOL, con la asistencia del Ing. Falquez, laboratorista encargado.

### 2.2.2.1 Ensayo de resistencia a la compresión simple

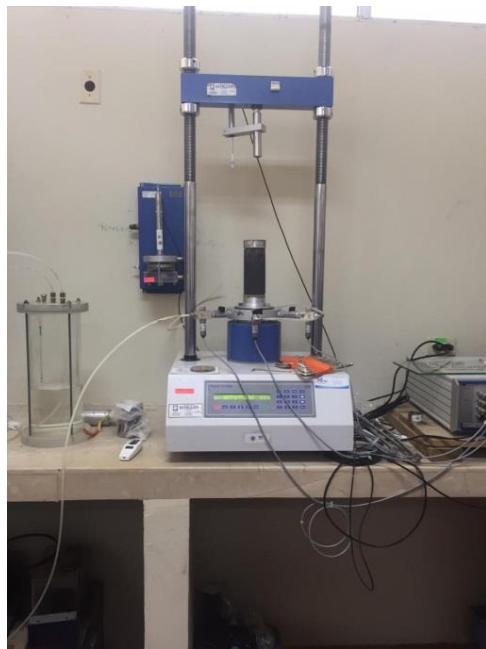
Este ensayo se realiza con la finalidad de determinar el esfuerzo último a la compresión no confinada del suelo, aplicando una carga axial a una muestra inalterada de suelo tallada cilíndricamente, con una relación alto/diámetro igual a 2. Dentro de los objetivos de este ensayo también está definir el parámetro de resistencia “c” y esquematizar el tipo de falla que sufrirá el espécimen de suelo conforme a sus características.

## **Equipos utilizados**

- Prensa Triaxial
- Calibrador con vernier
- Molde cilíndrico
- Cierra para tallar
- Balanza con aproximación a 0.1gr
- Muestra inalterada de suelo

## **Procedimiento**

1. Se talla la muestra en un molde cilíndrico con relación alto/diámetro de 2 a 2.5
2. Se pesa la muestra y se mide la altura
3. Se toman las medidas exactas de los diámetros: superior (Ds), central (Dc) e inferior (Di)
4. Se saca un promedio de los diámetros obtenidos y se multiplica por 2.5 para calcular el valor de la altura que deberá tener el espécimen
5. Se corta el espécimen según la altura calculada y después de cortarlo se mide la altura real la cual será anotada en el registro como altura media (Hm)
6. Se coloca la muestra en la maquina triaxial y se procede y se ingresan todos los parámetros medidos
7. Mientras se aplican las cargas en la maquina triaxial se debe observar para detectar los posibles planos de falla o indicios de grietas y demás puntos de interés
8. Una vez que el espécimen ha fallado se detienen las cargas y se realiza un esquema del tipo de falla y agrietamientos teniendo en cuenta la escala
9. Se mete la muestra al horno a secar
10. Una vez seca la muestra se ingresa el contenido de humedad final al software



**Figura 2.9** Ensayo de compresión simple

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 2.10** Tallado de la muestra inalterada

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 2.11** Muestra inalterada

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### **2.2.2.2 Ensayo de límites de Atterberg**

Este ensayo fue realizado con la finalidad de clasificar el suelo, cuando un suelo pasa de un estado a otro los contenidos de agua que posee son variables estos contenidos se denominan límites de consistencia o límites de Atterberg siendo estos los límites líquido y plástico

#### **2.2.2.2.1 Límite líquido**

Se conoce como límite líquido a la humedad en la que el suelo obtiene las propiedades mecánicas de un lodo y tiende a fluir bajo su propio peso. Este límite se va a definir de manera arbitraria como el contenido de humedad que se requiere para que una pasta de suelo de 1 cm de espesor, partida en dos mitades fluya y se una en una longitud de aproximadamente 12 mm de acuerdo a un determinado número de golpes en la cuchara de casa grande

#### Equipos utilizados

- Tara
- Balanza
- Cuchara de casa grande
- Agua destilada
- Muestra alterada

- Horno

#### Procedimiento

1. Se seca la muestra
2. Con ayuda de un martillo de goma se tritura la muestra
3. Se separan las arcillas y limos pasando la muestra por el tamiz N° 40
4. Se deja reposar en agua destilada una cierta cantidad de muestra por un periodo de 24 horas
5. Se homogeniza la muestra y se elimina el oxígeno que podría contener batiendo la muestra
6. Se coloca cierta cantidad de la muestra en la cuchara de casa grande y se enraza luego se usa el acanalador para dividir la muestra en dos partes
7. Se coloca la copa a 1 cm y se deja caer a razón de 2 golpes por segundo, contabilizando el número de golpes hasta que fluyan las dos partes y se unan en una longitud de 13mm
8. Se extrae una pequeña porción de muestra de la muesca que se unió y se coloca en una tara para ser pesada y llevada al horno por 24 horas
9. Se varia el contenido de humedad y se repite el proceso 4 veces
10. Finalmente se pesan las porciones de muestra retiradas del horno

#### **2.2.2.2 Límite plástico**

Este límite se define como la humedad mínima con la que el suelo se comporta de manera plástica; es decir, cuando el suelo ya no admite deformaciones sin romperse

#### Equipos utilizados

- Tara
- Balanza
- Agua destilada
- Muestra alterada
- Horno
- Base de vidrio

#### Procedimiento

1. Se lleva la muestra al horno para que se seque
2. Con ayuda de un martillo de goma se tritura la muestra
3. Se separan las arcillas y limos pasando la muestra por el tamiz N° 40

4. Se satura la muestra con agua destilada y se deja reposar por un periodo de 24 horas
5. Se bate y se mezcla la muestra con una espátula para darle uniformidad y conformar una masa consistente de muestra
6. Se separan ciertas porciones de muestra para conformar los rollos
7. En la base de vidrio y con la ayuda de la palma de la mano se da forma a los rollos hasta que tengan un diámetro de 3mm
8. Se colocan los rollos en taras y se llevan al horno por 24 horas



**Figura 2.12** Rollos para ensayo de límite plástico

**Fuente:** Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 2.13** Muestras de suelo colocados en horno

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 2.14** Extracción de muestras secas.

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

## 2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales

### 2.3.1 Asignación de cargas

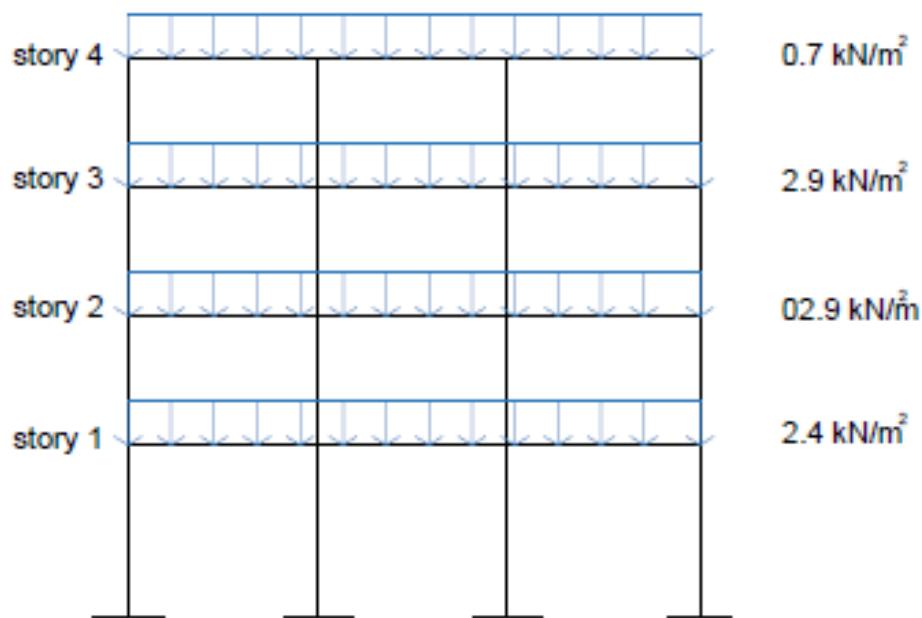
#### 2.3.1.1 Asignación de las cargas vivas de acuerdo a la función de la estructura

Tipo de edificio: auditorio y oficinas

De acuerdo a lo citado en la norma NEC 2015 se estableció las cargas vivas mínimas para cada nivel, dependiendo de su función.

- Cubiertas planas, inclinadas y curvas:  $0.7 \text{ kN/m}^2$
- Oficinas en edificación:  $2.4 \text{ kN/m}^2$
- Asientos fijos para áreas de reunión y/o teatros:  $2.9 \text{ kN/m}^2$

Se considerará la terraza inaccesible, la cual estará disponible únicamente para el personal de mantenimiento. Como se definió en el capítulo 2 las funciones para cada piso que tendrá la estructura, se tiene el siguiente resumen de cargas vivas.



**Figura 2.15** Cargas vivas por piso

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

#### 2.3.1.2 Asignación de cargas muertas

Se asignarán cargas muertas de acuerdo a la función de los niveles, establecidos en el capítulo 2.1.

## Nivel 1

- Enlucido y Ductos: 0.04T/m<sup>2</sup>
- Baldosas: 0.10T/m<sup>2</sup>
- Paredes: 0.20T/m<sup>2</sup>
- Cielorraso: 0.02T/m<sup>2</sup>
- Losa colaborante e= 0.65mm: 0.008T/m<sup>2</sup>

## Nivel 2 y 3

Uso: auditorios

Solo existirán paredes perimetrales, divisiones para los baños, escaleras y cabina de sonido por lo que se considerará un 30% del peso de las paredes y un 40% enlucido y ductos, establecidos en el nivel 1.

- Enlucido y Ductos: 0.016T/m<sup>2</sup>
- Baldosas: 0.10T/m<sup>2</sup>
- Paredes: 0.06T/m<sup>2</sup>
- Cielorraso: 0.02T/m<sup>2</sup>
- Losa colaborante e= 0.65mm: 0.008T/m<sup>2</sup>

## Nivel 4

Como este nivel es inaccesible, se colocará paredes perimetrales como seguridad con una altura de 1.2m, considerando un 10% del peso establecido en el nivel 1. El enlucido y los ductos que se instalen se considerarán un 50% del citado en el nivel 1. Adicional a estas cargas, se considerará equipos de aire acondicionado que podrían instalarse.

$$Wd = 0.1T/m^2$$

En la siguiente tabla se resume las cargas muertas por cada nivel.

**Tabla 2.1** Resumen de cargas muertas por piso

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Carga muerta	Nivel 1	Nivel 2-3	Nivel 4
Paredes	0.2 T/m <sup>2</sup>	0.06 T/m <sup>2</sup>	0.02 T/m <sup>2</sup>
Enlucidos y ductos	0.04 T/m <sup>2</sup>	0.016 T/m <sup>2</sup>	0.01 T/m <sup>2</sup>
Baldosas	0.01 T/m <sup>2</sup>	0.1 T/m <sup>2</sup>	-
Cielorraso	0.02 T/m <sup>2</sup>	0.02 T/m <sup>2</sup>	0.02 T/m <sup>2</sup>
Losa colaborante	0.00019 T/m <sup>2</sup>	0.00019 T/m <sup>2</sup>	0.00019T/m <sup>2</sup>
Wd a/c	-	-	0.10 T/m <sup>2</sup>
Wd	0.55 T/m <sup>2</sup>	0.38 T/m <sup>2</sup>	0.33 T/m <sup>2</sup>

## 2.3.2 Estimación del peso propio de los elementos

### 2.3.2.1 Nivel 1-2-3

Estimación de peso propio de las vigas

Se considera un peso promedio de viga de 36.10 kg/m, además un numero de vigas por piso de 42 y longitud promedio de 5 metros. Por lo que el peso por unidad de área será igual

$$Wpp = Peso * n^{\circ} \text{vistas} * L / \text{Área}$$

$$Wpp = 30.7 * 42 * 5 / 206.15$$

$$Wpp = 31.27 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Wpp = 0.03 \text{ T/m}^2$$

Estimación del peso propio para columnas

Se considera un peso específico de la columna de 2400 kg/m<sup>3</sup>, además el número de columnas por piso es de 16 y longitud promedio de 3 metros. Por lo que el peso por unidad de área será igual

$$Wpp = \gamma c * L * b * d * n^{\circ} \text{columnas} / \text{Área}$$

$$Wpp = 16 \times 3 \times 2400 \times 0.25 \times 0.25 / \text{Área}$$

$$Wpp = 0.035 \text{ Tn/m}^2$$

$$Wpp \text{ total} = 0.04 + 0.03 = 0.07$$

$$\text{Se asume } Wpp = 0.07 \text{ T/m}^2$$

### 2.3.2.2 Nivel 4

No hay columnas, por lo que se asume solo el peso de las vigas, calculada anteriormente

$$Wpp = 0.03 \text{ T/m}^2$$

A continuación se resume todas las cargas a las que va a estar sometida la estructura.

**Tabla 2.2 Resumen de cargas aplicadas.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Nivel	Wd(T/m <sup>2</sup> )	Wpp(T/m <sup>2</sup> )	Wd+Wpp(T/m <sup>2</sup> )	WI(T/m <sup>2</sup> )
4	0.33	0.03	0.36	0.07
3	0.38	0.07	0.45	0.29
2	0.38	0.07	0.45	0.29
1	0.55	0.07	0.62	0.24

### 2.3.3 Diseño de espectro elástico e inelástico según NEC 2015

El tomo NEC-SE-SD de la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015 llamado Peligro Sísmico-Diseño Sismoresistente, presenta la metodología y los requerimientos fundamentales que deben ser aplicados para el diseño sismorresistente de edificaciones, por lo que el diseño del espectro elástico e inelástico mostrado a continuación se basa en este tomo.

La siguiente tabla muestra los parámetros que se tomaron en cuenta para el diseño del espectro considerando el lugar donde se realiza el proyecto y la forma que tendrá la estructura.

**Tabla 2.3 Parámetros para diseño de espectro**

Fuente: NEC-SE-SD 2015

Parámetro	Abreviación	Valor	Unidades
tipo suelo	E		
Zona sísmica	V		
Región	Costa		
Factor de sitio Fa	Fa	1	s.u.
Factor de sitio Fd	Fd	1.6	s.u.
Factor comport. Inelástico suelo	Fs	1.9	s.u.
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.5	s.u.
Relación de amplificación espectral	η	1.8	s.u.
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.4	s.u.
Factor de importancia	I	1	s.u.
Factor de reducción de respuesta	R	5	s.u.
Factor de irregularidad en elevación	φe	1	s.u.
Factor de irregularidad en planta	Φp	1	s.u.
Altura de edificación	h	13	m
Aceleración de gravedad	g	9.81	m/s <sup>2</sup>

#### 2.3.3.1 Determinación del periodo de vibración de la estructura (Ta)

Ta:

Según ASCE 7-10

$$Ta = ct \times hn^\alpha$$

$$Ta = 0.0724 \times 13^{0.8} = 0.563$$

$$Ta = 0.563 \text{ s.}$$

Según NEC 2015

$$Ta = 0.1 * N$$

$$Ta = 0.1 * 4$$

$$Ta = 0.4 \text{ s}$$

El Periodo de vibración Ta es el promedio de los valores obtenidos anteriormente.

$$Ta = 0.482 \text{ s}$$

Para la construcción de espectro de respuesta elástico se citan a continuación los factores necesarios, obtenidos de la norma NEC 2015:

- Vs= 170 m/s suelo tipo E (tabla 20, NEC 2015)
- Z= 04 Guayaquil, Zona V
- Fa = 1
- Fd = 1.6
- Fs = 1.9
- η = 1.80
- l=1
- R=5
- φ<sub>p</sub> = 1
- φ<sub>e</sub> = 1

### **2.3.3.2 Determinación de To:**

$$To = 0.10 \text{ } Fs \frac{fd}{fa}$$

$$To = 0.10 \times 1.9 \times \frac{1.6}{1} = 0.3040$$

### **2.3.3.3 Determinación de Tc:**

$$Tc = 0.55 \text{ } Fs \frac{fd}{fa}$$

$$Tc = 0.55 \times 1.9 \times \frac{1.6}{1.9} = 1.6720$$

Construyendo espectro elástico de diseño:

Región 1:      T < To

T=0

$$Sa = Z \times Fa(1 + (\eta - 1)(\frac{T}{Ta}))$$

$$Sa = 0.4 \times 1(1 + (1.8 - 1)\left(\frac{0}{0.3040}\right))$$

$$Sa = 0.400$$

T=To

$$Sa = Z \times Fa(1 + (\eta - 1)\left(\frac{T}{Ta}\right)^r)$$

$$Sa = 0.4 \times 1(1 + (1.8 - 1)\left(\frac{0.304}{0.3040}\right)^r)$$

$$Sa = 0.720$$

Region 2       $T < T \leq Tc$

$0.304 < T \leq 1.6720$

$$Sa = \eta Z Fa$$

$$Sa = 1.8 \times 0.4 \times 1$$

$$Sa = 0.72$$

Region 3       $T > Tc$

$T > 1.672$

$$Sa = \eta Z Fa \left(\frac{Tc}{T}\right)^r$$

$$Sa = 1.8 \times 0.4 \times 1 \times \left(\frac{1.672}{1.7}\right)^r = 0.702$$

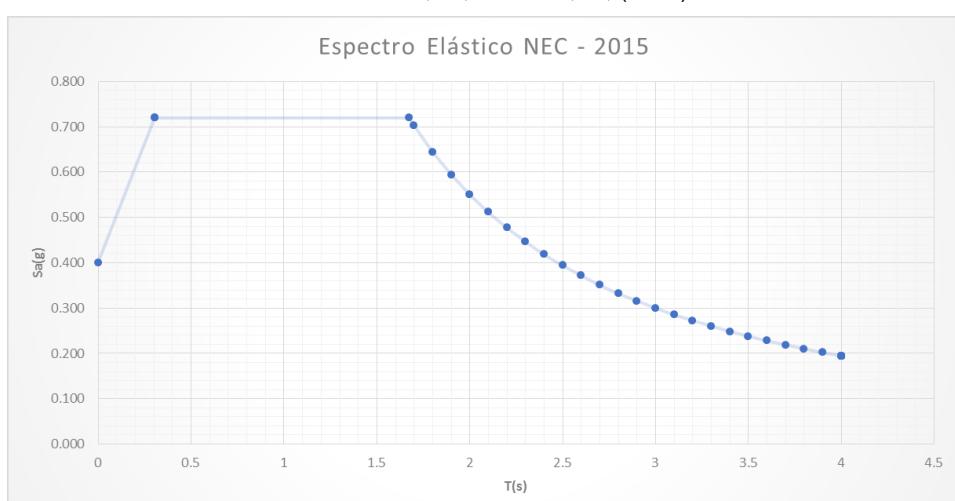
$$Sa = 1.8 \times 0.4 \times 1 \times \left(\frac{1.672}{1.8}\right)^r = 0.644$$

$$Sa = 1.8 \times 0.4 \times 1 \times \left(\frac{1.672}{1.9}\right)^r = 0.594$$

Se calculó los valores de Sa hasta que el periodo de T=4s, por lo que a continuación se presenta el espectro de respuesta elástico:

**Tabla 2.4 Espectro de respuesta elástico**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Tabla 2.5 Parámetros para construcción de espectro de respuesta elástico**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

T(s)	Sa(g)	T(s)	Sa(g)
0	0.4	2.7	0.350866
0.304	0.72	2.8	0.332238
0.304	0.72	2.9	0.315203
1.672	0.72	3	0.299575
1.7	0.702285	3.1	0.285197
1.8	0.644582	3.2	0.271933
1.9	0.594369	3.3	0.259667
2	0.550354	3.4	0.248295
2.1	0.511515	3.5	0.23773
2.2	0.477038	3.6	0.227894
2.3	0.446267	3.7	0.218718
2.4	0.418668	3.8	0.210141
2.5	0.393801	3.9	0.202111
2.6	0.371302	4	0.194579

#### 2.3.3.4 Cálculo de Cs:

$$Cs = \frac{Sa \times I}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Región 1     $T \leq T_o$      $T \leq 0.304$

$$T = 0 \rightarrow Cs = 0.008$$

$$T = 0.304 \rightarrow Cs = 0.144$$

Región 2     $T < T \leq T_c$

$$0.304 < T \leq 1.672$$

$$Cs = 0.144$$

Región 3     $T > T_c$

**Tabla 2.6 Parámetros para diseño de espectro de respuesta inelástico**

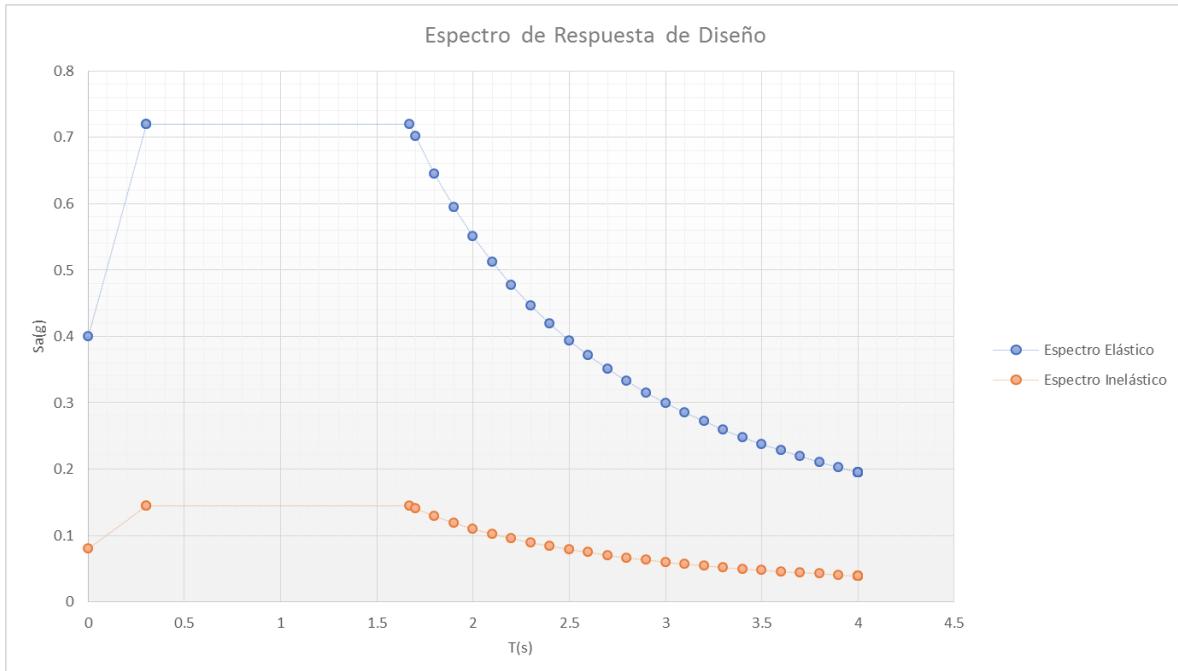
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

T(s)	Sa(g)	Ts(s)	Cs(g)
<b>0</b>	0.4	0.00000	0.08
<b>0.304</b>	0.72	0.30400	0.144
<b>0.304</b>	0.72	0.30400	0.144
<b>1.672</b>	0.72	1.67200	0.144
<b>1.7</b>	0.702285	1.70000	0.140457
<b>1.8</b>	0.644582	1.80000	0.128916
<b>1.9</b>	0.594369	1.90000	0.118874
<b>2</b>	0.550354	2.00000	0.110071
<b>2.1</b>	0.511515	2.10000	0.102303
<b>2.2</b>	0.477038	2.20000	0.095408
<b>2.3</b>	0.446267	2.30000	0.089253
<b>2.4</b>	0.418668	2.40000	0.083734
<b>2.5</b>	0.393801	2.50000	0.07876
<b>2.6</b>	0.371302	2.60000	0.07426
<b>2.7</b>	0.350866	2.70000	0.070173
<b>2.8</b>	0.332238	2.80000	0.066448
<b>2.9</b>	0.315203	2.90000	0.063041
<b>3</b>	0.299575	3.00000	0.059915
<b>3.1</b>	0.285197	3.10000	0.057039
<b>3.2</b>	0.271933	3.20000	0.054387
<b>3.3</b>	0.259667	3.30000	0.051933
<b>3.4</b>	0.248295	3.40000	0.049659
<b>3.5</b>	0.237773	3.50000	0.047546
<b>3.6</b>	0.227894	3.60000	0.045579
<b>3.7</b>	0.218718	3.70000	0.043744
<b>3.8</b>	0.210141	3.80000	0.042028
<b>3.9</b>	0.202111	3.90000	0.040422
<b>4</b>	0.194579	4.00000	0.038916

En la siguiente gráfica se presenta los espectros de respuesta Elástico e Inelástico, de modo que se puede apreciar que, considerando el factor R y los factores de elevación y de planta, se reduce la gráfica.

**Tabla 2.7 Espectro de respuesta elástico e inelástico.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



### 2.3.4 Estimación del peso sísmico W y la carga sísmica E

Dirección x= Dirección y; Pórticos de acero resistente a momentos PARM.

Según NEC 2015 6.1.7

$$W = (W_d + W_{pp} + 0.25W_l) A \cdot N$$

0.25W<sub>l</sub> sólo se considera para el caso de bodegas y almacenes, en nuestro caso se cumpliría que 0.25W<sub>l</sub> = 0

Entonces

$$W = (W_d + W_{pp}) A \cdot N$$

Area total 1er piso

$$A = (13.3 \times 15.5) = 206.15 \text{ m}^2$$

Losa nivel 4

$$W_4 = (W_d + W_p) A \times n$$

$$W_4 = (0.23 + 0.02) \times 206.15 \times 1$$

$$W_4 = 51.54 \text{ ton}$$

Losa nivel 2 y 3

$$W_{3,2} = (W_p + W_{pp}) \times A \times n$$

$$W_{3,2} = (0.38 + 0.06) \times 206.15 \times 2$$

$$W_{3,2} = 181.41 \text{ Ton.}$$

Losa nivel 1

$$W_1 = (Wd + Wpp) \times A \times n$$

$$W_1 = (0.55 + 0.06) \times 206.15 \times 1 = 125.75 \text{ Ton}$$

$$W_1 = 125.75 \text{ Ton}$$

Peso sísmico W de la estructura:

$$\sum W = 51.54 + 181.41 + 125.75 = 358.70 \text{ Ton}$$

# CAPÍTULO 3

## 3. ANÁLISIS Y RESULTADOS

### 3.1 Resultado del estudio de suelos

#### 3.1.1 Capacidad última del suelo calicata 1.

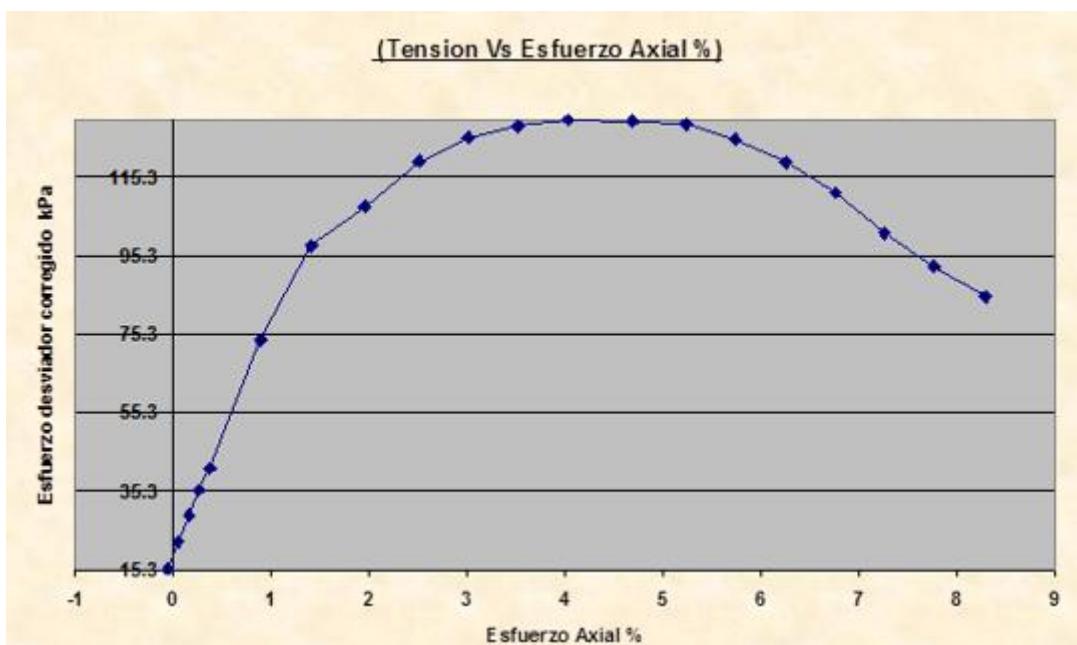
Ya que el ensayo fue realizado en un maquina triaxial, la cual utiliza el software geotécnico DS7, la capacidad última del suelo es obtenido de manera automática, obteniendo los siguientes resultados:

**Tabla 3.1 Referencias del espécimen 1**

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos y Rocas FICT

Referencias del espécimen	
Altura inicial	72.80 mm
Diámetro inicial	36.57 mm
Peso unitario de secado inicial	13.79 KN/m <sup>3</sup>
Contenido de humedad inicial	31.00%
Proporción de vacío	0.89

La gráfica tensión vs esfuerzo axial da como resultado que la capacidad última del suelo de la primera calicata es de 129.5 KPa.



**Figura 3.1 Curva tensión vs esfuerzo axial**

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos y Rocas FICT

**Tabla 3.2 Condiciones de falla de espécimen 1**

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos y Rocas FICT

Condiciones de falla	
Criterio de falla	Maximum Deviator Stress
Fuerza de compresión	129.5 KPa
Esfuerzo axial	4.69%
Contenido final de humedad	31.00%
Peso unitario final	18.07 KN/m3



**Figura 3.2 Espécimen 1 con falla**

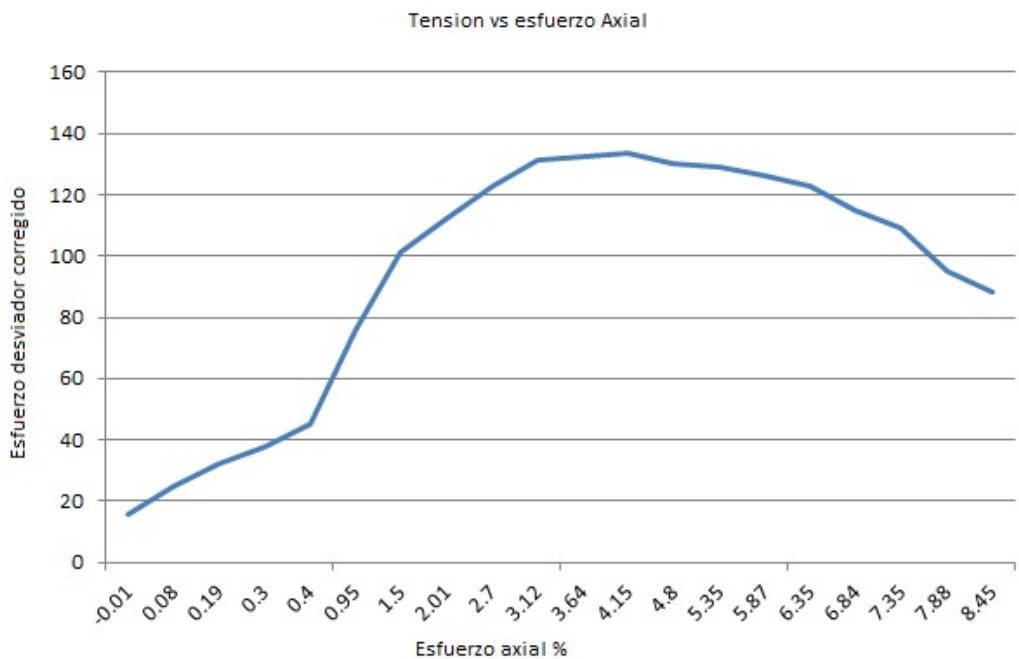
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.1.2 Capacidad última del suelo calicata 2.

