

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

Diseño Estructural del Centro de Artes en el Cantón Tosagua

**PROYECTO INTEGRADOR**

Previo la obtención del Título de:

**Ingeniero Civil**

Presentado por:

**Miguel Ronaldo Bermúdez Valdez**

**Guillermo Andrés Veloz Loayza**

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2019

## DEDICATORIA

A Dios, por llenarme de sabiduría en el camino para afrontar la vida.

A mis padres, por no cortarme el impulso de crecer nunca, por ser pilares fundamentales en la consecución de mis logros, esto es de ustedes.

A mis hermanos, por estar siempre prestos ayudarme en el camino, a mis cuñadas y sobrinos, por llenarme el alma de amor.

A mis amigos por estar presentes y contribuir siempre en todos los ámbitos que me desarrollé.

Miguel Ronaldo Bermúdez Valdez

## DEDICATORIA

En primer lugar, el trabajo va dedicado para Dios, porque si a alguien le debemos todo es a él, por ponernos en el lugar que estamos y brindarnos todas las posibilidades para triunfar en la vida.

A mis padres por guiarme a lo largo de mi vida por el buen camino, sin ellos no estaría donde estoy.

A los docentes porque a lo largo de nuestra vida académica nos formaron para afrontar el mundo en el ámbito profesional.

A nuestros compañeros que supieron brindarnos la mano y dar su apoyo en momentos donde lo necesitamos.

Guillermo Andrés Veloz Loayza

## AGRADECIMIENTOS

Nuestros más sinceros agradecimientos a nuestros tutores de tesis, Ing. Guillermo Muñoz Villa, Ing. Luis De Grau Vidal, Dr. Carlos Rodríguez Díaz y al Dr. Miguel Ángel Chávez por transmitirnos sus conocimientos y siempre tener la predisposición para formarnos hasta el final de nuestra carrera.

A todos los docentes que a lo largo de nuestra vida universitaria contribuyeron en la formación académica e integral.

A nuestros compañeros por brindarnos su ayuda incondicional en momentos apremiantes a lo largo de estos años.

Miguel Ronaldo Bermúdez Valdez

Guillermo Andrés Veloz Loayza

## DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; **Miguel Ronaldo Bermúdez Valdez y Guillermo Andrés Veloz Loayza** 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”

Miguel Ronaldo Bermúdez Valdez

Guillermo Andrés Veloz Loayza

## EVALUADORES

.....  
**PhD. Miguel Ángel Chávez Moncayo**

PROFESOR DE LA MATERIA

.....  
**Ing. Guillermo Javier Muñoz Villa**

PROFESOR TUTOR

## **RESUMEN**

El presente proyecto pretende formar integralmente a la sociedad Tosagüense en el ámbito cultural estableciendo practicas perennes para niños, jóvenes y adultos en un espacio que pase de ser cursos vacacionales a cursos diarios de música, danza, teatro entre otros.

Por lo cual el desarrollo del edificio Centro de Artes en el cantón es de vital importancia, de la misma forma la estructura de acero representa un avance constructivo para el cantón, al no existir edificaciones sismorresistentes de tal envergadura.

El desarrollo sismorresistente del edificio Centro de artes, comprende dos estructuras de acero un pabellón de Oficinas y otro pabellón del Auditorio, que satisface los espacios arquitectónicos solicitados, utilizando pórticos de acero resistentes a momentos.

Los pabellones cumplieron con las normas NEC-2015, ASCE 7-10, ANSI/AISC 341-10, ANSI/AISC 358-10, ANSI/AISC 360-10, para el predimensionamiento de los elementos estructurales, se estableció el modelamiento estructural, donde se introdujo el material, secciones, parámetros del espectro de diseño al tratarse de un análisis dinámico, luego se realizaron las comprobaciones sismorresistentes de los elementos estructurales que se solicitan en las normativas, como derivas de piso, índice de estabilidad, secciones moderadamente dúctiles. De igual manera, se diseñó la subestructura para que este soporte las cargas transmitidas por la superestructura. Debido a la estratigrafía que presentó el suelo en el estudio geotécnico se propuso una viga de cimentación.

El diseño estructural Centro de Artes de Tosagua, cumple con las normativas sismorresistentes utilizadas, así como también en la parte económica se consideró la optimización de recursos.

**Palabras Clave:** Diseño Sismo Resistente, Conexiones Soldadas, Estructura Acero, Análisis Estructural, Espectro de Diseño.

## **ABSTRACT**

*The present project intends to be an integral part of the Tosagüense society in the cultural field, to establish practical practices for children, young people and adults in a space that goes beyond being courses of music, dance and theater courses, among others.*

*As the development of the Arts Center building in the canton is of vital importance, the steel structure represents a constructive advance for the canton, as there are no earthquake-resistant buildings of such magnitude.*

*The seismic development of the Centro de Artes building includes two steel structures, an office pavilion and another auditorium pavilion, which satisfies the requested architectural spaces, using steel frames in recent times.*

*The pavilions complied with the standards NEC-2015, ASCE 7-10, ANSI / AISC 341-10, ANSI / AISC 358-10, ANSI / AISC 360-10, for the pre-dimensioning of structural elements, structural modeling was established, where the material, sections, parameters of the design spectrum were introduced as it was a dynamic analysis, then the seismic tests of the structural elements requested in the regulations were made, such as floor drifts, stability index, moderately ductile sections. In the same way, the substructure was designed so that it supports the loads transmitted by the superstructure. Due to the stratigraphy presented by the soil in the geotechnical study, a foundation beam was proposed.*

*The structural design Centro de Artes de Tosagua, complies with the seismic resistant regulations used, as well as in the economic part, the optimization of resources was considered.*

**Keywords:** *Resistant Earthquake Design, Welded Connections, Steel Structure, Structural Analysis, Design Spectrum.*

## ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES.....	6
RESUMEN.....	I
<i>ABSTRACT</i> .....	II
ÍNDICE GENERAL .....	III
ABREVIATURAS.....	VIII
SIMBOLOGÍA.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
ÍNDICE DE PLANOS.....	XV
CAPÍTULO 1.....	1
1. Introducción.....	1
1.1 Descripción del problema.....	1
1.2 Justificación del problema.....	1
1.3 Objetivos .....	3
1.3.1 Objetivo General.....	3
1.3.2 Objetivos Específicos .....	3
1.4 Marco Teórico .....	4
1.4.1 Acero estructural.....	4
1.4.1.1 Propiedades del acero .....	4
1.4.1.2 Tipos de acero estructural .....	5
1.4.1.2.1 Acero ASTM A36 .....	6
1.4.1.3 Tipos de perfiles de acero estructural .....	6
1.4.1.3.1 Perfiles de acero laminados en caliente.....	7
1.4.2 Tipos de estructuras metálicas .....	7
1.4.2.1 Vigas y columnas de alma llena con perfiles.....	8
1.4.2.1.1 Ventajas de los perfiles laminados de alma llena .....	8
1.4.2.1.2 Desventajas de los perfiles laminados de alma llena.....	8
1.4.3 Cargas de diseño.....	9

1.4.3.1	Cargas muertas o permanentes .....	9
1.4.3.2	Cargas vivas.....	11
1.4.3.3	Cargas sísmicas.....	12
1.4.4	Conexiones soldadas .....	12
1.4.4.1	Ventajas de las conexiones soldadas .....	12
1.4.4.2	Tipos de soldadura.....	13
1.4.4.2.1	Soldadura de ranura .....	13
1.4.4.2.2	Soldadura de filete .....	14
1.4.4.3	Requisitos de AISC/ASD soldaduras precalificadas.....	14
1.4.4.4	Proceso de soldadura .....	15
1.4.4.4.1	Soldadura por arco eléctrico protegido (SMAW).....	15
1.4.5	Placa base para columnas.....	16
1.4.6	Pernos de anclaje .....	17
1.4.7	Cimentación.....	18
1.4.7.1	Cimentaciones superficiales.....	18
1.4.7.1.1	Vigas de cimentación.....	19
CAPÍTULO 2.....		20
2.	Metodología.....	20
2.1	Definición de cargas gravitacionales.....	21
2.1.1	Cargas muertas .....	21
2.1.2	Cargas vivas .....	21
2.2	Espectro de Diseño.....	21
2.3	Predimensionamiento de los elementos estructurales .....	23
2.3.1	Combinación de cargas .....	23
2.3.2	Predimensionamiento de vigas principales.....	24
2.3.3	Predimensionamiento de columnas.....	25
2.3.4	Predimensionamiento de vigas secundarias.....	25
2.3.5	Diseño de losa prefabricada .....	25
2.4	Diseño definitivo.....	26
2.4.1	Diseño Sismo resistente .....	26

2.4.1.1	Secciones definitivas.....	26
2.4.1.2	Comprobación de derivas de piso .....	26
2.4.1.3	Índice de estabilidad por piso .....	26
2.4.1.4	Chequeo de miembros moderadamente dúctiles .....	27
2.4.1.5	Criterio Columna Fuerte- Viga Débil.....	27
2.4.1.6	Torsión Accidental.....	28
2.4.2	Diseño de Conexiones.....	29
2.4.2.1	Conexión Viga-Columna con el eje fuerte .....	29
2.4.2.2	Conexión Viga-Columna con el eje débil.....	31
2.4.2.3	Conexión Viga-Viga.....	34
2.4.2.4	Conexión Columna-Columna .....	34
2.4.3	Diseño Placa base .....	34
2.4.4	Diseño de la cimentación.....	36
2.4.4.1	Resistencia por capacidad de carga .....	41
CAPITULO 3.....		44
3. RESULTADOS Y ANALISIS.....		44
3.1	Espectro de diseño elástico e inelástico .....	44
3.2	Modelamiento estructural.....	45
3.2.1	Pabellón Oficinas.....	45
3.2.2	Pabellón Auditorio.....	46
3.3	Predimensionamiento por resistencia última.....	46
3.3.1	Asignación de cargas sobreimpuestas .....	46
3.3.2	Predimensionamiento elementos estructurales .....	49
3.4	Secciones definitivas, eficiencia y modos de vibración .....	50
3.5	Comprobaciones sismorresistentes Oficinas .....	52
3.5.1	Derivas de piso .....	52
3.5.2	Índice de estabilidad .....	53
3.6	Comprobaciones sismorresistentes Auditorio .....	54
3.6.1	Derivas de piso .....	54
3.6.2	Índice de estabilidad .....	55

3.7 Conexiones .....	56
3.7.1 Pabellón auditorio .....	56
3.7.2 Pabellón Oficina.....	62
3.8 Placa base .....	67
3.9 Viga de Cimentación .....	69
3.9.1 Pabellón de oficina .....	69
3.9.2 Pabellón de Auditorio.....	72
3.9.3 Capacidad de Carga.....	73
3.10 Presupuesto Referencial .....	75
CAPÍTULO 4.....	79
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	79
4.1 Conclusiones.....	79
4.2 Recomendaciones .....	81
BIBLIOGRAFÍA.....	82
ANEXO 1 .....	83
A.1 ESPECTRO DE DISEÑO.....	83
ANEXO 2 .....	85
A.2 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	85
ANEXO 3.....	90
A.3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES.....	90
A.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS .....	90
A.3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS .....	91
A.3.4 DISEÑO DE LOSA PREFABRICADA.....	92
ANEXO 4 .....	94
A.4.1 SECCIONES MODERADAMENTE DUCTILES .....	94
A.4.2 DERIVAS DE PISO.....	95
A.4.3 INDICE DE ESTABILIDAD.....	99

A.4.4 CRITERIO COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL.....	102
ANEXO 5.....	110
A.5 CONEXIONES SOLDADAS.....	110
ANEXO 6.....	115
A.6 DISEÑO DE PLACA BASE .....	115
ANEXO 7 .....	116
A.7 VIGA DE CIMENTACIÓN .....	116
ANEXO 8.....	119
A.8 IMPACTO AMBIENTAL .....	119
GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS AMBIENTALES .....	129
A.8.1 FASE DE DISEÑO .....	129
A.8.2 FASE DE CONSTRUCCIÓN .....	129
ANEXO 9.....	133
A.9 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y CANTIDADES.....	133

## **ABREVIATURAS**

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
CG	Cargas Gravitacionales
DS	Diseño Sismo Resistente
GAD	Gobierno Autónomo Descentralizado
ANSI	American National Standards Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Engineers
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society of Testing Materials
AWS	American Welding Society
SMAW	Shielded Metal Arc Welding
GMAW	Gas Metal Arc Welding
FCAW	Flux Cored Arc Welding
E70XX	Electrodo con Resistencia de 70ksi
SPT	Standard Penetration Test
LRFD	Load and Resistance factor design
MAE	Ministerio del medio Ambiente del Ecuador
SUIA	Servicio Único de Información Ambiental
MSNM	Metros sobre el nivel del mar
Hbts	Habitantes
EPP	Equipos de Protección Personal

## SIMBOLOGÍA

m	Metros
cm	Centímetros
mm	Milímetros
ksi	Kilo libras de fuerza por pulgada cuadrada
°F	Grados Fahrenheit
KN/m <sup>3</sup>	Kilo Newton por metro cúbico
KN/m <sup>2</sup>	Kilo newton por metro cuadrado
Plg	pulgada
D	Carga muerta sobreimpuesta
L	Carga Viva sobreimpuesta
E	Carga sísmica
N	Longitud placa base
Kg/m <sup>2</sup>	Kilogramo fuerza por metro cuadrado
Kg/cm <sup>2</sup>	Kilogramo fuerza por centímetro cuadrado
$q_{adm}$	Esfuerzo admisible
Fa	Coeficiente de amplificación de aceleraciones
Fd	Coeficiente de amplificación de desplazamientos
Fs	Coeficiente de amplificación no lineal de suelos
To	Periodo límite de vibración del espectro
T	Periodo fundamental de la estructura
Tc	Periodo límite de vibración del espectro
Z	Factor de zona sísmica
Ton/m <sup>2</sup>	Toneladas por metro cuadrado
Ton/m	Tonelada por metro lineal
UY	Desplazamientos en el eje Y
UX	Desplazamientos en el eje X
Qadm	Índice de estabilidad de piso admisible
PL	Placa metálica
Ai	Área de influencia para columnas
H	Altura
e	Espesor
$\Phi F_{cr}$	Esfuerzo de compresión de la columna

$\Phi$	Diámetro de la varilla de acero
Z	Modulo plástico de la sección
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero
F'c	Esfuerzo de compresión del concreto
Kw/h	Kilowatt por hora

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Área de influencia de construcción[Google Earth].....	2
Figura 1.2 Perfiles laminados en caliente .....	7
Figura 1.3 Estructura con perfiles laminados de alma llena .....	8
Figura 1.4 Ejemplo de conexión soldada.....	12
Figura 1.6 Soldadura de ranura de penetración parcial.....	13
Figura 1.5 Soldadura de ranura de penetración completa.....	13
Figura 1.7 Soldadura de filete.....	14
Figura 1.8 Proceso de soldadura SMAW .....	15
Figura 1.9 Placa base soldada a columna.....	16
Figura 1.10 Pernos de anclaje.....	17
Figura 1.11 Cimentaciones superficiales y profundas .....	18
Figura 1.12 Viga de cimentación .....	19
Figura 2.1 Espectro elástico horizontal de diseño .....	22
Figura 2.2 Análisis de las fuerzas aplicadas en este módulo .....	35
Figura 3.1 Espectro de diseño elástico e inelástico.....	44
Figura 3.2 Vista en 3D, edificio de Oficinas.....	45
Figura 3.3 Vista 3D, edificio Auditorio.....	46
Figura 3.4 Sismo en Dirección X, Portico 1 .....	52
Figura 3.5 Sismo en dirección Y, Oficina Pórtico A .....	53
Figura 3.6 Sismo en dirección X, Pórtico 1.....	54
Figura 3.7 Sismo dirección Y, Auditorio pórtico B.....	55
Figura 3.8 Variables asignadas a las placas de los patines .....	59
Figura 3.9 Variables asignadas a la placa del alma .....	59
Figura 3.10 Dimensiones en cm de placa base, vista en planta.....	67
Figura 3.11 Espesor en cm de placa base, vista frontal .....	67
Figura 3.12 Vista en 3D de la placa base con la columna .....	67
Figura 3.13 Ubicación de los pernos de anclaje.....	68
Figura 3.14 Dimensiones en cm del perno de anclaje .....	68
Figura 3.15 Sección transversal de la cimentación del pabellón oficina.....	69

Figura 3.16 Diagrama de momento flector del pabellón Oficina .....	70
Figura 3.17 Cortante y momento flector máximo del pabellón Oficina .....	70
Figura 3.18 Sección transversal de la cimentación del pabellón auditorio .....	72
Figura 3.19 Diagrama de momento flector del pabellón auditorio .....	73
Figura 3.20 Cortante y momento flector máximo del pabellón auditorio .....	73

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Pesos unitarios de materiales de construcción.....	10
Tabla 1.2 Sobrecargas mínimas uniforme y/o distribuidas .....	11
Tabla 1.3 Espesores mínimos para soldadura de filete .....	15
Tabla 2.1 Valores de $R_u$ .....	39
Tabla 2.2 Parámetros del suelo según su clase .....	41
Tabla 2.3 Parámetros para suelos cohesivos según ensayo SPT.....	42
Tabla 2.4 Factores de capacidad de carga según Terzaghi (1943).....	43
Tabla 3.1 Parámetros del espectro elástico e inelástico de Diseño.....	44
Tabla 3.2 Carga muerta sobreimpuesta por piso.....	46
Tabla 3.3 Cargas sobreimpuestas al pabellón de Oficinas.....	47
Tabla 3.4 Cargas sobreimpuestas al pabellón del Auditorio.....	48
Tabla 3.5 Predimensionamiento columnas oficinas.....	49
Tabla 3.6 Predimensionamiento columnas auditorio .....	49
Tabla 3.7 Predimensionamiento vigas oficinas.....	49
Tabla 3.8 Predimensionamiento vigas auditorio .....	49
Tabla 3.9 Modos de vibración de los pabellones.....	50
Tabla 3.10 Chequeo de secciones definitivas del pabellón Auditorio .....	50
Tabla 3.11 Chequeo de secciones definitivas del pabellón Oficinas .....	51
Tabla 3.12 Eficiencia de los elementos estructurales del Centro de Artes .....	51
Tabla 3.13 Derivas de piso, dirección X .....	52
Tabla 3.14 Derivas de piso dirección Y, Oficinas .....	53
Tabla 3.15 Índice de estabilidad Oficinas .....	53
Tabla 3.16 Derivas de piso dirección X, Auditorio .....	54
Tabla 3.17 Derivas de piso dirección Y, Auditorio .....	55
Tabla 3.18 Índice de estabilidad, Auditorio.....	55
Tabla 3.19 Tamaños de placas para la conexión .....	56
Tabla 3.20 Detalle de soldadura HEB 360-IPN 600 .....	56
Tabla 3.21 Detalle de la soldadura HEB 300-IPE 400.....	57
Tabla 3.22 Detalle de soldadura HEB 280-IPE 360.....	58
Tabla 3.23 Dimensiones de placa para los patines .....	58
Tabla 3.24 Dimensiones de placa para el alma.....	59
Tabla 3.25 Detalle de la soldadura .....	60
Tabla 3.26 Detalle de soldadura IPE 300 .....	61

Tabla 3.27 Tamaños de placas para la conexión .....	62
Tabla 3.28 Detalle de soldadura HEB 400- IPE 400.....	62
Tabla 3.29 Detalle de soldadura HEB 360- IPE 360.....	63
Tabla 3.30 Detalle de soldadura HEB 300- IPE 360.....	64
Tabla 3.31 Dimensiones de placa para los patines .....	64
Tabla 3.32 Dimensiones de placa para el alma.....	65
Tabla 3.33 Detalle de la soldadura .....	65
Tabla 3.34 Detalle de soldadura IPE 240 .....	66
Tabla 3.35 Detalle del refuerzo de la cimentación.....	69
Tabla 3.36 Detalle del refuerzo de la cimentación.....	72
Tabla 3.37 Parámetros obtenidos del estudio de suelo .....	73
Tabla 3.38 Presupuesto referencial, Pabellón Oficina.....	75
Tabla 3.39 Presupuesto referencial, Pabellón Auditorio.....	77

## **ÍNDICE DE PLANOS**

- PLANO 1 Plano de vigas de cimentación - Auditorio
- PLANO 2 Plano de vigas metálicas - Auditorio
- PLANO 3 Plano de vigas metálicas perspectiva 3D - Auditorio
- PLANO 4 Plano de vigas de cimentación - Oficina
- PLANO 5 Plano de vigas metálicas - Oficina
- PLANO 6 Plano de vigas metálicas perspectiva 3D - Oficina
- PLANO 7 Detalles de soldadura - Conexiones
- PLANO 8 Detalles de soldadura, Placa Base - Conexiones

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Descripción del problema

El cantón Tosagua, de la provincia de Manabí ubicado geográficamente en el centro, es una ciudad en pleno desarrollo, en ámbitos, urbanísticos, ingenieriles, social y cultural.