**Tabla 3.3 Referencia de espécimen para ensayo**

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos y Rocas FICT

Referencias del espécimen	
Altura inicial	140.10 mm
Diámetro inicial	66.00 mm
Peso unitario de secado inicial	16.45 KN/m3
Contenido de humedad inicial	20.50%
Proporción de vacío	0.58



**Figura 3.3 Curva tensión vs esfuerzo axial**

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos y Rocas FICT

**Tabla 3.4 Condiciones de falla de espécimen 2**

Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos y Rocas FICT

Condiciones de falla	
Criterio de falla	Maximum Deviator Stress
Fuerza de compresión	363.2 KPa
Esfuerzo axial	5.71%
Contenido final de humedad	20.50%
Peso unitario final	19.83 KN/m <sup>3</sup>



**Figura 3.4 Falla espécimen 2**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

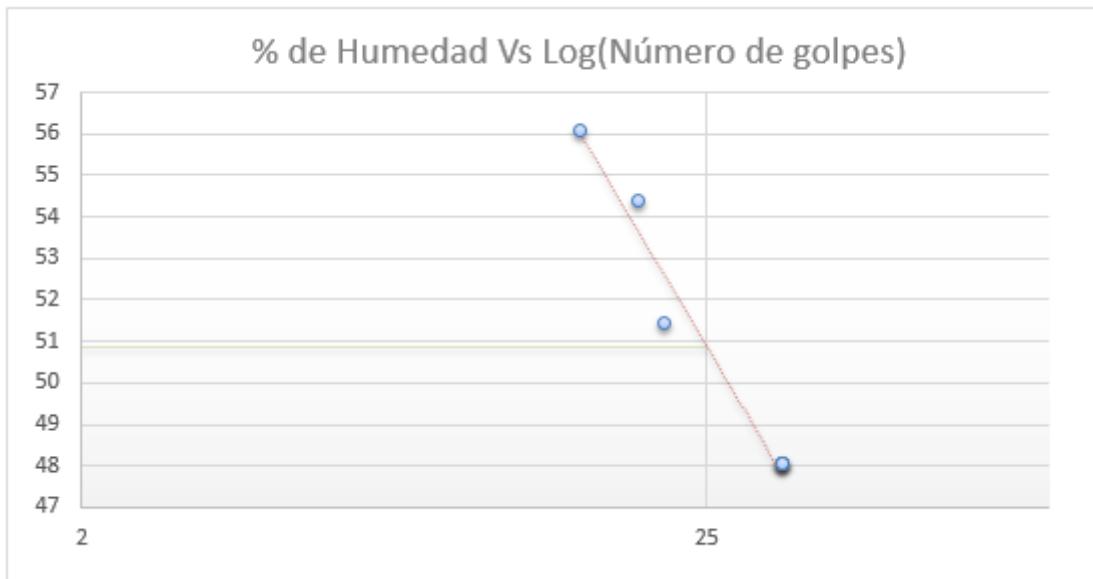
Se considera como capacidad última del suelo al menor de los 2 ensayos obtenidos, por lo que el suelo tiene una capacidad última de 129.5 KPa.

### 3.1.3 Límites de Atterberg

**Tabla 3.5 Límite líquido.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

N° DE LATA	22	30	34	7
PESO DE SUELO HÚMEDO + LATA (gr.):	16,310	14,730	16,000	15,980
PESO DE SUELO SECO + LATA (gr.):	12,670	11,650	12,660	12,670
PESO DE LATA (gr.):	5,980	6,160	6,170	5,780
PESO DE SUELO SECO (gr.):	6,690	5,490	6,490	6,890
PESO DE AGUA (gr.):	3,640	3,080	3,340	3,310
CONTENIDO DE HUMEDAD (%):	54,410	56,102	51,464	48,041
N° DE GOLPES:	19	15	21	34



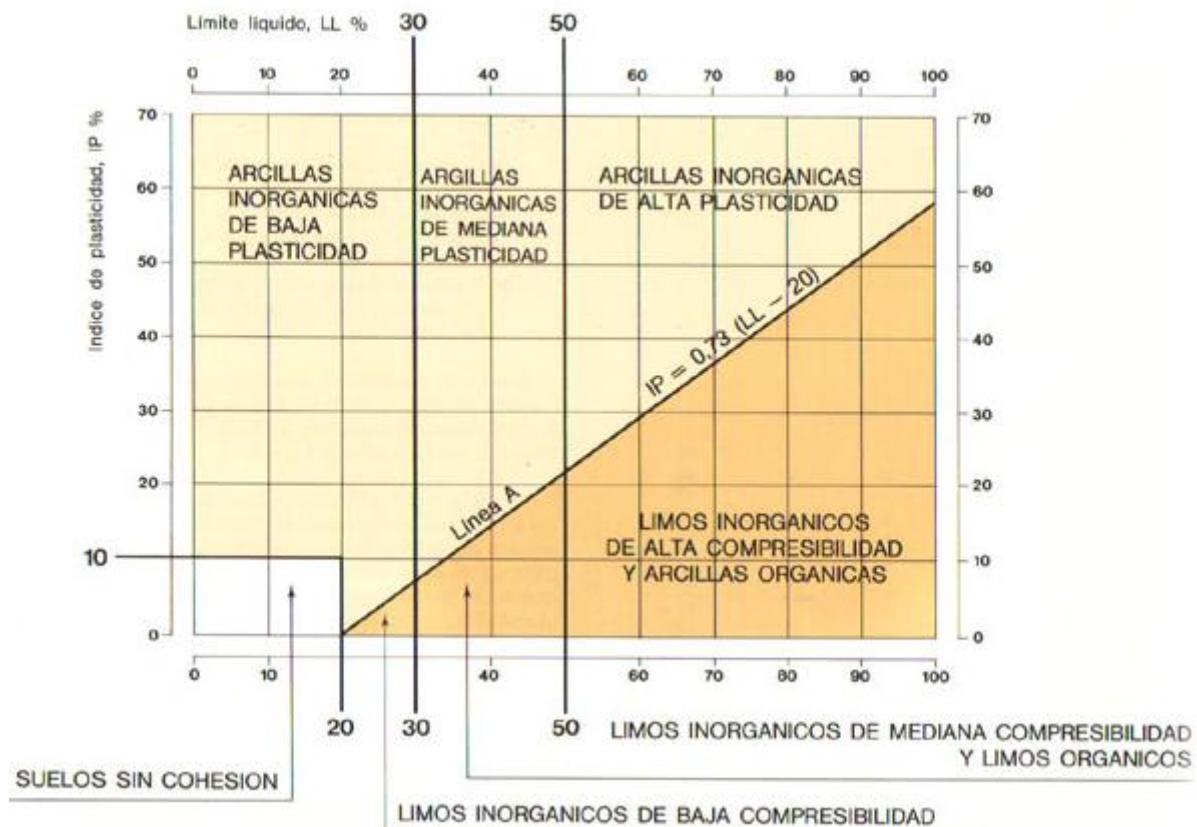
**Figura 3.5 Curva para determinar límite líquido**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

**Tabla 3.6 Límite plástico.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Nº DE LATA	25	1010	18
PESO DE SUELO HÚMEDO + LATA (gr.):	12,160	14,300	12,470
PESO DE SUELO SECO + LATA (gr.):	10,900	12,480	11,050
PESO DE LATA (gr.):	6,420	6,330	6,120
PESO DE SUELO SECO (gr.):	4,480	6,150	4,930
PESO DE AGUA (gr.):	1,260	1,820	1,420
CONTENIDO DE HUMEDAD (%):	28,125	29,593	28,803
LÍMITE PLÁSTICO (%):	28,841		



**Figura 3.6 Gráfico de plasticidad de los suelos**

Fuente: (Fao, 2018)

Clasificación del suelo: Limo de alta plasticidad (MH)

### 3.2 Determinación vertical de fuerzas sísmicas laterales según NEC 2015

Determinación del cortante basal  $V_x$  y  $V_y$

#### Cortante basal

Dirección x= Dirección y

$$V_x = V_y = (C_{sx} * y)W$$

$$V_{xy} = 0.249 \times 358.70 = 89.32 \text{ Ton}$$

Carga sísmica

$$Ex = Ey = 89.32 \text{ Ton}$$

En las dos direcciones

**Tabla 3.7 Valor de k relacionado con el periodo de vibración de la estructura**

Fuente: NEC-SE-DS

Valores de T(s)	K
0.5 < T ≤ 2.5	0.75+0.50*T

$$T = 0.563$$

$$K = 0.75 + 0.50(0.506) = 1.03$$

Dirección x-y

$$Vx = Vy = 89.32 \text{ Ton}$$

**Tabla 3.8 Cálculo de fuerzas sísmicas por piso**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Nivel	Wd Tn/m <sup>2</sup>	Wpp (Tn/m <sup>2</sup> )	Wd+Wpp	WL	A	W
4	0.23	0.02	0.25	0.07	206.15	51.54
3	0.38	0.06	0.44	0.29	206.15	90.71
2	0.38	0.06	0.44	0.29	206.15	90.71
1	0.55	0.06	0.61	0.24	206.15	125.75
					ΣW	358.70

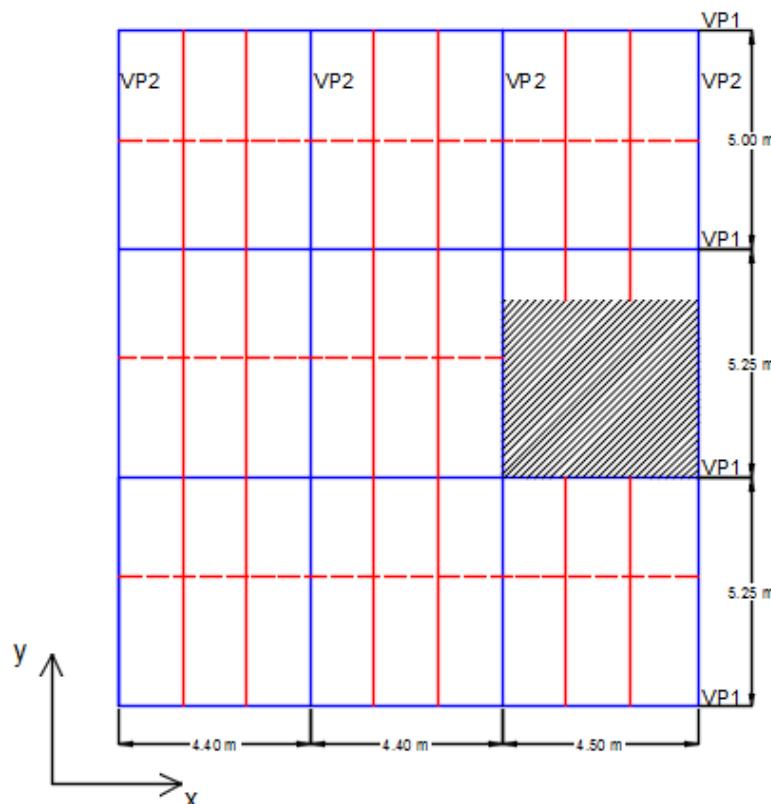
**Tabla 3.9 Fuerzas sísmicas por piso en las dos direcciones**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Altura(m)	Dirección x					Dirección y				
	Wx [ton]	W <sub>x</sub> hn <sub>x</sub> <sup>k</sup>	Cvx	Fx	Vx	W <sub>x</sub> hn <sub>x</sub> <sup>k</sup>	Cvx	Fx	Vy	
13	51.54	726.83	0.250	22.36	22.36	726.83	0.25	22.36	22.36	
10	90.71	975.86	0.336	30.02	52.38	975.86	0.34	30.02	52.38	
7	90.71	675.41	0.233	20.78	73.15	675.41	0.23	20.78	73.15	
4	125.75	525.64	0.181	16.17	89.32	525.64	0.18	16.17	89.32	
	Σ	2903.73			Σ	2903.73				

### 3.3 Predimensionamiento de vigas secundarias

El diseño de las vigas secundarias serán bajo efecto de cargas gravitacionales, ya que estas no entran en el diseño sismorresistente.



**Figura 3.7 Vista en planta de las vigas secundarias**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Combinaciones de carga según la NEC 2015

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5[Lr, S, R]$
3.  $1.2D + 1.6\max[Lr, S, R] + \max[L, 0.5W]$
4.  $1.2D + 1.0W + L + 0.5\max[Lr, S, R]$
5.  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6.  $0.9D + 1.0W$
7.  $0.9D + 1.0E$

Nivel 4

$$Wlr = 0.07T/m^2 \quad Wd = 0.23T/m^2 \quad Wl = 0$$

Combinaciones 2, 3, 4 (sin sismo)

2)  $1.2D + 0.5Lr$

$$1.2(0.23) + 0.5(0.07) = 0.311 T/m^2$$

3)  $1.2D + 1.6L$

$$1.2(0.23) + 1.6(0.07) = 0.288 T/m^2 \leftarrow \text{Rige}$$

4)  $1.2D + 0.5Lr$

$$1.2(0.23) + 0.5(0.07) = 0.311 T/m^2$$

Nivel 2 y 3 (Auditorios)

$$Wlr = 0 \quad Wd = 0.38 T/m^2 \quad Wl = 0.29 T/m^2$$

Combinaciones 2, 3, 4, 5

2)  $1.2D + 1.6L$

$$1.2(0.38) + 0.5(0.29) = 0.92 T/m^2 \leftarrow \text{Rige}$$

3)  $1.2D + L$

$$1.2(0.38) + 0.29 = 0.746 T/m^2$$

4)  $1.2D + L$

$$1.2(0.38) + 0.29 = 0.746 T/m^2$$

5)  $1.2D + L$

$$1.2(0.38) + 0.29 = 0.746 T/m^2$$

### 3.3.1 Prediseño viga secundaria nivel 1

$$Wlr = 0 \quad Wd = 0.55 T/m^2 \quad Wl = 0.24 T/m^2$$

Como en los anteriores casos la combinación que rige es la combinación 2

2)  $1.2D + 1.6L$

$$W = 1.2(0.55) + 1.6(0.24) = 1.044 T/m^2$$

### Estimación del momento ultimo

Pre dimensionamiento nivel 4

$$Wu = 0.388 T/m^2$$

$$S = 1.47 m$$

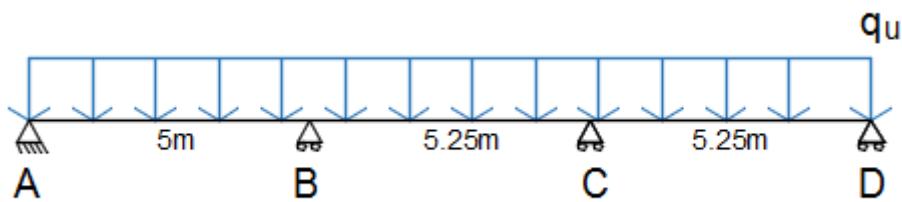
$$f = 1.05$$

Paso 1: Determinar  $q_u$

$$qu = Wu * S * f = 0.388 \times 1.47 \times 1.05$$

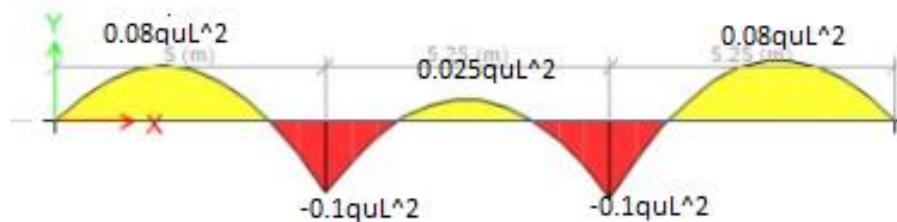
$$qu = 0.60 T/m$$

Paso 2: Determinar diagramas de momentos y fuerza cortante



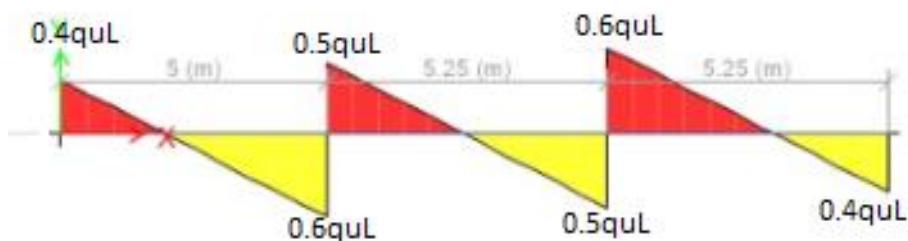
**Figura 3.8 Viga secundaria sometida a una carga distribuida uniforme.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.9 Diagrama de momentos en viga secundaria nivel 4.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.10 Diagrama de fuerzas cortantes en viga secundaria nivel 4.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Momentos positivos

$$M^+ = 0.08qul^2 = 0.08 \times 0.60 \times 5.25^2 = 1.32 T \cdot m$$

$$M^+ = 0.025qul^2 = 0.025 \times 0.60 \times 5.25^2 = 0.41 T \cdot m$$

Momentos negativos

$$M^- = 0.1qul^2 = 0.1 \times 0.60 \times 5.25^2 = 1.65 T \cdot m \leftarrow \text{Rige}$$

Cortante

$$0.4qul = 0.4 \times 0.6 \times 5.25 = 1.26 Ton$$

$$0.5qul = 0.5 \times 0.6 \times 5.25 = 1.58 Ton$$

$$0.6qul = 0.6 \times 0.6 \times 5.25 = 1.89 Ton \leftarrow \text{Rige}$$

Paso 3: Selección del perfil para la viga secundaria

$$Mu = 1.65 T \cdot m$$

$$\text{Sea } Mu = \phi_b \cdot Mn = \phi_b \cdot Mp$$

$$Mp = \frac{Mu}{\phi_b} = \frac{1.65}{0.9} = 1.83 T \cdot m = 1.83 \times 10^5 kgf \cdot cm$$

$$\phi_b \cdot Mp = \phi_b F_y Z_x$$

$$Z_x = \frac{Mp}{F_y} = \frac{1.83 \times 10^5 kgf \cdot cm}{2400 kgf/cm^2} = 76.25 cm^3$$

$$Z_x = 76.25 cm^3$$

Usar IPE 140

#### Paso 4: Revisar deflexiones

Tabla 3-23

$$\Delta_{\max} = 0.0069 \frac{q l^4}{EI}$$

$$q = (q_D + q_L) \cdot l$$

Propiedades de la sección

$$E = 2100 T/cm^2$$

$$I = 541 cm^4$$

$$q_D = 0.23 \times 5.25 = 1.21 T/m$$

$$q_L = 0.07 \times 5.25 = 0.37 T/m$$

$$q = q_D + q_L = 1.21 + 0.37 = 1.58 T/m$$

$$q = 1.58 T/m$$

$$D_a = \frac{l}{240} = \frac{5.25}{2.40} = 0.024 m \rightarrow 21.88 mm$$

Estado de carga viva

$$D_a = \frac{l}{360} = \frac{5.25}{360} = 0.015 m \rightarrow 14.58 mm$$

Se escoge el menor

$$D_a = 14.58 mm$$

Cálculo de  $\Delta_{\max}$

$$\text{Carga de servicio} \quad E = 2100 T/cm^2$$

$$\Delta = 0.0069 \frac{q l^4}{EI} = 0.0069 \times \frac{1.66 \frac{T}{m} \times 5.25^4 m^4}{2100 T/cm^2 \times 541 cm^4} = 76.59 mm$$

$$\Delta = 76.59 mm$$

Carga viva

$$D = 0.0069 \frac{ql^4}{EI} = \frac{0.0069 \times 0.3kgf/mm \times 5250^4}{21000kgf/mm^2 \times 541 \times 10^4 mm}$$

$$D = 17.07 \text{ mm}$$

Comparaciones

Estado de carga de servicio

$$D_a < D_{\max}$$

$$21.88 < 76.59 \text{ (mm) Ok}$$

Estado de carga viva

$$\Delta a < \Delta_{\max}$$

$$14.58 < 17.07 \text{ (mm) Ok}$$

### 3.3.2 Prediseño viga secundaria nivel 2 y 3

$$Wu = 0.92 T/m^2$$

$$S = 1.47 \text{ m}$$

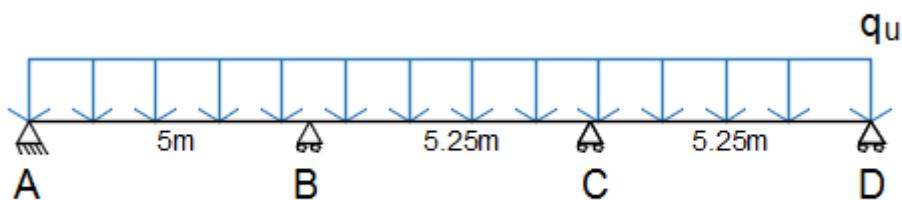
$$f = 1.05$$

Paso 1: Determinar qu

$$qu = Wu * S * f = 0.92 \times 1.47 \times 1.05$$

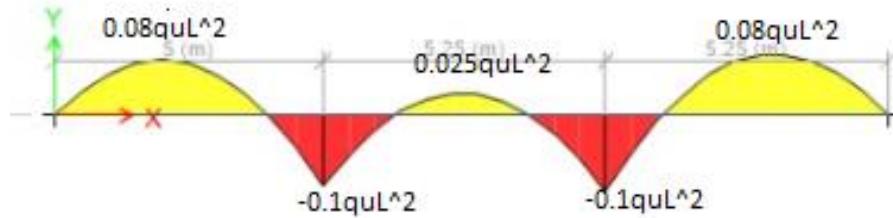
$$qu = 1.42 T/m$$

Paso 2: Determinar diagramas de momentos y fuerza cortante



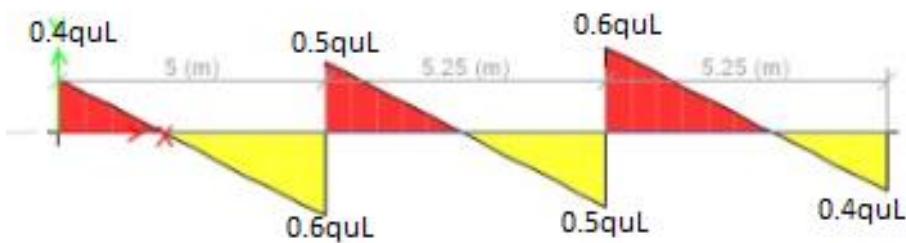
**Figura 3.11 Viga secundaria sometida a carga distribuida uniforme**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.12 Diagrama de momentos viga secundaria nivel 2-3**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.13 Diagrama de fuerzas cortantes**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Momentos positivos

$$M^+ = 0.08qul^2 = 0.08 \times 1.42 \times 5.25^2 = 3.13 T \cdot m$$

$$M^+ = 0.025qul^2 = 0.025 \times 1.42 \times 5.25^2 = 0.98 T \cdot m$$

Momentos negativos

$$M^- = 0.1qul^2 = 0.1 \times 1.42 \times 5.25^2 = 3.91 T \cdot m \leftarrow \text{Rige}$$

Cortante

$$0.4qul = 0.4 \times 1.42 \times 5.25 = 2.98 Ton$$

$$0.5qul = 0.5 \times 1.42 \times 5.25 = 3.73 Ton$$

$$0.6qul = 0.6 \times 1.42 \times 5.25 = 4.47 Ton \leftarrow \text{Rige}$$

Paso 3: Selección del perfil para la viga secundaria

$$Mu = 3.91 T \cdot m$$

$$\text{Sea } Mu = \phi_b \cdot Mn = \phi_b \cdot Mp$$

$$Mp = \frac{Mu}{\phi_b} = \frac{3.91}{0.9} = 4.34 T \cdot m = 43.44 \times 10^4 kgf \cdot cm$$

$$\phi_b \cdot Mp = \phi_b F_y Z_x$$

$$Z_x = \frac{Mp}{F_y} = \frac{43.44 \times 10^4 kgf \cdot cm}{2400 kgf/cm^2} = 181.00 cm^3$$

$$Zx = 181.00 \text{ cm}^3$$

Usar IPE 200

### 3.3.3 Predimensionamiento viga secundaria nivel 1

$$W_u = 1.044 \text{ T/m}^2$$

$$S = 1.47 \text{ m}$$

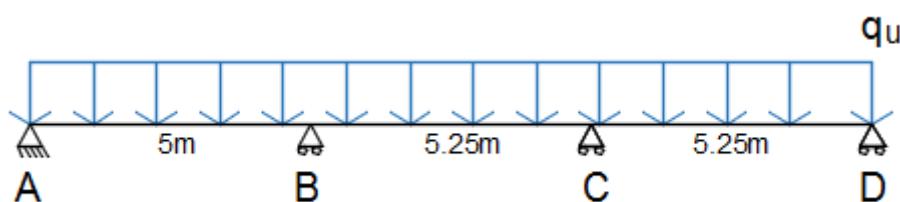
$$f = 1.05$$

Paso 1: Determinar  $q_u$

$$q_u = W_u * S * f = 1.04 \times 1.47 \times 1.05$$

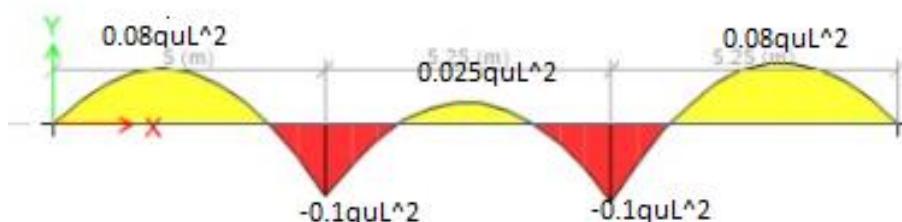
$$q_u = 1.61 \text{ T/m}$$

Paso 2: Determinar diagramas de momentos y fuerza cortante



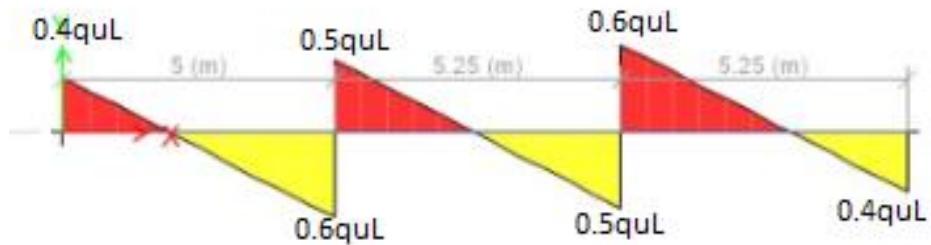
**Figura 3.14 Viga sometida a carga uniformemente distribuida**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.15 Diagrama de momento flector**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.16 Diagrama de fuerza cortante**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Momentos positivos

$$M^+ = 0.08qul^2 = 0.08 \times 1.61 \times 5.25^2 = 3.55 T \cdot m$$

$$M^+ = 0.025qul^2 = 0.025 \times 1.61 \times 5.25^2 = 1.10 T \cdot m$$

Momentos negativos

$$M^- = 0.1qul^2 = 0.1 \times 1.61 \times 5.25^2 = 4.44 T \cdot m \leftarrow \text{Rige}$$

Paso 3: Selección del perfil para la viga secundaria

$$Mu = 4.44 T \cdot m$$

$$\text{Sea } Mu = \phi_b \cdot Mn = \phi_b \cdot Mp$$

$$Mp = \frac{Mu}{\phi_b} = \frac{4.44}{0.9} = 4.93 T \cdot m = 49.33 \times 10^4 kgf \cdot cm$$

$$\phi_b \cdot Mp = \phi_b F_y Z_x$$

$$Z_x = \frac{Mp}{F_y} = \frac{49.33 \times 10^4 kgf \cdot cm}{2400 kgf/cm^2} = 205.56 cm^3$$

$$Z_x = 205.56 cm^3$$

Usar IPE 220

### 3.4 Prediseño de vigas principales

Determinación de fuerzas internas mediante método del portal

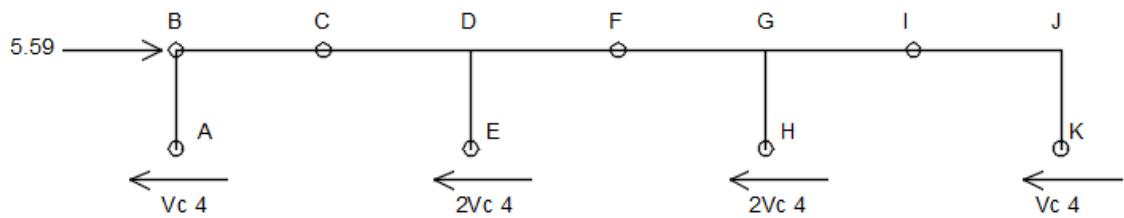
Eje x

Paso 1: Estimar momentos por sismo

Determinar de fuerza cortante en cada nivel

$$\text{Nivel 4} \rightarrow \frac{22.36 Tn}{4} = 5.59 Tn$$

$$\text{Nivel 3} \rightarrow \frac{30.02 Tn}{4} = 7.51 Tn$$



**Figura 3.17 Fuerza cortante nivel 4**

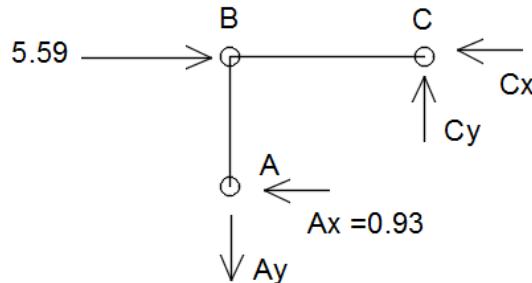
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$5.59 = 6Vc4$$

$$Vc4 = \frac{5.59}{6} = 0.93 \text{ Ton}$$

$$Vc4 = 0.93 \text{ Ton}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$5.59 = CX + 0.93$$

$$Cx = 5.59 - 0.93$$

$$\underline{Vc4 = 4.66 \text{ Ton}}$$

$$\sum MA = 0 \circlearrowleft +$$

$$5.59(1.5) - Cy \left( \frac{4.40}{2} \right) - Cx(1.5) = 0$$

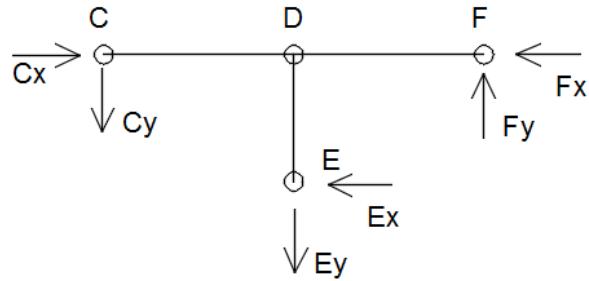
$$2.20C4 = 5.59 \times 1.5 - 4.66 \times 1.5$$

$$\underline{C4 = 0.63 \text{ Ton}}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$Ay = Cy$$

$$\underline{Cy = 0.63 \text{ Ton}}$$



$$Ex = 2Vc4 = 2 \times 0.93$$

$$\underline{Ex = 1.56 \text{ Ton}}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$Cx - Fx - Ex = 0$$

$$Fx = Cx - Ex$$

$$Fx = 4.66 - 1.56$$

$$\underline{Fx = 2.5 \text{ Ton}}$$

$$\sum ME = 0 \circlearrowleft +$$

$$-0.63 \times 2.2 + 4.66 \times 1.5 - 2.2Fy - 2.8 \times 1.5 = 0$$

$$2.2Fy = 4.6 \times 1.5 - 0.63 \times 2.2 - 2.8 \times 1.5$$

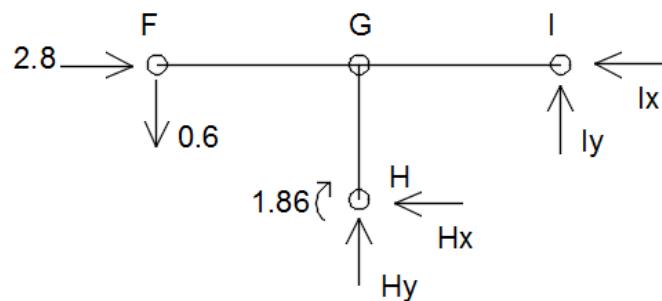
$$\underline{Fy = 0.60 \text{ Ton}}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$Cy = Fy + Ey$$

$$Ey = Cy - Fy = 0.63 - 0.60$$

$$\underline{Ey = 0.03 \text{ Ton}}$$



$$\sum Fx = 0 \rightarrow +$$

$$2.8 = 1.56 + Ix$$

$$\underline{Ix = 0.94 \text{ Ton}}$$

$$\sum MH = 0 \circlearrowleft +$$

$$-0.6 \times 2.2 + 2.8 \times 1.5 - Iy \times 2.25 - 0.94 \times 1.5 = 0$$

$$\underline{Iy = 0.65 \text{ Ton}}$$

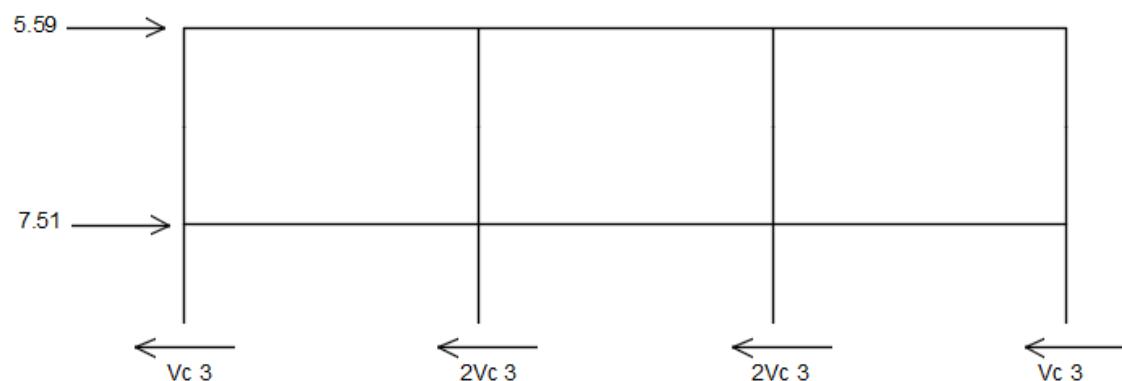
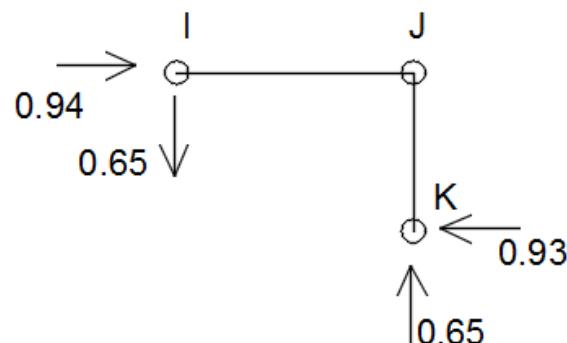
$$\sum Fy = 0 \downarrow +$$

$$0.6 = Iy + Hy$$

$$Hy = 0.6 - 0.65$$

$$Hy = -0.05 \text{ Ton}$$

$$\underline{Hy = 0.05 \text{ Ton} \downarrow +}$$

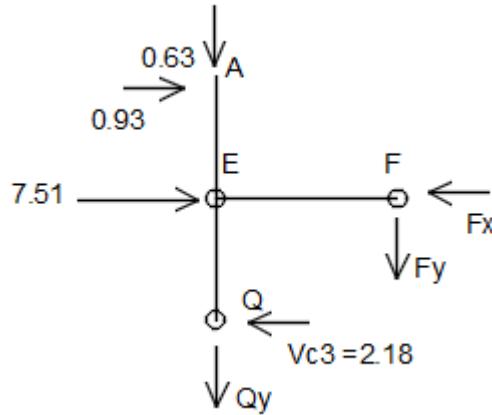


**Figura 3.18 Fuerza cortante nivel 3**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

$$5.59 + 7.51 = 6Vc3$$

$$Vc3 = \frac{13.1}{6} = 2.18 \text{ Ton}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$0.93 + 7.51 - 218 - F_x = 0$$

$$F_x = 6.23 \text{ Ton}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$0.63 - Qy - Fy = 0$$

$$Qy = 0.63 - 1.48$$

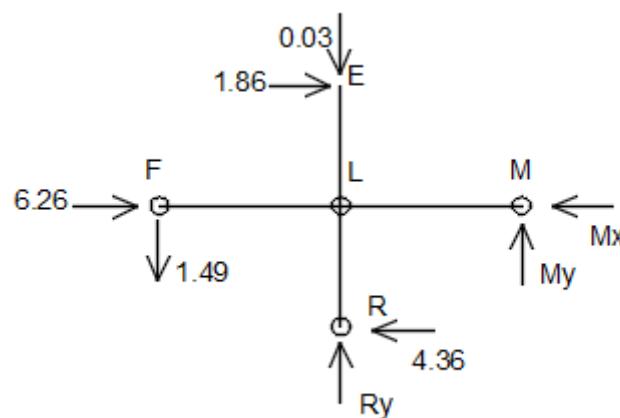
$$Qy = 0.86 \text{ Ton} \downarrow$$

$$\sum M_H = 0 \curvearrowleft +$$

$$0.93 \times 1.5 + 7.51 \times 1.5 + 2.2Fy - 6.26 \times 1.5 = 0$$

$$Fy = -1.49 \text{ Ton}$$

$$Fy = 1.49 \text{ Ton} \uparrow$$



$$F_x$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$1.86 + 6.26 - 4.36 - M_x = 0$$

$$\underline{M_x = 3.76 \text{ Ton}}$$

$$\sum M_H = 0 \circlearrowleft +$$

$$1.86 \times 3 + 6.26 \times 1.5 - 1.49 \times 2.2 - 3.76 \times 1.5 - 2.2 M_y = 0$$

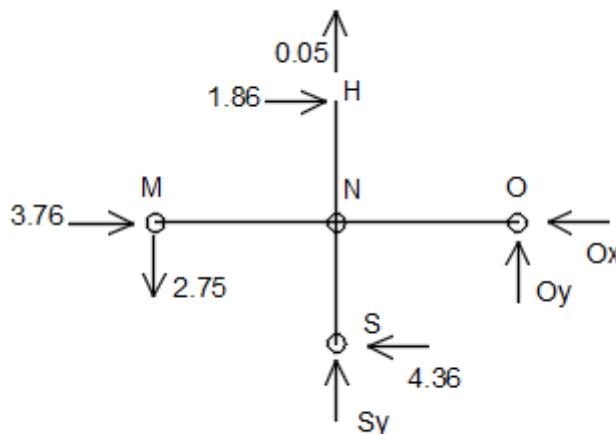
$$\underline{M_y = 2.75 \text{ Ton}}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$0.03 + 1.49 - 2.75 - R_y = 0$$

$$R_y = -1.23$$

$$R_y = 1.23 \text{ Ton}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$1.86 + 3.76 - 4.36 - O_x = 0$$

$$Ox 1.26 \text{ Ton}$$

$$\sum M_H = 0 \circlearrowleft +$$

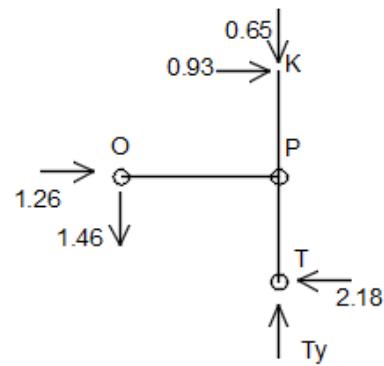
$$1.86 \times 3 - 2.75 \times 2.2 + 3.76 \times 1.5 - 1.26 \times 1.5 - 2.25 O_y = 0$$

$$\underline{Oy = 1.46 \text{ Ton}}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

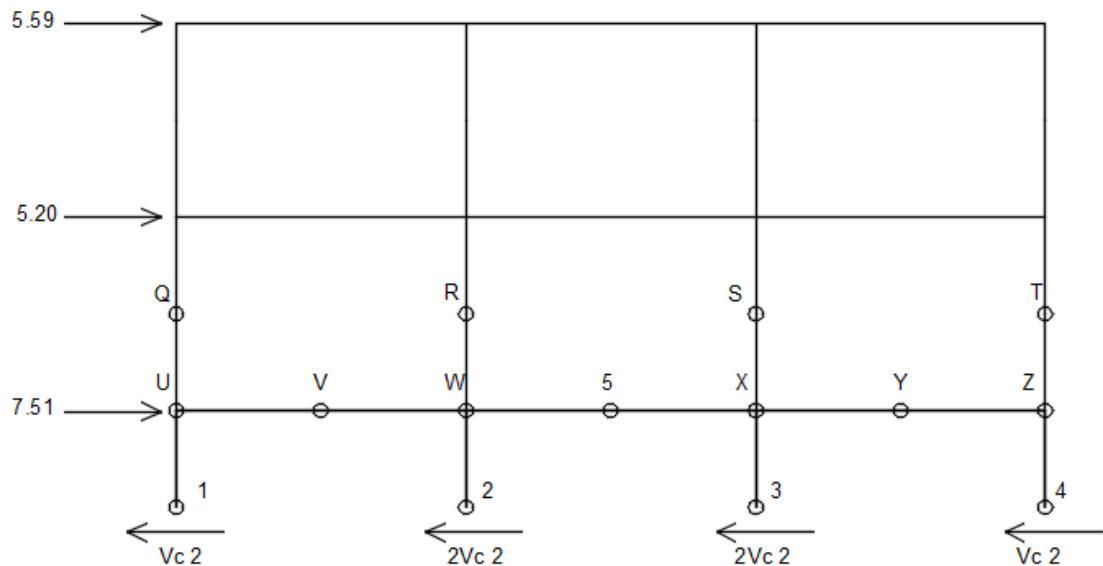
$$2.75 = S_y + 0.05 + 1.46$$

$$\underline{S_y = 1.24 \text{ Ton}}$$



$$T_y = 0.65 + 1.46$$

$$\underline{T_y = 2.11 \text{ Ton}}$$



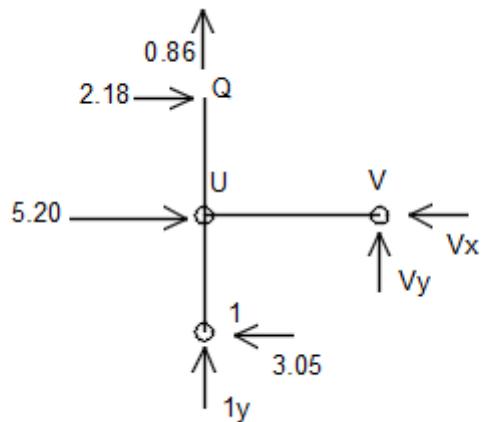
**Figura 3.19 Fuerza cortante nivel 2**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$5.59 + .51 + 5.20 = 6Vc2$$

$$Vc2 = 3.05 \text{ Ton}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$2.18 + 5.20 - 3.05 = Vx$$

$$Vx = 4.33 \text{ Ton}$$

$$\sum M_H = 0 \circlearrowleft +$$

$$5.20 \times 1.5 + 2.18 \times 3 - 4.33 \times 1.5 - 2.2 Vy = 0$$

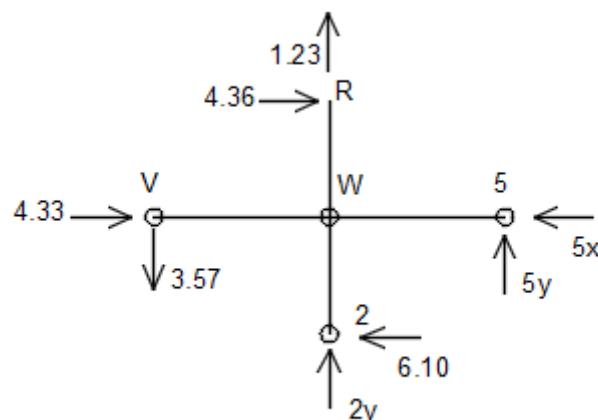
$$Vy = 3.57 \text{ Ton}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$0.86 + 3.57 + 1y = 0$$

$$1y = -4.43 \text{ Ton}$$

$$1y = 4.43 \text{ Ton} \downarrow$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$4.33 + 4.36 - 6.10 - 5x = 0$$

$$5x = 2.59 \text{ Ton}$$

$$\sum MH = 0 \circlearrowleft +$$

$$4.36 \times 3 - 3.57 \times 2.2 + 4.33 \times 1.5 - 2.59 \times 1.5 - 5y(2.2) = 0$$

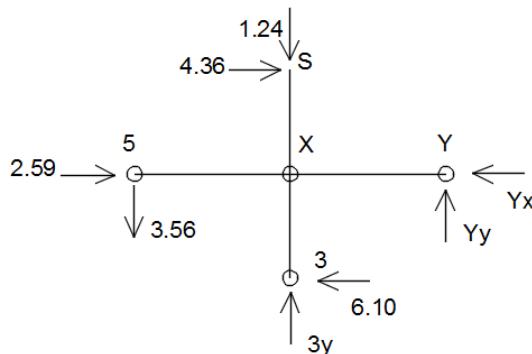
$$5y = 3.56 \text{ Ton}$$

$$\sum Fy = 0 \downarrow +$$

$$1.23 + 3.56 + 2y - 3.57 = 0$$

$$2y = -1.22$$

$$\underline{2y = 1.22 \text{ Ton} \downarrow}$$



$$\sum Fx = 0 \rightarrow +$$

$$4.36 + 2.59 = 6.10 + Yx$$

$$\underline{Yx = 0.85 \text{ Ton}}$$

$$\sum MH = 0 \circlearrowleft +$$

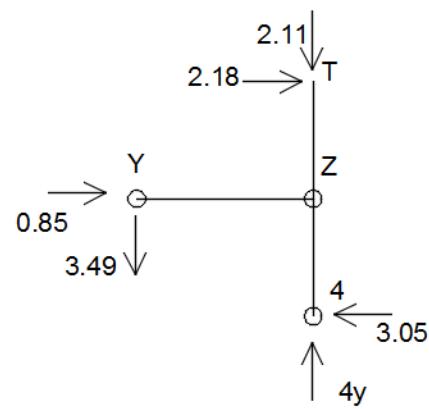
$$4.36 \times 3 - 3.56 \times 2.2 + 2.59 \times 1.5 - 2.25Yy - 0.85 \times 1.5 = 0$$

$$\underline{Yy = 3.49 \text{ Ton}}$$

$$\sum Fy = 0 \downarrow +$$

$$1.24 + 3.56 - 3.49 - 3y = 0$$

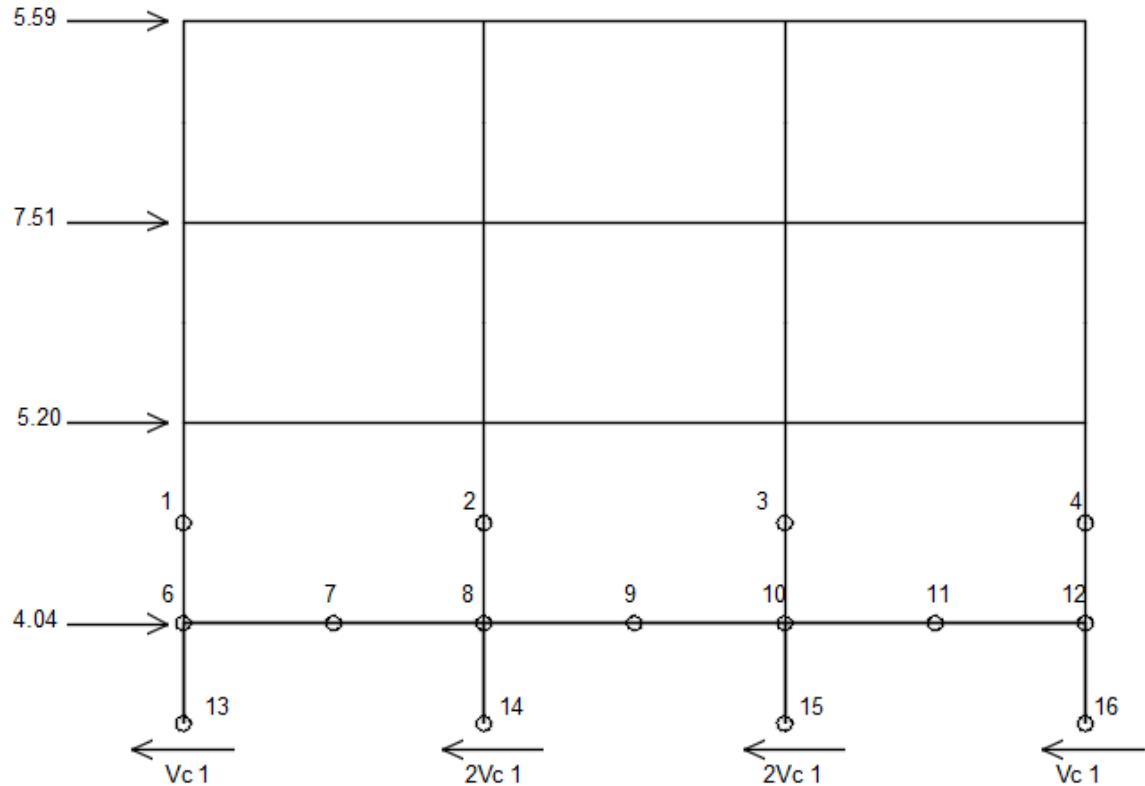
$$\underline{3y = 1.31 \text{ Ton}}$$



$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$2.11 + 3.49 = 4y$$

$$4y = 5.6 \text{ Ton}$$



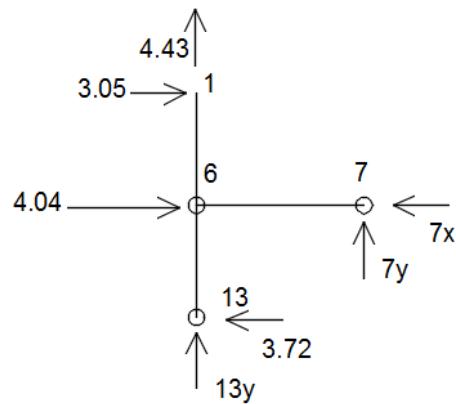
**Figura 3.20 Fuerza cortante nivel 1**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$5.59 + 7.51 + 5.20 + 4.04 = 6Vc1$$

$$Vc1 = 3.72 \text{ Ton}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$3.05 + 4.04 = 7x + 3.72$$

$$\underline{7x = 3.33 \text{ Ton}}$$

$$\sum M_{13} = 0 \circlearrowleft +$$

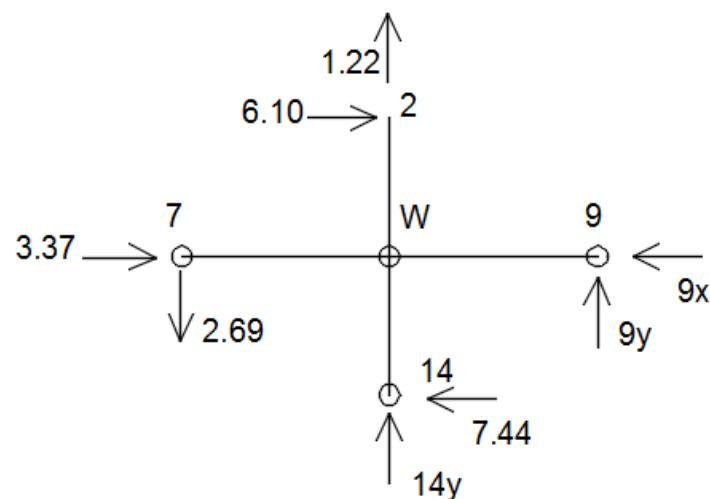
$$3.05 \times 1.5 + 2 \times 4.04 - 3.37 \times 2 - 7y(2.2) = 0$$

$$\underline{7y = 2.6 \text{ Ton}}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$4.43 + 2.69 + 13y = 0$$

$$\underline{13y = 7.12}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$6.10 + 3.37 - 7.44 = 9x$$

$$\underline{9x = 2.03 \text{ Ton}}$$

$$\sum M_{14} = 0 \circlearrowleft +$$

$$6.10 \times 3.5 - 2.69 \times 2.2 + 3.37 \times 2 - 9y \times 2.2 - 2.03 \times 2 = 0$$

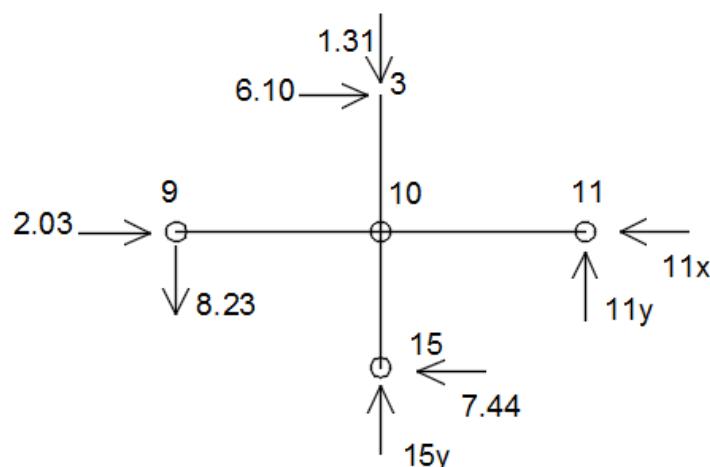
$$9y = 8.23 \text{ Ton}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$2.69 - 1.22 - 8.23 = 14y$$

$$14y = -6.76$$

$$\underline{14y = 6.79 \text{ Ton} \downarrow}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow +$$

$$6.10 + 2.03 - 7.44 = 11x$$

$$\underline{11x = 0.69 \text{ Ton}}$$

$$\sum M_{14} = 0 \circlearrowleft +$$

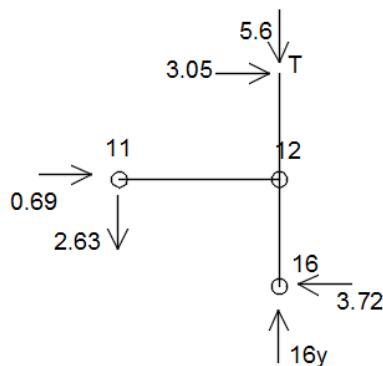
$$6.10 \times 3.5 + 2.03 \times 2.2 - 8.23 \times 2.2 - 11y \times 2.25 - 0.69 \times 2 = 0$$

$$\underline{11y = 2.63 \text{ Ton}}$$

$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$1.31 + 8.23 - 2.63 = 15y$$

$$\underline{15y = 6.91 \text{ Ton}}$$



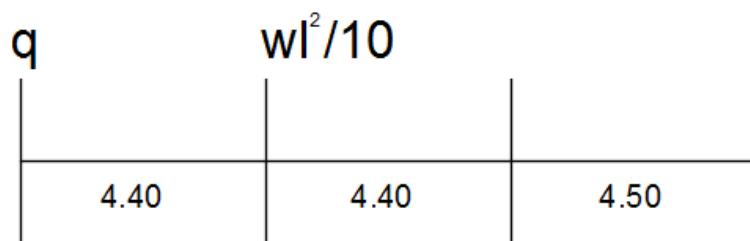
$$\sum F_y = 0 \downarrow +$$

$$16y = 5.6 + 2.63$$

$$\underline{16y = 8.23 \text{ Ton}}$$

## Paso 2

Estimar momentos por cargas gravitacionales



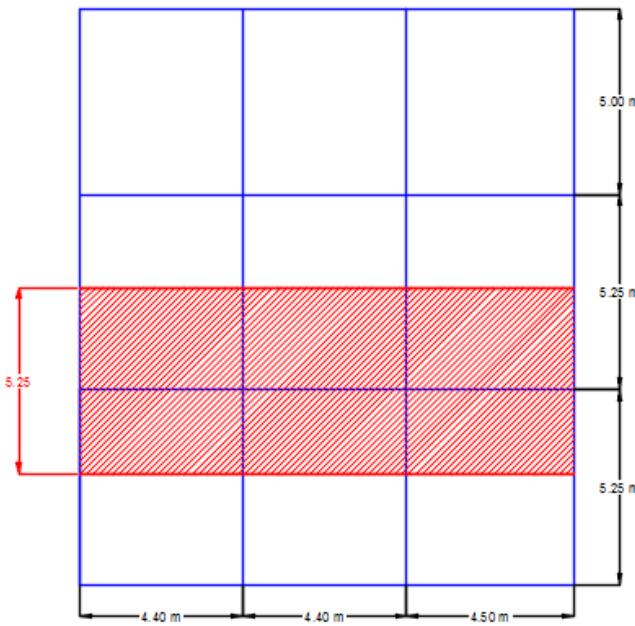
**Figura 3.21 Coeficiente de ACI para viga empotrada**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Peso de la losa

Según lo dimensionado la losa colaborante tiene un peso de:

$$W_D \text{losa} = 0188 \text{ T/m}^2$$



**Figura 3.22 Área tributaria para viga principal**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

$$q_o = 0.188 \times \text{ancho tributorio}$$

$$q_o = 0.188 \times 5.25$$

$$q_o = 0.987 \text{ T/m}$$

Se analiza la viga mediante el método de los coeficientes del ACI

Momento negativo en el lado exterior del primer apoyo interior, más de 2 vanos:  $wl^2/10$

$$l_{ne} = 4.40 - 0.30 = 4.10 \text{ m}$$

$$l_{ni} = 4.40 - 0.30 = 4.10 \text{ m}$$

$$l_{ne} = 4.50 - 0.30 = 4.20 \text{ m}$$

$$l_{\tilde{n}} = \frac{1}{3}(4.10 + 4.10 + 4.20) = 4.10 \text{ m}$$

$$M_D = -\frac{wl^2}{10} = -\frac{0.987 \times (4.10)^2}{10}$$

$$M_D = -1.66 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Para carga viva se tiene

Nivel 4

$$q_l = 0.07 \times 5.25$$

$$q_l = 0.37 \text{ T/m}$$

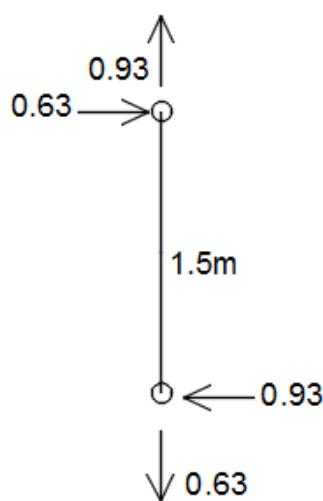
$\frac{q_l}{q_D} = 0.37$  Se cumple requisito para aplicar coeficientes del ACI

$$M_l^- = -\frac{0.37 \times 4.10^2}{16}$$

$$M_l^- = 0.62 \text{ T} \cdot \text{m}$$

### Paso 3

Cálculo de momentos en extremos de columnas



**Figura 3.23 Fuerzas internas actuando en la columna**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

$$Mc = Vc(h/2)$$

Columna entrepiso 3-4

$$Pe = 0.63 \text{ Ton}$$

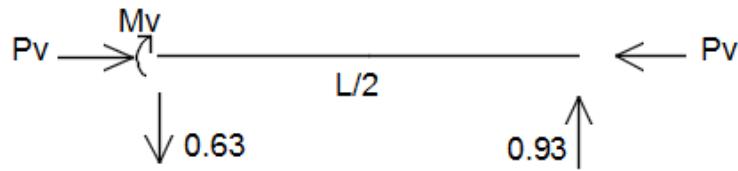
$$Ve = 0.93 \text{ Ton}$$

$$Me = Vc \left(\frac{h}{2}\right) = 0.93 \left(\frac{3}{2}\right)$$

$$Me = 1.40 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

### Paso 4

Calculo de momentos en extremos de vigas



**Figura 3.24 Fuerzas internas en extremos de la viga**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Para viga del nivel 4, tramo AB

$$(Cx)Pe = 4.66 \text{ Ton}$$

$$(Cx)Ve = 0.63 \text{ Ton}$$

$$Me = Ve \left(\frac{L}{2}\right) = 0.63 \times \frac{4.10}{2} = 1.29 \text{ Ton} \cdot m$$

Paso 5

Determinar momento último Mu

Para cargas gravitacionales, la combinación crítica es la 2

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5Lr$$

$Lr = 0$  (No hay cubierta)

$$Mu = 1.2(1.66) + 1.6(0.62)$$

$$Mu = 2.98 \text{ Ton} \cdot m$$

La combinación por carga sísmica, la combinación crítica es la 5

$$U = 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S$$

En nuestro caso

$$U = (1.2 + 0.2S_{DS}) + \rho Q_e + 0.5L$$

$$S_{DS} = 1$$

$$\rho = 1$$

$$Mu = (1.2 + 0.2 \times 1) \times 1.66 + 1(1.29) + 0.5(0.62)$$

$$Mu = 3.92 \text{ Ton} \cdot m$$

$$Mp = \frac{Mu}{\phi b} = \frac{3.92}{0.9} = 4.36 \text{ Ton} \cdot m = 4.36 \text{ kgf} \cdot cm$$

$$Zx = \frac{Mp}{Fy} = \frac{4.36 \times 10^5}{2400}$$

$$Zx = 181.67 \text{ cm}^3$$

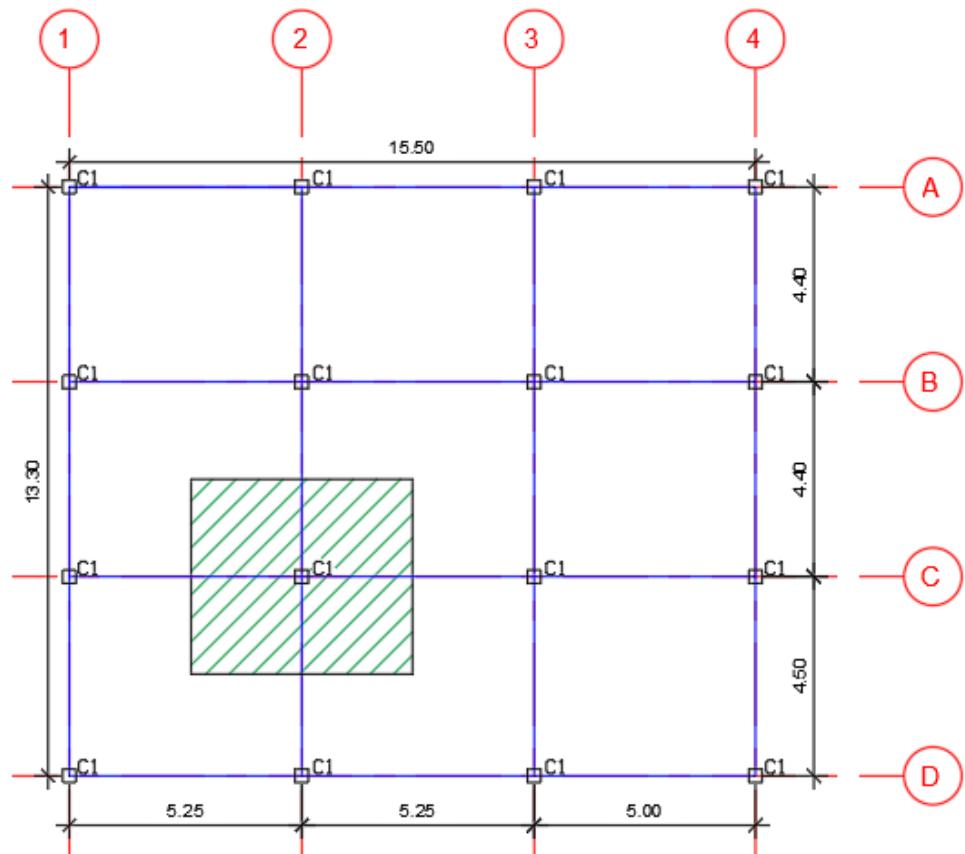
Perfil IPE 200

Este mismo procedimiento se realizó para los demás perfiles, los cuales están tabulados en una hoja de Excel adjuntado en el capítulo Anexos.