En la actualidad existen pocos edificios institucionales que acojan las necesidades de la población en la parte cultural, sin embargo, hay cursos vacacionales ofertados por el GAD de Tosagua para niños, jóvenes y adultos, donde se incentiva la formación en áreas como: música, canto, danza y teatro.

Desafortunadamente no se cuenta con espacios que incentiven la práctica diaria en los ciudadanos, por lo que el aprendizaje cultural se ve truncado, debido a que los periodos de enseñanza son netamente vacacionales y resulta complicado establecer un proceso de aprendizaje con resultados visibles.

Adicionalmente no hay estructuras en el cantón que cuenten con los requerimientos necesarios para presentaciones teatrales, áreas de ensayos musicales entre otros.

### 1.2 Justificación del problema

Desarrollar el proyecto de un edificio Centro de Artes en el cantón resulta importante, porque cuenta con espacios para la incentivación cultural permanente.

El impacto social que se establecerá es importante, debido a que se contará con nuevas áreas para la fomentación de la cultura en el cantón, así como también desarrollar la estructura en acero es un avance con impacto constructivo y social, para la comunidad que sea parte del

proyecto porque no se registran edificios con material de acero, diseñados con especificaciones sismorresistentes en el cantón.

El mayor beneficio va enfocado para las nuevas generaciones que crecerán en un ámbito cultural perenne, impulsando a la sociedad a crear valor desde temprana edad.

El espacio geográfico se muestra en la figura 1.1, una zona que adicional al espacio que puede brindar, aporta al crecimiento territorial del cantón.



**Figura 1.1 Área de influencia de construcción [Google Earth]**

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

Elaborar el diseño estructural sismorresistente del edificio Centro de Artes del cantón Tosagua, que comprende dos pabellones para satisfacer los espacios arquitectónicos solicitados, utilizando sistemas de pórticos especiales de acero estructural resistentes a momentos.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

1. Estimar cargas gravitacionales de acuerdo a la NEC 2015 y realizar el predimensionamiento de las secciones.
2. Realizar el análisis estructural mediante un software computacional SAP 2000.
3. Determinar el diseño definitivo de la estructura, comprobando los chequeos sismorresistentes establecidos por las normas NEC 2015, ANSI/AISC 360-10, ANSI/AISC 341-10, ANSI/AISC 358-10, ASCE 7-10
4. Elaborar los planos estructurales del edificio Centro de Artes, presupuestos de construcción y guía de buenas prácticas ambientales.

## **1.4 Marco Teórico**

### **1.4.1 Acero estructural**

El acero estructural es uno de los materiales más usado alrededor del mundo en la construcción de estructuras. La composición del acero es del 98% de hierro y cantidades menores al 1% de carbono y lo que resta en pequeñas cantidades de minerales como el manganeso, lo que mejora su resistencia, el fósforo, azufre, sílice y vanadio para mejorar su soldabilidad y resistencia a la intemperie. La mayor ventaja que presenta es su gran resistencia a la compresión y a la tensión.

La industria de la construcción ha diseñado diferentes tipos de secciones y tipos de acero según su resistencia que se acoplan de acuerdo a las necesidades de la estructura que se espera construir.

Los perfiles más comunes que se aplican en la construcción de edificios estructurales son: IPE, HEB , L, T, C, O. Ejemplos en donde se usan este tipo de perfiles puede ser: edificios, instalaciones de industrias, puentes colgantes, atirantados, etc.

#### **1.4.1.1 Propiedades del acero**

Es indispensable conocer las propiedades mecánicas del acero, como también la capacidad para resistir esfuerzos para seleccionar el material para la construcción del edificio metálico

##### **a) Alta Resistencia**

La alta resistencia del acero por unidad de peso con relación al hormigón armado implica una disminución importante en el peso de la estructura, minimizando a su vez el costo del material y fabricación.

### **b) Elasticidad**

Siguiendo la ley de Hooke, es la capacidad que tiene el acero a deformarse de manera proporcional según la fuerza aplicada. Esto hace que su comportamiento se acerque más al modelo de diseño que otros materiales.

### **c) Durabilidad**

El acero comparado con otros materiales cuenta con un tiempo de vida muy amplio y es un buen aliado contra las inclemencias del tiempo. Con el mantenimiento adecuado se puede alargar aún más su vida útil, en aceros modernos bajo ciertas condiciones no se requiere mantenimiento a base de pintura.

### **d) Ductilidad**

Es la propiedad que tiene un material de resistir altas deformaciones bajo altos esfuerzos sin producirse la falla.

### **e) Tenacidad**

Es la capacidad que tiene un material de absorber energía en grandes cantidades. El acero estructural es tenaz, es decir, posee tanto resistencia como ductilidad.

#### **1.4.1.2 Tipos de acero estructural**

Existen muchos tipos de acero en el que varían las propiedades de este según su composición química. Estas propiedades pueden ser: la resistencia a la fluencia y fractura, la soldabilidad, resistencia a la corrosión, etc.

El acero estructural más común en la industria es el ASTM A36, pero existen muchos otros tipos como el ASTM A 588 Gr A, ASTM A 283 Gr C, ASTM A 572, entre otros. Se

necesita realizar una descripción de los aceros estructurales más comunes de acuerdo a su aplicación en la industria local, de esta manera se seleccionará el más adecuado de acuerdo al caso que se requiera. Por lo general se escoge el tipo de acero conforme a factores como el peso, tamaños, mantenimiento y deflexiones.

Para miembros a tensión en donde se necesitará más resistencia a la fluencia de los elementos estructurales resultará económico, ya que la tasa de crecimiento del precio en relación a la resistencia no es proporcional.

#### **1.4.1.2.1 Acero ASTM A36**

Es una aleación de acero al carbono con mediana resistencia y buena soldabilidad, los usos más comunes que se da con este tipo de acero son: placas de conexión, anclajes de barras redondas lisas y perfiles, cuerdas superiores e inferiores de armadura, montantes y diagonales de armadura, largueros, contravientos de cubierta, etc. El esfuerzo de fluencia para este acero es 36 ksi.

#### **1.4.1.3 Tipos de perfiles de acero estructural**

Actualmente el acero puede laminarse en una variedad de perfiles comerciales que se fabrican según su tamaño y forma dependiendo del uso que se le dará, de tal manera que no se note un cambio considerable en sus propiedades físicas. Los perfiles más satisfactorios para el uso son los que ofrecen grandes ventajas, esto se consigue con propiedades de módulo de sección o momento de inercia alto en comparación al área de la sección transversal. Los perfiles que más se adaptan a estas propiedades son los I y los canales.

#### 1.4.1.3.1 Perfiles de acero laminados en caliente

Es el acero que ha pasado por rodillos a temperaturas de 1700 °F, superando la temperatura de recristalización de la mayoría de los aceros. Esto resulta en un acero moldeable y productos más trabajables. Para el procesamiento el acero laminado en caliente los fabricantes parten de un trozo rectangular llamado palanquilla. Esta se calienta y luego es enviada para preprocesamiento, donde es aplanada obteniendo un grande rollo. Finalmente, el rollo pasa a través de unos rodillos manteniendo su alta temperatura logrando las dimensiones definitivas.

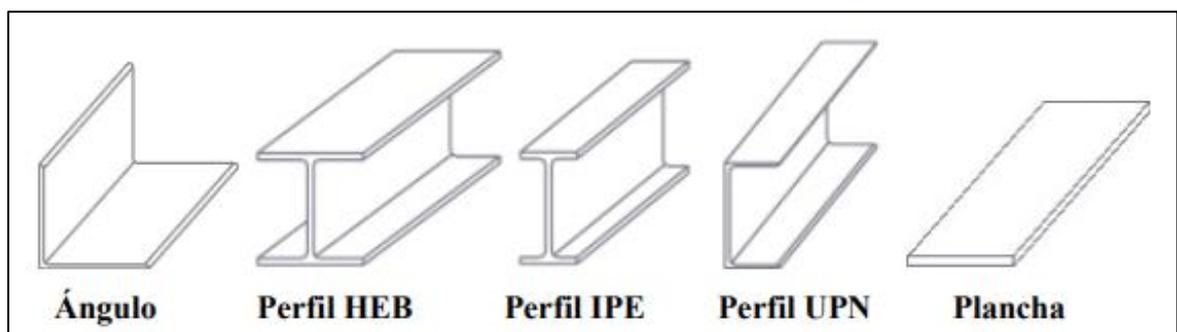


Figura 1.2 Perfiles laminados en caliente [Cesa Bonilla & Julio Tapi ]

#### Perfiles tipo I

Existen diversos tipos de perfiles I como son: IPN, IPE Y HEB. Comúnmente usados para la elaboración de elementos estructurales en edificios, puentes, rieles, etc. Generalmente se utilizan para elementos sometidos a flexión o compresión y con una torsión mínima.

#### 1.4.2 Tipos de estructuras metálicas

Existen tres grupos definidos con claridad para esta clasificación que son: vigas y columnas en celosía, vigas y columnas de alma llena con perfiles y vigas y columnas de alma llena armada. Esta clasificación se hace de acuerdo al conjunto de secciones que conforman la estructura, es decir, la constitución del perfil conforme al uso por el que fue creado.

#### **1.4.2.1 Vigas y columnas de alma llena con perfiles**

Las estructuras de acero conformadas por este tipo de vigas y columnas constituyen secciones compactas. Estas secciones laminadas se pueden encontrar en el mercado, ya sean perfiles simples, reforzados o múltiples.



**Figura 1.3 Estructura con perfiles laminados de alma llena [Ing. Jorge Eduardo Salazar]**

##### **1.4.2.1.1 Ventajas de los perfiles laminados de alma llena**

- Mayor rapidez en el tiempo de montaje en obra.
- Inspección de calidad sencilla por observación visual.
- Más homogeneidad en el material.
- En las uniones entre los miembros se producen menos fallas debido a la concentración de esfuerzos.
- Secciones más reducidas de los miembros resistentes, optimizando espacio y peso.

##### **1.4.2.1.2 Desventajas de los perfiles laminados de alma llena**

- Debido a que son perfiles laminados el costo es mayor.
- En materiales con acabados es menos compatible.
- En el mercado este tipo de secciones está más limitada en cuanto a variedad.

### **1.4.3 Cargas de diseño**

Para el análisis estructural las cargas se aplican ya sea de manera puntual o distribuida actuando sobre los elementos de la estructura metálica, los cuales son las vigas y columnas.

Estos elementos serán diseñados de tal manera que resistan las cargas máximas a la que serán sometidos. Es indispensable conocer no solo la carga que se aplica sino la posición en la que esta actuará.

A continuación, se mencionarán los tipos de cargas más comunes que actúan sobre una estructura en el Ecuador.

#### **1.4.3.1 Cargas muertas o permanentes**

Las cargas muertas están constituidas por el peso propio de la estructura, es decir, el peso de todos los elementos estructurales que son los que actúan permanentemente a lo largo de la vida útil de la misma. Los elementos más comunes son: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas y todo elemento integrado permanentemente en la estructura.

En la NEC-SE-CG-Cargas-Sísmicas se encuentran los valores de peso unitario de materiales de construcción. A continuación, se presentan algunos de estos valores.

**Tabla 1.1 Pesos unitarios de materiales de construcción [NEC-2015]**

<b>Material</b>	<b>Peso Unitario KN/m3</b>
<b>Piedras artificiales</b>	
Hormigón simple	22
Hormigón armado	24
Ladrillo cerámico prensado (20 al 30% de huecos)	14
Ladrillo artesanal	16
Bloque hueco de hormigón	12
<b>D. Morteros</b>	
Cemento compuesto cal y arena	18
Cal y arena	16
Yeso	10
<b>Elementos secundarios</b>	
<b>G. Contrapisos y recubrimientos</b>	<b>KN/m2</b>
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm de espesor	0,20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm de espesor	0,16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm de espesor	0,22
<b>H. cielorrasos y cubiertas</b>	<b>KN/m2</b>
De yeso sobre listones de madera	0,20
De mortero de cemento compuesto de cal y arena	0,55
Plancha ondulada de fibrocemento: de 8 mm de espesor	0,20
Chapa ondulada de acero galvanizado: de 0,8 mm de espesor	0,09
Teja de hormigón con mortero	1,15

### 1.4.3.2 Cargas vivas

También conocida como sobrecarga de uso, ya que depende del tipo de ocupación a la que estará destinada la estructura. Esta carga viva está conformada por: peso de las personas, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, etc.

A continuación, se los muestran valores más comunes de carga uniforme y/o concentrada según la ocupación o uso de la estructura según la NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas.

**Tabla 1.2 Sobrecargas mínimas uniforme y/o distribuidas [NEC-2015]**

Ocupación o Uso	Carga uniforme KN/m <sup>2</sup>	Carga concentrada KN
<b>Área de reunión y teatros</b>		
Asientos fijos	2,90	
Áreas de recepción	4,80	
Asientos móviles	4,80	
Plataformas de reunión	4,80	
Escenarios	7,20	
<b>Áreas de almacenamiento sobre techos</b>	1,00	
<b>Balcones</b>	4,80	
<b>Bibliotecas</b>		
Salas de lectura	2,90	4,50
Estanterías	7,20	4,50
Corredores en pisos superiores a planta baja	4,00	4,50
<b>Edificios de oficina</b>		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4,80	9,00
Oficinas	2,40	9,00
Corredores sobre el primer piso	4,00	9,00
<b>Salas de baile</b>	4,80	
<b>Unidades educativas</b>		
Aulas	2,00	4,50
Corredores segundo piso y superior	4,00	4,50
Corredores primer piso	4,80	4,50

### 1.4.3.3 Cargas sísmicas

En zonas altamente sísmicas se presentan este tipo de cargas y hay que considerar las fuerzas sísmicas para el diseño de todo tipo de estructuras y resistan a fenómenos de esta naturaleza, ya que los daños que producirían si no se consideraran serían graves, llegando al colapso.

Para el cálculo de estas cargas es necesario relacionarla con la masa de la estructura, su altura, las aceleraciones que se producen en el terreno y la capacidad de la estructura para disipar la energía.

### 1.4.4 Conexiones soldadas

Este tipo de conexión se la realiza mediante un proceso en el cual consiste fundir las partes que se unirán agregando un metal de aportación a la junta

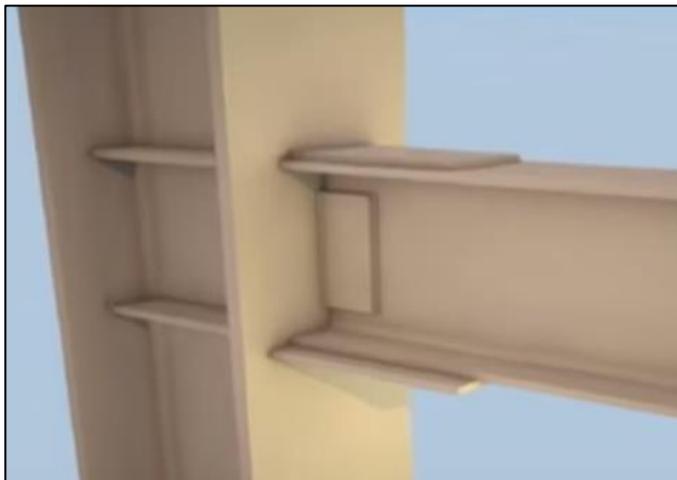


Figura 1.4 Ejemplo de conexión soldada [Hector Soto]

#### 1.4.4.1 Ventajas de las conexiones soldadas

- Muestran más rigidez que otros tipos de conexiones, permite mayor continuidad en la transición de elementos conectados.
- Brinda mayor posibilidad de conexión entre miembros.
- Disminución en costo y peso de material por su gran ahorro.

- Requiere menos personal de trabajo para las conexiones.
- Hay mayor facilidad de ajuste en los proyectos gracias a este tipo de conexiones.

#### 1.4.4.2 Tipos de soldadura

Los dos tipos de soldadura principales que se utilizan para unir miembros donde su principal función es resistir tensión, compresión y corte son: de ranura y filete.

##### 1.4.4.2.1 Soldadura de ranura

Se utiliza para unir miembros que se encuentran en el mismo plano, la soldadura se ubica en la abertura de estas dos partes a unirse. Cuando se unen partes en la que el espesor es muy delgado (6 mm aproximadamente) no es necesario dejarse un bisel.

Principalmente se la utiliza para unir columnas y para conectar vigas con columnas.

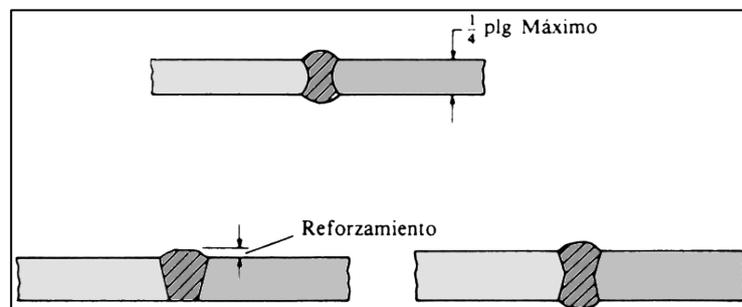


Figura 1.6 Soldadura de ranura de penetración completa [UMSS-Facultad de ciencias y Tecnología]

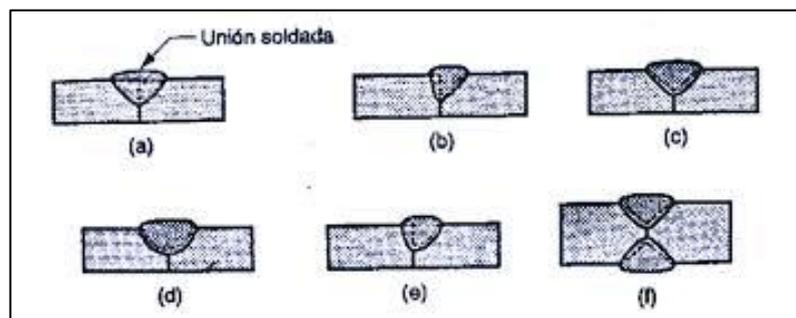


Figura 1.5 Soldadura de ranura de penetración parcial [Federación de enseñanza de CC.OO. de Andalucía]

#### 1.4.4.2 Soldadura de filete

Este tipo de conexión es menos resistente que el de ranura, sin embargo, es uno de los más utilizados. Esto se debe a que los miembros se encuentran traslapados y su conexión permite mayor tolerancia en el montaje.

Se utiliza para armar los perfiles o para unir placas con miembros.