### 3.5 Prediseño de columnas

Se tomará la columna C2 de la planta baja para el prediseño de la columnas por ser la más crítica, es decir, mayor área de influencia.

El área de influencia ( $A_i$ ) será el promedio de las luces en cada sentido al que está sometido la columna.



**Figura 3.25 Área tributaria en columna central**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

$$A_i = 0.5(L_1 + L_2) * 0.5(L_3 + L_4)$$

$$A_i = 0.5 * (5.25 + 5.25) * 0.5(4.40 + 4.50)$$

$$A_i = 23.10 \text{ cm}^2$$

La carga de servicio a la que estará siendo sometida la columna está dado por la siguiente ecuación:

$$P_i = \sum_{i=x}^N w_i * A_i$$

Donde:

P<sub>i</sub>: Carga axial de servicio en columna al nivel i=x

w<sub>i</sub>: Carga uniformemente distribuida que incluye la carga muerta, sobre carga permanente y la carga viva reducida

La norma ecuatoriana, en su sección NEC-SE-CG 3.2.2.c, nos permite reducir la carga viva actuante en la columna mediante una ecuación. Se aplicó este procedimiento para reducir la carga viva.

Por lo tanto, de las cargas tabuladas en el capítulo 2 y multiplicando por el área de influencia, se calcula la carga de servicio de la columna

$$P_{ds} = (W_d + W_{pp}) * A_i$$

$$P_{ls} = W_{lreducida} * A_i$$

$$P_s = P_{ds} + P_{ls}$$

La carga última será la mayoración de la carga muerta por 1.2 y la viva por 1.6, es decir:

$$P_u = 1.2 * P_{ds} + 1.6 * P_{ls}$$

**Tabla 3.10 Cargas de servicio y mayoradas por piso**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Carga	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Unidades
P <sub>ds</sub>	13.29	9.31	9.31	7.95	Tn/m <sup>2</sup>
P <sub>ls</sub>	4.22	5.10	5.10	1.23	Tn/m <sup>2</sup>
P <sub>u</sub>	22.70	19.34	19.34	11.52	Tn/m <sup>2</sup>

De modo que, para el prediseño de la columna B3 del entrepiso 1 tenemos como carga última

$$P_u = P_{u1} + P_{u2} + P_{u3} + P_{u4}$$

$$P_u = 72.90 \text{ Tn}$$

Adicional a esto se debe sumar la carga de diseño debido al sismo. Anteriormente obtuvimos este valor mediante el método del portal, el cual fue de 6.79 Tn. Por lo tanto:

$$P_u = 72.90 + 6.79$$

$$P_u = 79.69 \text{ Tn}$$

El acero que se usará para la columna tubular compuesta es el acero A36, se asume una relación de esbeltez efectiva k<sub>1</sub>/r igual a 50. En base a éste último obtenemos  $\Phi_c F_{cr}$  de la tabla 4-22 de la AISC, cuyo valor es de 28.40 ksi.

El área requerida será igual a la relación entre la carga última y  $\Phi_c F_{cr}$  en unidades del sistema internacional, por lo que se tiene:

$$A_{req} = \frac{P_u}{\Phi c F_{cr}}$$

$$A_{req} = \frac{79.69 * 1000}{1996.68}$$

$$A_{req} = 39.91 \text{ cm}^2$$

En base al área requerida, se dimensiona una columna de dimensiones 20x20cm con espesor 6 mm

Verificación de esbeltez

$$\frac{b}{t} = \frac{200}{6} = 33.33$$

$$\frac{h}{t} = \frac{200}{6} = 33.33$$

Según la tabla B4.1<sup>a</sup> del AISC caso 6, la relación límite ancho espesor es igual a

$$\lambda_r = 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.4 * \sqrt{\frac{2100000}{2400}} = 31.30$$

$\lambda_r$  es menor a  $b/t$  y  $h/t$ , por lo que las paredes de la sección son elementos esbeltos

De la sección propuesta obtenemos los datos geométricos para hallar el radio de giro y por consiguiente  $kl/r$  actuante, los cuales se muestran en la siguiente tabla

**Tabla 3.11 Características geométricas de la columna**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

e diseño	0.6	cm
área	46.56	cm <sup>2</sup>
I	2923.35	cm <sup>4</sup>
r	7.92	cm

La columna tiene una longitud efectiva de 3.70m, por lo que  $kl/r$  será:

$$\frac{kl}{r} = \frac{370}{46.56} = 46.69$$

Buscamos este valor en la tabla 4-22 de la AISC la relación  $\Phi c F_{cr}$ , cuyo valor es de 28.90 ksi o 2031.84 kgf/cm<sup>2</sup>

$$\phi c P_n = \Phi c F_{cr} * A_{net}$$

$$\Phi P_n = 2031.84 * 46.56$$

$$\phi P_n = 94.60 T_n$$

De modo que la relación demanda capacidad de la columna es

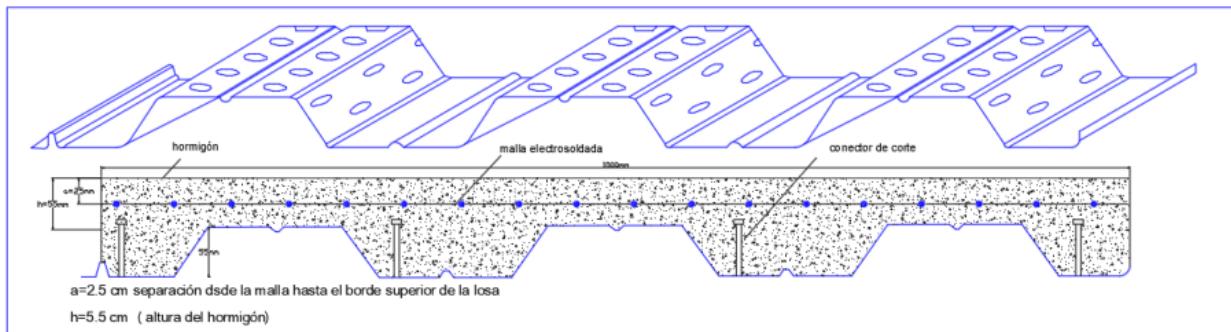
$$\frac{D}{C} = \frac{\Phi P_n}{P_u}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{94.60}{79.69} = 0.84$$

Por lo tanto, la columna de prediseño es una sección cuadrada de dimensiones 250x250x6mm.

### 3.6 Diseño de losa colaborante

La losa que se va a usar es una losa compuesta, la cual está conformada de una placa trapezoidal de acero A36 de espesor 0.76mm cubierta de hormigón de  $f'_c$  240 kg/cm<sup>2</sup>. Además está reforzada con una malla electro soldada como refuerzo por temperatura y pernos de corte de 19 mm que se conectarán junto con las vigas secundarias, para conformar un sistema de viga compuesta o para aumentar la capacidad propia de la losa colaborante



**Figura 3.26 Geometría de losa colaborante**

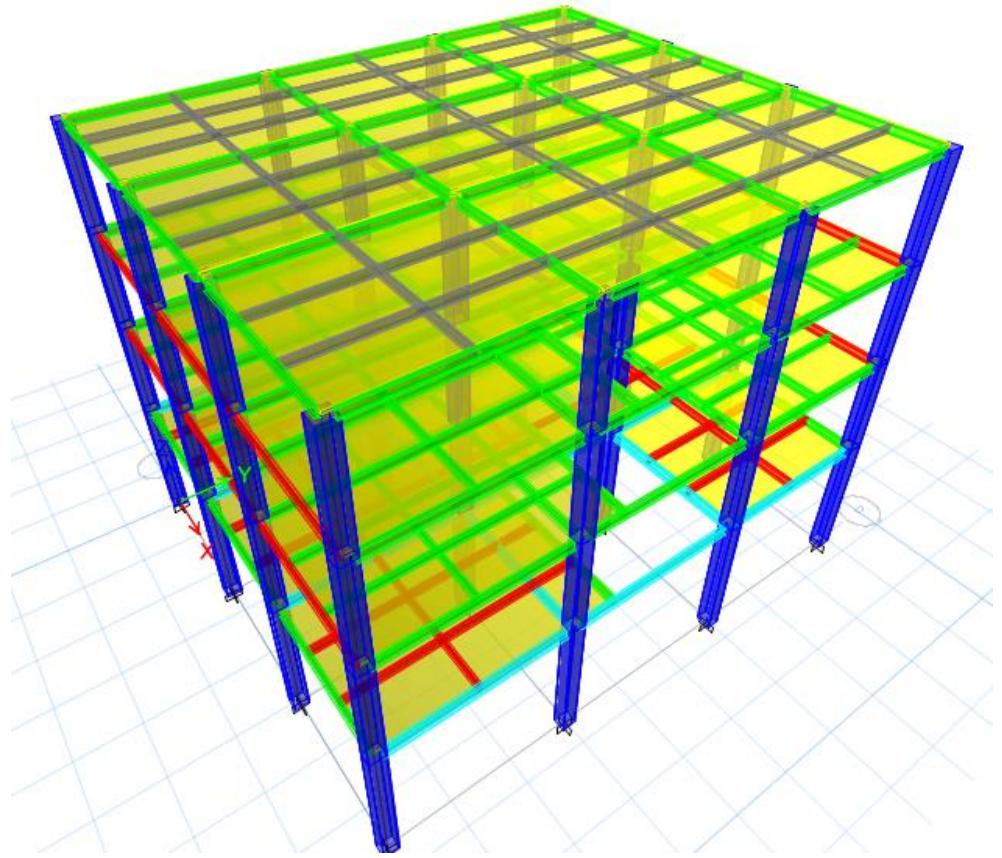
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

En la parte de anexos se detalla la geometría, las características de los materiales y el peso de la losa colaborante.

### **3.7 Modelamiento de la estructura mediante el software ETABS**

Con los datos obtenidos del espectro de respuesta elástica e inelástica y del predimensionamiento realizados en el capítulo anterior, se modela la estructura mediante el programa ETABS 2016 para hacer el análisis respectivo. Se sigue el siguiente procedimiento:

- Creación de grillas y niveles de acuerdo a los ejes y alturas de entrepiso que se contemplaron en los planos arquitectónicos.
- Definir materiales que se van a usar, estos son acero A36 y hormigón  $f'_c$  240  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- Definir propiedades de las secciones, tanto vigas, columnas y losa colaborante
- Dibujo de los elementos estructurales con las secciones de acuerdo a lo previsto en el predimensionamiento. Se deja un espacio en los 3 primeros niveles para que se coloque ahí la escalera.
- Asignar empotramientos en la base y nudos rígidos en las conexiones.
- Definir diafragmas rígidos y asignarlos para cada nivel.
- Asignar las cargas muertas, vivas y sobrecargas permanentes que fueron contempladas en el prediseño.
- Definir las combinaciones de carga que cita la norma NEC 2015
- Definir la masa sísmica

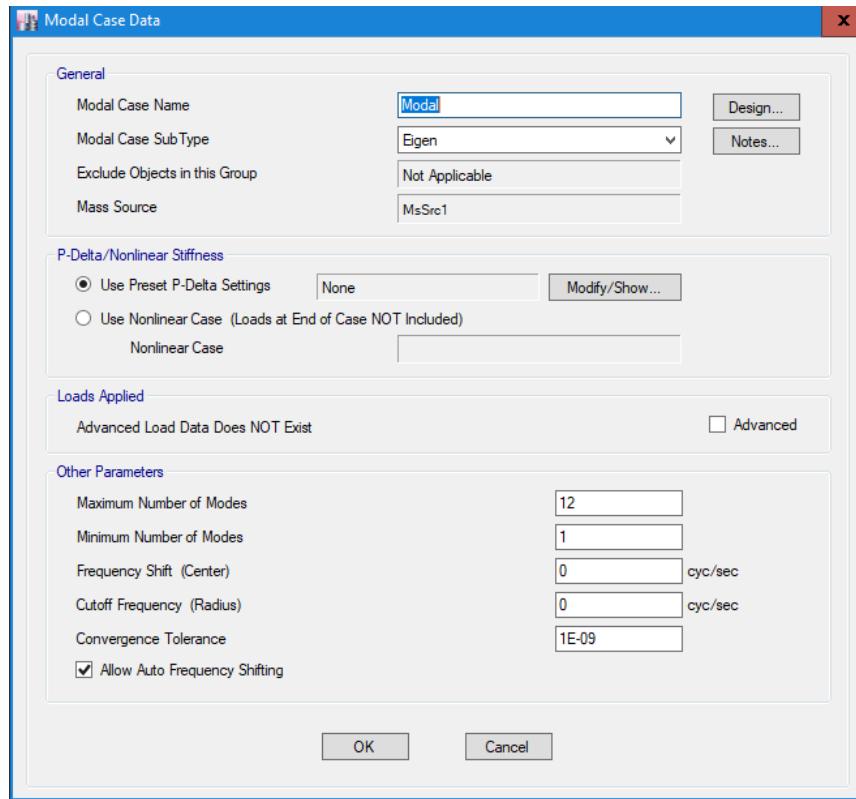


**Figura 3.27** Modelo tridimensional de la estructura en ETABS

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.7.1 Modos de vibración de la estructura

Los modos de vibración corresponden a 3 por cada piso que tenga la estructura, por lo cual tendremos 12 modos de vibración en nuestro proyecto, esto será modelado en el software.

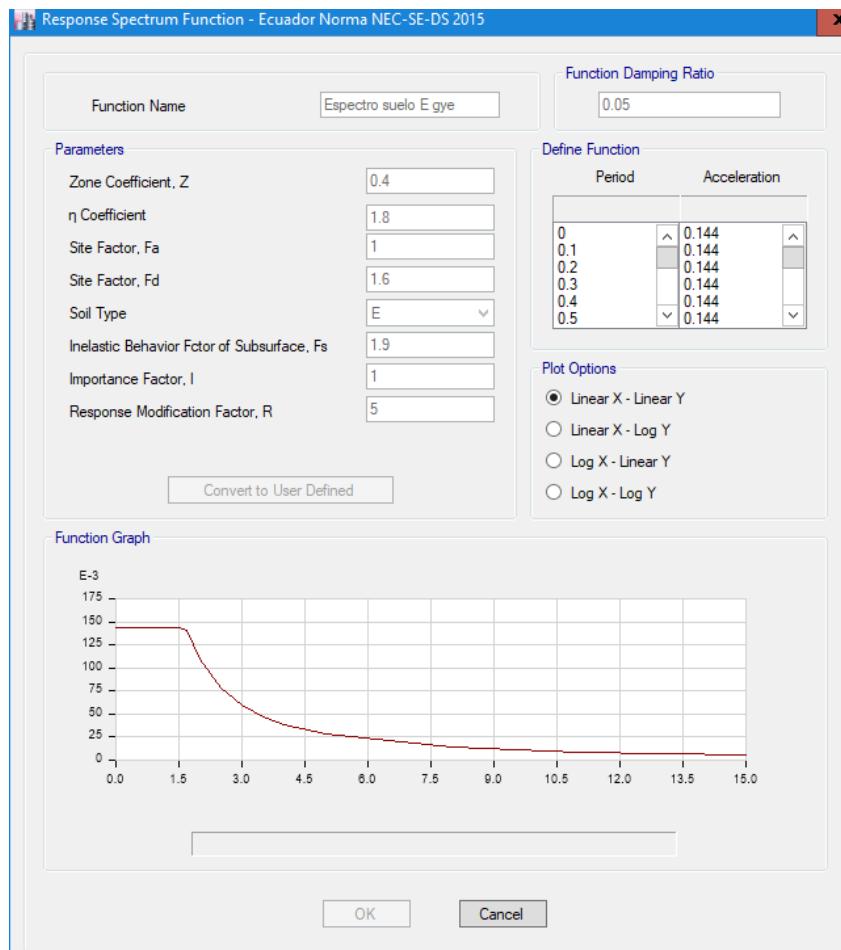


**Figura 3.28 Configurando los modos de vibración de la estructura**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.7.2 Espectro de respuesta elástico según NEC 2015

Con los datos obtenidos en el capítulo anterior (donde obtuvimos el espectro de respuesta elástico) ingresaremos el en software para que calcule el espectro de respuesta inelástico, que deberá ser muy aproximado al calculado. Todo esto con el fin de que el software haga el análisis sismorresistente, se presenta a continuación:



**Figura 3.29 Espectro de respuesta elástico realizado en ETABS**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Una vez realizado este procedimiento, verificamos si la estructura es lo suficiente rígida y no posee problemas por torsión antes de pasar a la revisión del diseño.

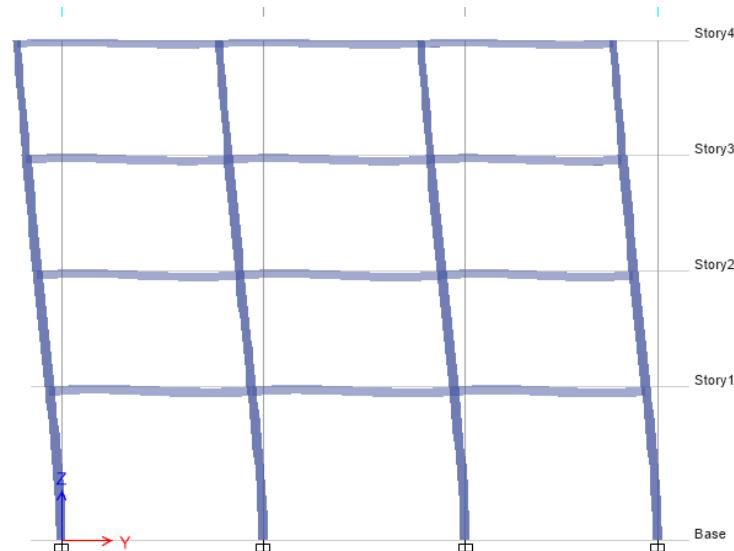
### 3.8 Verificación de derivas.

Se realizó un modelo matemático del pórtico usando el programa Etabs 2016, ingresando la geometría de las secciones empleadas y las cargas a las que están sometidas. Luego se ingresó el espectro elástico del suelo con todos los factores involucrados para que el software genere el espectro inelástico. Se halló la deformada del pórtico mediante un análisis modal.



**Figura 3.30 Pórtico en dirección Y**

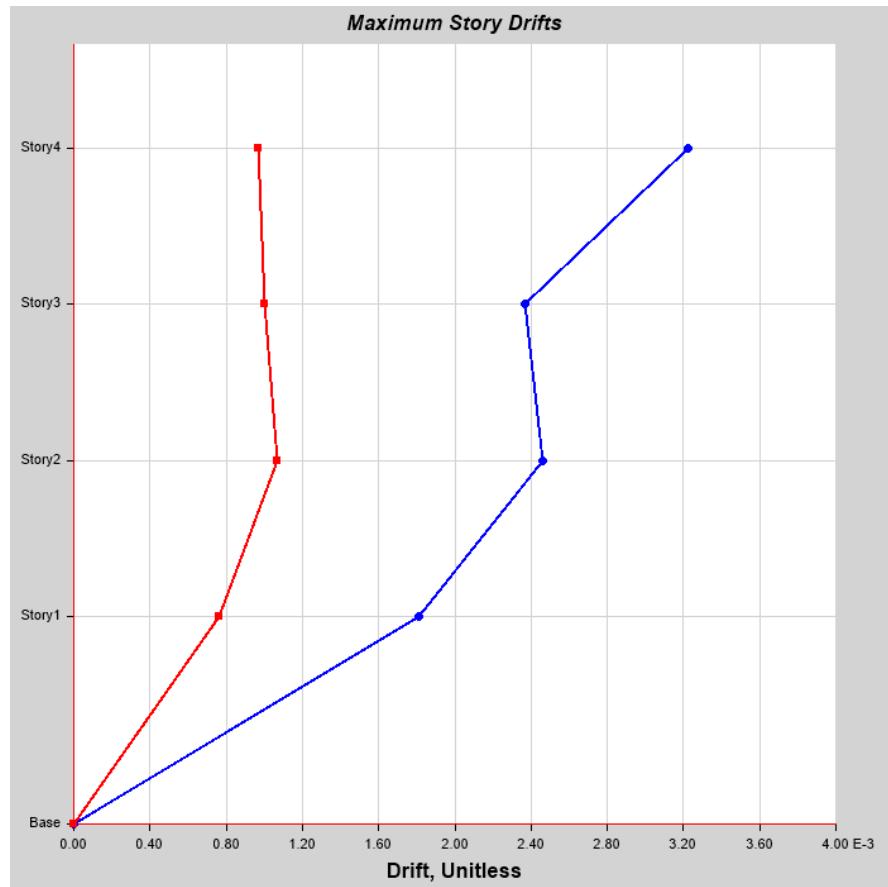
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.31 Pórtico sometido a efectos de las fuerzas impuestas**

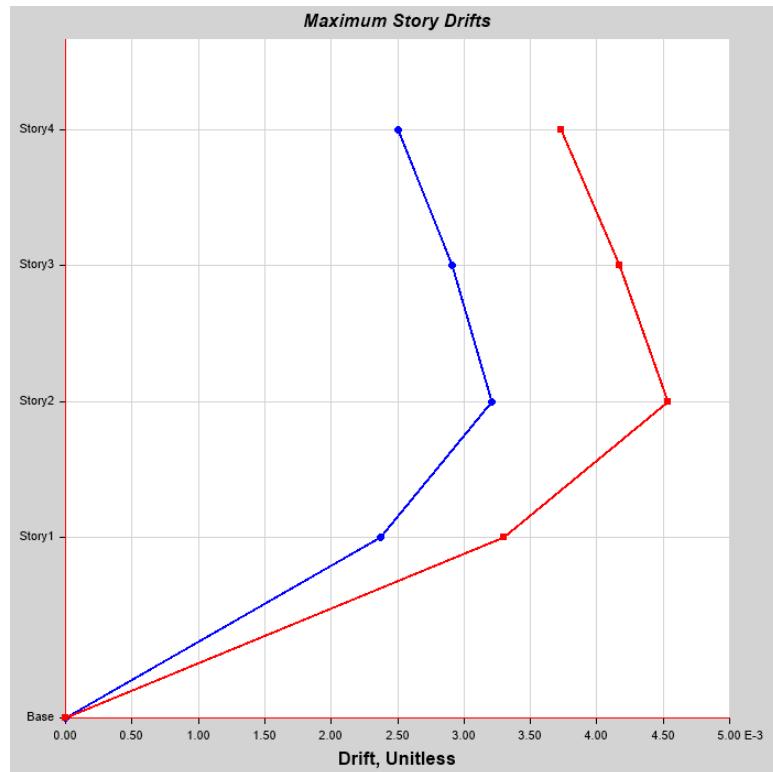
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Luego se analiza las derivas máximas por piso, las cuales no deben exceder el valor permitido en la norma. Cabe recalcar que el desplazamiento determinado mediante Etabs corresponde a una deformada inelástica, por lo que para hallar la deriva o distorsión de piso se multiplica este valor por el factor R y por 0.75



**Figura 3.32 Deriva máxima por piso en dirección X**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.33 Deriva máxima por piso en dirección Y**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

En la siguiente tabla se presenta los cálculos resumidos. Se puede verificar que los valores son menores que los permitidos por la norma.

**Tabla 3.12 Control por derivas en dirección X**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Nivel	Altura (m)	$\Delta x$	$0.75 * R^* \Delta x$	Condición $\Delta x \leq .02$
4	3	0.00368	0.0138	ok
3	3	0.003952	0.0148	ok
2	3	0.003738	0.0140	ok
1	4	0.002097	0.0079	ok
Base	0	0		

Nivel	Altura (m)	$\Delta y$	$0.75 * R^* \Delta y$	Condición $\Delta y <= .02$
4	3	0.003579	0.0134	ok
3	3	0.003735	0.0140	ok
2	3	0.003436	0.0129	ok
1	4	0.00187	0.0070	ok
Base	0	0		

Podemos observar que las derivas en los dos sentidos son menores a 0.02, por lo que no es necesario rigidizar la estructura.

### 3.9 Análisis de estabilidad

Si el índice de estabilidad  $Q_i$ ; el cual se calcula como la razón entre el producto entre la deriva del piso y la carga total sin mayorar que actúa verticalmente sobre la estructura y el producto entre el cortante del sísmico del piso y su respectiva es menor al 0.10, no se deberá considerar un efecto de P-Δ.

A continuación se muestra los índices de estabilidad que posee la estructura en los 2 sentidos.

**Tabla 3.13 Análisis de estabilidad dirección X**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Nivel	Altura (m)	Pi(Ton)	$\Delta x$	Vi (Ton)	Qi	Estado
4	3	88.72	0.002503	15.80	0.0047	ok
3	3	338.82	0.002912	26.56	0.0124	ok
2	3	747.07	0.003206	35.36	0.0226	ok
1	4	1341.75	0.002373	41.97	0.0190	ok
Base	0		0			

**Tabla 3.14 Análisis de estabilidad dirección Y**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Nivel	Altura (m)	Pi(Ton)	$\Delta y$	Vi (Ton)	Qi	Estado
4	3	88.72	0.003728	11.72	0.0094	Ok
3	3	338.82	0.004167	20.24	0.0233	Ok
2	3	747.07	0.004533	26.79	0.0421	Ok
1	4	1341.75	0.003297	32.18	0.0344	Ok
Base	0		0			

Se puede observar que el índice de estabilidad Qi es menor a 0.10 en todos los pisos y en las dos direcciones, por lo que no es necesario considerar un efecto de P-Δ

### 3.10 Revisión por torsión

Los 3 primeros modos de vibración de la estructura son las más importantes, de los cuales, los 2 primeros deben ser traslacionales y el tercero rotacional. La torsión en este modo debe ser mayor al 50%, mientras que en los dos anteriores deberá ser menor al 0.1%. Dicho esto se comprobó la torsión mediante el programa Etabs, del cual se obtuvo lo siguiente:

**Tabla 3.15 Control por torsión de la estructura**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.868	0.7662	0.0001	0	0.7662	0.0001	0	2.94E-05	0.3	0.0007	2.94E-05	0.3	0.0007
Modal	2	0.849	0.0001	0.7565	0	0.7663	0.7566	0	0.3106	3.90E-05	0.0003	0.3106	0.3001	0.001
Modal	3	0.685	0.0006	0.0003	0	0.7669	0.7569	0	0.0009	0.0003	0.7726	0.3115	0.3004	0.7736
Modal	4	0.233	0.1835	1.21E-05	0	0.9504	0.7569	0	3.43E-05	0.5523	0.0002	0.3116	0.8527	0.7738
Modal	5	0.221	1.76E-05	0.192	0	0.9504	0.9489	0	0.5356	0.0001	0.0005	0.8472	0.8527	0.7743
Modal	6	0.186	0.0003	0.0005	0	0.9507	0.9494	0	0.0012	0.0007	0.177	0.8484	0.8534	0.9513
Modal	7	0.099	0.0436	3.75E-06	0	0.9943	0.9494	0	1.10E-05	0.1264	0.0001	0.8484	0.9798	0.9513
Modal	8	0.092	7.98E-06	0.0446	0	0.9943	0.9939	0	0.1306	2.31E-05	0.0005	0.979	0.9798	0.9518
Modal	9	0.08	0.0001	0.0005	0	0.9944	0.9944	0	0.0015	0.0002	0.0426	0.9805	0.98	0.9944
Modal	10	0.052	0.0056	6.50E-07	0	1	0.9944	0	2.27E-06	0.0199	9.71E-06	0.9805	0.9999	0.9944
Modal	11	0.048	1.62E-06	0.0055	0	1	0.9999	0	0.0192	5.71E-06	0.0001	0.9997	1	0.9945
Modal	12	0.042	1.26E-05	0.0001	0	1	1	0	0.0003	4.37E-05	0.0055	1	1	1

El primer modo y el segundo son valores menores al permisible de acuerdo a la norma, mientras que la torsión es mayor al 50% aceptable, por lo que la estructura pasa el análisis por Torsión.

### 3.11 Modificación de los perfiles estructurales

Si las derivas de entrepiso que la estructura actual hubiesen sido mayores a la admisible, se debería rigidizar, mediante el aumento de las dimensiones de vigas y/o columnas. Si el problema persiste incluso de debe optar por la colocación de rigidizadores o un muro de corte. En nuestro caso las derivas son menores a lo permitido en la norma NEC 2015, no es necesario rigidizar la estructura, aunque se tuvo problemas de torsión, por lo que se optó por aumentar la rigidez de la estructura.

Para ello se aumentó la sección de las columnas, pasó de ser una sección cuadrada de 25 cm y espesor de 6mm a una sección rectangular de 35x40 cm y 10mm de espesor, Esta sección se colocó en todos los niveles de la estructura y se obtuvieron los valores por torsión que se mostraron en la tabla anterior.

### 3.12 Diseño de elementos estructurales

#### 3.12.1 Diseño de viga secundaria mediante Composite Beam Design

El diseño que el software se basará es el AISC 360-10, considerando las combinaciones de carga que hemos ingresado en la configuración correspondiente y el espectro de respuesta. Evaluará la relación demanda/capacidad de los elementos estructurales.