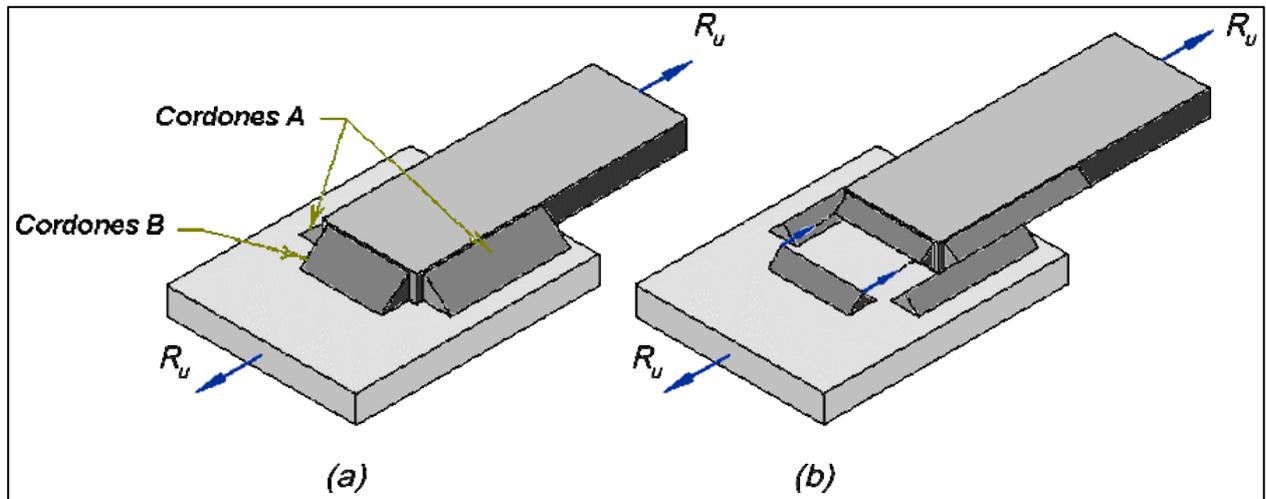


Figura 1.7 Soldadura de filete [Ing. Eduardo Asta]

#### 1.4.4.3 Requisitos de AISC/ASD soldaduras precalificadas

- El espesor de la soldadura de ranura de penetración completa es igual al espesor de la garganta de la parte más delgada a unirse.
- La longitud total de los filetes de cada lado da como resultado la longitud efectiva de la soldadura de filete.
- El ancho de la pieza a unirse es igual a la longitud efectiva de la soldadura de ranura.
- El tamaño mínimo de la soldadura de filete depende del espesor del material más delgado a unirse como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 1.3 Espesores mínimos, soldadura de filete [AISC-Tabla J2.2b especificación LFRD]**

Tamaños mínimos para la soldadura de filete	
Espesor del material de la parte más delgada a unirse, plg (mm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete, plg (mm)
Hasta 1/4 (6)	1/8 (3)
Mayor de 1/4 (6) hasta 1/2 (13)	3/16 (5)
Mayor de 1/2 (13) hasta 3/4 (19)	1/4 (6)
Mayor de 3/4 (19)	5/16 (8)

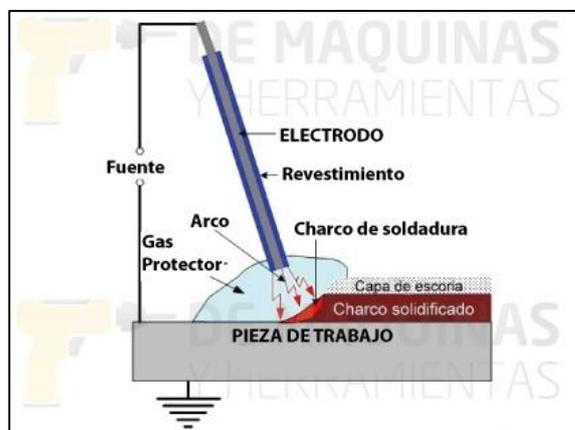
#### 1.4.4.4 Proceso de soldadura

Los cuatro procesos principales son:

- Soldadura por arco eléctrico protegido (SMAW)
- Soldadura por arco sumergido (SAW)
- Soldadura por gas y arco metálico (GMAW)
- Soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW)

##### 1.4.4.4.1 Soldadura por arco eléctrico protegido (SMAW)

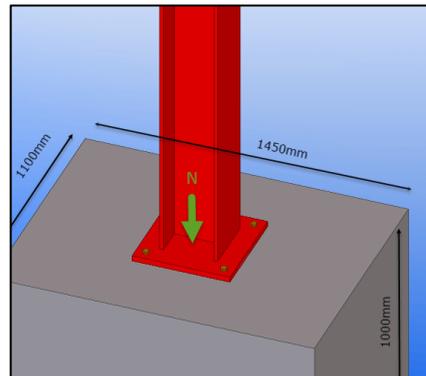
Este proceso de fusión es uno de los más utilizados para unir las partes metálicas requeridas, mediante la fundición del metal base junto con el metal de aportación formando una mezcla entre ambos. Este aporte metálico es un electrodo que posee un recubrimiento, al actuar con el calor crea una atmósfera de gases que protege al momento de soldar el arco del medio ambiente. En la figura a continuación se mostrará con más claridad el proceso.



**Figura 1.8 Proceso de soldadura SMAW [DeMaquinasYHerramientas]**

### 1.4.5 Placa base para columnas

La placa base de acero es la que permite que la cimentación no sufra un sobreesfuerzo debido a la acción de la fuerza a compresión de las columnas sobre esta. Con esta placa se consigue que el esfuerzo se propague sobre un área mayor y se reduzcan estos esfuerzos en función de esa área.



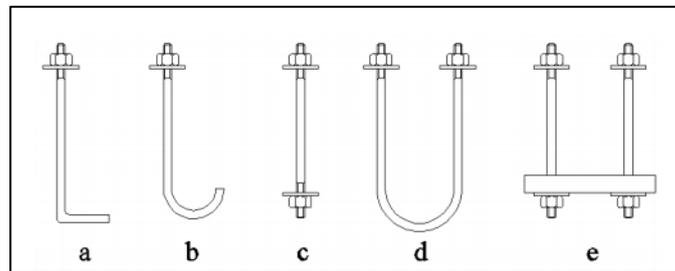
**Figura 1.9 Placa base soldada a columna [Zigurat-Global Institute of Technology]**

La carga puntual que produce una columna es muy grande como para que la cimentación resista, por esto se coloca la placa base, de esta manera se consigue que el esfuerzo que recae sobre la cimentación entre en los límites permisibles.

### 1.4.6 Pernos de anclaje

La función de los pernos de anclaje es de conectar la cimentación con la columna por medio de la placa base, perforándolos a la cimentación. De esta manera también ayuda a transferir las fuerzas de tensión y corte debido al peso de la edificación.

Estas fuerzas de tensión se transmiten por medio de la cabeza del perno o de igual forma por la fuerza de enlace entre el hormigón y el anclaje que se hace. A continuación, se muestran varios tipos de pernos de anclaje.



**Figura 1.10 Pernos de anclaje [Cesar Bonilla & Julio Tapia]**

### 1.4.7 Cimentación

La cimentación es la base de la estructura la cual se encargará de transmitir las cargas que produce la estructura al suelo. Lo cual al ser transmitidas no superen la presión admisible del suelo ni produzcan cargas zonales, debido a que la resistencia del suelo es menor que la de los pilares o muros, con la ayuda de la cimentación el área de contacto aumenta y así se disminuye la presión que ejerce la estructura sobre el suelo.

Las cimentaciones se clasifican en 2 tipos dependiendo de la profundidad a la que se encuentre el suelo resistente, estas pueden ser:

- Cimentaciones superficiales
- Cimentaciones profundas

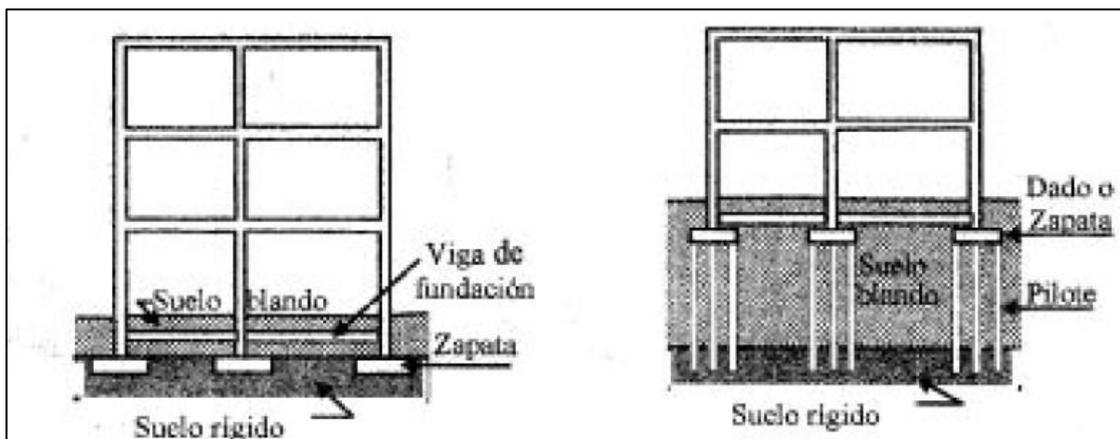


Figura 1.11 Cimentaciones superficiales y profundas [ ConstruyaFacil.org]

#### 1.4.7.1 Cimentaciones superficiales

Se considera una cimentación superficial cuando el suelo resistente se encuentre a una profundidad de 0,5 a 4 m, es decir, cuando el suelo resistente tenga un esfuerzo admisible sea capaz de soportar las cargas transmitidas por la estructura sin producir asentamientos excesivamente altos, pudiendo afectar la funcionalidad de la estructura u ocasionar daños en esta.

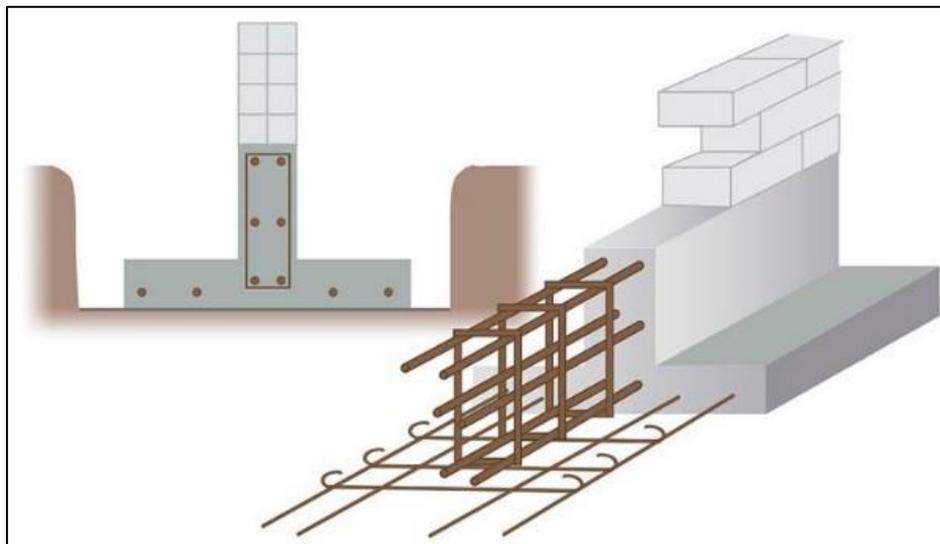
Existen varios tipos de cimentación superficial dependiendo de las condiciones del terreno:

- Zapatas aisladas
- Zapatas combinadas
- Zapatas corridas
- Vigas de cimentación
- Losa de cimentación

#### 1.4.7.1.1 Vigas de cimentación

Se trata de un zampeado lineal de zapatas, ya que es prácticamente una viga trabajando a flexión su armado se hará el comúnmente usado.

Este tipo de cimentación se lo utiliza en terrenos de fácil excavación, edificio de no tanta altura, que generalmente no superen los 4 pisos y que los pilares no estén separados a más de 6 metros de distancia.



**Figura 1.12 Viga de cimentación [Igma Pacheco]**

# CAPÍTULO 2

## 2. METODOLOGÍA

La metodología propuesta para el desarrollo del proyecto se realizó en base a la información geotécnica del lugar proporcionada por parte del GAD del cantón Tosagua después de los estudios previos, así como la propuesta arquitectónica por parte de la Arquitecta Nathaly Intriago en base a las necesidades ocupacionales.

De acuerdo a lo mencionado en el párrafo anterior se procedió a realizar una propuesta estructural de dos pabellones que satisfagan las necesidades técnicas como económicas para el diseño definitivo del Centro de Artes del Cantón Tosagua optando por un pórtico intermedio resistente a momento haciendo uso del código ANSI/AISC 360-10.

Para el desarrollo estructural, se debe considerar que el lugar donde se realizará el presente proyecto se encuentra en la zona costera del país, en la provincia de Manabí por lo cual es imprescindible que el análisis estructural así como el diseño cumplan con los requerimientos sismorresistentes de la NEC-2015 (norma nacional), ANSI/AISC 310-10, ANSI/AISC 358/10, ANSI/AISC 341/10, ASCE 7-10 (códigos internacionales) por su alto riesgo sísmico.

Los pasos para el diseño estructural para el Centro de Artes del cantón fueron:

1. Estimación de cargas muertas sobreimpuestas, cargas vivas.
2. Del estudio geotécnico determinar los coeficientes para el diseño sísmico, así como los estratos de suelos para la cimentación.
3. Predimensionar los elementos estructurales considerando la carga última más crítica de acuerdo a las combinaciones establecidas en la NEC-2015
4. Modelar la estructura para el análisis dinámico, debido a que no es una estructura regular
5. Definir secciones definitivas, para desarrollar el diseño definitivo de la estructura.
6. Realizar las comprobaciones sismorresistentes a las secciones definitivas de las estructurales de acuerdo a los códigos mencionados anteriormente.

7. Realizar el detallamiento, que incluye las conexiones estructurales, y únicamente los planos estructurales.
8. Elaborar un plan de buenas prácticas ambientales, así como también el presupuesto referencial del proyecto.

## **2.1 Definición de cargas gravitacionales**

### **2.1.1 Cargas muertas**

Se realiza una estimación de cargas muertas sobreimpuestas que hay por metro cuadrado en las plantas del edificio, que incluyen paredes, ductos, losa en una dirección prefabricada.

### **2.1.2 Cargas vivas**

Las cargas vivas se toman de acuerdo a la ocupación o uso, como se indica en la NEC-2015 en la sección 4.2.1 (Cargas No sísmicas)

## **2.2 Espectro de Diseño**

Para la construcción del espectro de diseño, se consideran los datos geológicos que resultaron del estudio de suelos del lugar donde se va a llevar a cabo el proyecto, para obtener el tipo de suelo, factores sísmicos, periodo fundamental de la estructura, para poder determinar el cortante basal, como lo indica la NEC-2015 en la sección 3, que sirve para introducirlo en el análisis y de esta forma obtener la mayor demanda por resistencia si fuera el caso. (Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales)

$$V = C_s * w \quad (2.1)$$

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \Phi_p * \Phi_e} \quad (2.2)$$

Donde:

V=Cortante basal

Cs=Aceleración correspondiente al periodo fundamental en el espectro inelástico

W=Peso sísmico de la estructura

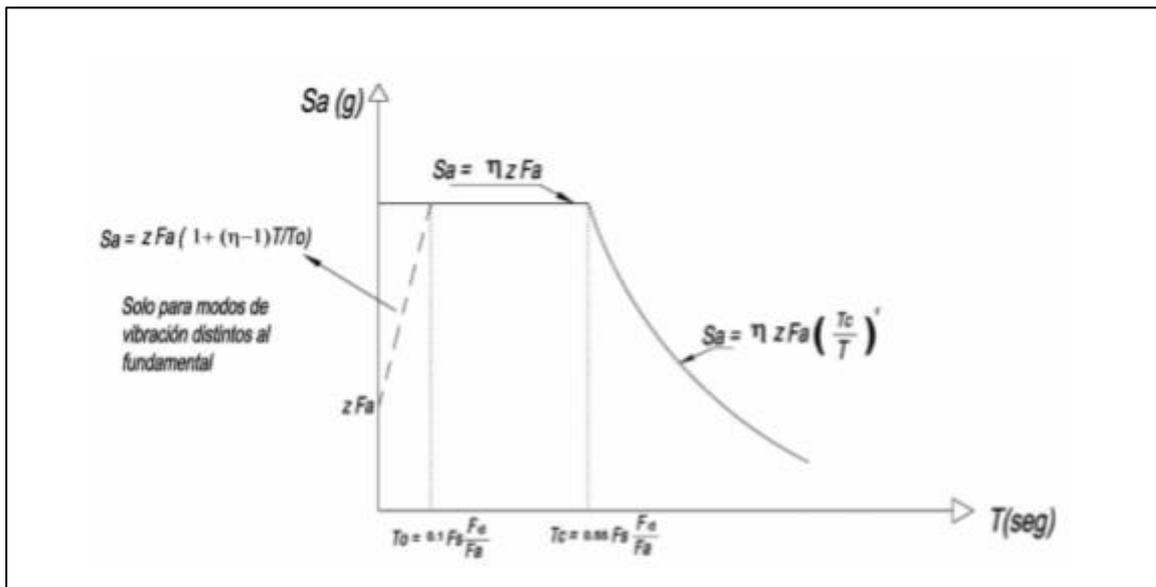
I=Factor de importancia de la estructura

R=Factor de reducción

$\Phi_p$ =Factor de configuración estructural planta

$\Phi_e$ =Factor de configuración estructural en elevación

$S_a$ =Aceleración correspondiente al periodo fundamental en el espectro de diseño elástico.



**Figura 2.1 Espectro elástico horizontal de diseño [NEC-2015]**

En la figura, se muestran las tres regiones que presenta el espectro de respuesta elástica, fundamentalmente es necesario que el periodo fundamental de la estructura se coloque en región 2, donde es la mayor aceleración y es constante.

## 2.3 Predimensionamiento de los elementos estructurales

### 2.3.1 Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas se realizan para obtener la sollicitación mayor, el elemento estructural debe resistir

Combinación 1

$$1.4D \quad (2.3)$$

Combinación 2

$$1.2D + 1.6L \quad (2.4)$$

Combinación 5

$$1.2D \pm 1.0E + L \quad (2.5)$$

Combinación 7

$$0.9D \pm 1.0E \quad (2.6)$$

NEC-2015 Cargas No Sísmicas Sección 3.4.3 Combinaciones de Carga

### 2.3.2 Predimensionamiento de vigas principales

Para el predimensionamiento se calcularon las cargas por unidad de longitud.

$$Q = q * b \quad (2.7)$$

Donde:

q=Carga distribuida por metro cuadrado

b=Ancho de influencia

Q=Carga distribuida linealmente

Se asume una viga simplemente apoyada, luego se incluye las cargas gravitacionales que actúan en las vigas secundarias, se realizan las combinaciones de carga y la mayor controlará la demanda, posteriormente se define el área de influencia para las vigas secundarias y se las colocan como cargas puntuales a las vigas principales y se asignan cargas sobre impuestas con la combinación mayor, y se procede a calcular el momento flector máximo en la viga.

El perfil seleccionado debe ser mayor que el módulo plástico teórico, que resulta

$$Mu = Z * Fy \quad (2.8)$$

Mu= Momento último, resultante del análisis estructural

Z=Modulo plástico de la sección

Fy=Esfuerzo de fluencia del acero A36

### 2.3.3 Predimensionamiento de columnas

En el predimensionamiento de la columna, se tomó en consideración la carga axial más crítica por servicio, esto ocurre en las columnas de la planta baja, se toma un área de influencia para cada columna, y se obtiene la demanda.

$$P_d = A * D \quad (2.9)$$

$$P_l = A * L \quad (2.10)$$

Donde:

P=Carga axial

A=área de influencia de la columna

D=Carga muerta de piso por metro cuadrado

L=Carga viva de piso por metro cuadrado

Se suman las cargas muertas y vivas de piso, y se mayoraron, como la combinación 2 según la NEC-2015

### 2.3.4 Predimensionamiento de vigas secundarias

Para el predimensionamiento de las vigas secundarias, solo se las realizó considerando que van a resistir las únicamente las cargas gravitacionales.

### 2.3.5 Diseño de losa prefabricada

Para el diseño de la losa prefabricada se considera una losa en una dirección, siguiendo las especificaciones técnicas, para obtener un diseño óptimo y que se ajuste a las necesidades. El Steel deck, cumple funciones para resistir los momentos positivos, y la malla que se coloca por retracción y temperatura los momentos negativos también.

Se utiliza el mismo diseño para todas las plantas en ambos pabellones.

## 2.4 Diseño definitivo

### 2.4.1 Diseño Sismo resistente

#### 2.4.1.1 Secciones definitivas

Para las secciones definitivas de los elementos estructurales de ambos pabellones, nos ayudamos del programa SAP 2000, introduciendo las secciones que resultaron del predimensionamiento, así como también el ingreso del espectro de respuesta inelástico, para proceder a revisar si las secciones previas fueron satisfactorias.

En el caso de fallar por resistencia última, se toman las demandas últimas más críticas por piso y se vuelve a diseñar siguiendo los mismos pasos de la sección 2.3 del presente documento para obtener las secciones definitivas.

#### 2.4.1.2 Comprobación de derivas de piso

Las comprobaciones de derivas de piso están sujetas a la máxima deriva admisible para estructuras metálicas, que es de 0.02. La finalidad es tener un control de las deformaciones causadas por el sismo de diseño.

La NEC-2015 indica que las derivas de piso se deben calcular de la siguiente forma:

$$\Delta m = 0.75 * R * \Delta e \quad (2.11)$$

Donde:

$\Delta m$ =Deriva máxima inelástica

$\Delta e$ =Deriva obtenida de las fuerzas laterales de diseño

$R$ =Factor de reducción de resistencia.

#### 2.4.1.3 Índice de estabilidad por piso

Se procedió a verificar el índice de estabilidad por piso para verificar si se debían considerar los efectos P-Delta recomendados en la NEC-2015, que son efectos adicionales de rango inelástico.

El índice de estabilidad es la relación que hay entre el momento generado de segundo orden por el momento de primer orden.

Si el índice de estabilidad  $Q < 0.1$  los efectos P-Delta no son necesarios considerarlos.