Si esta relación es mayor a 1, entonces el elemento tiene una demanda mayor a la que puede soportar, por lo que es recomendable aumentar la sección. A continuación se presenta los resultados para cada nivel.

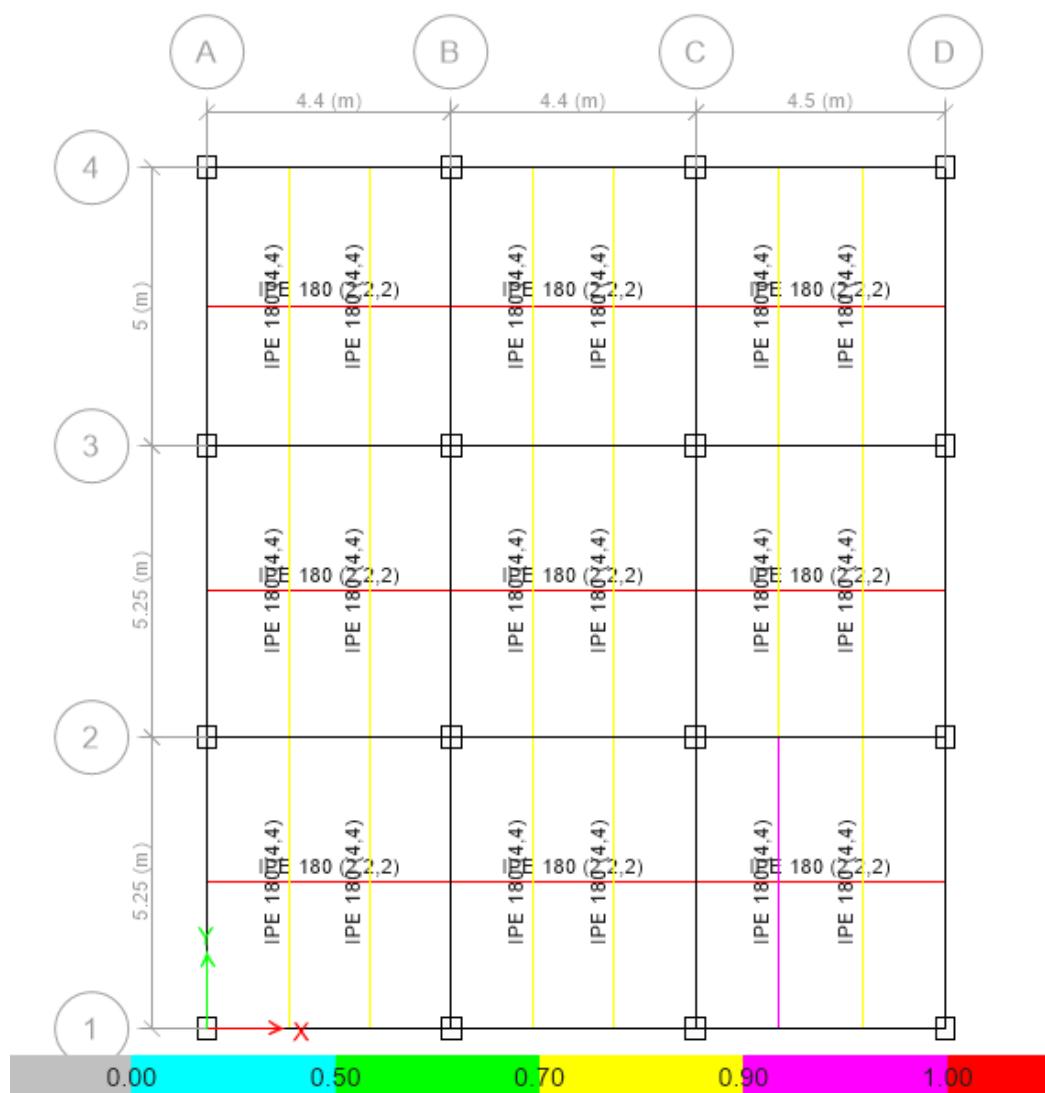
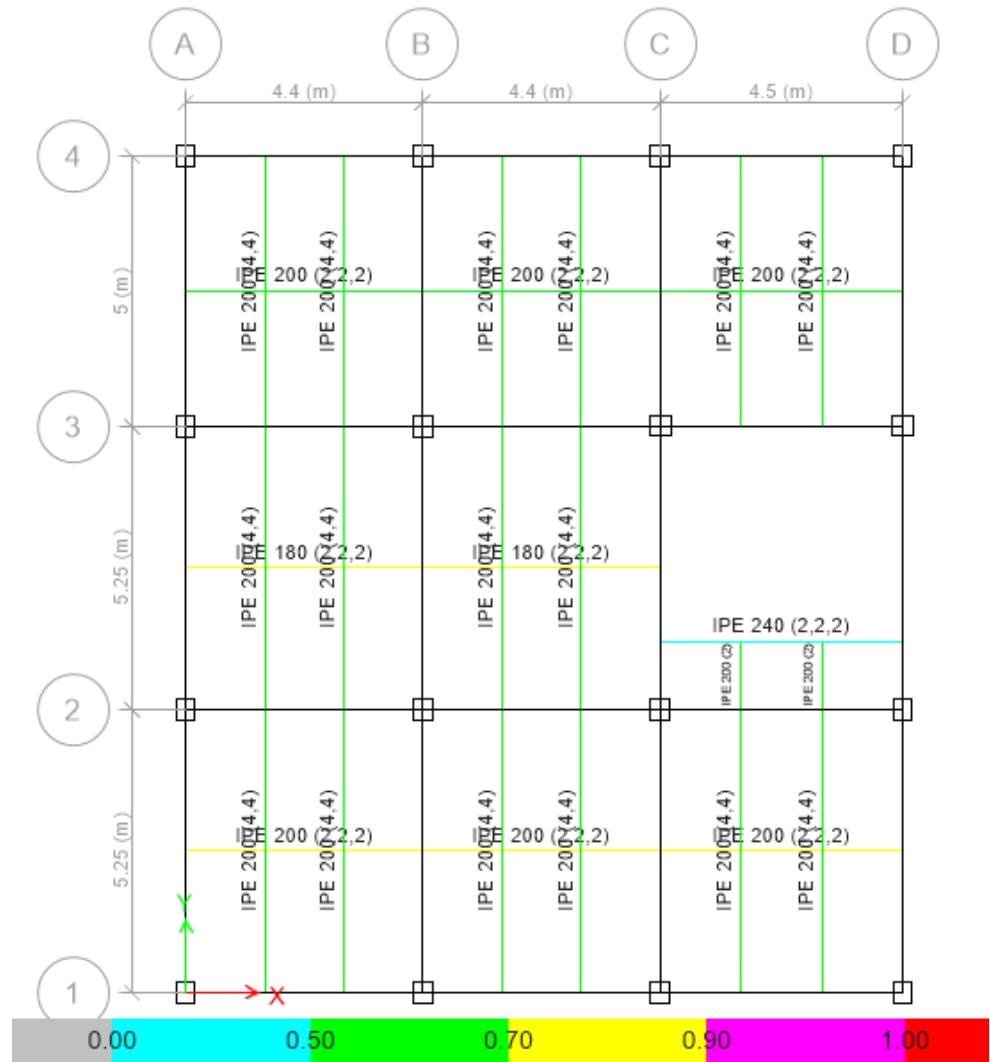


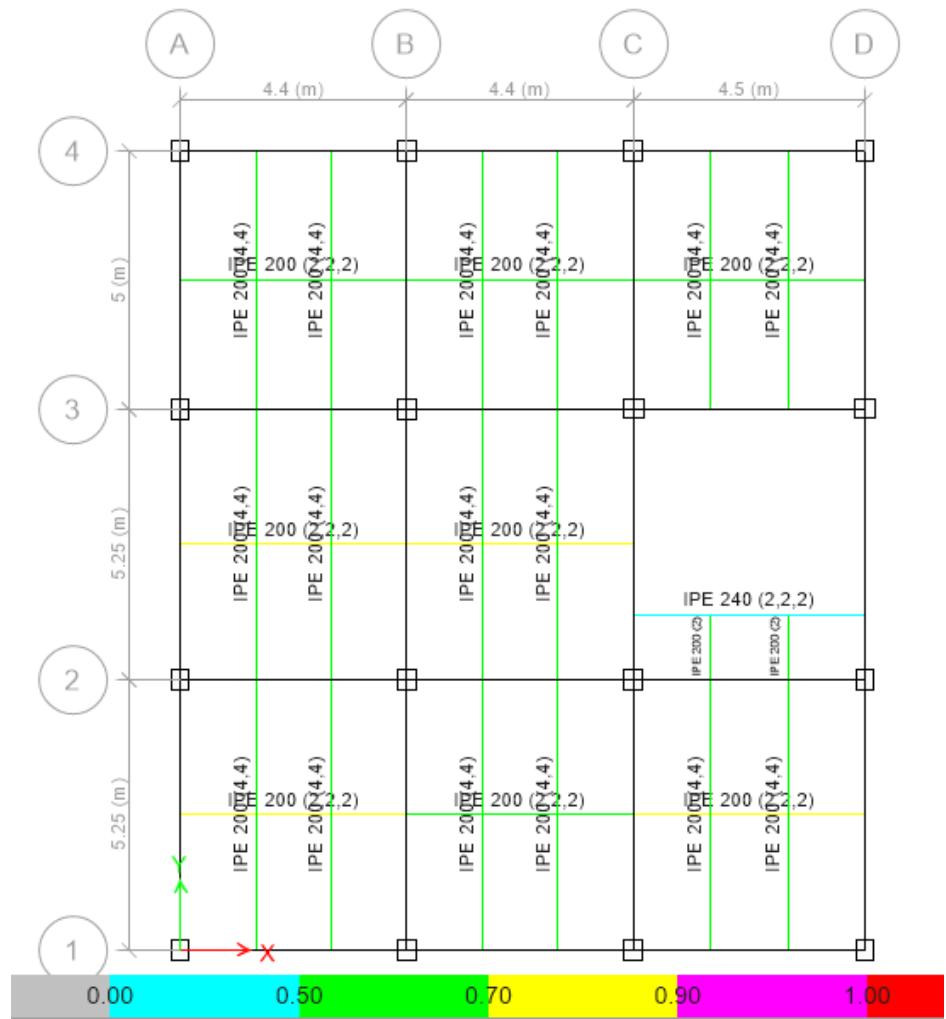
Figura 3.34 Diseño de vigas secundarias nivel 4

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



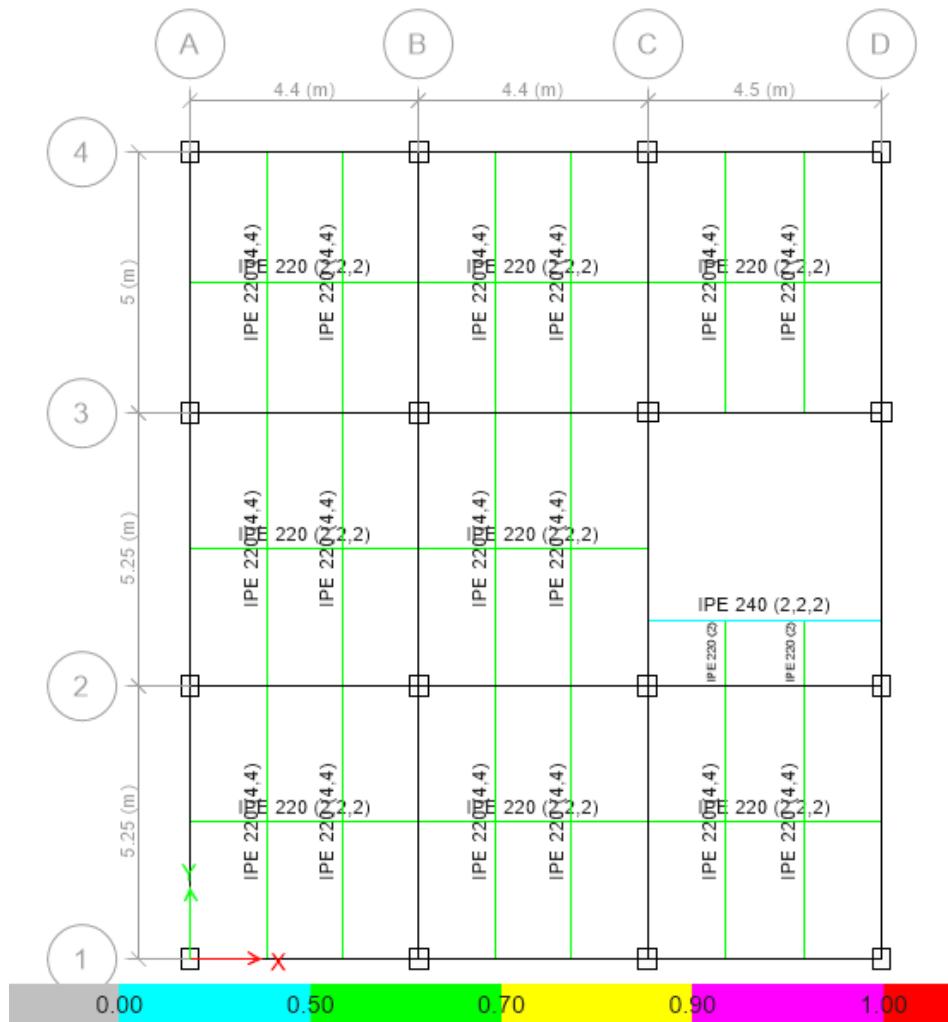
**Figura 3.35 Diseño de vigas secundarias nivel 3**

**Fuente:** Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.36 Diseño de vigas secundarias nivel 2**

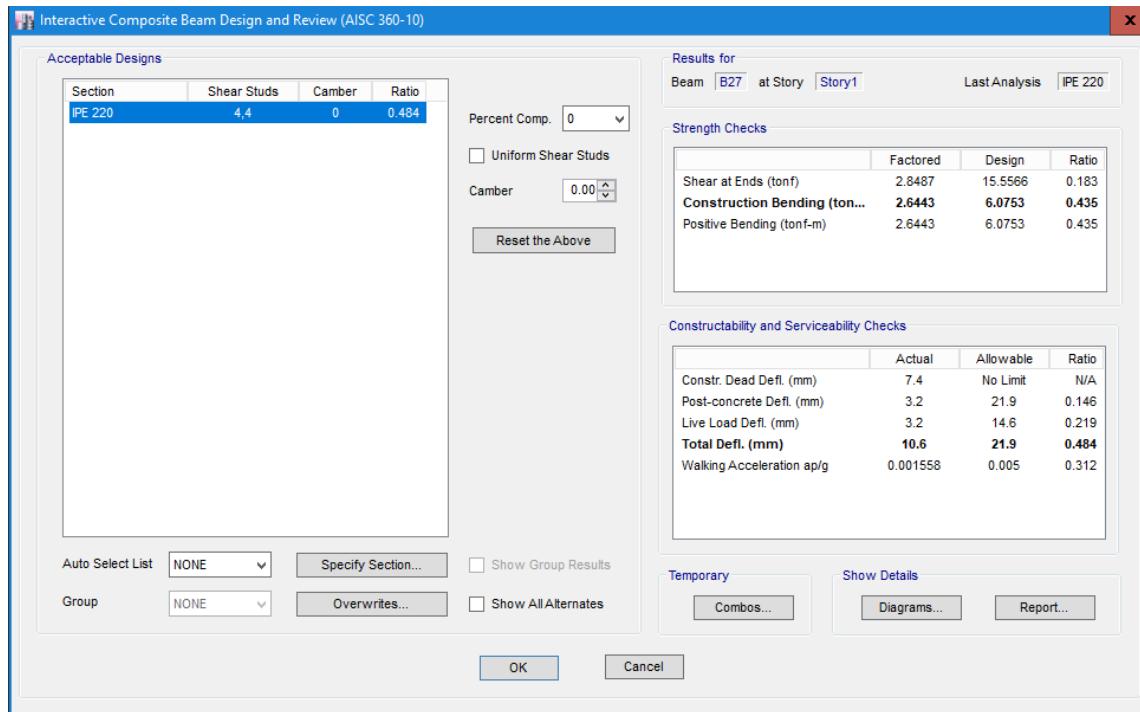
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.37 Diseño de vigas secundarias nivel 1**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Se puede apreciar que la relación demanda/capacidad en todas las vigas secundarias son menores a 1, a excepción de algunas vigas en el último nivel. La falla no es por resistencia, sino por efecto de vibración del piso. Cabe recalcar que este nivel no es accesible, por lo que podemos omitir este error que detecta el software, ya que la carga viva en ese nivel es bajo.

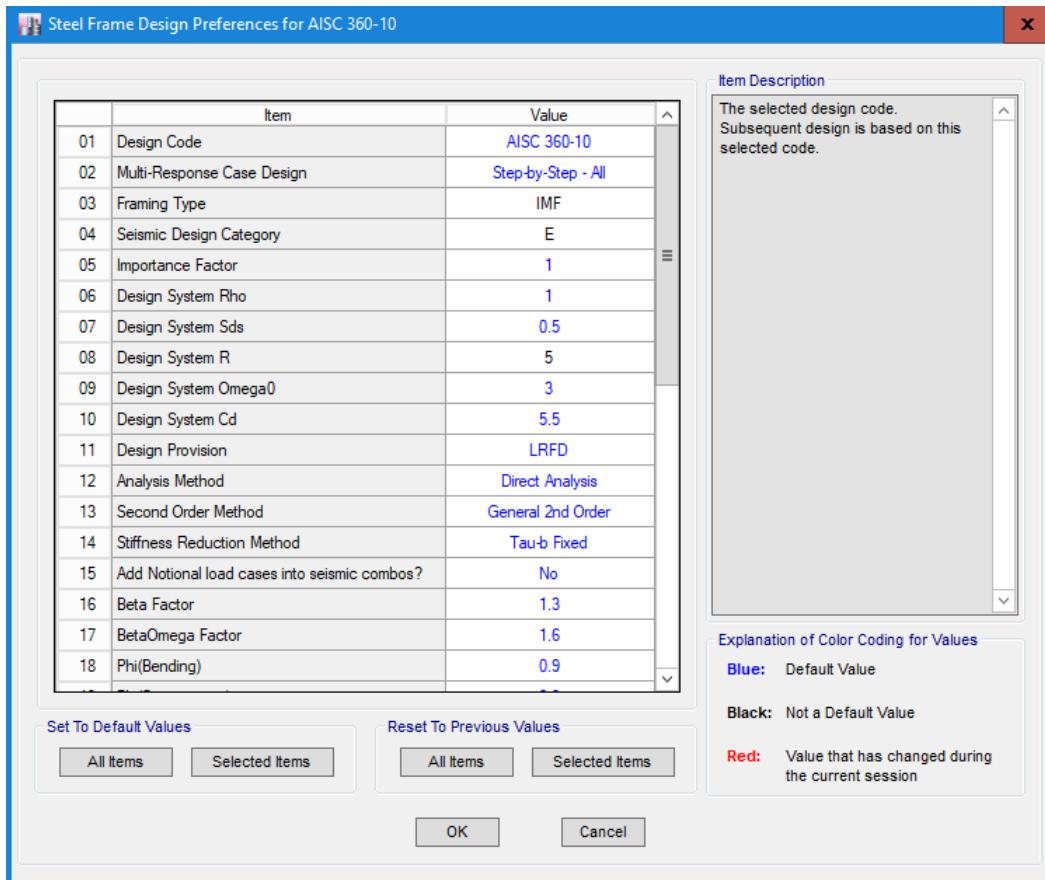


**Figura 3.38 Chequeo de serviciabilidad por elemento estructural**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.12.2 Diseño de vigas principales mediante Steel Frame Desing

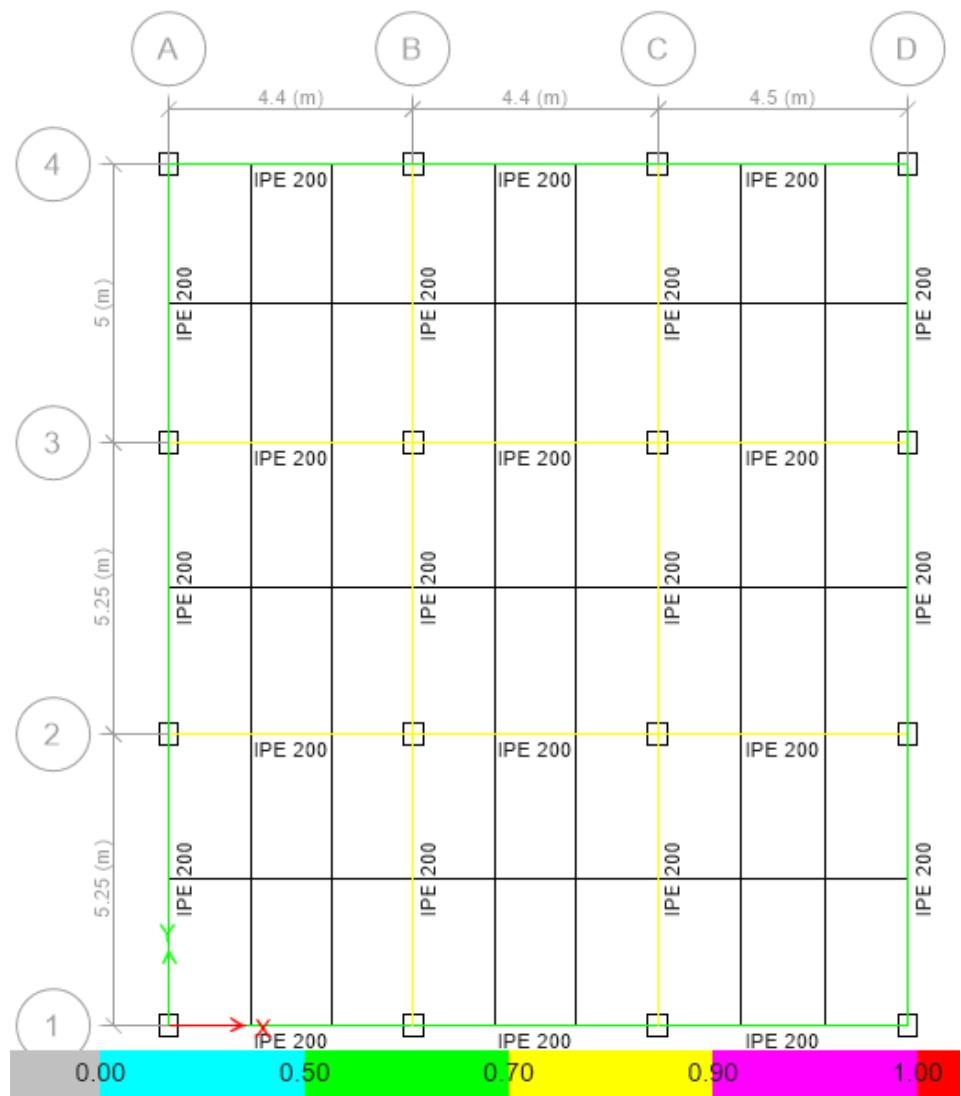
Con las combinaciones de carga ya expuestas anteriormente, haremos el chequeo de las secciones definidas como vigas principales y determinaremos si su capacidad es mayor a la demanda mediante la relación demanda capacidad D/C. De la misma manera que en las vigas anteriores, si D/C es mayor a 1, el perfil analizado está fallando. Antes de hacer el chequeo se debe de tener en cuenta los parámetros que se muestran en la siguiente ilustración.



**Figura 3.39 Código de diseño para vigas principales**

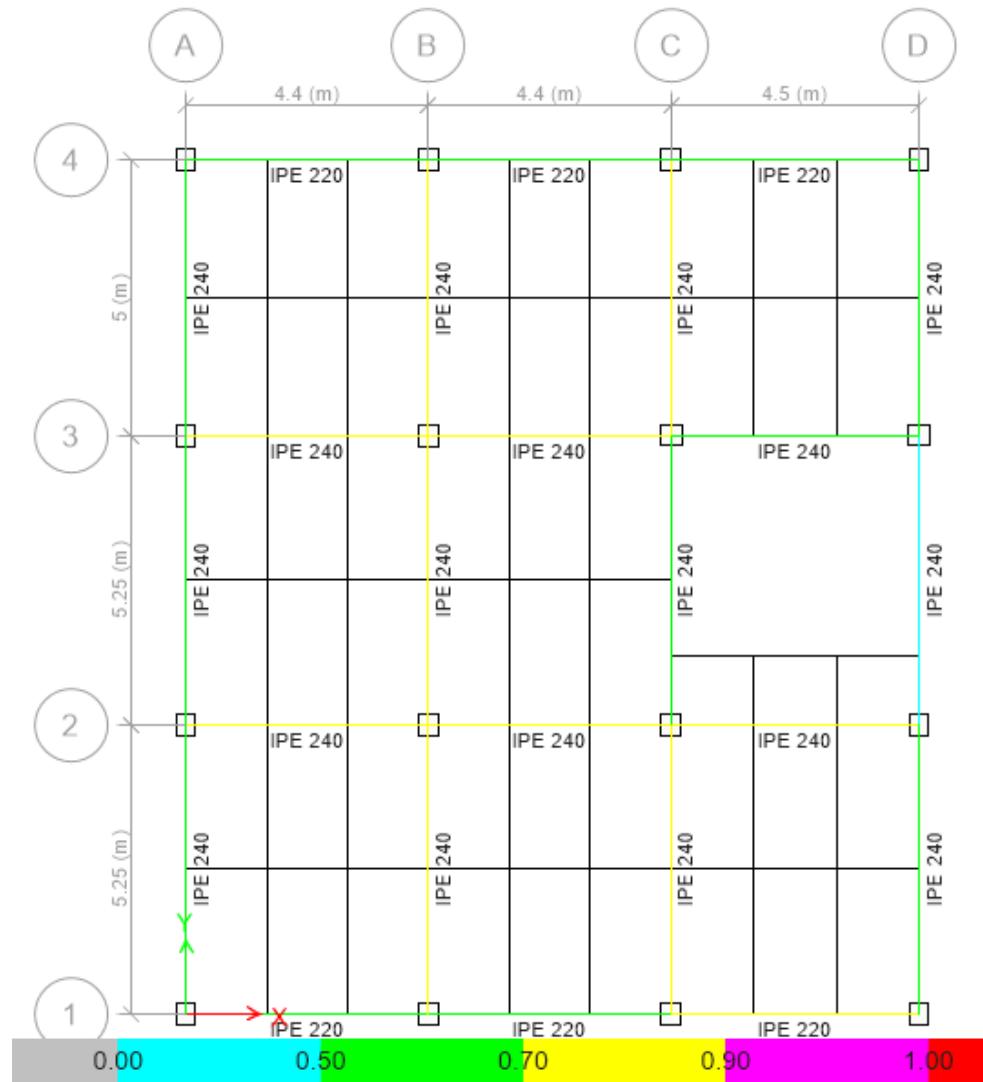
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Posteriormente se hace el chequeo de las secciones, teniendo por piso como resultado:



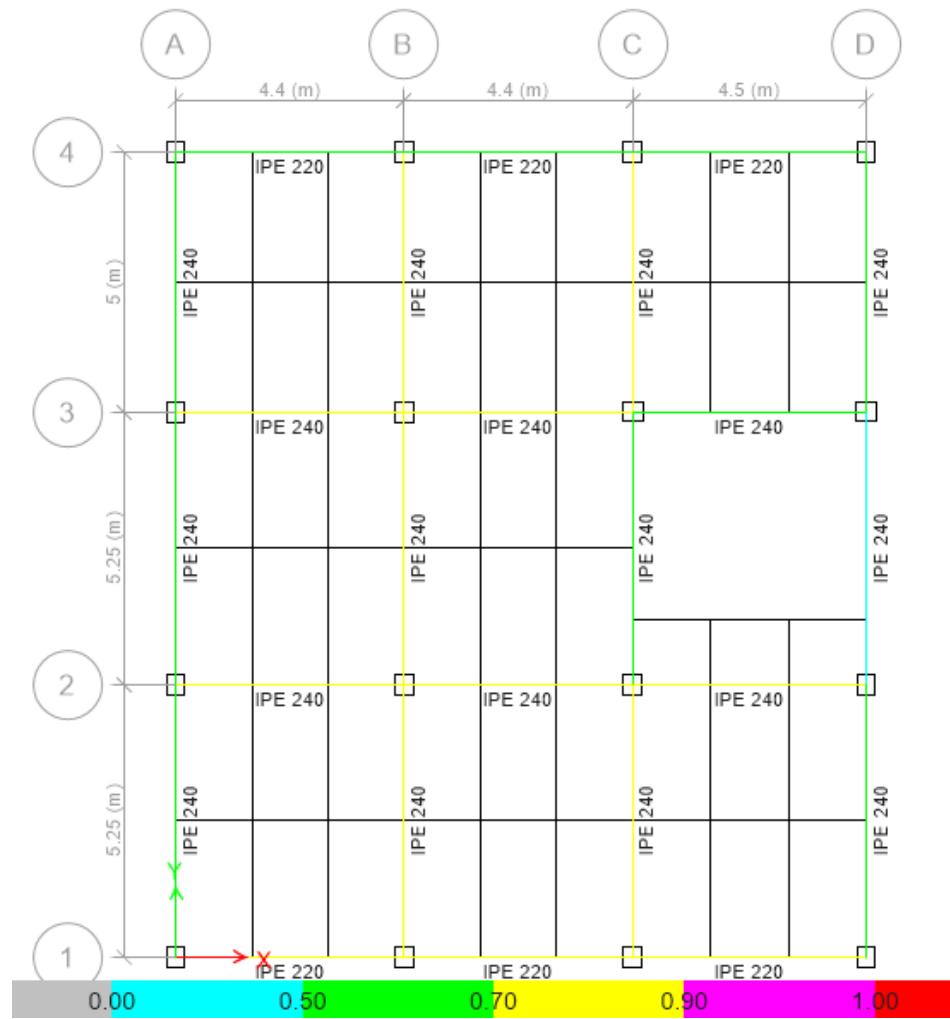
**Figura 3.40 Diseño de vigas principales nivel 4**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