Para el cálculo del índice de estabilidad se tiene la siguiente ecuación por piso:

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \quad (2.12)$$

$Q_i$  = Índice de estabilidad por piso

$P_i$  = Suma de la carga vertical sin mayorar, incluyendo el peso muerto y sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos los pisos sobre el piso  $i$

$\Delta_i$  = Deriva del piso  $i$ , calculado en el centro de masas del piso

$V_i$  = Cortante sísmico del piso  $i$

$h_i$  = Altura del entrepiso

#### 2.4.1.4 Chequeo de miembros moderadamente dúctiles

Para miembros moderadamente dúctiles se consideró el código ANSI/AISC 341-10 donde los elementos deben ser sísmica compactos, y la relación entre el patín y el alma deben ser menor a:

$$0.4 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} \quad (2.13)$$

Donde:

$E$  = Modulo de elasticidad del acero

$R_y$  = Factor de sobre resistencia

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

Para cada una de las secciones se debe realizar el chequeo.

#### 2.4.1.5 Criterio Columna Fuerte- Viga Débil

De acuerdo con el código ANSI/AISC 341-10, para cumplirse el criterio de columna fuerte-viga débil, la relación entre las sumas de momentos probables por las columnas deben ser mayor que la de las vigas.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} > 1.0 \quad (2.14)$$

$\sum M_{pc}$ =Sumatoria de momentos probables últimos, generado por las columnas con respecto al nodo central de la columna

$\sum M_{pv}$ =Sumatoria de los momentos probables últimos generados por las vigas con respecto al nodo central de la columna

$$M_{pc} = Zc * (Fyc - \frac{Pr}{Ag}) \quad (2.15)$$

$$M_{pv} = Cp * Ry * Fyv * Zv \quad (2.16)$$

Donde:

$Zc$ =Modulo plástico de la columna con respecto al eje de flexión de la viga

$Fyc$ =Esfuerzo de fluencia de la columna

$Pr$ =Demanda axial de la columna

$Ag$ =Area gruesa de la sección transversal de la columna

$Cp$ =Factor para tener en cuenta la fuerza de conexión máxima que contribuye al máximo momento probable

$Ry$ =Factor de sobrerresistencia del acero estructural

$Fyv$ =Esfuerzo de fluencia de la viga

$Zv$ =Modulo plástico máximo de la viga.

**Nota:** Para los pórticos intermedio a momento, la norma no pide realizar este chequeo.

#### 2.4.1.6 Torsión Accidental

El cortante basal de piso, se le debe agregar un desplazamiento del 5%, para considerar efectos torsionales accidentales para las estructuras, como lo sugiere la NEC-SE-DS (diseño sismo resistente) en la sección 6.3.6.

## 2.4.2 Diseño de Conexiones

### 2.4.2.1 Conexión Viga-Columna con el eje fuerte

A continuación, se mencionan los pasos que deben seguirse para diseñar las placas de conexión en los patines de la viga:

- Se calcula la fuerza T descomponiendo el momento de reacción que se produce en el extremo:

$$T = \frac{M}{d} \quad (2.17)$$

Donde:

M = Momento de la viga

d= Peralte de la viga

- Para el diseño de la placa tanto superior como inferior se toma en cuenta que el área transversal de la soldadura se la relaciona con la fuerza de tracción y la longitud de la placa será la longitud de la soldadura requerida para resistir el cortante. Para obtener el área de la placa se resuelve la siguiente ecuación:

$$Ap = \frac{T}{F_t} \quad (2.18)$$

Donde:

T = Fuerza horizontal de tensión debido al momento

Ft = Esfuerzo admisible de la placa a tensión ( $F_t=0,60F_y$ )

- Para la longitud requerida L para electrodos E70XX se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$L = \frac{T}{0.928w} \quad (2.19)$$

Donde:

T = Fuerza a tensión debido al momento generado

w = Espesor de soldadura en dieciseisavo de pulgada

Para el diseño de la placa que estará ubicada en el alma de la viga se la diseñará para resistir corte, se empieza calculando el espesor mínimo de la soldadura E70XX ( $W_{min}$ ) en dieciseisavo de pulgada, mediante la siguiente ecuación y con una soldadura completa a ambos lados de la placa.

$$W_{min} = \frac{R}{2 \times 0.928L} \quad (2.20)$$

El espesor mínimo de la columna se selecciona de acuerdo al espesor de la placa como se indica en la tabla 1.3, la soldadura que conecta la columna con la placa es de ranura de penetración completa.

Para la soldadura que conecta la viga con la placa se asume el espesor de la placa menos 2 mm, la soldadura longitudinal se colocará a lo largo de la placa y la soldadura transversal tanto en la parte superior como en la inferior de la placa. De esta manera se garantiza una conexión rígida.

Para comprobar la resistencia de la soldadura se utilizarán las siguientes ecuaciones:

El espesor efectivo de la garganta es:

$$t_c = 0,707 \times W_{min} \quad (2.21)$$

Donde:

$W_{\min}$  = espesor mínimo de soldadura

El área efectiva de la soldadura  $A_e$  es:

$$A_e = Lx t_c \quad (2.22)$$

Donde:

L = Longitud de la soldadura

Cálculo de la resistencia de diseño para la soldadura con electrodo E70XX:

$$R = 0,3x F_{exx}(A_e) \quad (2.23)$$

Donde:

$F_{exx}$  = Resistencia del electrodo E70

Luego se comprueba que esta resistencia sea mayor que la reacción producida en la viga.

#### **2.4.2.2 Conexión Viga-Columna con el eje débil**

De acuerdo a los datos de las secciones, el proceso a seguir es el siguiente:

Se determina el momento máximo probable en la viga, a esto se añade la sobre resistencia y el endurecimiento por deformación:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p \quad (2.24)$$

Donde:

$C_{pr}$  = Factor de endurecimiento

$R_y$  = Propiedad nominal del acero

Y el momento plástico es:

$$M_p = F_y Z_b \quad (2.25)$$

Donde:

$F_y$  = Resistencia a la fluencia del acero

$Z_b$  = Módulo plástico

La metodología que se seguirá es la del AISC-341, en donde el factor de endurecimiento está dado por la siguiente ecuación:

$$C_{pr} = \frac{F_y - F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (2.26)$$

Para el cálculo de la distancia a la que se encuentra la rótula y poder extrapolar el momento adecuadamente se la hace mediante la siguiente ecuación:

$$sh = \frac{b_c}{2} + 50 + \frac{db}{2} \quad (2.27)$$

Luego se procede a extrapolar el momento asumiendo que el punto de inflexión se encuentra en el centro de la luz de la viga.

$$M_f = M_{pr} + V_p * x \quad (2.28)$$

Donde la fuerza cortante  $V_p$  en la rótula se la obtiene al dividir el momento plástico esperado en la misma entre la distancia de aplicación de la carga:

$$V_p = \frac{M_{pr}}{(L-sh)/2} \quad (2.29)$$

La resistencia a cortante en la zona de papel se aplica para conexiones resistente a momentos por el eje fuerte de la columna, entonces la resistencia por cortante en esta zona está dada por:

$$V_{nzp} = 0.6F_{yc}(2b_{fc})t_{fc} \quad (2.30)$$

La sollicitación en la zona de papel del cortante está definida por:

$$V_{zp} = \frac{M_f}{0.95d_b} \quad (2.31)$$

Donde debe cumplirse la condición de que  $V_{zp} \leq V_{nzp}$ .

Ahora para el criterio de columna fuerte – viga débil se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0 \quad (2.32)$$

Donde  $\sum M_{pv}$  es la sumatoria de la sollicitación que se espera en la viga extrapolada al eje de la columna. Para la sumatoria  $\sum M_{pc}$  suponiendo que no existe carga axial durante el ensayo se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\sum M_{pc} = 2Z_c F_{yc} \quad (2.33)$$

A continuación, se mostrarán las ecuaciones que se deben cumplir para que la conexión tenga mayor ductilidad para evitar daños en esta frente a eventos sísmicos.

$$h_p t_p (0.6 F_{yp}) \geq h_{gw} t_{gw} (0.6 F_{yg}) \quad (2.34)$$

$$h_p^2 t_p (F_{yp}) \geq h_{gw}^2 t_{gw} (F_{yg}) \quad (2.35)$$

Finalmente se procede a diseñar la soldadura de filete de las platinas con la viga, también soldadura de ranura de penetración completa conectada a la columna y se comprueba su resistencia.

### 2.4.2.3 Conexión Viga-Viga

Para la conexión de la viga principal con viga secundaria el proceso de diseño es igual al de viga-columna con respecto al eje más resistente.

### 2.4.2.4 Conexión Columna-Columna

Para la conexión de columna – columna se colocará una platina entre ambas y se colocará soldadura de filete en ambas columnas alrededor de la sección pertinente, como no necesitan cumplir condiciones de diseño de resistencia, simplemente se la hace para ajustar las columnas entre sí.

### 2.4.3 Diseño Placa base

Se considera la fuerza de compresión máxima y el momento sísmico máximo que se aplica a la columna, para conocer si la excentricidad es baja, moderada o alta mediante la siguiente ecuación.

$$e = \frac{M}{P} \quad (2.36)$$

Donde:

M = Momento flexionante máximo de la columna

P = Carga axial máxima de la columna

Para conocer si la excentricidad es baja, moderada o alta se comprueba de la siguiente forma:

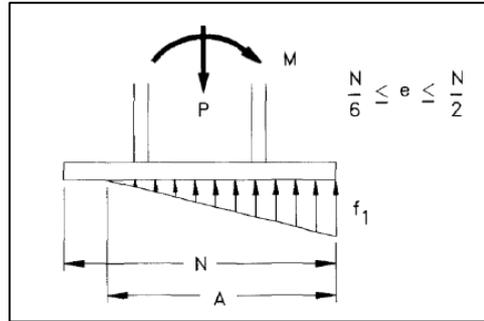
Sí  $e \geq \frac{N}{2}$ ; excentricidad alta

Si  $\frac{N}{6} \leq e \leq \frac{N}{2}$ ; excentricidad moderada

Si  $e \leq \frac{N}{6}$ ; excentricidad baja

Solo se requiere pernos de anclaje para excentricidades altas, para excentricidades bajas no es necesario porque la resistencia de apoyo soporta la carga axial equivalente aplicada.

En este caso se realizará el método por excentricidad moderada, ya que la excentricidad cae en el rango de  $\frac{N}{6} \leq e \leq \frac{N}{2}$ , por tanto, no se diseñarán pernos de anclaje, sin embargo, se colocarán unos en las esquinas de la placa para asegurar su adecuado ajuste.



**Figura 2.2 Análisis de las fuerzas aplicadas en este módulo**  
**[Cesar Bonilla & Julio Tapia ]**

Según la figura 2.2 La carga axial equivalente aplicada a una distancia y desde el centro de la placa debe ser igual a la carga resultante que se distribuye triangularmente desde el apoyo. El máximo esfuerzo de apoyo está dado por la siguiente ecuación:

$$f_1 = \frac{2P}{AB} \quad (2.37)$$

Donde:

P = Carga axial aplicada a la placa

A = Distancia en donde ocurre la fuerza de apoyo

B = Ancho de la placa base

Según las especificaciones

La distancia A en donde se distribuirá la fuerza de apoyo se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$A = 3\left(\frac{N}{2} - e\right) \quad (2.38)$$

Donde:

N = la longitud de la placa base

e = excentricidad

Luego se procede a calcular la distancia desde el borde de la sección crítica:

$$D = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (2.39)$$

Donde:

$d$  = ancho de la base de la columna

De esa manera luego se calcula por semejanza de triángulos el esfuerzo de apoyo a dicha distancia de la sección crítica.

Se procede a calcular el momento máximo según la distribución de cargas en el apoyo respecto a la sección crítica de la porción saliente de la placa, por sumatoria de momentos con respecto a la sección crítica.

Para finalizar el espesor de la placa  $t_p$  se lo calcula mediante la siguiente ecuación:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{pl}}{F_b}} \quad (2.40)$$

#### 2.4.4 Diseño de la cimentación

Para empezar el diseño de la cimentación se necesita conocer las cargas axiales y momentos tanto vivos como muertos de las columnas que se encuentran en el eje para el cual la viga de cimentación será diseñada.

Se calculan las cargas de servicio mediante la suma de las cargas muertas y vivas de la respectiva columna, de igual manera para los momentos.

$$P = P_d + P_l \quad (2.41)$$

$$M = M_d + M_l \quad (2.42)$$

Donde:

Pd = Carga muerta

Pl = Carga viva

Md = Momento muerto

Ml = Momento vivo

Luego se calcula la ubicación de la carga resultante de reacción debido a las cargas axiales equivalentes aplicadas. Para esto primero se calcula la carga resultante.

$$\sum Fy = R \quad (2.43)$$

$$P1 + P2 + \dots + Pn = R \quad (2.44)$$

Finalmente, por sumatoria de momentos  $\sum Mo = 0$  con respecto al borde izquierdo de la estructura se indica a que distancia se encuentra esta resultante.

Para calcular la excentricidad con respecto al centro de la cimentación se utiliza la siguiente ecuación

$$e = \frac{L}{2} \pm x \quad (2.45)$$

Luego se determina el área requerida para la viga de cimentación mediante la siguiente ecuación:

$$A = \frac{1,2 * \sum P}{q_a} \quad (2.46)$$

Donde:

A = Área de la viga de cimentación

$\sum P$  = Carga de reacción resultante

qa = Esfuerzo permisible del suelo

Se selecciona el tamaño de la zapata con la condición de que cumpla con el área requerida sin sobrepasar el esfuerzo admisible, esto se hará mediante la siguiente ecuación:

$$q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \quad (2.47)$$

A continuación, se calculan las cargas últimas mayoradas de servicio y se repite el proceso hasta el cálculo de la excentricidad. La mayoración de las cargas se la realiza mediante la siguiente ecuación:

$$Pu = 1,2Pd + 1,6Pl \quad (2.48)$$

$$Mu = 1,2Md + 1,6Ml \quad (2.49)$$

Luego de calcular los esfuerzos últimos en (t/m<sup>2</sup>) mediante la ecuación 2. Se proceden a calcular el esfuerzo último distribuido para cada lado de la zapata.

$$W = q_{su} * B \quad (2.50)$$

Donde:

W = esfuerzo último por unidad de longitud

B = ancho de la viga de cimentación

Luego se procede a resolver la viga de cimentación, realizando las respectivas gráficas de cortante y momento para determinar sus valores máximos.

Para el diseño a flexión con el momento máximo, asumiendo un ancho superior de viga se calcula el peralte mínimo de esta.

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\Phi * Ru * b}} \quad (2.51)$$

Donde:

Mu = Momento máximo flector

$\Phi$  = Factor de reducción (0,9)

Ru = esfuerzo último que depende del f'c

b = ancho superior de la viga de cimentación

En la tabla que se muestra a continuación se encuentran ciertos valores de Ru dependiendo del f'c con que se trabaje la cimentación:

**Tabla 2.1 Valores de Ru [Ing. Marcelo Guerra]**

F'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Ru (kg/cm <sup>2</sup> )
210	39.72
240	45.39
280	52.96
300	56.74
350	66.19

Se considera una altura poco mayor al peralte efectivo calculado y se fija la altura de la cimentación:

$$H = d + 7.5 \quad (2.52)$$

Luego se redondea este valor para facilitación en la etapa de construcción. Finalmente, se determina la altura efectiva real, que será la altura redondeada menos el incremento.

Para el diseño por corte, como primer paso se calcula el esfuerzo máximo permisible que resiste el hormigón:

$$v_{cmax} = 2.1\sqrt{f'c} \quad (2.53)$$

Donde:

$F'c$  = Esfuerzo de compresión del hormigón

Luego con el cortante máximo calculado del análisis de la viga por corte se calcula el esfuerzo cortante último con la siguiente ecuación:

$$v_{umax} = \frac{V_u}{\Phi * d * b} \quad (2.54)$$

Donde:

$V_u$  = fuerza cortante máximo

$\Phi = 0,85$

$b$  = ancho superior de la viga de cimentación

$d$  = peralte efectivo de la viga

En caso de que el esfuerzo de corte que actúa en la viga sea mayor al esfuerzo de corte permisible, se necesitará acero de refuerzo para compensar el sobreesfuerzo. Esto se verifica mediante la siguiente ecuación:

$$v_s = v_{umax} - v_{cu} \quad (2.55)$$

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c} \quad (2.56)$$

Considerando dicho corte se tiene que:

$$V_s = v_s * b * d \quad (2.57)$$

$$V_u = \frac{V_s}{\Phi} \quad (2.58)$$

Donde:

$V_s$  = esfuerzo de corte requerido para evitar la falla

Finalmente, se tiene que para calcular el área de refuerzo de acero requerido se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{f_y d} \quad (2.59)$$

Donde:

$A_v$  = Área requerida de acero de refuerzo

$S$  = Separación de varillas

$V_u$  = El esfuerzo por corte solicitante para que no se produzca la falla

$F_y$  = esfuerzo de fractura

#### 2.4.4.1 Resistencia por capacidad de carga

Una vez diseñada la cimentación realizamos las comprobaciones de resistencia que indica la NEC-2015.

El método por utilizarse debido a que la subestructura es una viga de cimentación es el de terzaghi. Para ello, se calculó todos los parámetros del suelo antes de proceder al cálculo.

Del estudio del suelo mediante el ensayo SPT se obtuvo el menor número de golpes promedio de los tres sondeos realizados.

Se asumió una profundidad de desplante  $D_f = 1$  m y con la clasificación del estrato del suelo se obtuvieron los parámetros necesarios para el cálculo de capacidad de carga según el Comité Alemán de Defensa (EAU-1970) – Tomada de Oteo (1989)

**Tabla 2.2 Parámetros del suelo según su clase [Comité Alemán de Defensa (EAU-1970) – Tomada de Oteo (1989)]**

Clase de suelo	Peso específico		Valores de cálculo		
	$\gamma$ Emergido (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ Sumergido (t/m <sup>3</sup> )	Resistencia final		Resistencia inicial
			Ángulo de rozamiento $\phi$ (°)	Cohesión $c'$ (t/m <sup>3</sup> )	Resistencia al corte sin drenaje $C_u$ (t/m <sup>3</sup> )
Arcilla difícil de moldear, dura	1.8	0.8	20	2	2.5-5
Arcilla moldeable, blanda	1.7	0.7	17.5	1	1-2.5
Marga glacial, sólida	2.2	1.2	30	2.5	20-70
Arcilla arenolimososa media	2.1	1.1	27.5	1	5-10
Arcilla arenolimososa blanda	1.9	0.9	27.5	-	1-2.5
Limo	1.8	0.8	27.5	-	1-5
Sedimento ligeramente arcilloso, orgánico, blando	1.7	0.7	20	1	1-2.5
Sedimento muy arcilloso, fuertemente orgánico, blando	1.4	0.4	14	1.5	1-2
Turba	1.1	0.1	15	0.5	-
Turba moderadamente preconsolidada	1.3	0.3	15	1	-

También se pueden obtener ciertos parámetros con más exactitud, como el de la cohesión según el número de golpes y la descripción del material realizado en el ensayo SPT.

**Tabla 2.3 Parámetros para suelos cohesivos según ensayo SPT [Peck, Hanson y Thornburn, Foundation Engineering (2<sup>nd</sup> edition, 1974) y Joseph Bowles, Foundation analysis and design]**

N	Descripción del material	$\gamma$ saturado, kgf/m <sup>3</sup>	$q_u$ , kgf/cm <sup>2</sup>
0-2	muy blando	1600	0.25
2-4	blando	1600 - 1800	0.50
4-8	medio	1750 - 2100	1.00
8-16	duro	1800 - 2200	2.00
16-32	muy duro	1950 - 2200	4.00

Una vez obtenido los parámetros del suelo mediante la ecuación que propuso terzaghi en 1943 para zapatas corridas:

$$q_{ult} = \frac{2}{3}c'Nc + \sigma'_z Nq + 0.5\gamma'Ny \quad (2.60)$$

Donde:

$q_{ult}$  = Capacidad de carga última

$c'$  = Cohesión efectiva del suelo debajo de la cimentación

$\sigma'_z$  = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad  $D_f$

$\gamma'$  = Peso unitario efectivo del suelo

$D$  = Profundidad de la cimentación debajo de la superficie del suelo

$B$  = Ancho de la cimentación

$N_c, N_q, N_y$  = Factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo, en la tabla 2.4 se muestran estos valores:

Tabla 2.4 Factores de capacidad de carga [Terzaghi (1943)]

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

A esta capacidad de carga se la añade un factor de seguridad, debido a la irregularidad de los suelos y a su estudio complejo, determinando que:

$$q_{adm} = \frac{q}{F_s} \quad (2.61)$$

# CAPITULO 3

## 3. RESULTADOS Y ANALISIS

### 3.1 Espectro de diseño elástico e inelástico

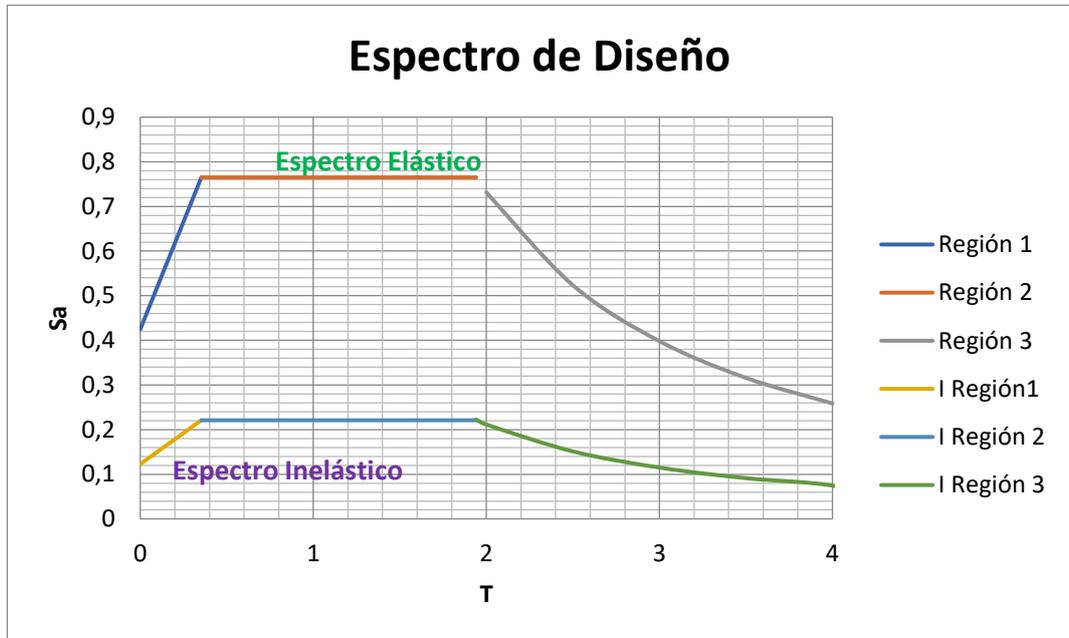


Figura 3.1 Espectro de diseño elástico e inelástico [autores]

Tabla 3.1 Parámetros del espectro elástico e inelástico de Diseño [autores]

Ciudad: Tosagua	
Suelo Tipo:	E
Zona Sísmica:	V
Altura:	10,5
$F_a$ :	0,85
$F_d$ :	1,5
$F_s$ :	2
n:	1,8
R	5
I	1,3
$\phi_p$	0,9
$\phi_E$	1

El tipo de suelo de suelo donde se ubica la estructura es tipo E y su zona sísmica corresponde a tipo V, al ser zona costera del país que tiene riesgos inminentes a los sismos.

Los valores en esta sección se los introdujo al modelo estructural, ambos pabellones tienen el mismo espectro de diseño elástico e inelástico, como se muestra en la figura 3.1. Procedimiento ver en Anexo 1.

### 3.2 Modelamiento estructural

En el modelamiento estructural se ingresan toda la información realizada, espectro de diseño, secciones, material, cargas, siguiendo los espacios arquitectónicos definidos. Ver anexo 2

#### 3.2.1 Pabellón Oficinas

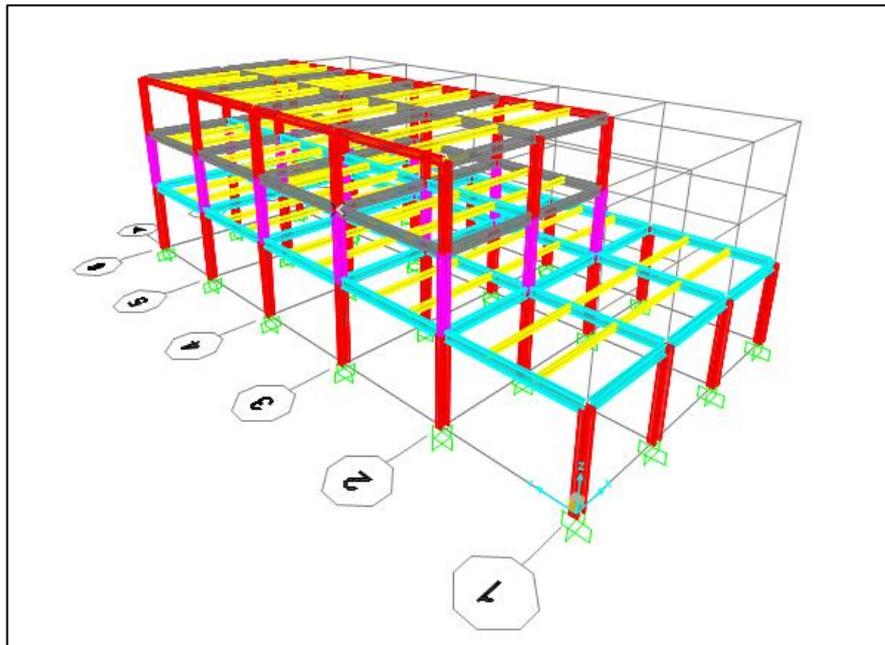


Figura 3.2 Vista en 3D, edificio de Oficinas [autores]

### 3.2.2 Pabellón Auditorio

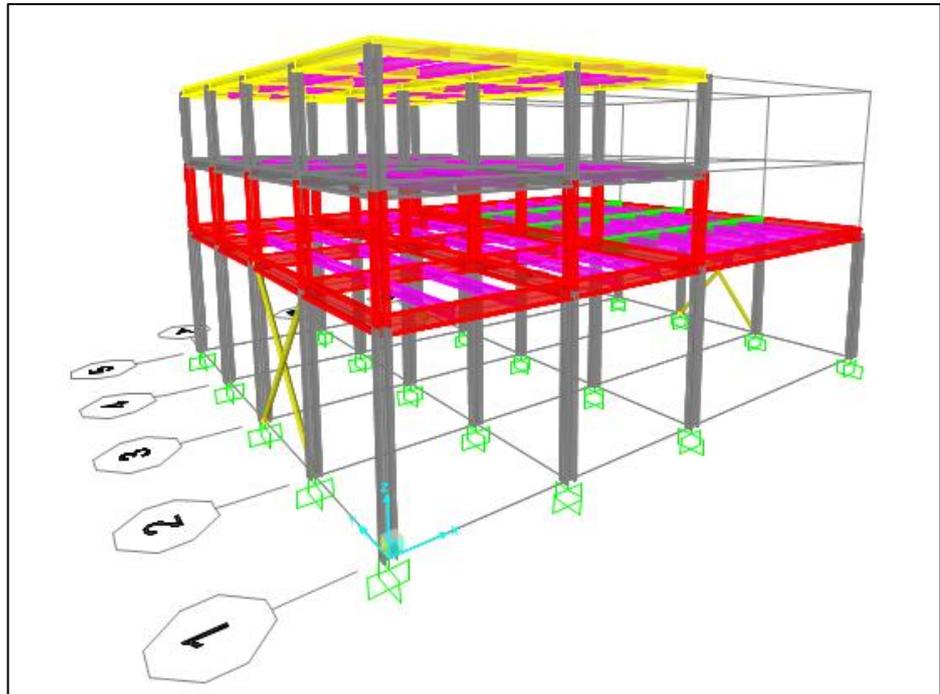


Figura 3.3 Vista 3D, edificio Auditorio [autores]

### 3.3 Predimensionamiento por resistencia última

En ambos pabellones, predomina la resistencia última (LRFD) que resulta de la combinación de carga 5 de la NEC-2015, para vigas donde se considera el sismo de diseño, ecuación (2.5) y para las columnas, la combinación por cargas gravitacionales que corresponden a la combinación 2, ecuación (2.4).

A continuación, se presentan las cargas consideradas para el pabellón de oficinas y auditorio. Ver anexo 3

#### 3.3.1 Asignación de cargas sobreimpuestas

Tabla 3.2 Carga muerta sobreimpuesta por piso [autores]

	CARGA MUERTA (Ton/m <sup>2</sup> )
LOSA: eprom=9 cm	0,22
NOVALOSA e=76 mm	0,01
BALDOSAS	0,1
PAREDES	0,18
DUCTOS Y VARIOS	0,02
TOTAL	0,53

**Tabla 3.3 Cargas sobreimpuestas al pabellón de Oficinas [autores]**

<b>PABELLON OFICINAS</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>L (Ton/m2)</b>			
<b>PRIMER PISO</b>	0,40			
<b>SEGUNDO PISO</b>	0,48			
<b>CUBIERTA</b>	0,30			
<b>NIVEL</b>	<b>ELEMENTO ESTRUCTURAL</b>	<b>ANCHO INFLUENCIA (M)</b>	<b>L CARGA (TON/M)</b>	<b>D CARGA (TON/M)</b>
<b>PRIMER PISO</b>	VIGAS PRINCIPAL	2	0,80	1,06
	VIGAS SECUNDARIAS	2	0,80	1,06
	VIGA PRINCIPAL ESQ.	1	0,40	0,53
<b>SEGUNDO PISO</b>	VIGAS PRINCIPAL	2	0,96	1,06
	VIGAS SECUNDARIAS	2	0,96	1,06
	VIGA PRINCIPAL ESQ.	1	0,48	0,53
<b>CUBIERTA</b>	VIGAS PRINCIPAL	2	0,60	0,64
	VIGAS SECUNDARIAS	2	0,60	0,64
	VIGA PRINCIPAL ESQ.	1	0,30	0,32

Las cargas muertas sobreimpuestas por pisos, se definió igual para ambos pabellones del edificio centro de artes.

**Tabla 3.4 Cargas sobreimpuestas al pabellón del Auditorio [autores]**

<b>PABELLON AUDITORIO</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>L (Ton/m2)</b>			
<b>PRIMER PISO</b>	0,4			
<b>SEGUNDO PISO</b>	0,4			
<b>CUBIERTA</b>	0,3		<b>L</b>	<b>D</b>
<b>NIVEL</b>	<b>ELEMENTO ESTRUCTURAL</b>	<b>ANCHO INFLUENCIA (M)</b>	<b>CARGA (TON/M)</b>	<b>CARGA (TON/M)</b>
<b>PRIMER PISO</b>	VIGAS PRINCIPAL	2	0,8	1,06
	VIGAS SECUNDARIAS	2	0,8	1,06
	VIGA PRINCIPAL ESQ.	1	0,4	0,53
<b>SEGUNDO PISO</b>	VIGAS PRINCIPAL	2	0,8	1,06
	VIGAS SECUNDARIAS	2	0,8	1,06
	VIGA PRINCIPAL ESQ.	1	0,4	0,53
<b>CUBIERTA</b>	VIGAS PRINCIPAL	2	0,6	0,64
	VIGAS SECUNDARIAS	2	0,6	0,64
	VIGA PRINCIPAL ESQ.	1	0,3	0,32

### 3.3.2 Predimensionamiento elementos estructurales

Tabla 3.5 Predimensionamiento columnas oficinas [autores]

COLUMNAS OFICINAS										
PISO	a(m)	b(m)	Ai(m <sup>2</sup> )	Q PB	Q PP	Q SP	Pu (Ton)	ΦFcr KL/R=50	A [cm <sup>2</sup> ]	PERFIL
1	5	6	30	39,72	43,56	34,92	177,30	1,988	89,19	HEB 300
2	5	6	30		43,56	34,92	117,72	1,988	59,22	HEB 280
3	5	6	30			34,92	52,38	1,988	26,35	HEB 220

El predimensionamiento de las columnas, resisten criterios gravitacionales. En la tabla se predimensionaron los niveles de planta baja, primer piso y segundo piso.

Tabla 3.6 Predimensionamiento columnas auditorio [autores]

COLUMNAS AUDITORIO										
PISO	a(m)	b(m)	Ai(m <sup>2</sup> )	Q PB	Q PP	Q SP	Pu (Ton)	ΦFcr KL/R=50	A [cm <sup>2</sup> ]	PERFIL
1	5	6	30	38,28	38,28	33,48	165,06	1,988	83,03	HEB 300
2	5	6	30			33,48	107,64	1,988	54,14	HEB 280
3	5	6	30			33,48	50,22	1,988	25,26	HEB 240

Las secciones de las columnas del pabellón del auditorio resisten las cargas gravitacionales al igual que el pabellón de oficinas

Tabla 3.7 Predimensionamiento vigas oficinas [autores]

VIGAS PRINCIPALES											
PISO	Ln(m)	Qd(ton/m)	Ql(ton/m)	Qe(ton/m)	Md	MI	Me	Mu (ton*m)	Z(cm <sup>3</sup> )	Perfil	
1	4,60	1,06	0,80	5,29	2,24	1,69	12,17	21,74	858,19	IPE 400	
2	4,64	1,06	0,96	3,89	2,28	2,07	9,01	17,83	703,89	IPE 360	
3	4,70	1,06	0,60	1,44	2,34	1,33	3,39	9,79	386,56	IPE 270	

Tabla 3.8 Predimensionamiento vigas auditorio [autores]

VIGAS PRINCIPALES											
PISO	Ln(m)	Qd (ton/m)	Ql (ton/m)	Qe (ton/m)	Md	MI	Me	Mu(ton*m)	Z(cm <sup>3</sup> )	Perfil	
1	5,64	1,06	0,80	6,73	3,37	2,54	18,97	33,59	1326,37	IPE 450	
2	5,70	1,06	0,80	3,91	3,44	2,60	11,15	23,19	915,78	IPE 400	
3	5,72	1,06	0,60	1,46	3,47	1,96	4,17	13,34	526,63	IPE 360	

Para obtener el módulo plástico mínimo que se necesita en la tabla 3.7 y 3.8, para resistir las cargas que resultan del momento último considerando el sismo o gravitacionales según correspondan.

A pesar de que estas secciones cumplen con los requerimientos gravitacionales, deben realizarse los chequeos sismorresistentes que se encuentran en la NEC-2015, donde generalmente las secciones pueden variar.

### 3.4 Secciones definitivas, eficiencia y modos de vibración

Para las secciones definitivas, se realizó el cheque para determinar si las secciones son moderadamente dúctiles, se incrementaron y disminuyeron las secciones de forma razonable, para que las secciones cumplan los criterios sismorresistentes. Procedimiento ver en Anexo 4

**Tabla 3.9 Modos de vibración de los pabellones [autores]**

MODOS DE VIBRACIÓN	EDIFICIO		% MASAS OFICINA		%MASAS AUDITORIO	
	OFICINA	AUDITORIO	EJE X	EJE Y	EJE X	EJE Y
1	0,69	0,71	0%	87%	94%	0%
2	0,48	0,58	71%	87%	94%	65%
3	0,39	0,39	76%	88%	94%	66%
4	0,29	0,28	76%	99%	99%	66%
5	0,19	0,26	95%	99%	99%	97%
6	0,18	0,23	98%	99%	100%	97%

**Tabla 3.10 Chequeo de secciones definitivas del pabellón Auditorio [autores]**

PABELLON AUDITORIO						
ELEMENTO	SECCION	B(mm)	T(mm)	B/T	0,4*E/RyFy	ESTADO
COLUMNA	HEB 280	280	18	7,78	9,27	OK
COLUMNA	HEB 300	300	19	7,89	9,27	OK
COLUMNA	HEB 360	360	22,5	8,00	9,27	OK
VIGA	IPN 600	215	32,4	3,32	9,27	OK
VIGA	IPE 500	210	17,2	6,10	9,27	OK
VIGA	IPE 400	180	13,5	6,67	9,27	OK
VIGA	IPE 360	170	12,7	6,69	9,27	OK

**Tabla 3.11 Chequeo de secciones definitivas del pabellón Oficinas [autores]**

<b>PABELLON OFICINA</b>						
<b>ELEMENTO</b>	<b>SECCION</b>	<b>B</b>	<b>T</b>	<b>B/T</b>	<b>0,4*E/RyFy</b>	<b>ESTADO</b>
COLUMNA	HEB 300	300	19	7,89	9,27	OK
COLUMNA	HEB 360	360	22,5	8,00	9,27	OK
COLUMNA	HEB 400	400	24	8,33	9,27	OK
VIGA	IPE 300	150	10,7	7,01	9,27	OK
VIGA	IPE 360	170	12,7	6,69	9,27	OK
VIGA	IPE 400	180	13,5	6,67	9,27	OK

**Tabla 3.12 Eficiencia de los elementos estructurales del Centro de Artes [autores]**

<b>PABELLÓN OFICINAS</b>				<b>PABELLÓN AUDITORIO</b>			
<b>NUMERO</b>	<b>SECCION</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>EFICIENCIA</b>	<b>NUMERO</b>	<b>SECCION</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>EFICIENCIA</b>
179	IPE 240	Beam	95%	23	IPE 500	Beam	91%
283	IPE 400	Beam	91%	120	HEB 360	Columna	90%
167	IPE 240	Beam	89%	25	IPE 400	Beam	88%
269	IPE 400	Beam	85%	95	HEB 300	Columna	72%
243	IPE 360	Beam	70%	28	IPE 360	Beam	65%
307	HEB 400	Columna	64%	97	HEB 280	Columna	56%
340	HEB 300	Columna	60%	138	IPE 300	Beam	54%
194	IPE 240	Beam	58%	169	IPE 300	Beam	53%
326	HEB 360	Columna	56%	185	IPE 300	Beam	37%

En la presente tabla, se muestran las eficiencias más altas de cada elemento estructural por piso, a pesar de que hay elementos que no están sometidos a su resistencia última, sirven para rigidizar a la estructura, y que los chequeos sismorresistentes cumplan, al darle mayor rigidez a la estructura para poder controlar posibles daños estructurales ante un evento sísmico

### 3.5 Comprobaciones sismorresistentes Oficinas

#### 3.5.1 Derivas de piso

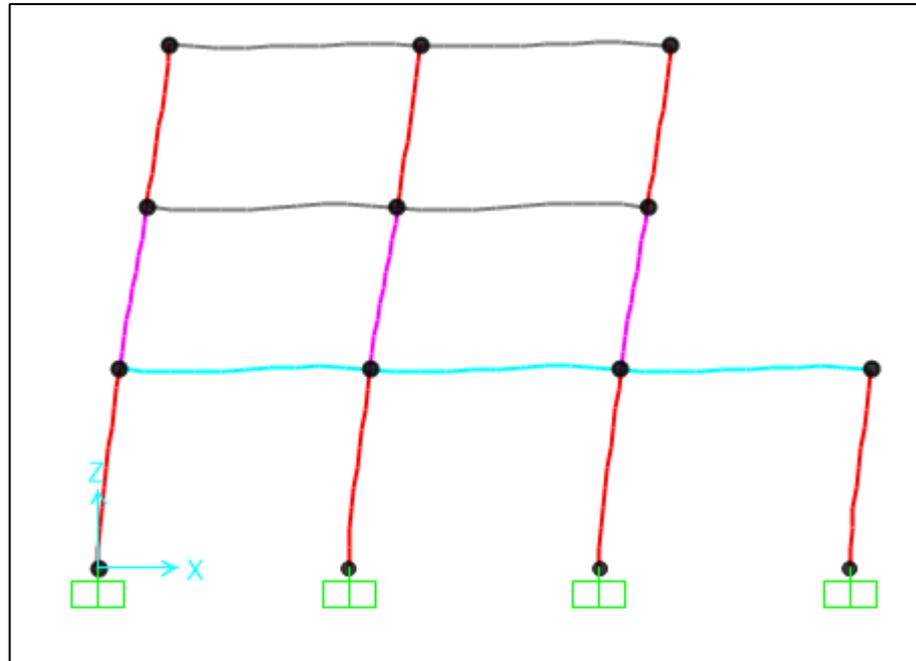
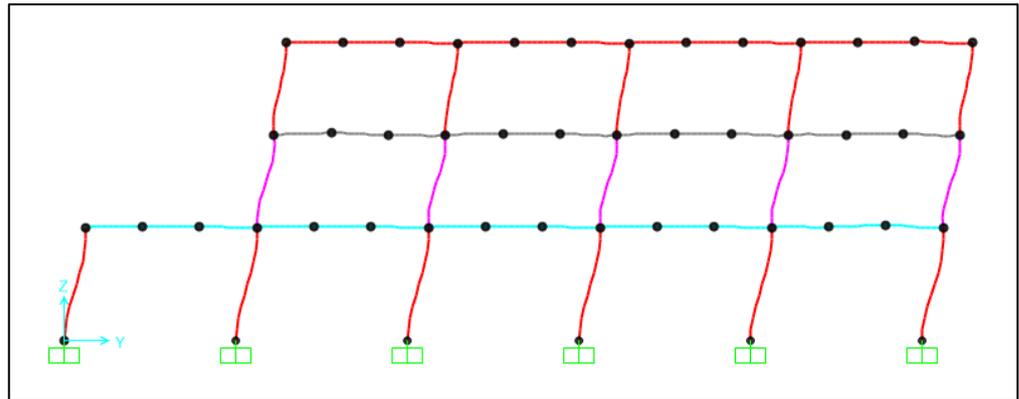


Figura 3.4 Sismo en Dirección X, Pórtico 1 [autores]

Tabla 3.13 Derivas de piso, dirección X [autores]

PORTICO	1				
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
183	1	0,005	4,000	0,005	ok
197	2	0,011	3,250	0,007	ok
209	3	0,017	3,250	0,006	ok

En la figura 3.4 se observa el desplazamiento lateral que es generado por el sismo de diseño, sin embargo, los daños estructurales se controlan debido a que la estructura cumple con las derivas admisibles permitidas, en la tabla 3.13 se evidencia que todas las derivas de piso están por debajo de 0.02.