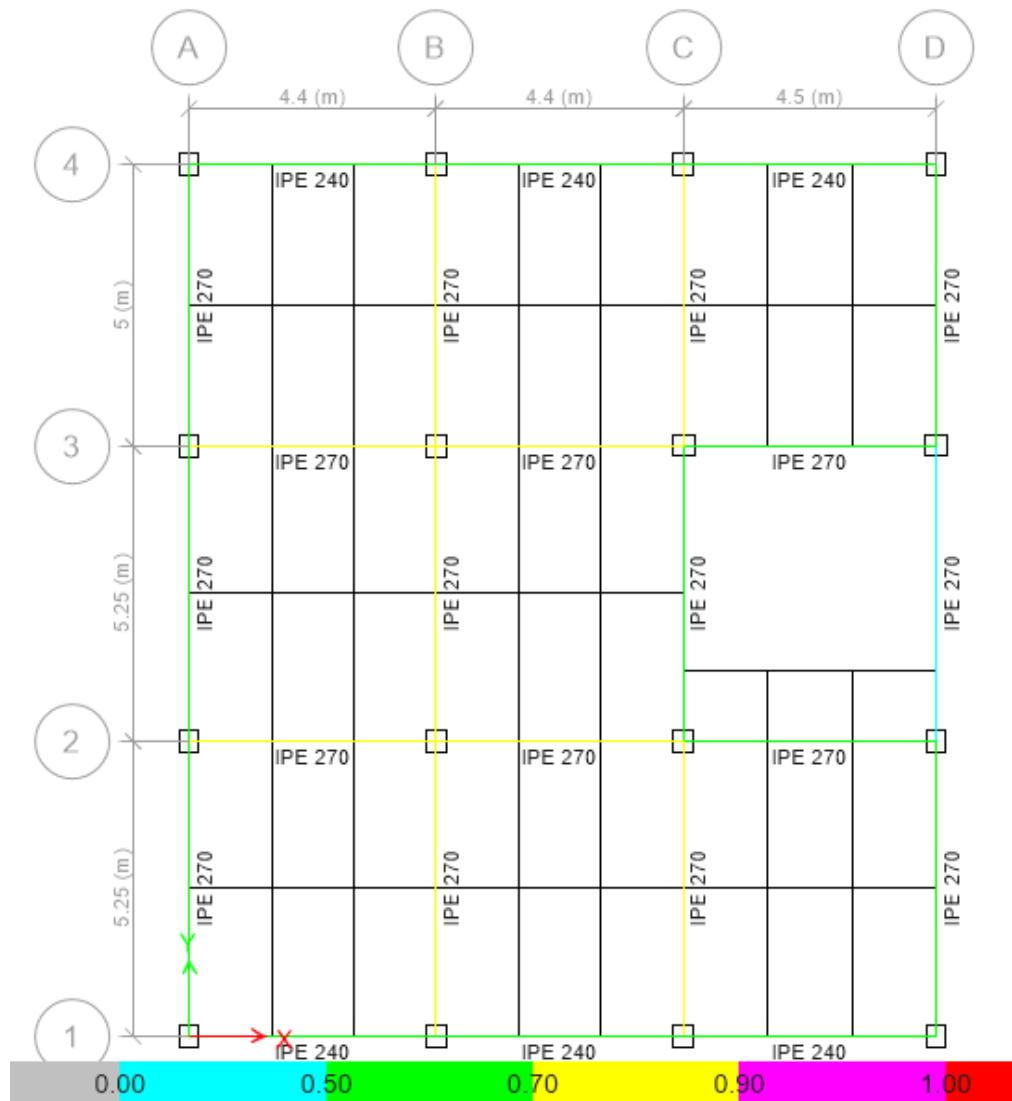
**Figura 3.41 Diseño de vigas principales nivel 3**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.42 Diseño de vigas principales nivel 2**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.43 Diseño de vigas principales nivel 1**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Se puede apreciar que la relación demanda/capacidad en todas las vigas principales son menores a 1, de modo que el diseño es satisfactorio. Para conocer la relación demanda capacidad de un perfil, se selecciona la misma y luego clic derecho y se selecciona detalles. Se muestra a continuación la información que el software nos presenta

Steel Stress Check Information (AISC 360-10)

Story	Story1	Analysis Section	IPE 270
Beam	B16	Design Section	IPE 270
COMBO STATION /-----MOMENT INTERACTION CHECK-----//MAJ-SHR---MIN-SHR-/			
ID	LOC	RATIO	= AXL + B-MAJ + B-MIN RATIO RATIO
Combo 10	4.0800	0.097(C) =	0.000 + 0.097 + 0.000 0.194 0.000
Combo 10	4.5650	0.322(C) =	0.000 + 0.322 + 0.000 0.222 0.000
Combo 10	5.0500	0.578(C) =	0.000 + 0.578 + 0.000 0.250 0.000
Combo 11	0.2000	0.765(C) =	0.000 + 0.765 + 0.000 0.284 0.000
Combo 11	0.6850	0.472(C) =	0.000 + 0.472 + 0.000 0.256 0.000
Combo 11	1.1700	0.209(C) =	0.000 + 0.209 + 0.000 0.228 0.000
Combo 11	1.6550	0.252(C) =	0.000 + 0.252 + 0.000 0.201 0.000
Combo 11	2.1400	0.340(C) =	0.000 + 0.340 + 0.000 0.173 0.000
Combo 11	2.6250	0.398(C) =	0.000 + 0.398 + 0.000 0.145 0.000
Combo 11	2.6250	0.398(C) =	0.000 + 0.398 + 0.000 0.145 0.000
Combo 11	3.1100	0.339(C) =	0.000 + 0.339 + 0.000 0.173 0.000
Combo 11	3.5950	0.251(C) =	0.000 + 0.251 + 0.000 0.201 0.000
Combo 11	4.0800	0.211(C) =	0.000 + 0.211 + 0.000 0.229 0.000
Combo 11	4.5650	0.474(C) =	0.000 + 0.474 + 0.000 0.257 0.000
Combo 11	5.0500	0.768(C) =	0.000 + 0.768 + 0.000 0.285 0.000

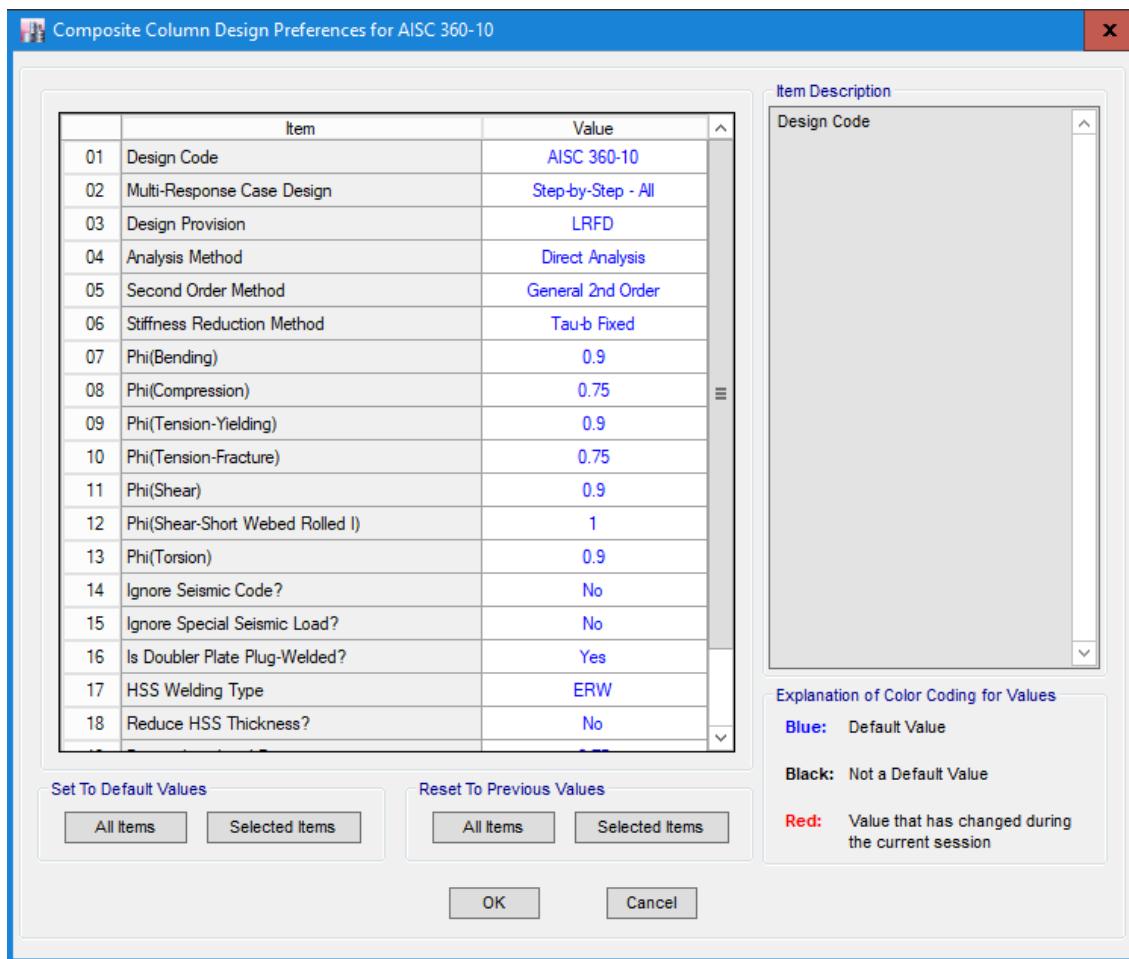
Strength  Deflection

**Figura 3.44 Revisión demanda/capacidad del elemento**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.12.3 Diseño de columnas compuestas mediante Composite Column Design

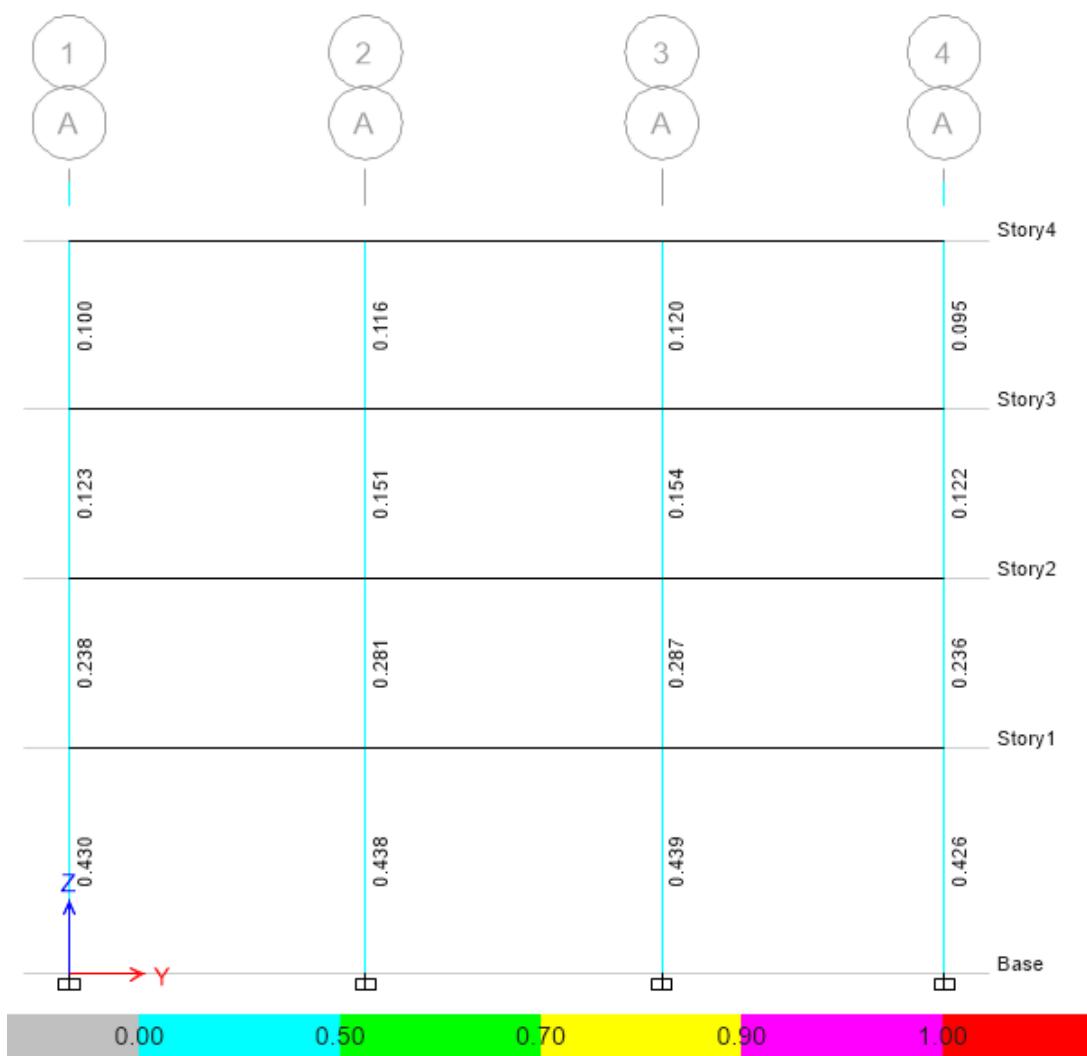
Con las combinaciones de carga ya expuestas anteriormente, haremos el chequeo de las secciones definidas como columnas de acero llenas de hormigón y determinaremos si su capacidad es mayor a la demanda mediante la relación demanda capacidad D/C. De la misma manera que en las vigas anteriores, si D/C es mayor a 1, el perfil analizado está fallando. Antes de hacer el chequeo se debe de tener en cuenta los parámetros que se muestran en la siguiente ilustración.



**Figura 3.45 Parámetros de diseño de columnas compuestas.**

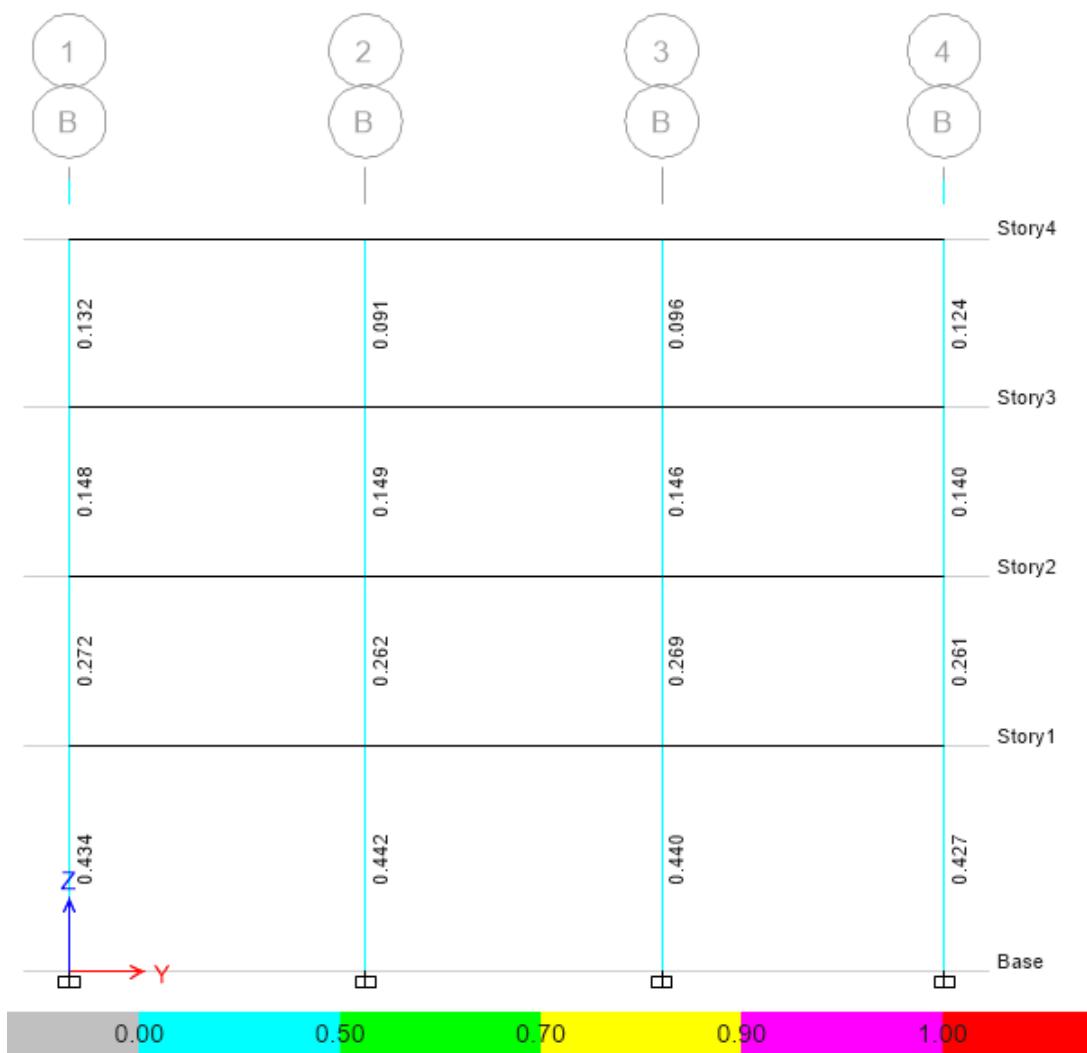
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Posteriormente se hace el chequeo de las secciones, teniendo por pórtico como resultado:



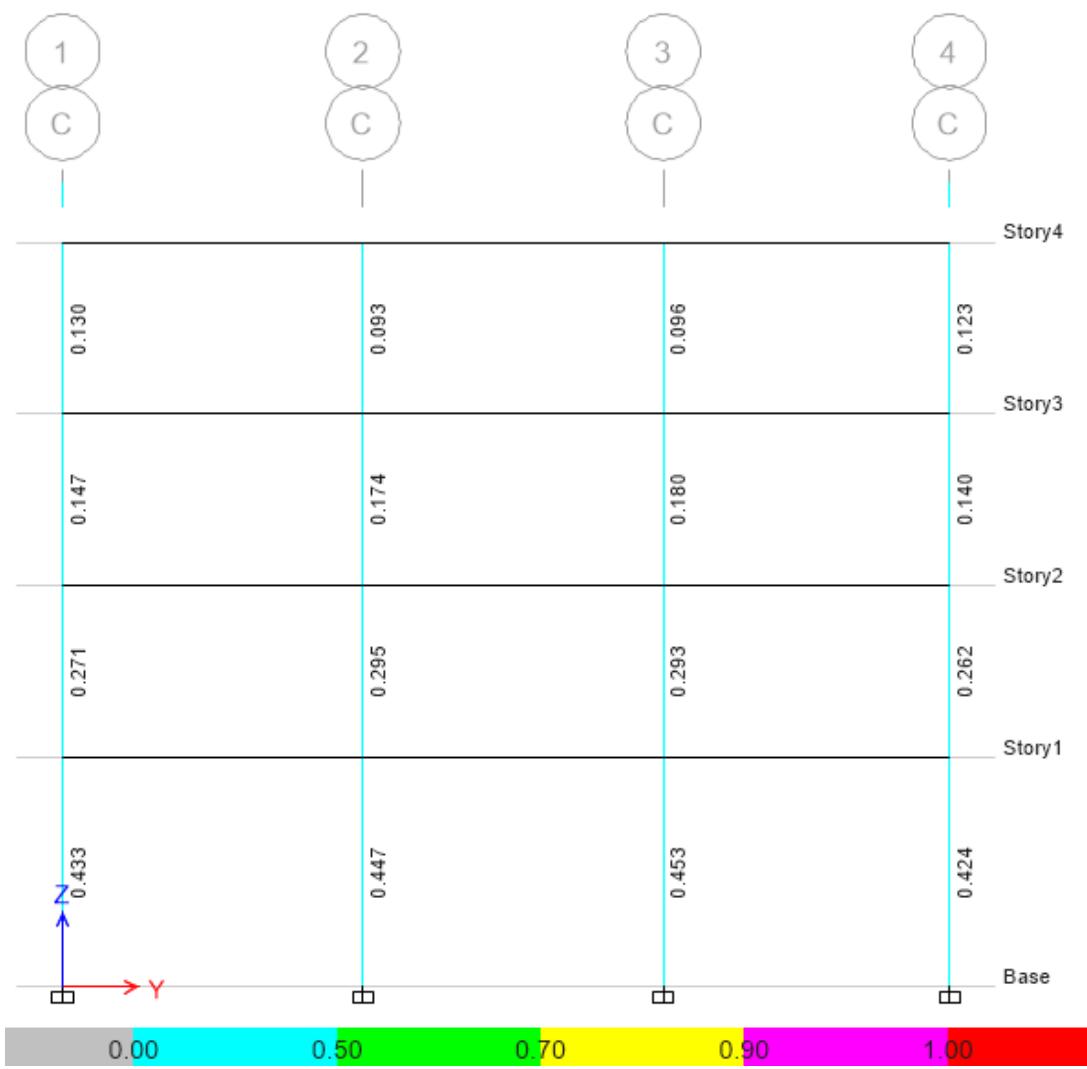
**Figura 3.46 Relación demanda/capacidad pórtico A**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



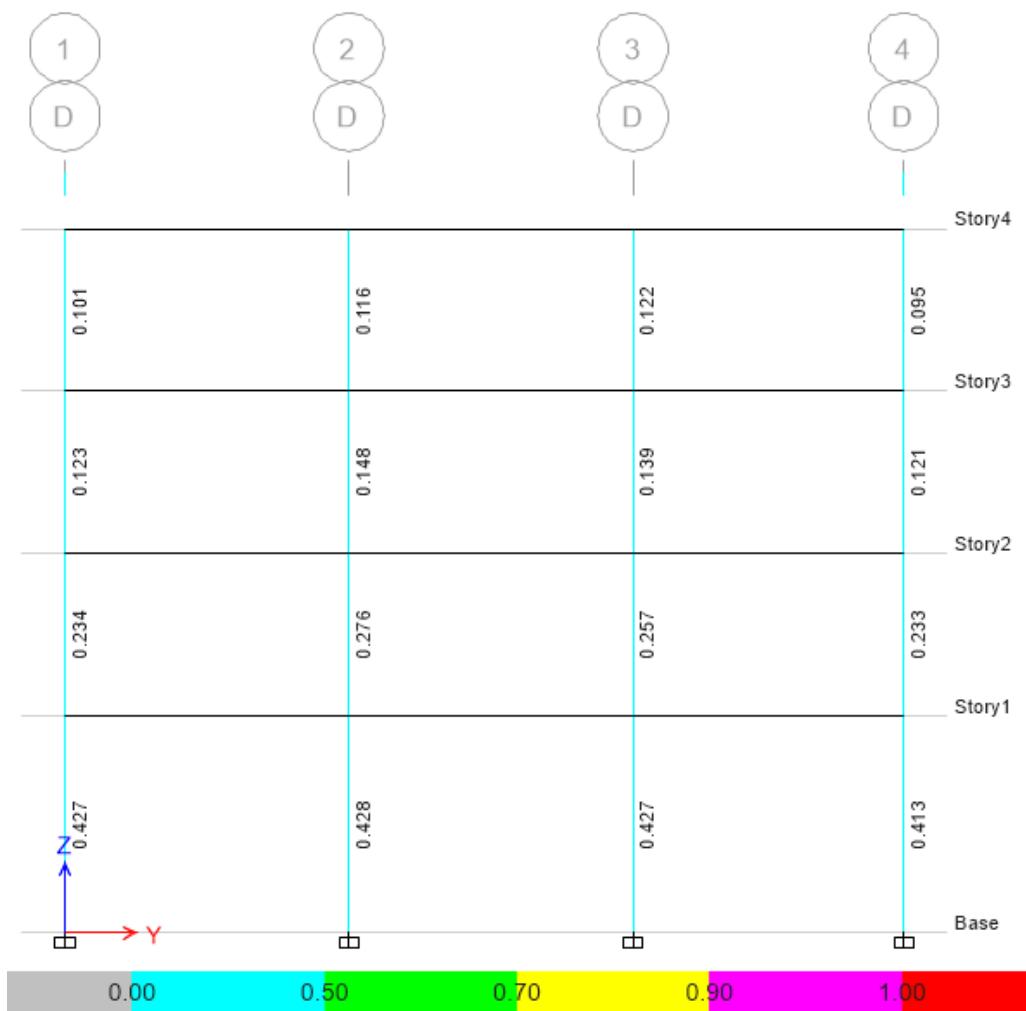
**Figura 3.47 Relación demanda/capacidad pórtico B**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.48 Relación demanda/capacidad pórtico C**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

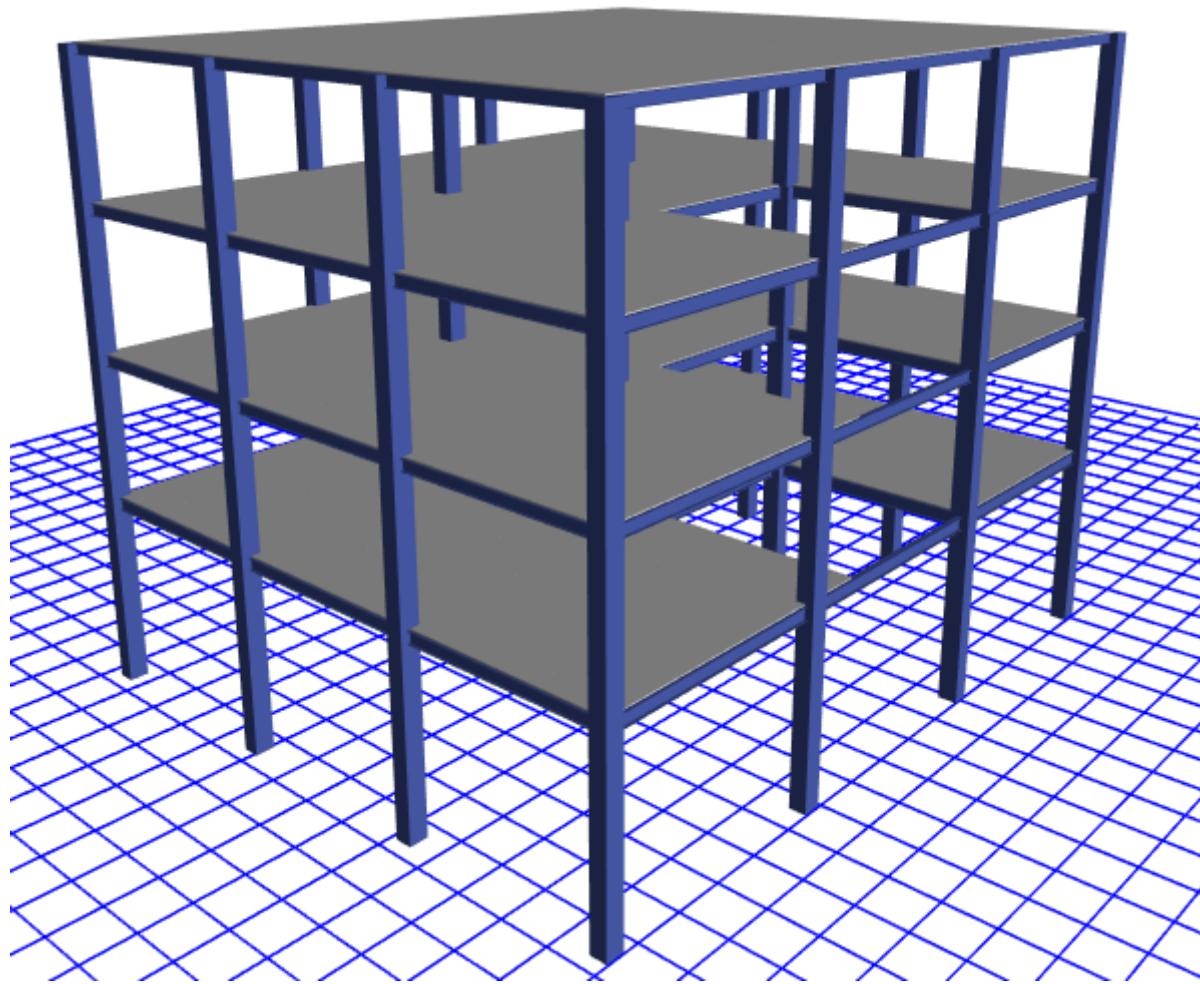


**Figura 3.49 Relación demanda/capacidad pórtico D**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Se puede apreciar que la relación demanda/capacidad en todas las columnas compuestas son menores a 1, de modo que el diseño es satisfactorio. Cabe recalcar que se debió de aumentar las secciones de las columnas que estuvieron contempladas en el prediseño, debido a que la estructura presentaba problemas de torsión, por lo que se debía de rigidizar la estructura. Es por esto que los valores de demanda/capacidad son bajos.

En conclusión; las secciones de todos los elementos involucrados en la estructura son satisfactorios y cumplen con los requisitos de diseño, por lo que este será el diseño final. La estructura definitiva se muestra a continuación.