**Figura 3.5 Sismo en dirección Y, Oficina Pórtico A [autores]**

**Tabla 3.14 Derivas de piso dirección Y, Oficinas [autores]**

PORTICO	A				
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
183	1	0,015	4,000	0,014	ok
197	2	0,027	3,250	0,014	ok
209	3	0,035	3,250	0,010	ok

En la figura 3.5 en el plano ZY, se observan los desplazamientos generados por el sismo, los cuales son adecuados porque las derivas de piso que se muestran en la tabla 3.14 cumplen con los criterios sismorresistentes

### 3.5.2 Índice de estabilidad

**Tabla 3.15 Índice de estabilidad Oficinas [autores]**

INDICE DE ESTABILIDAD		
Qadm	0,1	CHEQUEO
Qx	Qy	
0,013	0,033	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA
0,018	0,033	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA
0,012	0,018	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA

El índice de estabilidad por piso es menor al admisible, como se detallan en la tabla 3.15, por lo que los efectos de segundo orden para el pabellón de oficinas no son necesario.

### 3.6 Comprobaciones sismorresistentes Auditorio

#### 3.6.1 Derivas de piso

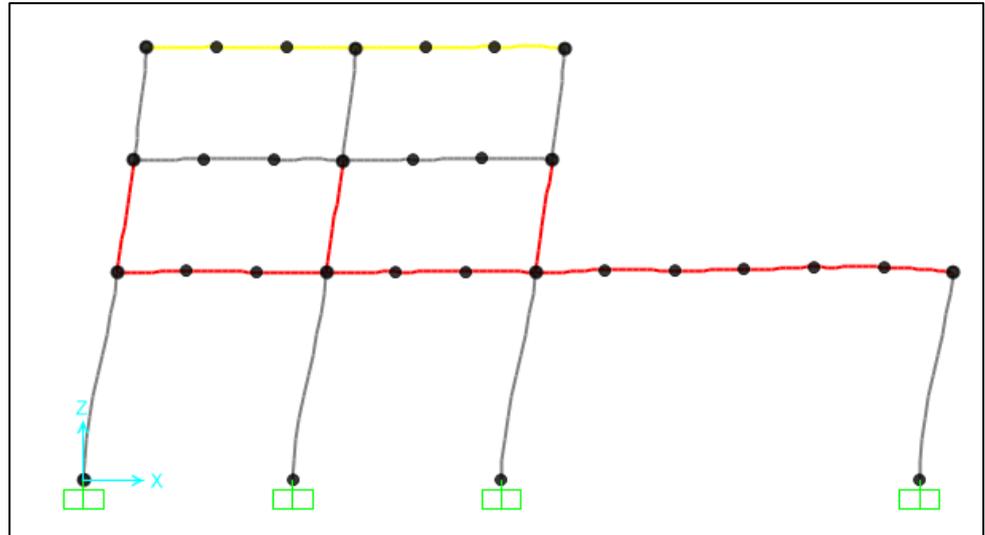
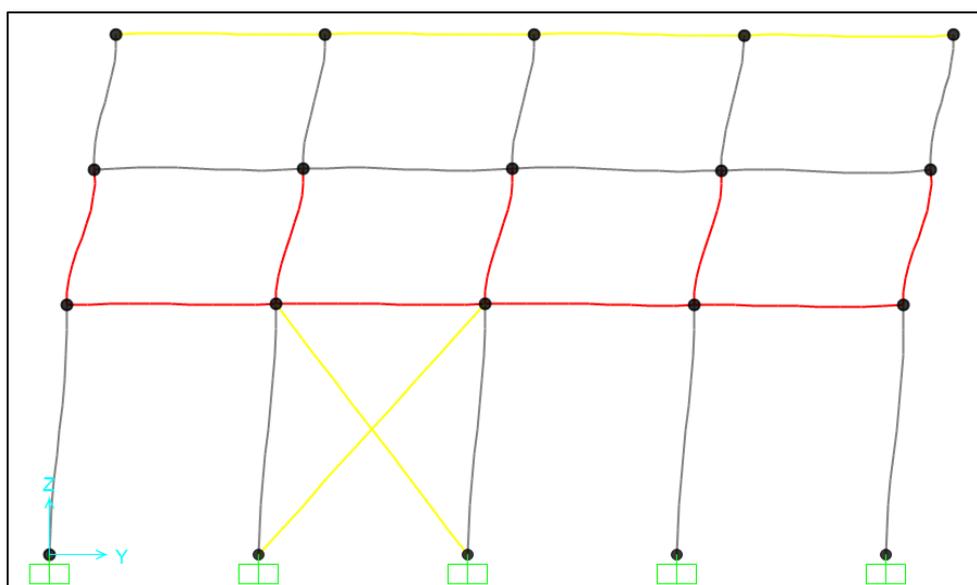


Figura 3.6 Sismo en dirección X, Pórtico 1 [autores]

Tabla 3.16 Derivas de piso dirección X, Auditorio [autores]

PORTICO	1				
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
2	1	0,019	6,000	0,012	ok
6	2	0,029	3,250	0,011	ok
9	3	0,036	3,250	0,008	ok

Para el pabellón del auditorio, las derivas correspondientes a la tabla 3.16 cumplen las derivas admisibles que recomienda la NEC-2015 para diseños sismorresistentes.



**Figura 3.7 Sismo dirección Y, Auditorio pórtico B [autores]**

**Tabla 3.17 Derivas de piso dirección Y, Auditorio [autores]**

PORTICO	B				
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
12	1	0,006	6,000	0,003	ok
16	2	0,016	3,250	0,011	ok
19	3	0,024	3,250	0,009	ok

Las derivas de piso para el sismo en dirección Y cumplen, la rigidez de la estructura es mayor en ese sentido, por lo cual las derivas son pequeñas y cumplen con los requerimientos indicados.

### 3.6.2 Índice de estabilidad

**Tabla 3.18 Índice de estabilidad, Auditorio [autores]**

INDICE DE ESTABILIDAD		
Qadm	0,1	
Qx	Qy	CHEQUEO
0,010	0,039	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA
0,016	0,031	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA
0,013	0,016	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA

Se realiza el chequeo de índice de estabilidad para el pabellón del Auditorio, y en la tabla 3.9, los resultados determinan que los efectos P-Delta de segundo orden no son necesarios para la estructura.

**Nota: El procedimiento de los resultados obtenidos para derivas de piso e índice de estabilidad de piso, se pueden revisar en el Anexo 4**

### 3.7 Conexiones

Para el diseño de las conexiones se tomaron en cuenta todos los perfiles de columnas con los perfiles de viga conectarse, para según sea el caso definir tanto espesores de soldadura, como también longitudes de soldadura en caso de no soldar toda la longitud de las placas.

A continuación, se muestran las diversas tablas, donde dependiendo del pabellón de la estructura se tiene distintos resultados para las conexiones.

#### 3.7.1 Pabellón auditorio

Conexión viga – columna

**Tabla 3.19 Tamaños de placas para la conexión [autores]**

Perfiles de conexión	Placa superior para patín (mm)	Placa para el alma (mm)	Placa inferior para patín (mm)
HEB 360 - IPN 600	PL 300X1250X8	PL 540X150X12	PL 300X1250X8
HEB 300 - IPE 400	PL 170X550X8	PL 350X100X8	PL 200X550X8
HEB 280 - IPE 360	PL 150X350X9	PL 300X50X8	PL 180X350X9

**Tabla 3.20 Detalle de soldadura HEB 360-IPN 600 [autores]**

<b>HEB 360 - IPN 600</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa a cada lado
Soldadura transversal	28 cm
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm

Longitud de soldadura	El ancho de la placa
<b>Placa para el alma</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	10 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa
Soldadura transversal	13 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

**Tabla 3.21 Detalle de la soldadura HEB 300-IPE 400 [autores]**

<b>HEB 300 - IPE 400</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa a cada lado
Soldadura transversal	15,5 cm
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa
<b>Placa para el alma</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	6 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa
Soldadura transversal	9 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

**Tabla 3.22 Detalle de soldadura HEB 280-IPE 360 [autores]**

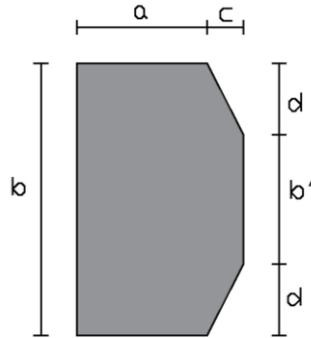
<b>HEB 280 - IPE 360</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa a cada lado
Soldadura transversal	14 cm
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa
<b>Placa para el alma</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	6 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa
Soldadura transversal	3 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

Conexión viga – columna (eje débil)

Las dimensiones de las placas para este pabellón quedaron de la siguiente manera:

**Tabla 3.23 Dimensiones de placa para los patines [autores]**

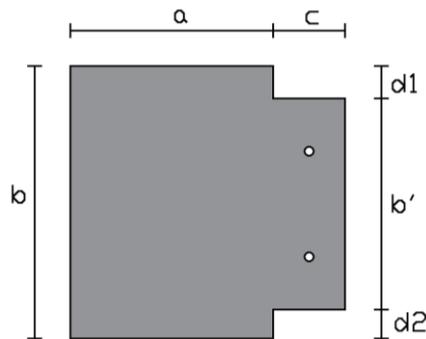
<b>Placa para el patín superior e inferior</b>									
Perfiles de conexión	b (mm)	b' (mm)	a (mm)	c (mm)	d (mm)	espesor de placa (mm)	de sup.	espesor de placa (mm)	de inf.
HEB 360 -IPE 500	315	210	144	50	52,5	24		25	
HEB 300 - IPE 400	262	180	145	50	41	24		25	
HEB 280 - IPE 360	244	170	135	50	37	24		25	



**Figura 3.8 Variables asignadas a las placas de los patines [autores]**

**Tabla 3.24 Dimensiones de placa para el alma [autores]**

Placa para el alma de la viga							
Perfiles de conexión	b (mm)	b' (mm)	a (mm)	c (mm)	d1 (mm)	d2 (mm)	espesor de placa (mm)
HEB 360 - IPE 500	465	380	194	100	40	45	19
HEB 300 - IPE 400	373	278	195	100	40	45	19
HEB 280 - IPE 360	334	239	185	100	40	45	19



**Figura 3.9 Variables asignadas a la placa del alma [autores]**

Para el detalle de la soldadura se hicieron todas las conexiones iguales independientemente del tipo de perfil, esto con el fin de facilitar el trabajo en campo, ya que la variación en los tamaños de espesor y longitudes de soldadura eran despreciables para este tipo de conexión. Los 2 pernos que se colocan son de ¼ de pulgada ubicado ¼ de la longitud  $h_p$ .

**Tabla 3.25 Detalle de la soldadura [autores]**

<b>Todas las conexiones</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	Superficie de contacto
Soldadura transversal	Superficie de contacto
<b>Placa para el alma</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	6 mm
Soldadura transversal	12 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

Conexión viga – viga

Para esta conexión solo se realiza el diseño para la viga secundaria IPE 300.

**Tabla 3.26 Detalle de soldadura IPE 300 [autores]**

<b>Conexión de viga IPE 300</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Dimensiones de placa	140x240x6
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	3 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa a cada lado
Soldadura transversal	12,5 cm
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	3 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa
<b>Placa para el alma</b>	
Dimensiones de placa	240x60x6
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	4 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa
Soldadura transversal	4,5 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

Conexión columna – columna

Esta conexión no necesita diseño, por lo tanto, su configuración fue igual en ambos pabellones, ya que las conexiones que ocupan la mayor resistencia de la estructura son las vigas, por lo que se simplificó esta conexión como se ilustra a continuación:

### 3.7.2 Pabellón Oficina

Conexión viga – columna

**Tabla 3.27 Tamaños de placas para la conexión [autores]**

<b>Pabellón Oficina</b>			
Perfiles de conexión	Placa superior para patín (mm)	Placa para el alma (mm)	Placa inferior para patín (mm)
HEB 400 - IPN 400	PL 160X250X9	PL 350X50X6	PL 180x250x9
HEB 360 - IPE 360	PL 160X250X9	PL 320X80X6	PL 180x250x9
HEB 300 - IPE 360	PL 160x150x9	PL 250X50X6	PL 180x250x9

**Tabla 3.28 Detalle de soldadura HEB 400- IPE 400 [autores]**

<b>HEB 400 - IPE 400</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa a cada lado
Soldadura transversal	13 cm
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa
<b>Placa para el alma</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	4 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa
Soldadura transversal	4 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

**Tabla 3.29 Detalle de soldadura HEB 360- IPE 360 [autores]**

<b>HEB 360 - IPE 360</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa a cada lado
Soldadura transversal	15 cm
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa
<b>Placa para el alma</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	4 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa
Soldadura transversal	5,5 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

**Tabla 3.30 Detalle de soldadura HEB 300- IPE 360 [autores]**

<b>HEB 300 - IPE 360</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa a cada lado
Soldadura transversal	7 cm
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa
<b>Placa para el alma</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	4 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa
Soldadura transversal	3 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

Conexión viga – columna (eje débil)

Las dimensiones de las placas para este pabellón quedaron de la siguiente manera:

**Tabla 3.31 Dimensiones de placa para los patines [autores]**

<b>Placa para el patín superior e inferior</b>							
Perfiles de conexión	b (mm)	b' (mm)	a (mm)	c (mm)	d (mm)	espesor de placa sup. (mm)	espesor de placa inf. (mm)
HEB 400 -IPE 400	352	180	143	50	86	20	23
HEB 360 - IPE 360	315	170	144	50	72,5	20	23
HEB 300 - IPE 360	262	170	145	50	46	20	23

**Tabla 3.32 Dimensiones de placa para el alma [autores]**

<b>Placa para el alma de la viga</b>							
Perfiles de conexión	b (mm)	b' (mm)	a (mm)	c (mm)	d1 (mm)	d2 (mm)	espesor de placa (mm)
HEB 400 - IPE 400	373	330	193	100	20	24	13
HEB 360 - IPE 360	334	296	194	100	20	24	13
HEB 300 - IPE 360	334	296	195	100	20	24	13

**Tabla 3.33 Detalle de la soldadura [autores]**

<b>Todas las conexiones</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	Superficie de contacto
Soldadura transversal	Superficie de contacto
<b>Placa para el alma</b>	
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	6 mm
Soldadura transversal	12 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

## Conexión viga – viga

Para esta conexión solo se realiza el diseño para la viga secundaria IPE 240.

**Tabla 3.34 Detalle de soldadura IPE 240 [autores]**

<b>Conexión de viga IPE 240</b>	
Electrodo	E7018
Proceso	SMAW
<b>Placa para patín superior e inferior</b>	
Dimensiones de placa	100x200x8
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	5 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa a cada lado
Soldadura transversal	6 cm
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa
<b>Placa para el alma</b>	
Dimensiones de placa	350x50x6
Soldadura de filete	
Espesor de soldadura	4 mm
Soldadura longitudinal	longitud de placa
Soldadura transversal	6 cm de cada lado
Soldadura de ranura de penetración completa	
Espesor de soldadura	6 mm
Longitud de soldadura	El ancho de la placa

**Revisar el anexo 5 para conocer el procedimiento que se llevó a cabo para determinar los resultados expuestos en esta sección de conexiones**

### 3.8 Placa base

Se diseñó con la carga axial de columna y momento flector más crítico entre ambos pabellones, dando como resultado la placa que se muestra en la figura 3.7.

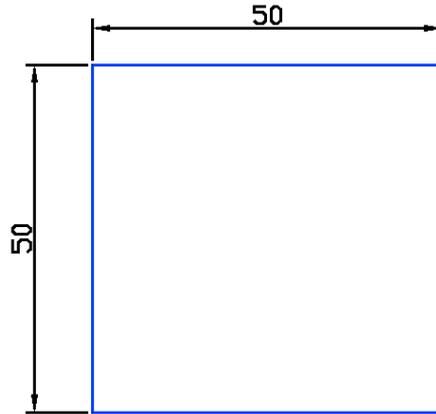


Figura 3.10 Dimensiones en cm de placa base, vista en planta [autores]



Figura 3.11 Espesor en cm de placa base, vista frontal [autores]

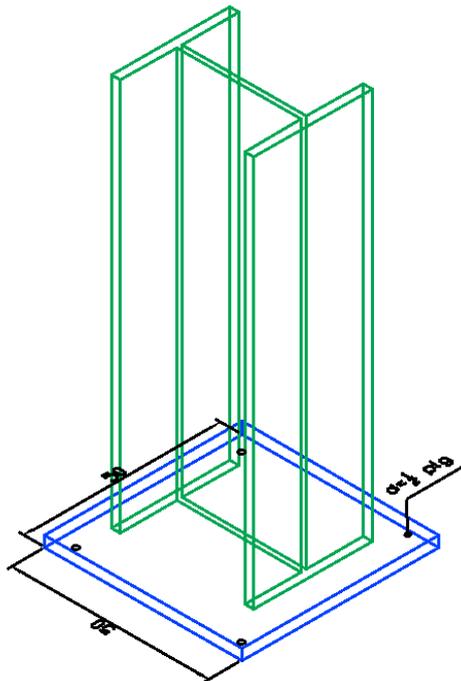
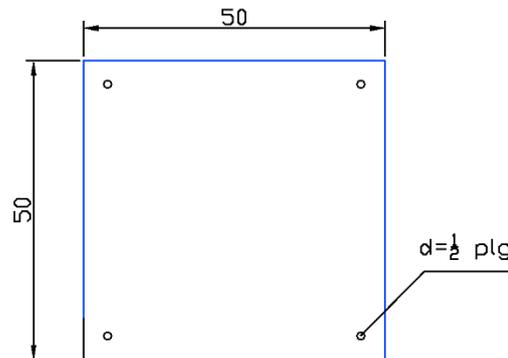
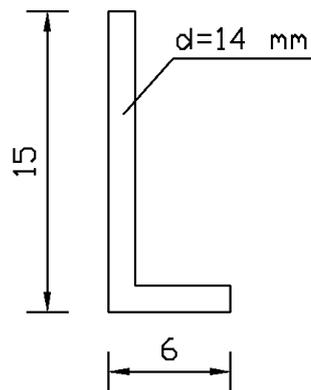


Figura 3.12 Vista en 3D de la placa base con la columna [autores]

Para el diseño no se requirió pernos de anclaje para su conexión con la columna, ya que estaba sometida a excentricidades bajas, sin embargo, se colocaron 4 pernos de anclaje en los extremos de la placa base por seguridad.



**Figura 3.13 Ubicación de los pernos de anclaje [autores]**



**Figura 3.14 Dimensiones en cm del perno de anclaje [autores]**

**Nota:** Para el dimensionamiento de la placa base como para conocer si es necesario colocar pernos de anclaje revisar anexo 6.

### 3.9 Viga de Cimentación

#### 3.9.1 Pabellón de oficina

Para este pabellón se tiene una viga de cimentación con una longitud de 17 m y con una sección transversal que se ilustra en la figura 3.

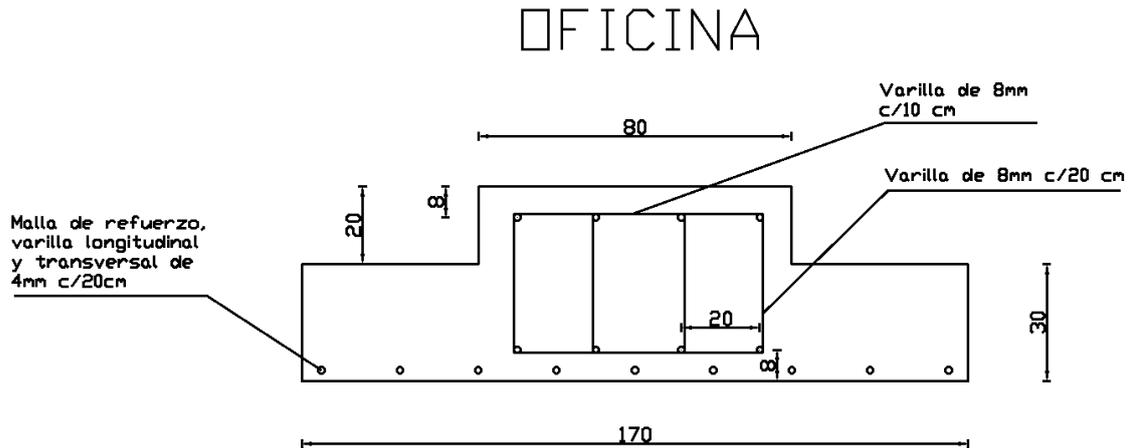


Figura 3.15 Sección transversal de la cimentación del pabellón oficina [autores]

Para poder conocer el momento flector máximo y el cortante máximo en la cimentación, se hizo el análisis asemejando el comportamiento de una viga. En la figura 3. podemos apreciar estos valores.