**Figura 3.50 Vista tridimensional definitiva de la estructura**

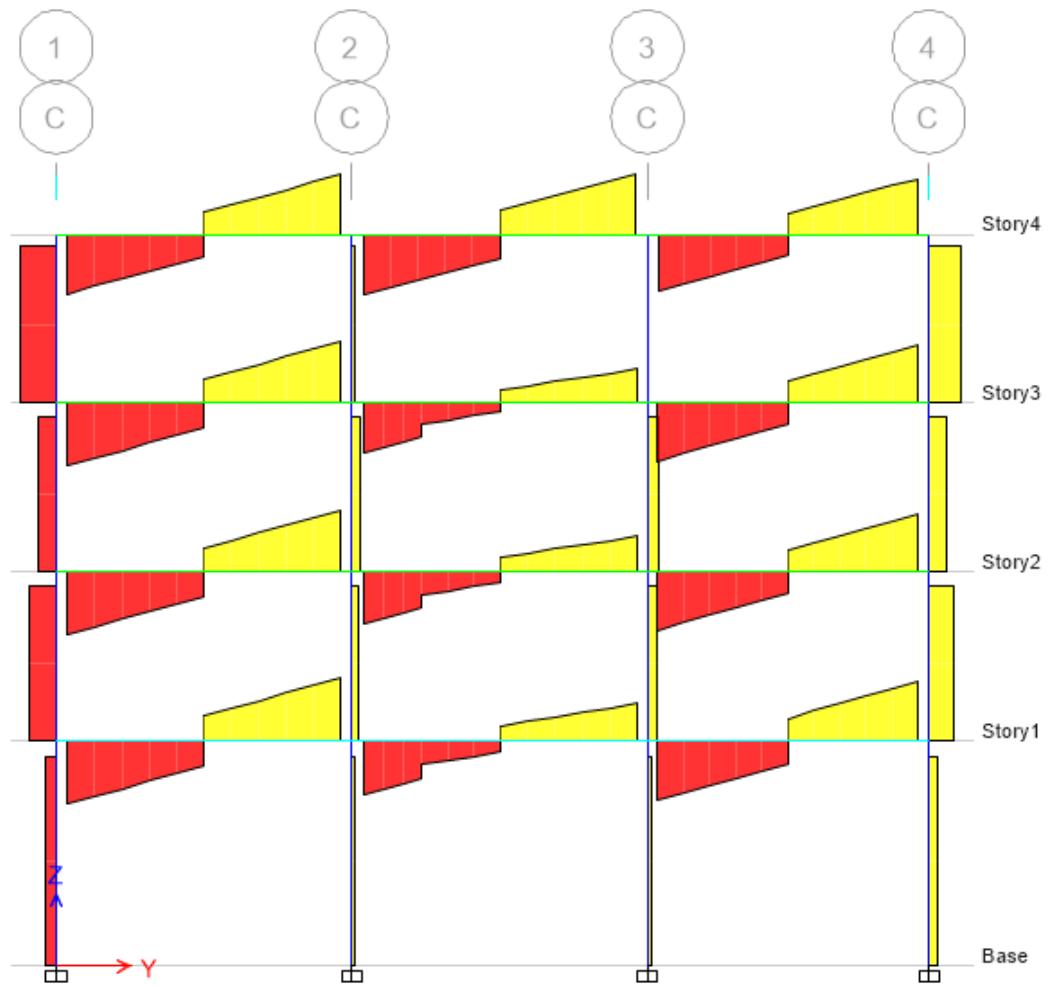
Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### **3.13 Diseño de conexiones y placa base**

#### **3.13.1 Diseño de conexiones a corte y momento mediante Ram Connections.**

##### **3.13.1.1 *Conexiones a corte***

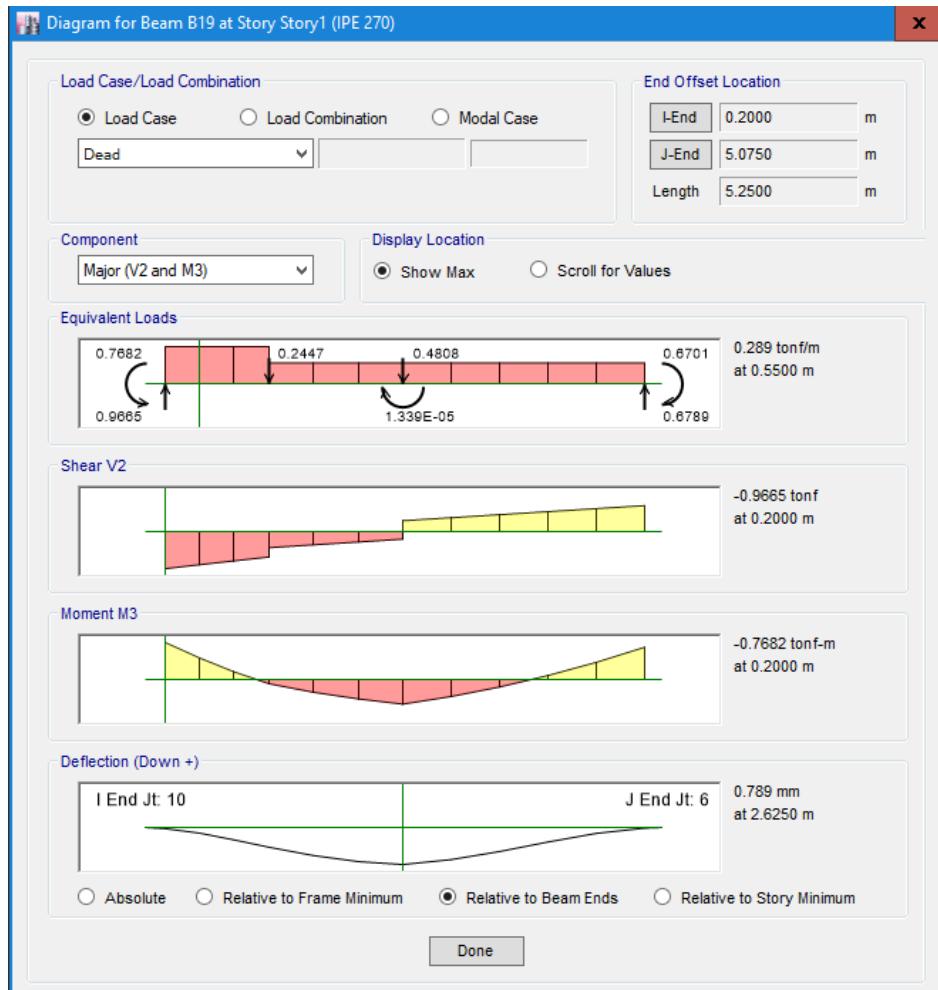
Las vigas secundarias solo están diseñadas para soportar cargas gravitacionales y no cargas sísmicas, por lo que su conexión solo es para que resistan fuerza cortante. Para el diseño se ingresa las cargas de servicio (carga muerta, viva y sobrecarga permanente) de la conexión más cargada al software y con las combinaciones lineales que estipula la norma NEC 2015 se procede al chequeo.



**Figura 3.51 Diagrama de fuerza cortante de pórtico C**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

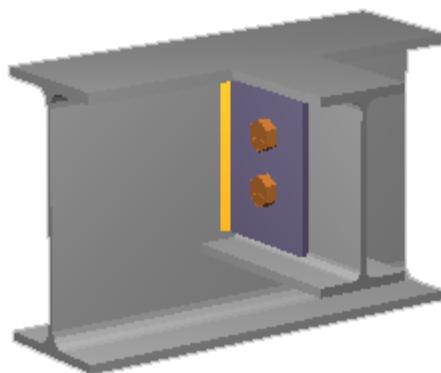
Para obtener las cargas hacemos uso del software Etabs, considerando el cortante que se da en la cara del alma de la viga principal. Se muestra a continuación



**Figura 3.52 Cortante máximo para diseño de conexiones**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

En el software Ram Connections se ingresa las cargas de servicio y las combinaciones que se están usando para luego diseñar la conexión con el código de la AISC 2010 LRFD. Por lo tanto se muestra el resultado del diseño hecho por el software.



**Figura 3.53 Conexión a corte entre viga principal-viga secundaria**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

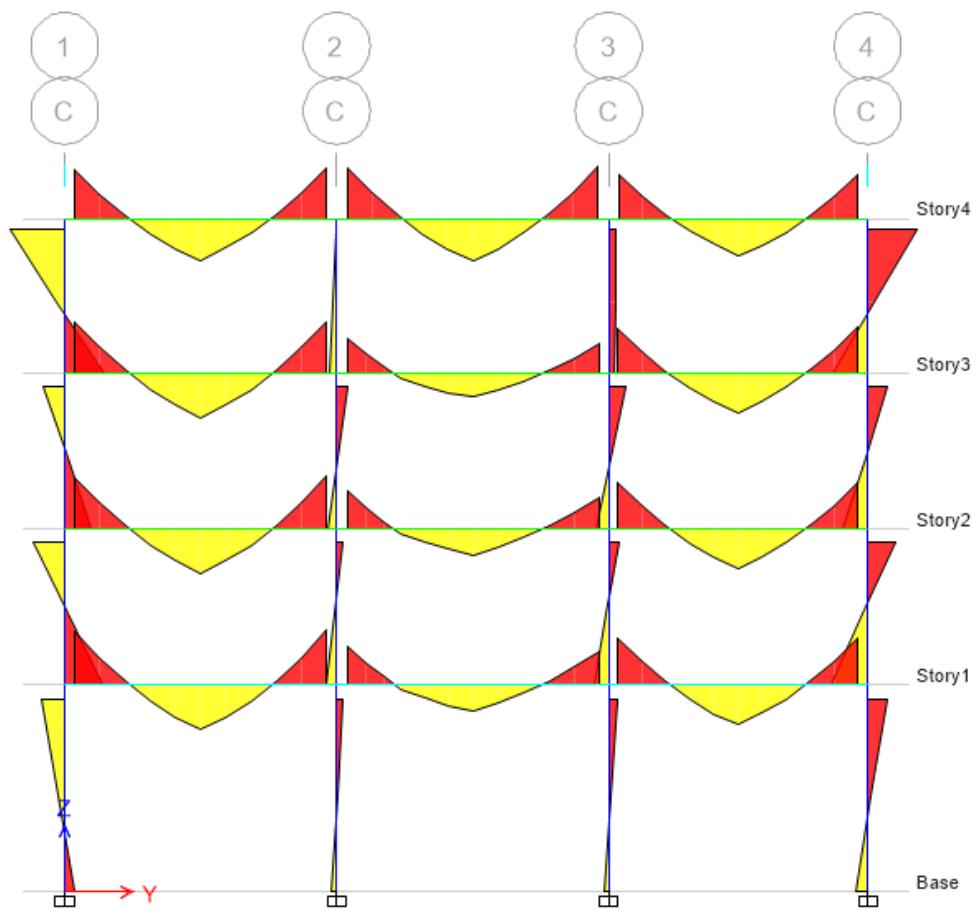
La demanda/capacidad a la que funciona la conexión es de 0.32, por lo que la conexión es satisfactoria. Para esta conexión se usará 2 pernos A325 N de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro, con una placa estándar de 5mm de espesor con huecos estándar. La soldadura será de tipo filete con un tamaño de  $\frac{3}{16}$ ", se usará electrodo E70. La separación entre las vigas se contempla de 1cm., esto con el fin de que la colocación de la viga secundaria en la etapa de construcción no se complique.

Esta conexión se usará para todas las conexiones de las vigas secundarias en cada uno de los niveles, además el detallamiento de las dimensiones de las placas y pernos se muestra en planos como anexo.

### **3.13.1.2      *Conecciones rígidas***

Para garantizar que la conexión viga-columna sea rígida, se debe resistir además de la fuerza cortante, el momento que se genera en el punto de unión. A continuación se ofrece una opción para garantizar que la conexión sea rígida.

El procedimiento es el mismo que en la conexión a corte que se diseñó para la conexión viga principal-viga secundaria. Se extrae mediante el software Etabs el momento y la fuerza cortante producidos debido a las cargas de servicio que actúan en la viga principal más cargada.

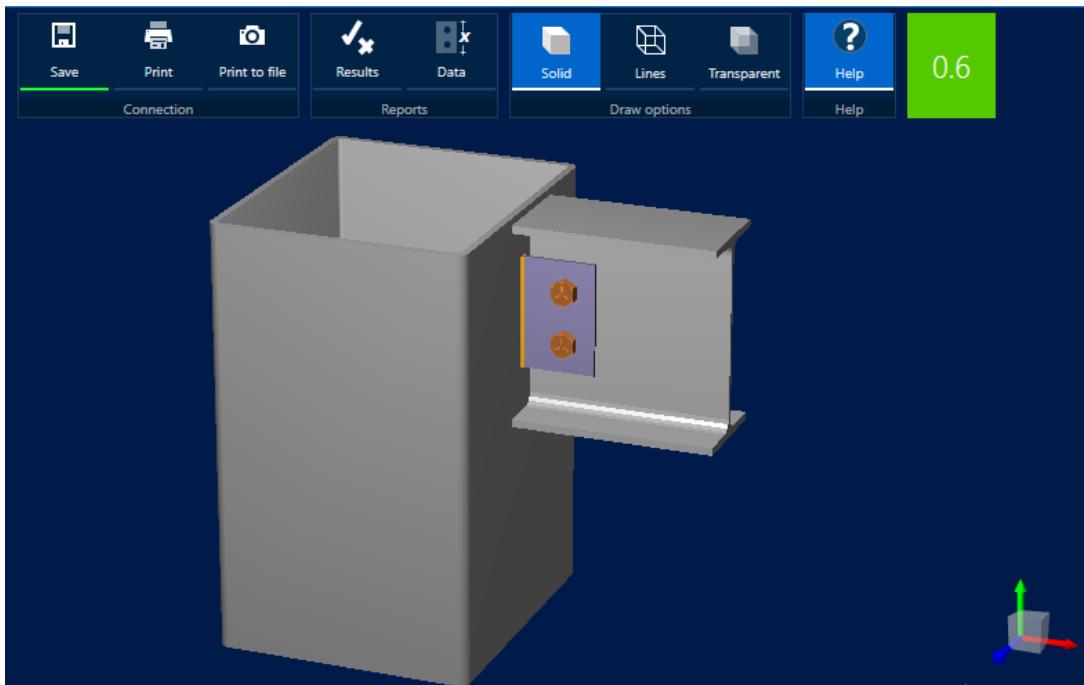


**Figura 3.54 Diagrama de momentos pórtico C**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Con los valores obtenidos se ingresa a Ram Connections las cargas tanto de viga como de columna y las secciones de los materiales. Luego se procede al diseño.

#### **Conexión a corte columna-viga principal**



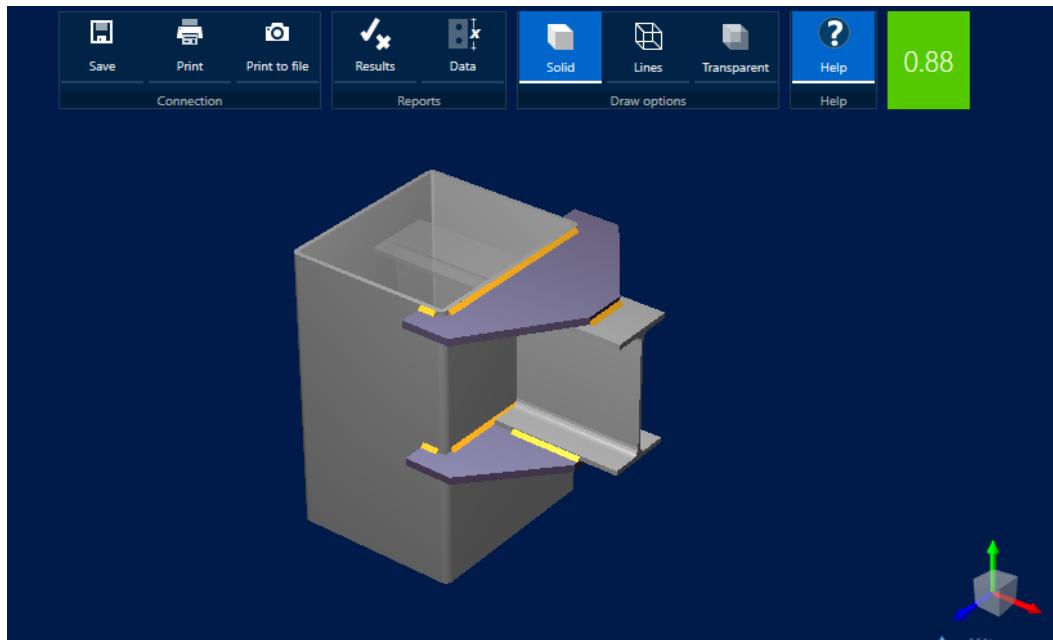
**Figura 3.55 Diseño de conexión a corte columna-viga principal**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

La demanda/capacidad a la que funciona la conexión es de 0.6, por lo que la conexión es satisfactoria. Para esta conexión se usará 2 pernos A325 N de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro, con una placa estándar de acero A36 de 5mm de espesor con huecos estándar. La soldadura será de tipo filete con un tamaño de  $\frac{3}{16}$ ", se usará electrodo E70. La separación entre la columna y la viga se contempla de 1cm., esto con el fin de que la colocación de la viga principal en la etapa de construcción no se complique.

Esta conexión se usará para todas las conexiones de las vigas principales en cada uno de los niveles.

#### **Conexión a momento columna-viga principal**

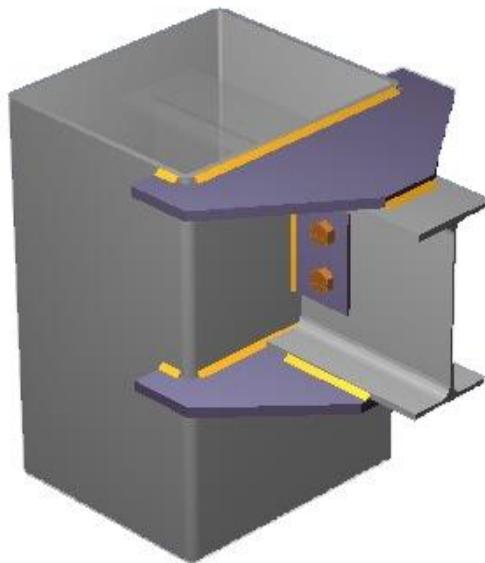


**Figura 3.56 Conexión a momento columna-viga principal**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

La demanda/capacidad a la que funciona la conexión es de 0.88, por lo que la conexión es satisfactoria. Esta conexión es de tipo soldada y se usará placa de acero A36 estándar de 15mm de espesor soldado arriba y abajo con electrodo E70 y espesor 5/16". La separación entre la columna y la viga se contempla de 1cm., esto con el fin de que la colocación de la viga principal en la etapa de construcción no se complique.

Esta conexión se usará para todas las conexiones de las vigas principales en cada uno de los niveles. La conexión rígida se visualizaría de la siguiente manera



**Figura 3.57Conexión rígida entre columna y viga principal**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

El detallamiento de las dimensiones de las placas y pernos empleados se define en planos como anexo.

### **3.14 Diseño de placa base**

Para el diseño se hizo el predimensionamiento siguiendo los lineamientos que se contemplan en la guía de diseño en acero “Diseño de placa base y pernos de anclaje” del American Institute of Steel Construction inc AISC, y luego modelado en el software Ram Connections.

Según la guía de la AISC, se debe diseñar la placa base con las cargas de servicio que llegan a la base de la columna y luego aplicar el método LRFD, por lo que es necesario obtener las reacciones de la base. Se usó la columna más cargada para el diseño, cuyo resultado se usará para las demás columnas.

#### **3.14.1 Reacciones en la base**

Una vez que nuestras secciones estén diseñadas y se cumplen los límites admisibles que permite la norma, se procede a obtener las reacciones de todas las bases, para el diseño de la placa base. Existen 16 puntos donde irían estos elementos de conexión, y se selecciona la columna más cargada, por lo que se obtuvo las reacciones en la columna más cargada, esta es:

**Tabla 3.16 Cargas de servicio de columna central**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Nivel	Ubicación	Combo	FZ	MX	MY
			tonf	tonf-m	tonf-m
<b>Base</b>	9	Servicio	64.7977	0.0679	-0.0034

### 3.14.2 Dimensionamiento de placa base

Se debe transformar los datos al sistema inglés, las cargas se han mayorado.

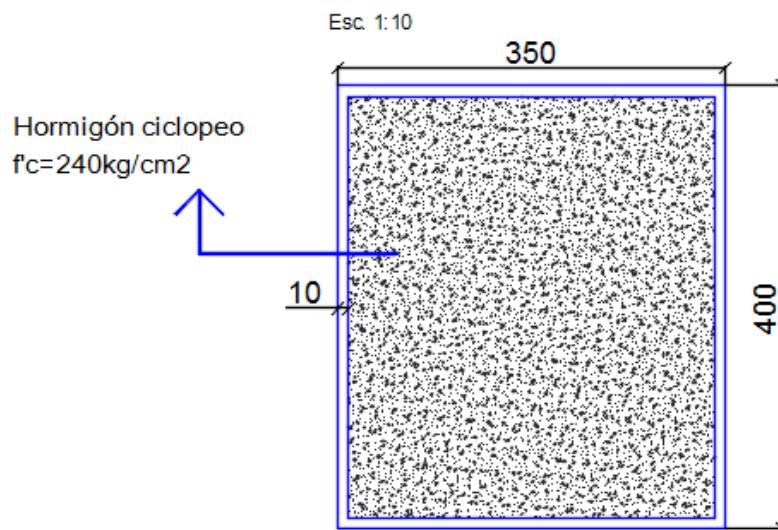
$$\text{Axial: } 87.60 \text{ Tnf} \rightarrow 193.12 \text{ klb}$$

$$\text{Momento: } 1 \text{ Ton} \cdot \text{m} \rightarrow 78.74 \text{ klb} \cdot \text{ft} (Mr)$$

$$F_y \text{ acero} = 2400 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow 34.14 \text{ ksi}$$

$$f'c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \rightarrow 2.99 \text{ ksi}$$

Columna C1 unidades: mm



**Figura 3.58 Detalle de columna compuesta.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{12 \times 78.74}{193.12} = 0.41 \text{ in}$$

Cálculo de espesor mínimo para columnas HSS

$$f_{pmax} = \phi c \times 0.85 f' c \times \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

$$f_{pmax} = 0.65 \times 0.85 \times 3 \times 1$$

$$f_{pmax} = 1.66 \text{ ksi}$$

$$q_{max} = f_{pmax} \times B$$

$$q_{max} = 1.66 \times 27.56$$

$$q_{max} = 48.73 \text{ kip/in}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{Pu}{2q_{max}}$$

$$e_{crit} = \frac{48.73}{2} - \frac{193.12}{2 * 48.73}$$

$$e_{crit} = 11.80 \text{ in}$$

Por lo tanto  $e < e_{crit}$  y el diseño que se usara es el caso de una placa base con momento pequeño

Determinando la longitud del momento "y"

$$y = N - 2e = 48.73 - 2 * 0.41$$

$$y = 26.74 \text{ in}$$

Verificando presión de arrostramiento

$$q = \frac{Pu}{y} = \frac{193.12}{26.74} = 7.22 \text{ kip/in}$$

$$q < q_{max} \quad \text{OK}$$

Determinando espesor mínimo de placa base

$$m = 0.95 \times 13.78 = 13.09 \text{ in}$$

$$f_p = \frac{Pu}{By} = \frac{193.12}{27.56 \times 26.74} = 0.26 \text{ ksi}$$

$$t_{p\ req} = 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{Fy}}$$

$$t_{p\ req} = 1.5(13.09) \sqrt{\frac{0.26}{29.87}} = 1.72 \text{ in}$$

$$n = 0.95 \times 15.75 = 14.96 \text{ in}$$

$m = n$  Por lo tanto el espesor calculado anteriormente rige

$$t_{p\ req} = 1.5(14.96) \sqrt{\frac{0.26}{29.87}} = 1.97 \text{ in}$$

El espesor que rige es el mayor entre los dos calculados

$$t_{p\ req} = 1.97 \text{ in} \approx 5 \text{ cm}$$

### **3.14.3 Pernos de anclaje**

Dado que no existen fuerzas significativas en el perno de anclaje, el tamaño de los mismos puede ser determinado basado en los requerimientos de OSHA y consideraciones prácticas

Usar 4 pernos  $\phi 3/4$  in ASTM F1554 Grado 36, longitud del perno 50cm

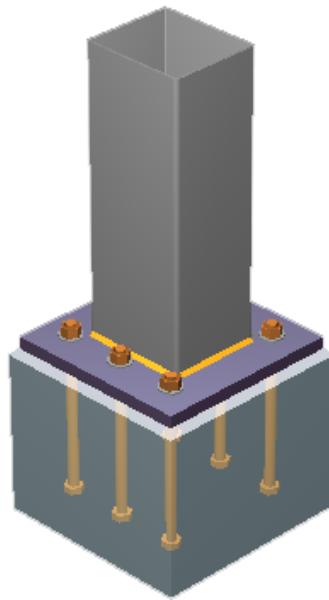
Por lo tanto la placa base será de dimensiones 75x75 cm, con un espesor de 5cm y pernos de anclaje citados anteriormente. Cabe recalcar que este procedimiento no considera el efecto del sismo, por lo que se incluirá en Ram Connections.

### **3.14.4 Diseño con el software Ram Connection**

Se ingresa las cargas de servicio y las combinaciones de carga en el programa, además de las características de la columna. Luego se manda a diseñar

Luego se ingresa el espesor y las dimensiones del pedestal y la placa base, junto con los pernos de anclaje. Fue necesario aumentar el tamaño de dichos pernos, por lo que ahora son pernos hexagonales de  $1 \frac{1}{2}$ " de diámetro F1554 grado 36, con una longitud de 50cm

Las dimensiones de la placa base de acero A36 serán de 70x70cm, con un espesor de 4.5cm. La columna estará soldada a la placa base con electrodo E70, con un tamaño de  $9/16$  in. Se presenta a continuación el diseño final.



**Figura 3.59 Placa base**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

El detallamiento de las dimensiones de la placa base y los pernos de anclaje se establecen en los planos como anexo

### 3.15 Diseño de cimentación

#### 3.15.1 Criterios de diseño

Debido a que existe un solar junto a la edificación que se va a construir, es imposible hacer una cimentación aislada concéntrica, de modo que se tendrá que optar por el diseño de zapata combinada o viga de cimentación en una o dos direcciones. Para el diseño de la cimentación se utiliza las cargas que llegan a las bases de la estructura obtenidos mediante el uso de software Etabs, de modo que tenemos 2 casos de cargas: cargas de servicio y cargas mayoradas.

Para el dimensionamiento de la cimentación se utilizan las cargas de servicio, mientras que para el diseño estructural se utilizan las cargas mayoradas incluido el efecto del sismo. Al considerar la carga sísmica se puede aumentar la capacidad del suelo en un 33% o reducir el factor sismo del 100% al 67%. Si la sección de la zapata es tan grande que llegase a traslapar con el eje aledaño, se optará por hacer la cimentación en dos direcciones, todo esto dependerá de la capacidad admisible del suelo.

### 3.15.2 Determinación de la capacidad admisible del suelo

De los resultados del ensayo triaxial efectuados en el laboratorio de Mecánica de Suelos De la FICT, se obtuvo la capacidad última del suelo donde se construirá la cimentación. Consideramos un factor de seguridad de 2 para el diseño de la cimentación, por lo que la capacidad admisible del suelo se obtuvo dividiendo la capacidad última para el factor de seguridad. Es decir:

- $qu = 129.2 \text{ kPa}$
- $F.S = 2$

$$qadm = \frac{qu}{FS}$$

$$qadm = \frac{129.2}{2}$$

$$qadm = 6.45 \text{ Kpa}$$

$$qadm = 6.45 \text{ Tn/m}^2$$

La capacidad admisible del suelo será de  $6.45 \text{ Tn/m}^2$

### 3.15.3 Reacciones en base

Usando el programa Etabs, se extrajo las reacciones y los momentos producidos por las combinaciones de carga de servicio y mayoradas incluido sismo, que nos servirán para el diseño de la cimentación. Se presenta dichas reacciones en la siguiente tabla.

**Tabla 3.17 Cargas de servicio y mayoradas incluido sismo en cada columna**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Nivel	Ubicación	Combo	FZ	MX	MY
			tonf	tonf-m	tonf-m
Base	1	Servicio	19.8002	0.5063	0.4544
Base	1	SIMX	28.4509	1.6904	8.2065
Base	1	SIMY	28.4611	9.6291	1.4261
Base	2	Servicio	33.9093	0.9604	0.0522
Base	2	SIMX	44.712	1.6085	8.0418
Base	2	SIMY	47.429	9.6571	0.9382
Base	3	Servicio	34.2865	0.994	0.0693
Base	3	SIMX	45.3056	1.6733	8.0566
Base	3	SIMY	47.8515	9.5408	0.9595
Base	4	Servicio	34.6309	0.1004	0.8349
Base	4	SIMX	49.2743	1.2114	8.6075

Base	4	SIMY	46.0166	9.5288	1.396
Base	5	Servicio	63.3284	0.1918	0.021
Base	5	SIMX	84.0313	0.6166	8.0458
Base	5	SIMY	84.3075	9.0525	0.3488
Base	6	Servicio	51.8201	-0.2322	-0.3726
Base	6	SIMX	68.5637	0.0136	9.2835
Base	6	SIMY	68.747	6.7582	-0.0981
Base	7	Servicio	23.1042	-0.2786	-0.4105
Base	7	SIMX	33.5927	0.5647	8.7188
Base	7	SIMY	30.3344	6.9082	-0.1681
Base	8	Servicio	35.3212	0.0479	0.8187
Base	8	SIMX	50.2568	1.1392	8.7601
Base	8	SIMY	46.6511	9.4383	1.3547
Base	9	Servicio	64.7977	0.0679	-0.0034
Base	9	SIMX	86.0392	0.4538	8.1915
Base	9	SIMY	86.014	8.8704	0.2951
Base	10	Servicio	59.0374	0.4218	-0.2578
Base	10	SIMX	78.878	0.923	7.8618
Base	10	SIMY	78.7998	9.1472	-0.0218
Base	11	Servicio	29.617	0.4784	-0.5874
Base	11	SIMX	42.9107	1.7249	6.8821
Base	11	SIMY	39.4484	9.4768	-0.5094
Base	12	Servicio	20.4067	-0.4763	0.386
Base	12	SIMX	29.3007	0.4095	8.6428
Base	12	SIMY	29.0264	8.3194	1.3359
Base	13	Servicio	35.2271	-0.9256	-0.0323
Base	13	SIMX	46.4986	-0.8655	8.4806
Base	13	SIMY	48.9234	7.1622	0.8267
Base	14	Servicio	35.5568	-0.9007	-0.0196
Base	14	SIMX	46.9488	-0.8119	8.4882
Base	14	SIMY	49.3145	7.0394	0.8419
Base	15	Servicio	20.7468	-0.3938	-0.4873
Base	15	SIMX	29.6174	0.5625	7.4907
Base	15	SIMY	29.4921	7.9487	0.1907
Base	38	Servicio	20.131	0.5966	-0.3972
Base	38	SIMX	28.7675	1.8526	7.083
Base	38	SIMY	28.8782	9.2625	0.3086

### 3.15.4 Diseño de viga de cimentación

Se tomó el eje central más cargado para usar como referencia de diseño, cuyo resultado se usará como modelo para la cimentación de los demás ejes. En este caso se tomó el eje B para el diseño de la zapata combinada

## Cargas de servicio

De la tabla citada anteriormente obtenemos las cargas de servicio del eje B, las cuales son las siguientes:

$$Ps_2=33.91 \text{ Tn}$$

$$Ps_5=63.33 \text{ Tn}$$

$$Ps_9=64.80 \text{ Tn}$$

$$Ps_{13}=35.22 \text{ Tn}$$

### 3.15.5 Dimensionamiento de zapata corrida

Una vez determinado la longitud de la zapata podemos determinar el ancho de la misma, considerando la capacidad de carga admisible del suelo, la carga resultante y adicional el peso del plinto, el cual estimamos un 10% de la carga de servicio resultante.

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{197.27 \times 1.15}{6.45} = 35.17 \text{ m}^2$$

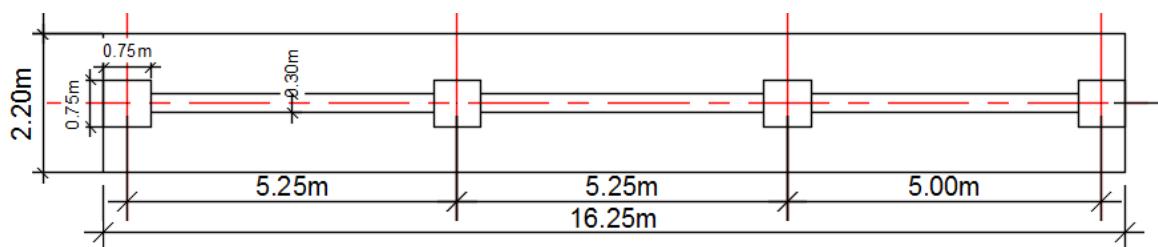
Conociendo el área necesaria para que la zapata soporte la carga que se la aplica y la longitud B de la zapata combinada, podemos hallar el ancho de la cimentación.

$$A = B * H$$

$$H = \frac{A}{B} = \frac{35.17}{16.25}$$

$$H = 2.20 \text{ m.}$$

De manera que, para que la cimentación soporte las cargas de servicio y con la capacidad del suelo admisible citadas anteriormente, debe tener las dimensiones mínimas de: Longitud B de 16.25m y ancho H de 2.20 m.