Tabla 3.35 Detalle del refuerzo de la cimentación [autores]

Pabellón oficina	
Recubrimiento	10 cm
<b>Refuerzo longitudinal superior e inferior</b>	
# de varillas	6
Φ de varillas	8 mm
Separación S	20 cm
<b>Estribos</b>	
Φ de varillas	8 mm
Separación S	A la distancia 2h más cercana a la columna es c/10 cm y alejada de esta c/20 cm
<b>Malla electrosoldada</b>	
Refuerzo longitudinal	Φ de 4 mm
Refuerzo transversal	Φ de 4 mm
Separación S	c/20 cm tanto horizontal como transversal

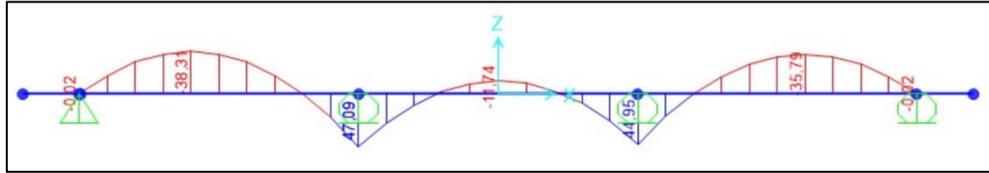


Figura 3.16 Diagrama de momento flector del pabellón Oficina [autores]

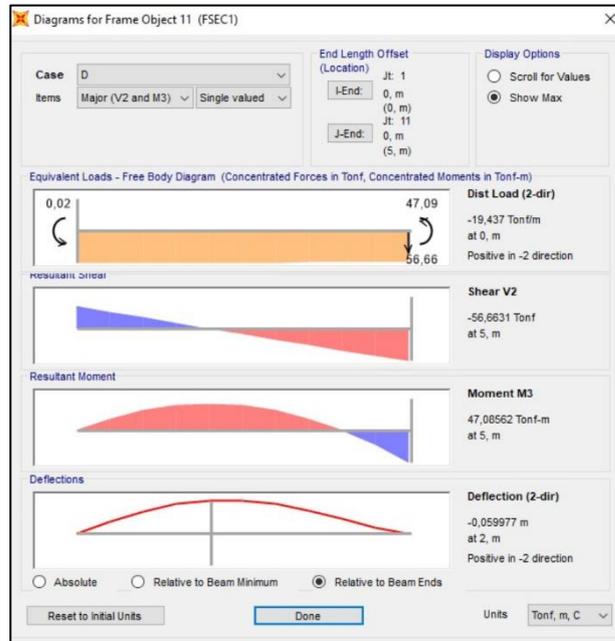


Figura 3.17 Cortante y momento flector máximo del pabellón Oficina [autores]

### 3.9.1.1 Capacidad de Carga

Se presentan los parámetros obtenidos del estudio geotécnico del suelo detallado en el capítulo 2:

Tabla 3.36 Parámetros obtenidos del estudio de suelo [autores]

DATOS		
Ángulo de fricción	28,67	
C'	2,5	T/m <sup>2</sup>
N	6	
B	1,7	M
Df	1	M
Y	1,8	T/m <sup>3</sup>
Ysat	0,8	T/m <sup>3</sup>
$\sigma'_z$	1,8	T/m <sup>2</sup>
$\phi$	27,5	
Nc	30,4	
Nq	16,85	

Ny	13,55	
A	27,95	m <sup>2</sup>
qult	4	T/m <sup>2</sup>
q	101,7282	T/m <sup>2</sup>

Donde:

q = carga última aplicada a cada pórtico de la estructura

A = Área de la cimentación

Y = Peso específico del suelo

Ysat = Peso específico saturado del suelo

Finalmente, aplicando la ecuación de terzaghi se tiene que:

$$qult = 101.73 T/m^2$$

Y multiplicándola por el área de la cimentación se obtiene:

$$qult = 2843,302 T$$

Dado que se aplica según la norma NEC-2015 un factor de seguridad FS=3, la capacidad de carga admisible es:

$$qadm = 947.78 T$$

Como  $947.78 T > 360 T$ , entonces está dentro del límite permisible. La cimentación cumple por capacidad de carga.

### 3.9.2 Pabellón de Auditorio

Para este pabellón se tiene una viga de cimentación con una longitud de 24 m y con una sección transversal que se ilustra en la figura 3.

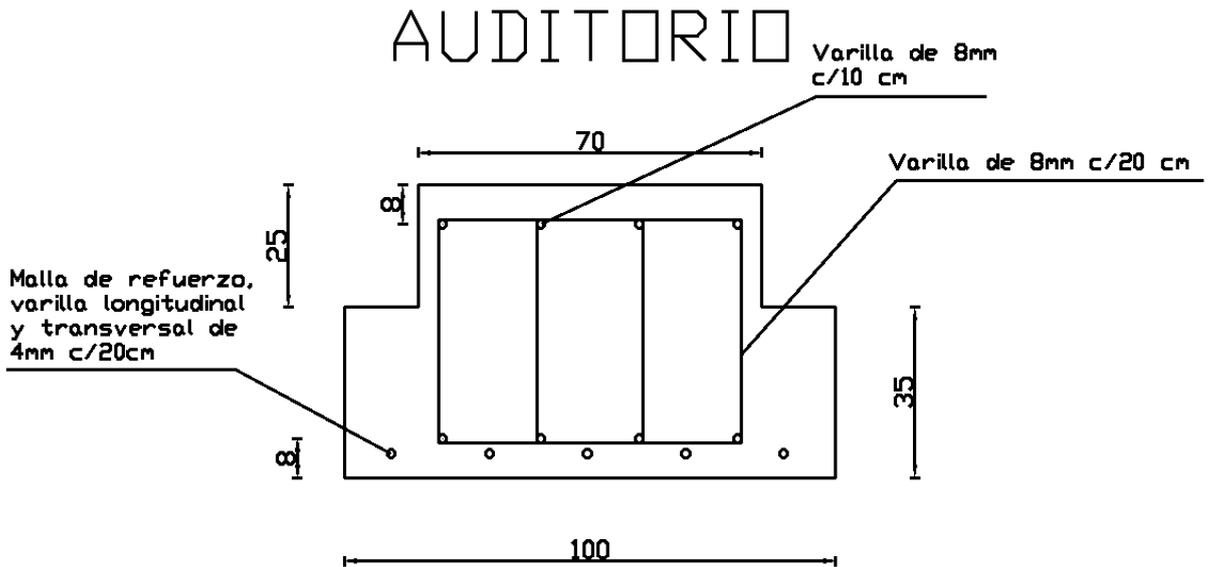


Figura 3.18 Sección transversal de la cimentación del pabellón auditorio [autores]

Tabla 3.37 Detalle del refuerzo de la cimentación [autores]

Pabellón Auditorio	
<b>Recubrimiento</b>	10 cm
<b>Refuerzo longitudinal superior e inferior</b>	
# de varillas	6
Φ de varillas	8 mm
Separación S	20 cm
<b>Estribos</b>	
Φ de varillas	8 mm
Separación S	A la distancia 2h más cercana a la columna es c/10 cm y alejada de esta c/20 cm
<b>Malla electrosoldada</b>	
Refuerzo longitudinal	Φ de 4 mm
Refuerzo transversal	Φ de 4 mm
Separación S	c/20 cm tanto horizontal como transversal

De la misma manera se hizo el análisis para este pabellón.

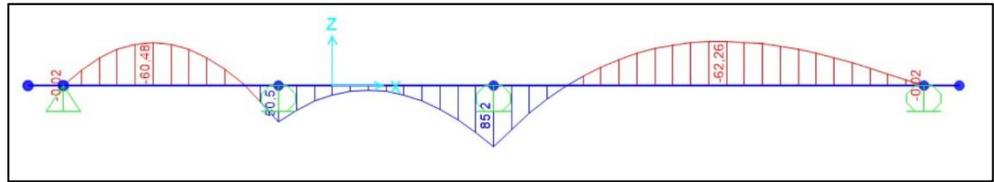


Figura 3.19 Diagrama de momento flector del pabellón auditorio [autores]

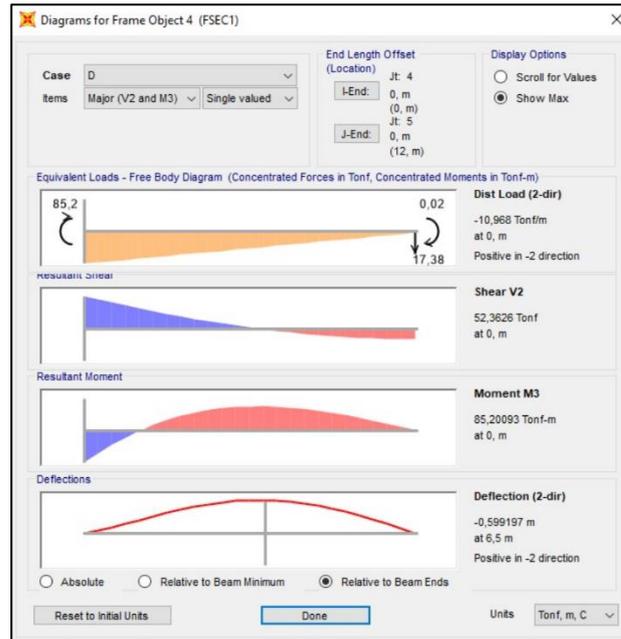


Figura 3.20 Cortante y momento flector máximo del pabellón auditorio [autores]

Para conocer a detalle el proceso mediante el cual se dimensionó cada viga de cimentación revisar el anexo 7.

### 3.9.3 Capacidad de Carga

Se presentan los parámetros obtenidos del estudio geotécnico del suelo detallado en el capítulo 2:

Tabla 3.38 Parámetros obtenidos del estudio de suelo [autores]

DATOS		
c'	2,5	T/m <sup>2</sup>
N	6	
B	1	m
Df	1	m

Y	1,8 T/m3
Ysat	0,8 T/m3
$\sigma'z$	1,8 T/m2
$\phi$	27,5
Nc	30,4
Nq	16,85
Ny	13,55
A	23,66 m2
q	480 T

Donde:

q = carga última aplicada a cada pórtico de la estructura

A = Área de la cimentación

Y = Peso específico del suelo

Ysat = Peso específico saturado del suelo

Finalmente, aplicando la ecuación de terzaghi se tiene que:

$$q_{ult} = 93.19 T/m^2$$

Y multiplicándola por el área de la cimentación se obtiene:

$$q_{ult} = 2204,915 T$$

Dado que se aplica según la norma NEC-2015 un factor de seguridad FS=3, la capacidad de carga admisible es:

$$q_{adm} = 734.97 T$$

Como  $734.97 T > 480 T$ , entonces está dentro del límite permisible.

La cimentación cumple por capacidad de carga.

### 3.10 Presupuesto Referencial

Tabla 3.39 Presupuesto referencial, Pabellón Oficina [autores]

PABELLÓN OFICINA					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIOS UNITARIOS	PRECIO TOTAL
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES Y MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>			<b>SUBTOTAL</b>	
1.01	Excavación y desalojo para cimentaciones	m3.	90,00	4,11	369,90
1.02	Hormigón simple $f'c=180$ kg/cm <sup>2</sup> - Replanteo	m3.	5,00	129,49	647,45
1.03	zapata corrida de H.A. $f'c=240$ kg/cm <sup>2</sup>	m3.	69,00	168,52	11.627,88
1.04	Acero de refuerzo $f'y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg.	4.197,35	2,04	8.562,59
1.05	Losa H=8cm de hormigon sobre deck metálico 0.65mm, H.Premezclado $fc=210$ kg/cm <sup>2</sup> . Incluye malla de temperatura	m3.	87,00	209,09	18.190,83
1.06	Trazado y replanteo	m2	450,00	1,53	688,50
1.07	Relleno compactado con material de préstamo importado	m3.	100,00	10,80	1.080,00
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>41.167,15</b>
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA METALICA</b>				
2.01	Vigas metálicas ASTM A-36	kg.	35.372,19	3,60	127.339,87
2.02	Columnas metálicas ASTM A-36	kg.	24.748,84	3,56	88.105,87
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>215.445,74</b>
<b>3</b>	<b>MAMPOSTERIA Y ENLUCIDOS</b>				
3.01	Mamposteria de bloque pesado, e=40 cm	m2.	690	8,64	5.961,60
3.02	Enlucido de paredes interior y exterior	m2.	1.500,00	5,94	8.910,00
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>14.871,60</b>
<b>4</b>	<b>RECUBRIMIENTOS</b>				
4.01	Frisos y fachadas Alucubond	m2.	750,00	48,07	36.052,50
4.02	Cielo raso falso fibra mineral 60x60cm	m2.	260,00	19,40	5.044,00
4.04	Pintura de caucho interior satinada y exterior	m2.	1.500,00	4,65	6.975,00
4.05	Contrapiso de Hormigón Simple $f'c=180$ kg/cm <sup>2</sup> e=8 cm	m2.	450,00	12,98	5.841,00
4.06	Recubrimiento con Porcelanato de 50 x 50 cm. En Interiores	m2.	600,00	33,96	20.376,00
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>74.288,50</b>

<b>6</b>	<b>PUERTAS DE MADERA , ACERO INOXIDABLE Y CERRADURAS</b>				
6.01	Puerta de madera HDF panelada de 0,80x1,00x2,10 inc. Cerradura	u.	14,00	242,41	3.393,74
6.02	Puertas de acero inoxidable para Baños	u.	9,00	229,36	2.064,24
6.03	Puertas corredizas metálica	m2.	3,00	106,65	319,95
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>5.777,93</b>
<b>7</b>	<b>ALUMINIO, VIDRIO Y ACEROS</b>				
7.01	Ventanas de Aluminio y Vidrio 6 mm	m2	34,00	61,08	2.076,72
7.02	Divisiones de Acero Inoxidable en Baños	m2	5,00	53,85	269,25
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>2.345,97</b>
<b>8</b>	<b>GRIFERIA Y ACCESORIOS PARA BAÑOS</b>				
8.01	Llave de control presmatic para lavamanos	u.	6,00	22,47	134,82
8.02	Llave de Control Presmatic de urinario	u.	9,00	72,19	649,71
8.04	Dispensadores de Jabón Liquido	u.	3,00	21,58	64,74
8.05	Papelera	u.	3,00	49,05	147,15
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>996,42</b>
<b>9</b>	<b>PIEZAS SANITARIAS</b>				
9.01	LAVAMANOS EMPOTRABLE BLANCO	u.	3,00	133,44	400,32
9.02	LAVACOPAS DE ACERO INOXIDABLE	u.	3,00	97,22	291,66
9.03	INODORO BLANCO CON FLUXOMETRO	u.	3,00	167,81	503,43
9.04	URINARIO BLANCO	u.	9,00	107,68	969,12
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>2.164,53</b>
<b>10</b>	<b>OBRAS DE URBANIZACION</b>				
10.01	Pintura de tráfico para señalización horizontal	m2.	25,00	22,99	574,75
10.02	Piso de Adoquín Vehicular multicolor	m2.	360,00	28,10	10.116,00
10.03	Caminera de hormigón simple f'c =210 kg/cm2	m2.	125,00	17,00	2.125,00
10.04	Bordillos de Hormigón Simple	m.	110,00	18,36	2.019,60
					<b>14.835,35</b>
				<b>TOTAL</b>	<b>371.893,19</b>

**Tabla 3.40 Presupuesto referencial, Pabellón Auditorio [autores]**

<b>PABELLÓN AUDITORIO</b>					
<b>RUBRO</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIOS UNITARIOS</b>	<b>PRECIO TOTAL</b>
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES Y MOVIMIENTO DE TIERRA</b>				
1.01	Excavación, relleno y desalojo para cimentaciones	m3.	96,00	4,11	394,56
1.02	Hormigón simple f'c=180 kg/cm2 - Replanteo	m3.	7,00	129,49	906,43
1.03	zapata corrida de H.A. f'c=240kg/cm2	m3.	75,00	168,52	12.639,00
1.04	Acero de refuerzo f'y=4200kg/cm2	kg.	3.911,99	2,04	7.980,47
1.05	Losa H=8cm de hormigón sobre deck metálico 0.65mm, H.Premezclado f'c=210kg/cm2. Incluye malla de temperatura	m3.	768,00	209,09	160.581,12
1.06	Trazado y replanteo	m2	480,00	1,53	734,40
1.07	Relleno compactado con material importado	m3.	100,00	10,80	1.080,00
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>182.501,58</b>
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA METALICA</b>				
2.01	Vigas metálicas ASTM A-36	kg.	51.258,91	3,60	184.532,09
2.02	Columnas metálicas ASTM A-36	kg.	19.860,52	3,56	70.703,45
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>255.235,54</b>
<b>3</b>	<b>MAMPOSTERIA Y ENLUCIDOS</b>				
3.01	Mampostería de bloque pesado, e=20cm	m2.	640	8,64	5.529,60
3.02	Enlucido de paredes interior y exterior	m2.	1.400,00	5,94	8.316,00
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>13.845,60</b>
<b>4</b>	<b>RECUBRIMIENTOS</b>				
4.01	Frisos y fachadas Alucubond	m2.	700,00	48,07	33.649,00
4.02	Cielo raso falso fibra mineral 60x60cm	m2.	200,00	19,40	3.880,00
4.04	Pintura de caucho interior satinada y exterior	m2.	1.400,00	4,65	6.510,00
4.05	Contrapiso de Hormigón Simple f'c=180 kg/cm2 e=8 cm	m2.	480,00	12,98	6.230,40
4.06	Recubrimiento con Porcelanato de 50 x 50 cm. En Interiores	m2.	720,00	33,96	24.451,20
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>74.720,60</b>

<b>6</b>	<b>PUERTAS DE MADERA , ACERO INOXIDABLE Y CERRADURAS</b>				
6.01	Puerta de madera HDF panelada de 0,80x1,00x2,10 inc. Cerradura	u.	12,00	242,41	2.908,92
6.02	Puertas de acero inoxidable para Baños	u.	15,00	229,36	3.440,40
6.03	Puertas corredizas metálica	m2.	3,00	106,65	319,95
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>6.669,27</b>
<b>7</b>	<b>ALUMINIO, VIDRIO Y ACEROS</b>				
7.01	Ventanas de Aluminio y Vidrio 6 mm	M2	70,00	61,08	4.275,60
7.02	Divisiones de Acero Inoxidable en Baños	m2	6,50	53,85	350,03
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>4.625,63</b>
<b>8</b>	<b>GRIFERIA Y ACCESORIOS PARA BAÑOS</b>				
8.01	Llave de control presmatic para lavamanos	u.	9,00	22,47	202,23
8.02	Llave de Control Presmatic de urinario	u.	12,00	72,19	866,28
8.03	Llave de duchas	u.	6,00	71,22	427,32
8.04	Dispensadores de Jabón Liquido	u.	3,00	21,58	64,74
8.05	Papelera	u.	3,00	49,05	147,15
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>1.707,72</b>
<b>9</b>	<b>PIEZAS SANITARIAS</b>				
9.01	LAVAMANOS EMPOTRABLE BLANCO	u.	3,00	133,44	400,32
9.02	LAVACOPAS DE ACERO INOXIDABLE	u.	3,00	97,22	291,66
9.03	INODORO BLANCO CON FLUXOMETRO	u.	6,00	167,81	1.006,86
9.04	URINARIO BLANCO	u.	12,00	107,68	1.292,16
					<b>2.991,00</b>
				<b>TOTAL</b>	<b>542.296,93</b>

# CAPÍTULO 4

## 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Conclusiones

Para el presente proyecto se ha realizado considerando en primer lugar los requerimientos por parte del GAD de Tosagua, así como también las especificaciones normativas sismorresistentes de la NEC-2015 y adicionalmente que los edificios se ajusten a una propuesta económica viable en el cantón.

Los pabellones al ser diseñados con acero estructural son estructuras más livianas con respecto a las de hormigón armado, así como también permite tener longitudes más grandes entre columnas. Los elementos de acero estructural también ocupan menor espacio, preciso para los ambientes ocupacionales propuestos.