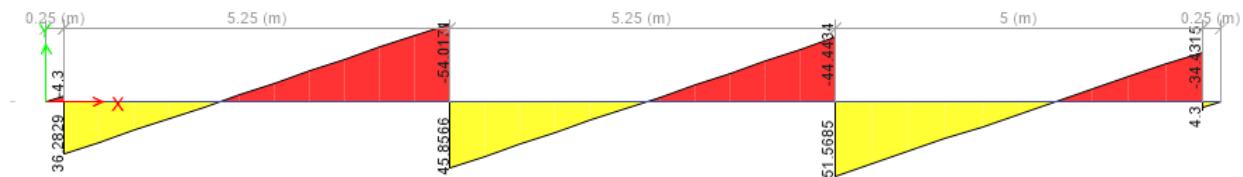


**Figura 3.60 Vista en planta de cimentación**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

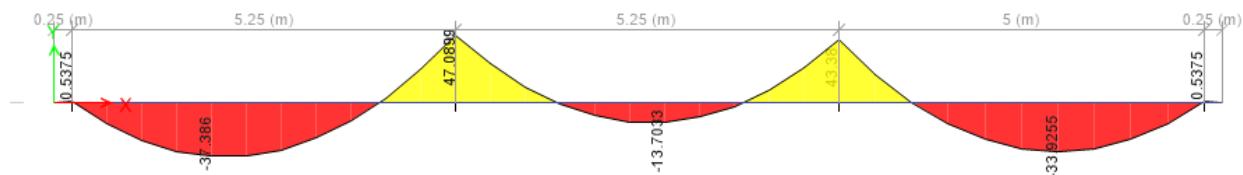
### 3.15.6 Determinación de momentos y cortantes actuantes en zapata

Mediante el programa ETABS se ingresó las cargas actuantes mayoradas a lo largo de la zapata, para obtener los diagramas de momento flector y cortante, los cuales nos servirán para el diseño.



**Figura 3.61 Diagrama de fuerza cortante en cimentación.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)



**Figura 3.62 Diagrama de momentos en cimentación.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

De acuerdo a la gráfica de momento flector, el momento máximo que actúa en la zapata es de 47.09 Ton.m.

### 3.15.7 Peralte mínimo de viga de cimentación

$$d = \sqrt{\frac{M}{0.145 * f'c * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4709000}{0.145 * 210 * 40}}$$

$$d = 65\text{cm} + rec = 70\text{cm}$$

$$H = 70\text{ cm}$$

### 3.15.8 Peralte mínimo de zapata

Momento existente en el volado de la zapata

$$M = \frac{wl^2}{2}$$

$$M = \frac{39.75 * 0.95^2}{2}$$

$$M = 9.94 \text{ Ton} * m$$

$$d = \sqrt{\frac{9.94 \times 10^5}{0.145 * 210 * 100}}$$

$$d = 18.07 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm} + rec = 25 \text{ cm}$$

La altura de la zapata será de 25cm

### 3.15.9 Refuerzo

#### 3.15.9.1 Acero mínimo en viga de cimentación

$$As_{min} = \frac{14bd}{Fy}$$

$$As_{min} = \frac{14 * 40 * 65}{4200}$$

$$As_{min} = 8.67 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{16} \quad \frac{8.67}{2.01} = 5.1 \sim 5\phi_{16}$$

Se usará varilla n° 16 como acero mínimo a lo largo de la viga de cimentación, tanto en la parte superior como en la parte inferior.

Adicional al acero mínimo, se debe reforzar donde los momentos son máximos de acuerdo al DMF generado en el programa ETABS. Por lo que se tiene:

Momento que cubre el acero mínimo

$$As = \frac{30M}{d}$$

$$M = \frac{As * d}{30}$$

$$M = \frac{8.67 * 65}{30}$$

$$M = 18.78 \text{ Ton} * m$$

Acero de refuerzo

$$M_{max} = 44.81 \text{ Ton * m}$$

$$M_{ef} = 44.81 - 18.78 = 26.03 \text{ Ton * m}$$

$$As = \frac{30M}{d}$$

$$As = \frac{30 * 26.03}{65}$$

$$As = 12.01 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{18} \quad \frac{12.01}{2.54} = 5.2 \sim 5\phi_{18}$$

Refuerzo entre columnas

$$M = 35.3 \text{ ton * m}$$

$$M = 35.3 - 18.78 = 16.52 \text{ Ton * m}$$

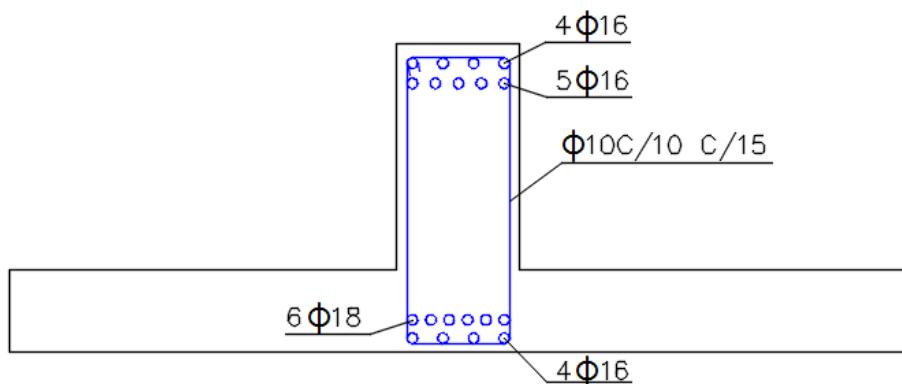
$$As = \frac{30M}{d}$$

$$As = \frac{30 * 16.52}{65}$$

$$As = 7.63 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{14} \quad \frac{7.63}{2.54} = 5.1 \sim 5\phi_{14}$$

### 3.15.9.2 Detallamiento transversal



**Figura 3.63 Armado transversal de viga de cimentación**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.15.9.3 Diseño de estribos

Como se sabe, el hormigón es capaz de aumentar una pequeña parte de la fuerza cortante a la que se encuentra sometido, por lo que es necesario reforzar con estribos, separados según indique la norma.

$$V_{concreto} = 0.53\sqrt{f'c * b * d}$$

$$V_{concreto} = 0.53\sqrt{210 * 40 * 65}$$

$$V_{concreto} = 343.047 = 34347.3 \text{ kgf}$$

$$V_{max} = 30.32 \text{ Ton} = 30320 \text{ kgf}$$

$$Vs = \frac{Vc - \phi Vc}{\phi}$$

$$Vs = \frac{30320 - 0.75 * 34347.3}{0.75}$$

$$Vs = 6078.74 \text{ kgf}$$

$$Vs = \#estribos * AsFy$$

$$\#estribos = \frac{Vs}{AsFy}$$

$$\frac{d}{s} = \frac{Vs}{AsFy}$$

$$s = \frac{d * As * Fy}{Vs}$$

Se asume estribos  $\Phi 10$

$$estribo \phi 10 \ As = 0.785$$

$$s = \frac{70 * 0.785 * 2 * 4200}{6078.74}$$

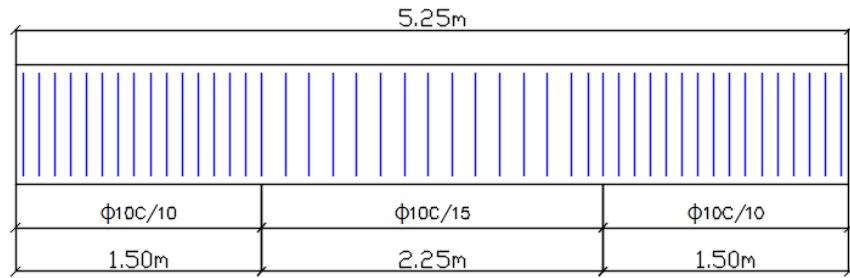
$$s = 14.24 \text{ cm}$$

Espaciamiento mínimo según ACI

$$S_{max} = \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm} \\ 6 db = 6 * 2.5 = 15 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \leftarrow rige \end{cases}$$

*Usamos  $\phi 10$  cada 10*

Po lo tanto, en los extremos de la viga se colocará estribos  $\Phi 10$  espaciados 10 cm un tramo de 1.50m, y en la parte central el espaciamiento será de 15 cm.



**Figura 3.64 Espaciamiento mínimo entre archivos.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.15.9.4 Refuerzo debido a la flexión

$$M = 2.84 \text{ ton} * m$$

$$As = \frac{30M}{d}$$

$$As = \frac{30 * 2.84}{15}$$

$$As = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$\phi 12 \quad \frac{5.67}{1.15} = 4.94$$

$$sep = \frac{100}{4.94} = 20.23 \sim 21 \text{ cm}$$

$$\phi 212 / 21 \text{ cm}$$

### 3.15.9.5 Acero longitudinal

$$As = 0.0018 * b * h$$

$$As = 0.0018 * 100 * 20$$

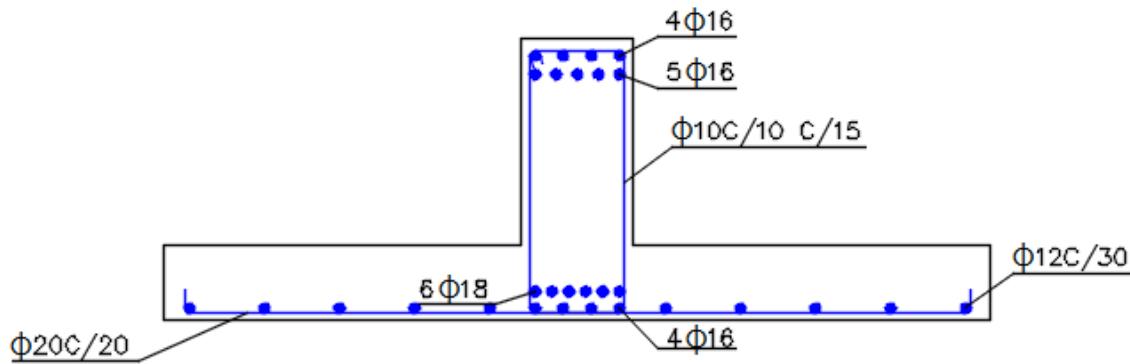
$$As = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\phi 12 \quad \frac{3.6}{1.15} = 3.13 \text{ cm}$$

$$sep = \frac{100}{3.13} = 31.95 \sim 30 \text{ cm}$$

$$\phi 12 / 30 \text{ cm}$$

Detallamiento final



**Figura 3.65 Armado longitudinal y transversal de zapata**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.16 Regularización ambiental

#### 3.16.1 Descripción general de la actividad:

En todo proyecto de infraestructura civil se requiere analizar y mitigar los posibles impactos ambientales que este podría generar. Para esto, existe un marco legal donde se detallan las consideraciones que se deben tener en cuenta para su regularización. Antes de iniciar un proceso de regularización ambiental, es necesario conocer el tipo de permiso ambiental que le corresponde al proyecto, el cual puede ser un registro ambiental, licencia ambiental o certificado ambiental.

El Ministerio del Ambiente ecuatoriano pone a disposición en su portal web un catálogo de categorización a través del sistema único de información ambiental (SUIA). Debido a que el presente proyecto corresponde a una infraestructura civil menor a 5000 metros cuadrados, el sistema lo categoriza como un trámite de certificación ambiental, el cual no tiene ningún costo y puede ser solicitado y emitido inmediatamente.



**Figura 3.66 Consulta de actividades ambientales según el tipo de proyecto**

Fuente: SUIA 2018

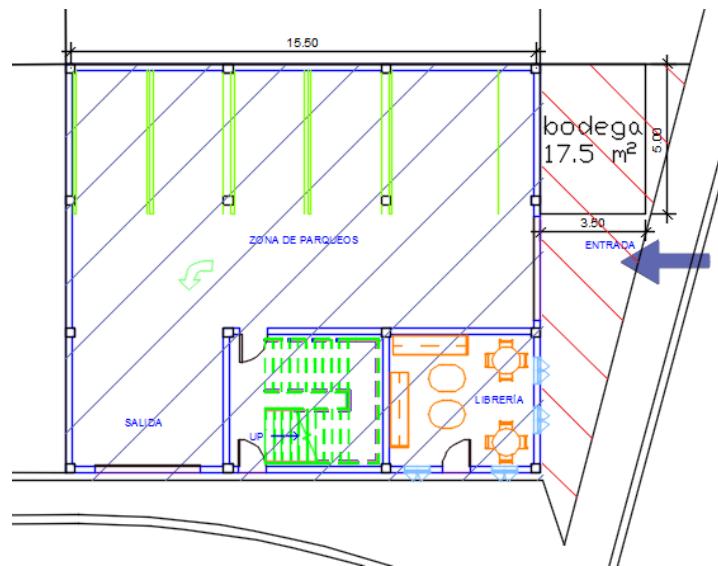
Con el fin de reducir el impacto ambiental negativo que se genera por las actividades desarrolladas en el proyecto, se recomienda implementar las medidas expuestas en la guía de buenas prácticas ambientales para el sector de la construcción menor o igual a 20.000 metros cuadrados para las fases de diseño y construcción del proyecto.

### **3.16.2 Recomendaciones**

#### **3.16.2.1 Fase de diseño**

Optimizar el área total disponible del proyecto, de manera que se obtenga el área regular máxima posible para la edificación.

El terreno disponible para el proyecto posee un área en la que no se prevé construir, esta área será aprovechada para construir una bodega de almacenamiento de equipos y materiales durante la fase de construcción, de esta manera se aprovechan los recursos del área. Las dimensiones de la bodega son de 3.5 metros de ancho por 5 metros de largo, con un área de 17.5 metros cuadrados.

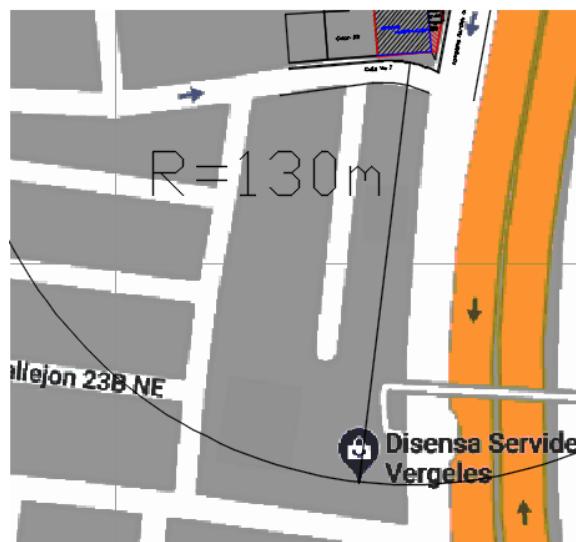


**Figura 3.67 Implantación del proyecto**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Se recomienda comprar los materiales de construcción en centros de distribución ubicados hasta una distancia de 5 kilómetros a la redonda.

Se localizó el centro de distribución de materiales de construcción “Disensa”, de donde se obtendrá los materiales necesarios para la obra. Este local está ubicado a 130 metros del sitio del proyecto; todo esto con el fin de minimizar el consumo energético derivado del transporte.



**Figura 3.68 Distribuidor más cercano al sitio del proyecto.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Se priorizará el abastecimiento de materiales de construcción en los establecimientos cercanos al proyecto en un diámetro de 50 metros a la redonda, los cuales son los siguientes:

- Depósito de madera “El chivo N° 2”
- Ferretería “El sargento”
- Ferretería “El constructor”
- Ferretería “Welcome”

### **3.16.2.2 Fase de Construcción**

Se constatará que las fundas de cemento se encuentren selladas y en buenas condiciones, además se verificará que el material pétreo llegue en base a la granulometría requerida.

No se aceptarán fundas deterioradas o que manifiesten señales de endurecimiento del cemento, este será almacenado en la bodega sobre una pallet de madera, verificando que se encuentre seca, la forma de colocación será apilando las fundas una sobre otra con un máximo de 10 fundas, además será cubierto con plástico para protegerlo de la humedad.



**Figura 3.69 Material de construcción apilado en pallets**

Fuente: (tehosmotrmsk, 2018)

Se verificará que los perfiles metálicos, mampostería y el acero de refuerzo lleguen a la obra sin ningún tipo de deterioro o desgaste mecánico. Para garantizar su eficiencia los suministradores entregarán al constructor, quien a su vez los entregará al director de la ejecución de la obra, los documentos de identificación del producto.

Los documentos a entregar serán al menos los siguientes:

- Los documentos de origen, hoja de suministro y etiquetado.
- El certificado de garantía del fabricante, firmado por persona física.

Además se tendrá en cuenta la fecha de caducidad de los materiales para evitar la generación de residuos.

A pesar de que no existe una normativa vigente que fije horarios precisos para proteger a vecinos de daños acústicos y vibraciones provocadas por obras en construcción, la guía de buenas prácticas ambientales para el sector de la construcción recomienda optimizar el funcionamiento de la concretara, aplanadora, gallinetas, y demás maquinaria para evitar la emisión de ruido en los alrededores, en horarios en los que puedan perturbar el descanso de las personas del entorno, por lo que se estableció el siguiente horario de trabajo:

De lunes a viernes de 7:30 a.m. a 5:00 p.m. y sábados de 8:00 a.m. a 1:00 p.m.

Los materiales que no se encuentren en la bodega de almacenamiento provisional se colocarán sobre pallets y serán cubiertos con plástico o lona para evitar el daño ocasionado por la luz solar y/o lluvia.



**Figura 3.70 Protección de materiales de construcción contra la humedad**

Fuente: (arquitectos bogota, 2017)

### **3.16.3 Seguridad en el trabajo.**

Se identifican los usos de principales materiales peligrosos en el proyecto y su impacto en la salud.

**Tabla 3.18 Impacto en la salud de la mano de obra según los materiales.**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

MATERIALES	USOS	IMPACTO EN LA SALUD
PLOMO	Soldaduras y pinturas	Su inhalación, ingestión o absorción a través de la piel puede generar enfermedades patológicas
CEMENTO	Material conglomerante en la elaboración de concreto	Irritación ocular, enfermedades en la piel, complicaciones en las vías respiratorias, bronquitis crónica

Los equipos de protección personal que deberán emplear los trabajadores para protegerse de posibles lesiones o contaminantes durante el uso de materiales peligrosos son los siguientes:



**Figura 3.71 Equipos de protección personal**

Fuente: (viae, 2017)

### 3.16.3.1 **Calzado de seguridad**

Será usado en todo momento dentro de la obra, dependiendo del tipo de trabajo. El calzado será de cuero, suela de goma y punta metálica, en caso de estar expuesto a

riesgo eléctrico la punta deberá ser de PVC. No podrá ingresar a obra personal que no cumpla con estos requerimientos.

### **3.16.3.2     *Guantes de Trabajo.***

El tipo de guantes por su material, han sido elegidos de acuerdo a la actividad a realizar.

**Tabla 3.19 Material del guante dependiendo de la actividad**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

Actividad	Material Presente
Soldadura	Descarne
Albañilería	Tela / cuero
Descarga de materiales	Descarne
Trabajos eléctricos	Dieléctrico

### **3.16.3.3     *Casco de seguridad.***

El casco de seguridad será usado en todo momento dentro de la obra. Se prohíbe utilizar el casco con la visera hacia la espalda, tampoco se utilizaran gorras debajo del casco, ya que la amortiguación de éste se verá afectada.

Si el casco de seguridad presenta fisuras o se encuentra deteriorado en alguna de sus partes será reemplazado de inmediato.

### **3.16.3.4     *Protección facial/ ocular.***

Para el proceso de soldadura se utilizaran caretas de soldador que protejan totalmente la cara. Para la fundición de concreto se utilizaran anteojos que protejan los ojos de forma frontal.

### **3.16.3.5     *Protección respiratoria.***

Se utilizarán mascarillas de retención mecánica, en los procesos de soldadura, descarga de materiales, fundición del concreto y en los demás procesos que involucren la presencia de material particulado.

### **3.16.3.6     *Ropa de trabajo.***

Se mantendrán ajustados los puños y mangas de las camisas. No podrá ingresar a la obra personal con accesorios personales (anillos, cadenas, relojes, etc.), ya que pueden generar riesgos al momento de operar las maquinarias.

### **3.16.3.7     *Reducir las emisiones a la atmósfera.***

Para garantizar que la maquinaria que usa motores a diésel y/o gasolina combustionen perfectamente, se les dará su respectivo mantenimiento acorde a la siguiente lista:

#### **Maquinaria pequeña y mediana**

- Soldadora
- Vibradores eléctricos
- Vibradores de combustión
- Martillos neumáticos y eléctricos
- Vibro compactadoras
- Mezcladora concretera

Recibirán mantenimiento cada 100 horas de uso

#### **Maquinaria pesada**

- Volqueta
- Grúa
- Retroexcavadora

Recibirán mantenimiento cada 250 horas de uso.

Se humedecerán constantemente el suelo y las áreas con material suelto para evitar la generación excesiva de material particulado.

Se construirá un ducto provisional hacia un contenedor para la evacuación de los escombros que se generen en los niveles superiores y se colocará una lona alrededor para evitar la emisión de material particulado a la atmósfera.



**Figura 3.72 Ducto y contenedor para residuos sólidos**

Fuente: (Direct Industry, 2015)

#### **3.16.4 Uso racional del agua**

- A. Cuando se haga el curado del hormigón las mangueras que se empleen tendrán llaves de paso a la entrada y salida para facilitar el cierre, con el fin de reducir pérdidas por goteo.
- B. La red de provisión de agua será revisada periódicamente para detectar fugas y así evitar sobreconsumos por escapes.
- C. El agua residual que se genere de la limpieza dentro de la obra será almacenada en reservorios de plástico de 200 litros para facilitar el proceso de decantación de sólidos y reutilizarla cuando sea posible.



**Figura 3.73 Reservorios de plástico**

Fuente: (Mil anuncios, 2017)

- D. Los utensilios y equipos del personal serán lavados con detergentes biodegradables, sin fosfato ni cloro.

### **3.16.5 Gestión de residuos**

- A. Se contratarán gestores de residuos autorizados para el transporte, tratamiento y disposición final de residuos peligrosos y especiales.
- B. Se colocarán contenedores debidamente etiquetados, para clasificar los residuos según su tipo en: Residuos reciclables, residuos putrescibles, desechos peligrosos y/o especiales y residuos de demolición y escombros.

Dentro del contenedor de residuos reciclables, serán depositados los siguientes desechos provenientes de:

- papel y cartón
- botellas de vidrio
- envases de productos no tóxicos
- trapos y ropa
- herramientas viejas.
- acero

Dentro del contenedor de residuos putrescibles, serán depositados los siguientes desechos provenientes de:

- Restos de alimentos
- Comida
- frutas y verduras
- cáscaras de frutas
- yerba
- otros

Dentro del contenedor de desechos peligrosos y/o especiales serán depositados los desechos provenientes de:

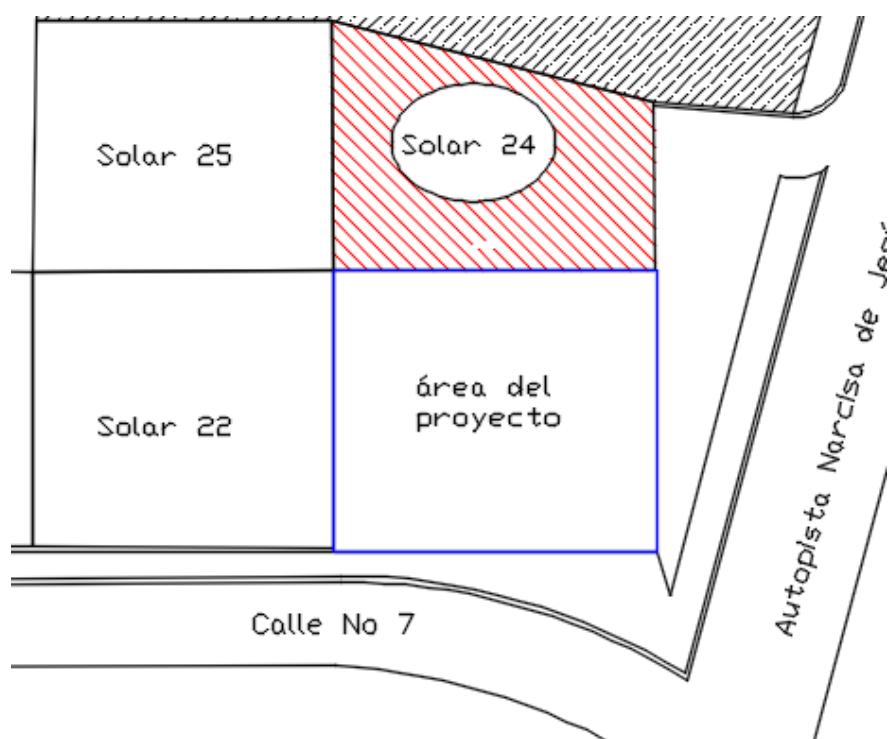
- Pintura (T, I (1) NE-49 Y12)
- lacas y barnices de todo tipo (T, I NE-34 A4140)
- restos de desengrasantes y disolventes (T, I NE-12 Y8)
- Trapos, Guantes y mascarillas sucias (T NE-30 Y18)
- Suelo contaminados (T NE-52 Y18)

Dentro del contenedor de residuos de demolición y escombros serán depositados los desechos provenientes de:

- Áridos
- Escombros
- materiales de demolición
- residuos sobrantes de construcción
- restos de perfiles metálicos y acero de refuerzo
- restos de anclajes
- Discos de sierra
- andamios deteriorados o rotos
- chatarra

C. Una vez clasificados los residuos de demolición y escombros, se separan los materiales reciclables y reutilizables. Los áridos, tierras, escombros, suelo, roca, hormigón y productos bituminosos serán depositados como material de relleno en

el solar 24 ubicado en el terreno adyacente al sitio del proyecto, con el consentimiento del dueño de dicho solar.



**Figura 3.74 Implantación del proyecto y solar donde se desalojará los desechos sólidos**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

### 3.17 Análisis de precios unitarios y presupuesto referencial

Se presenta en este capítulo el análisis de costos y el presupuesto referencial del proyecto, se consideraron los siguientes lineamientos.

- Sólo se considera lo relacionado a la cimentación, hormigón para el área de parqueos y los perfiles estructurales.
- Los rendimientos son referenciales, ya que éstos dependen de la experiencia del contratista, por lo que el presupuesto puede variar. Es por esto que nos referimos al presupuesto como “referencial”
- En el cálculo del costo indirecto del proyecto, se considera a un residente de obra y a un ayudante, los cuales estarán en obra durante todo el proyecto.

- Los precios de los elementos que conforman cada rubro son actuales, y pueden variar dependiendo de tiempo que la obra se ejecute luego de presentado el estudio.

A continuación se presenta el estudio de costo indirecto. El análisis de precios unitarios de cada rubro y el presupuesto referencial de la obra se encuentran en el capítulo anexos.

El precio de la edificación por metro cuadrado es de \$192.81 dólares estadounidenses.

### 3.17.1 Costo indirecto

**Tabla 3.20 Costo indirecto de obra**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

<b>MONTO DE LA OBRA ACTUAL (COSTO DIRECTO)</b>	\$123558.32
<b>MONTO DE CONTRATOS VIGENTES (AÑO)</b>	\$123558.32
<b>INDIRECTOS PERSONAL DE OFICINA/CAMPO</b>	20.05%
<b>TOTAL DE INDIRECTOS</b>	20.05%

**Tabla 3.21 Costo indirecto de personal**

Fuente: Ortiz, R., Pacheco, S., (2018)

COSTOS INDIRECTOS DE PERSONAL DE CAMPO			
PERSONAL DIRECTIVO			
Cant.	Categoría	Salario	Importe
1	Contratista	2000	2,000.00
			-
			2,000.00
PERSONAL TÉCNICO			
Cant.	Categoría	Salario	Importe
1	Residente de obra	900	900.00
1	Ayudante residente	600	600.00
			1,500.00
PERSONAL ADMINISTRATIVO			
Cant.	Categoría	Salario	Importe
1	Contador	700	700.00
1	Secretario/a	700	700.00
			1,400.00
PERSONAL DE SERVICIO			
Cant.	Categoría	Salario	Importe
1	Gestor de residuos	500	500.00
			-
			500.00

# CAPÍTULO 4

## 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Conclusiones

- El análisis por estabilidad, torsión y control de derivas están dentro de los valores permisibles estipulados en la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015.
- El costo total de la estructura metálica es de 158991.20 sin incluir IVA.
- El valor presupuestado no incluye la parte arquitectónica.
- Se hará cimentación unidireccional y sus geometrías serán capaces de soportar las cargas que bajan de la estructura.
- Las derivas máximas por piso no exceden el máximo permisible, citado en la norma NEC 2015.
- Se colocarán columnas metálicas llenas de hormigón ciclópeo de  $f'_c$  210 kg/cm<sup>2</sup>
- Se usarán perfiles europeos IPE para las vigas principales y secundarias
- Las vigas secundarias solo funcionaran para cargas gravitacionales, por lo que sus conexiones solo resisten fuerzas cortantes.
- Las conexiones que conforman los pórticos deberán ser rígidas.
- 2 niveles serán destinados para auditorios, mientras que el restante será destinado para oficinas y aulas.
- La planta baja tendrá área de parqueo, con un espesor de hormigón  $f'_c$  180 kg/cm<sup>2</sup> de 15 cm.

### 4.2 Recomendaciones.

- Hacer un estudio del rendimiento de los trabajadores para cada rubro, de manera que el análisis de precios unitarios y el presupuesto sean más certeros.
- Se debe poseer soldadores calificados para que las conexiones se hagan de acuerdo al diseño, bajo la supervisión de un profesional.
- Seguir la guía de buenas prácticas ambientales para evitar contaminación ambiental.
- Se debe hacer un estudio de suelos más detallados, con el fin de determinar la capacidad admisible del suelo más realista.

- Evitar que los perfiles estructurales sean golpeados o expuestos al agua, para evitar su oxidación.
- Realizar el reforzamiento de la cimentación de acuerdo a lo establecido en los planos estructurales, con el fin de evitar errores durante la construcción.
- Realizar mantenimiento cada cierto tiempo a la estructura, con el fin de aumentar el tiempo de vida útil
- Preservas las muestras de suelo inalteradas, de manera que no pierdan sus características naturales.
- Si se va a realizar cambios arquitectónicos o estructurales en la edificación (aumento de pisos y/o paredes interiores) por más sencilla que parezca, se debe consultar única y exclusivamente a un estructurista, para que apruebe estas modificaciones.

# **Capítulo 5**

## **5. BIBLIOGRAFÍA**

Arquitectos Bogotá. (2017). Obtenido de <http://arquitectosbogota.blogspot.com/2016/04/almacenamiento-adecuado-de-materiales.html>

Das, B. M. (2006). Principios de ingeniería de cimentaciones . Mexico: thomson.

Direct Industry. (2015). Obtenido de <http://www.directindustry.es/fabricante-industrial/tubo-descarga-escombros-82938.html>

Fao. (2018). Fao.org. Obtenido de Consistencia del suelo: [http://www.fao.org/fishery/static/FAO\\_Training/FAO\\_Training/General/x6706s/x6706s08.htm](http://www.fao.org/fishery/static/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706s/x6706s08.htm)

Forsythe, W. (1985). Física de suelos. San Jose, Costa Rica: Instituto Interamericano de cooperacion para la agricltura.

Herrera, P. J. (2005). Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero.

Jaime, S. D. (1998). Deslizamientos . Bucaramanga : Ingeniería de Suelos Ltda.

Javier, C. F. (2013). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.

McCormac, J. C. (2012). Diseño de estructuras de acero . Mexico : Alfaomega.

Robles, F. (2000). Diseño Estructural . Mexico: Azcapotzalco.

Rucks, L. (2004). Propiedades fisicas del suelo. Agronomia .

tehosmotrmsk. (2018). Obtenido de <http://tehosmotrmsk.com/precio-saco-de-cemento-gris.html#>

Valencia, D. A. (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción . direccion de comunicacion social .

viae. (2017). Obtenido de <http://www.viaenegocios.com/2017/07/articulos-seguridad-epp.html>

# **Capítulo 6**

## **6. ANEXOS**