El modelamiento estructural de los pabellones fue realizado aproximándose a la realidad en el campo y considerando los requerimientos de las normas y códigos empleados

La eficiencia en los elementos estructurales no es el 100% de su capacidad en columnas, y vigas principales sin embargo el aporte para cumplir parámetros como las derivas de piso son de vital importancia, así como otros criterios sismorresistentes que se detallaron en el presente documento en la sección 3.

Se consideró un arriostamiento en la planta baja del pabellón del auditorio para poder controlar las derivas de piso, y aumentar la rigidez de la planta baja debido a su altura.

Para el análisis estructural se realizó de forma conservadora, considerando un coeficiente de reducción bajo, debido a la poca o casi nula experiencia constructiva en edificaciones de acero en el cantón Tosagua.

De la misma forma las secciones definitivas, se fueron ajustando en el modelo estructural por necesidades estructurales y económicas.

Los planos estructurales de ambos pabellones cuentan con las especificaciones pertinentes, conexiones, cimentaciones, que servirán en el futuro al constructor, para guiarse y ejecutar lo propuesto sin ningún tipo de inconveniente.

El presupuesto referencial del proyecto se realizó basado en los precios actuales del mercado, así como la mano de obra calificada para llevar a cabo este tipo de obras civiles. Cabe mencionar que el presupuesto referencial se ajusta solo a la obra gris de los pabellones.

El presupuesto tuvo una gran concordancia por m<sup>2</sup> de ambas estructuras, ya que datos estadísticos indican que el valor por m<sup>2</sup> para una vivienda oscila entre \$900 a \$1400. Para el pabellón de oficina el valor por m<sup>2</sup> es de \$360 y el del auditorio es de \$445. Esto lleva a una respuesta positiva, ya que los precios son razonables, aunque salen valores bajos, solo se está tomando en cuenta solamente la materia gris del proyecto sin las instalaciones eléctricas y sanitarias.

La guía de buenas prácticas ambientales, adjuntas en el último anexo del presente documento, se ha realizado con el propósito de motivar a las entidades involucradas a reducir los impactos ambientales generados por la construcción del Centro de Artes del cantón Tosagua.

## **4.2 Recomendaciones**

El presente proyecto puede servir para futuras tesis de grado, que se inclinen a la tecnología BIM, por lo que se recomienda de forma general a quién interese, para integrarlo deben incluir los planos estructurales del proyecto actual, más los eléctricos y sanitarios.

Se recomienda finalizar el proyecto de forma integral, esto significa incluir la parte eléctrica, así como áreas verdes, concha acústica, áreas de parqueos, cerramientos, alumbrado para tener el proyecto de manera integral.

Realizar actualizaciones del presupuesto referencial, puesto que los precios pueden variar según el año, por lo que es vital que el presupuesto sea revisado para obtener un presupuesto definitivo.

Controlar el proceso constructivo y cumplir las especificaciones de los planos estructurales, para que el desempeño de los pabellones del Centro de Artes funcione según lo diseñado.

Se recomienda realizar mantenimientos a las estructuras, para alargar su tiempo de vida útil. Una vez cumplido la vida útil de la estructura, desmontar los perfiles de acero para posteriormente poder reciclarlos.

# BIBLIOGRAFÍA

- AGENCY, F. E. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Washington, USA.: FEMA.
- AISC. (1989). Manual of Steel Construction. In *Allowable Stress Design*. Chicago, USA.
- AISC. (1994). Manual of Steel Construction. In *Load and Resistance Factor Design*. Chicago, USA.
- AISC. (2003). Steel Design Guide Series. In *Columns Base Plates*. USA: Third Printing.
- Andrade García, C. (2015). *Calificación de Conexiones de Perfiles I de Acero - Viga Conectada al Eje Débil de Columna*. Bogotá, Colombia.
- Arguello, D. M., & Calderón, L. A. (2014). *Ensayo SPT y las Correlaciones para Parámetros de diseño*. Bogotá: U. Católica de Colombia.
- AWS. (2005). *Structural Welding Code Steel - Seismic Supplement*. Miami, Florida. USA: ANSI/AWS D1.8.
- Bonilla Cobos, C. S., & Tapia Maldonado, J. C. (2010). *Diseño y Construcción de una Estructura Metálica para vivienda*. Quito.
- C. McCormac, J., & F. Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. México: Alfaomega.
- CAMICON, M. Y. (2014). *NEC-SE-AC: Estructuras de Acero*. Ecuador: MIDUVI.
- CAMICON, M. Y. (2014). *NEC-SE-CG: Cargas (No Sísmicas)*. Ecuador: MIDUVI.
- CAMICON, M. Y. (2014). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*. Ecuador: MIDUVI.
- CAMICON, M. Y. (2014). *NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones*. Ecuador: MIDUVI.
- D1.1, A. (2010). *Structural Welding Code - Steel*. USA: American Welding Society.
- Guerra Avendaño, M. (2012). *Diseño de Cimentaciones Sismorresistentes*. Sangolquí.
- Norris, C. (1982). *Análisis Elemental de Estructuras 4a Edición*. México: McGraw Hill.
- NSR-10. (2010). *Título F ESTRUCTURAS METÁLICAS Capítulo F.2 Estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubulares estructurales*. Bogotá, Colombia.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1943). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica, segunda edición*. USA: El Ateneo S.A.
- Valencia Clement, G. (2004). *Diseño Sismo Resistente de Estructuras de Acero*. Bogotá, Colombia

# ANEXO 1

## A.1 ESPECTRO DE DISEÑO

Para realizar el espectro de diseño, se consideró los datos iniciales resultantes de los estudios de suelos.

<b>Ciudad: Tosagua</b>	
<b>Suelo Tipo:</b>	E
<b>Zona Sísmica:</b>	V
<b>Altura:</b>	10,5
<b>F<sub>a</sub>:</b>	0,85
<b>F<sub>d</sub>:</b>	1,5
<b>F<sub>s</sub>:</b>	2
<b>n:</b>	1,8
<b>z</b>	0,5

<b>Z</b>	PAG 32	0,5
<b>R</b>	PAG 64	5
<b>I</b>	PAG 39	1,3
<b>φ<sub>p</sub></b>	PAG 39	0,9
<b>φ<sub>E</sub></b>	PAG 39	1

Una vez obtenidos los valores iniciales, se procede a sacar las regiones del espectro de diseño elástico

<b>T<sub>o</sub></b>	0,35
<b>T<sub>c</sub></b>	1,94

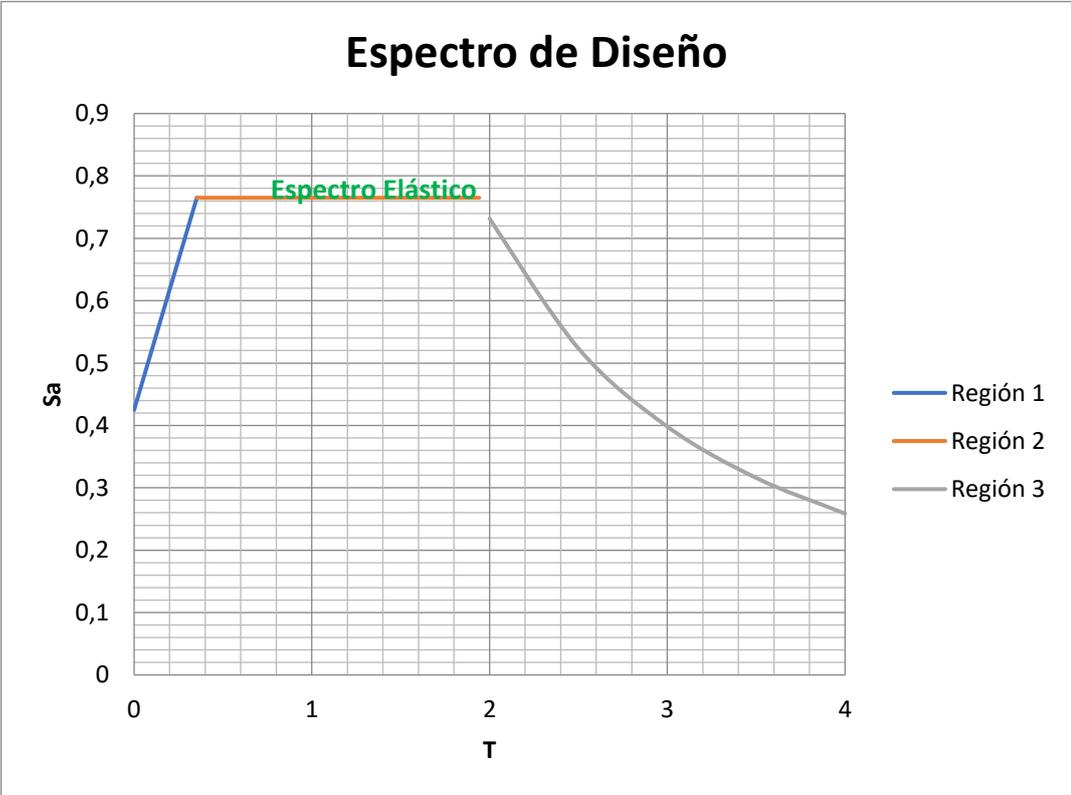
región 1	
Sa	0,425
Sa	0,77
región 2	
Sa	0,77
Sa	0,77
región 3	
Sa	2,0690
T	Sa
1,94	0,77
2	0,73
2,5	0,52
3	0,40
3,5	0,32
4	0,26

Para obtener las regiones inelásticas se toman en cuenta el producto de los factores de reducción R, así como los factores de elevación, planta e importancia del edificio.

En este caso, ambos pabellones tienen el mismo espectro de diseño elástico e inelástico.

Región 1	0	0,122777778
	0,35	0,22
Región 2	0,35	0,22
	1,94	0,22
región 3	1,94	0,22
	2,00	0,21
	2,50	0,15
	3,00	0,12
	3,50	0,09
	4,00	0,07
	4,50	0,03

En la segunda fila se muestra la región del espectro elástico y en la tercera fila, la región de del espectro Inelástico.

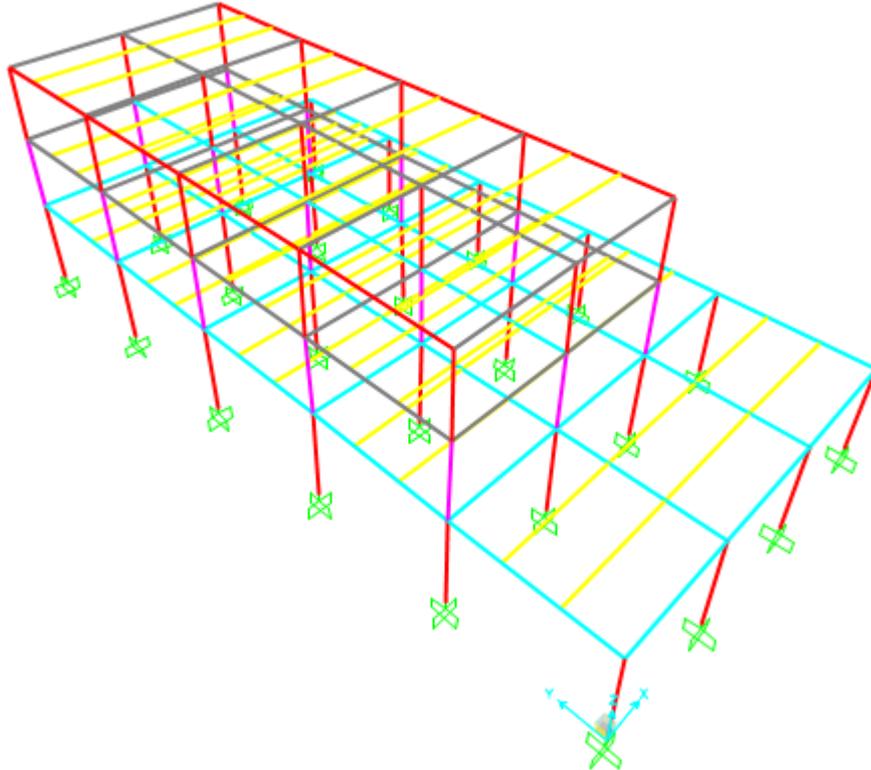


En la figura se muestra únicamente el espectro elástico.

# ANEXO 2

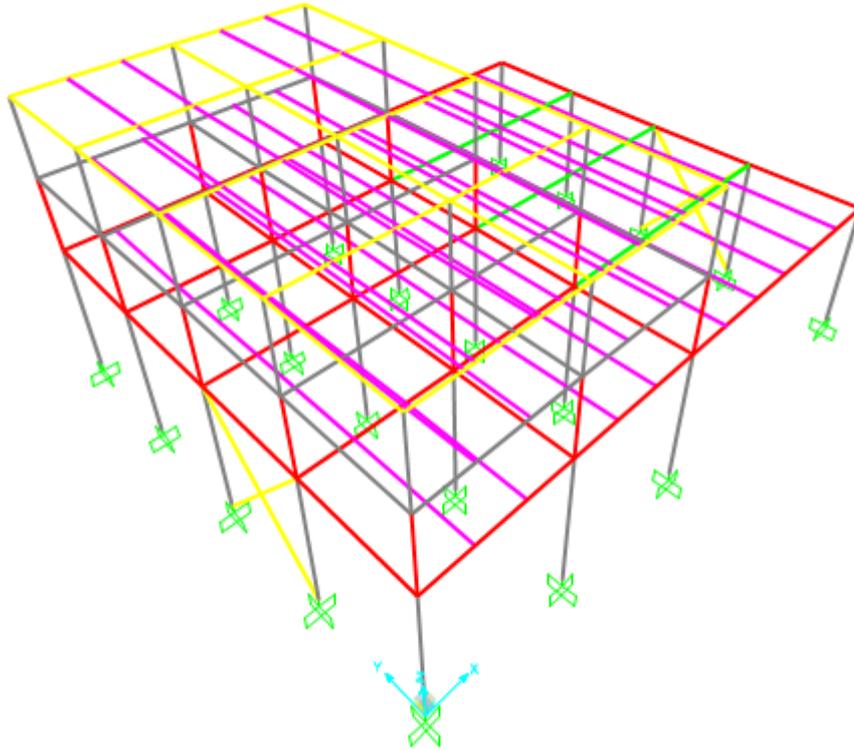
## A.2 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Para el modelamiento estructural, se introducen al SAP 2000, la distribución

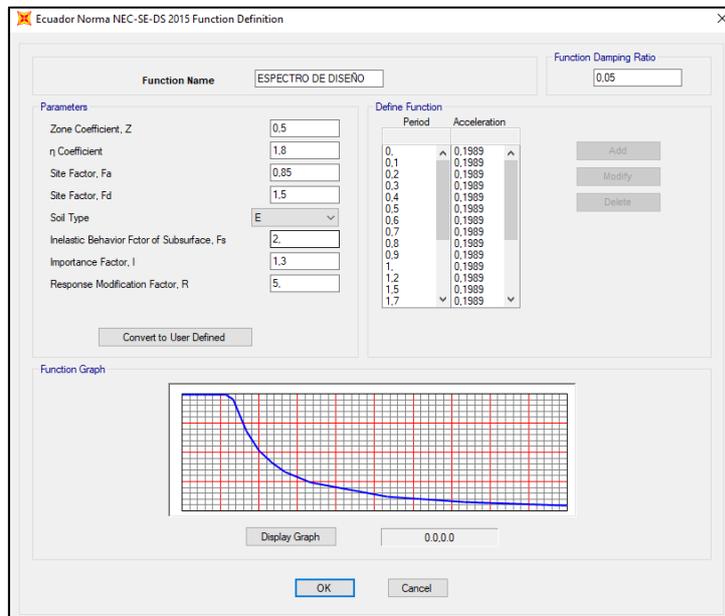


estructural de las vigas y columnas de ambos pabellones.

Pabellón de oficinas, con los elementos estructurales, tales como vigas principales, secundarias y columnas. De igual forma se exporto el pabellón del Auditorio

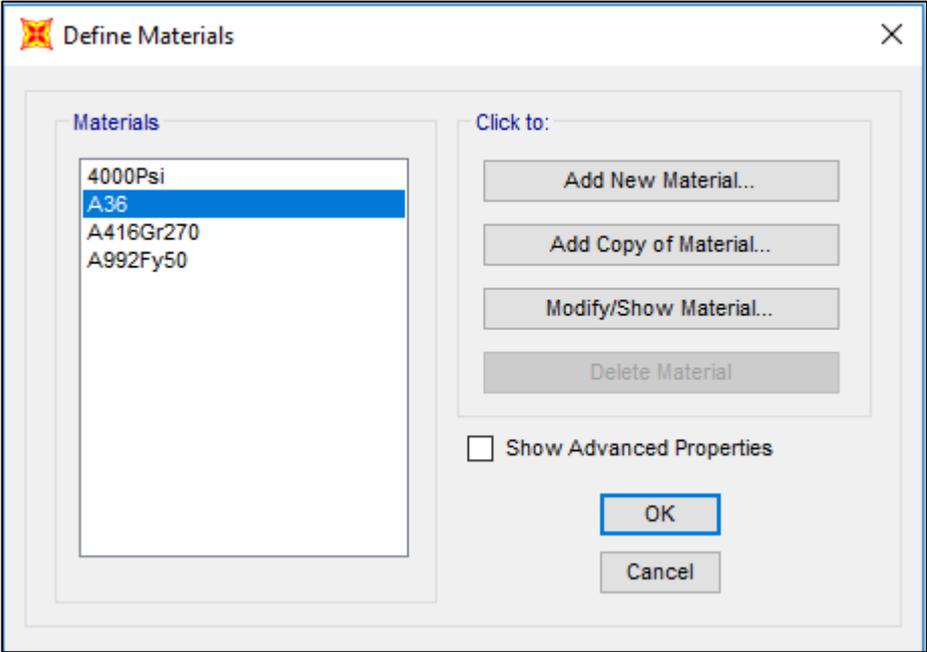


El pabellón del auditorio cuenta con un arriostramiento lateral, para reducir los modos de vibración en el sentido x.

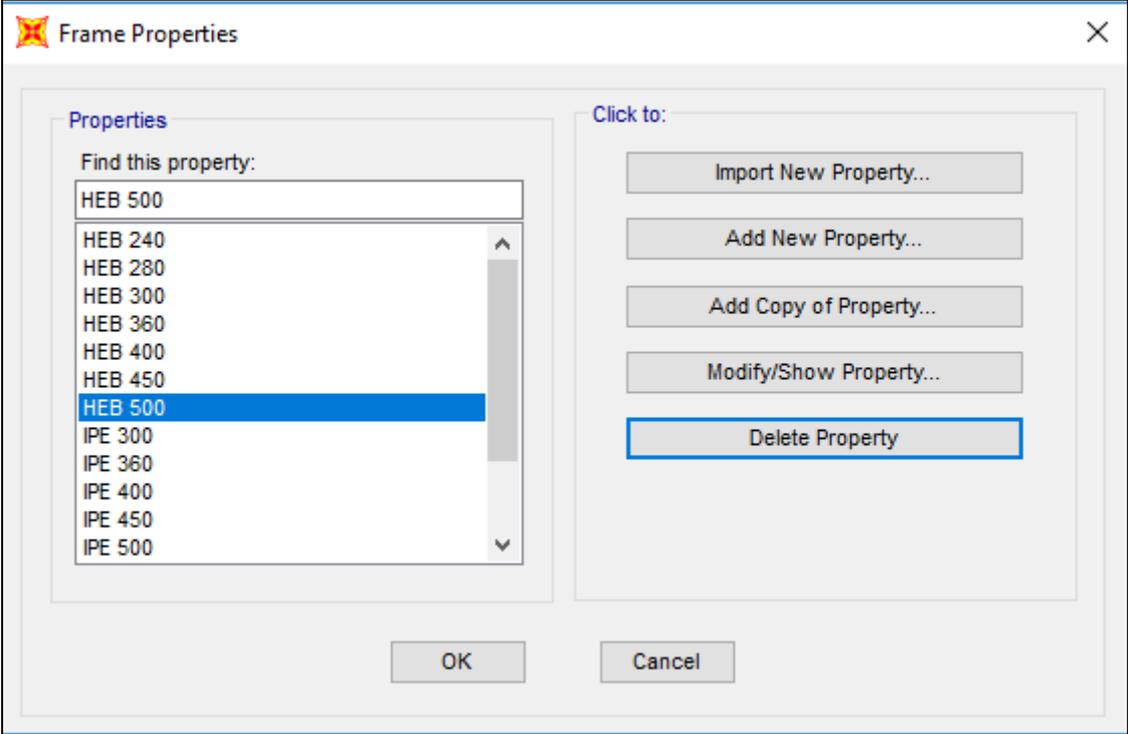


Luego se procedió a crear la función espectro de diseño, dentro del programa, para ambos pabellones.

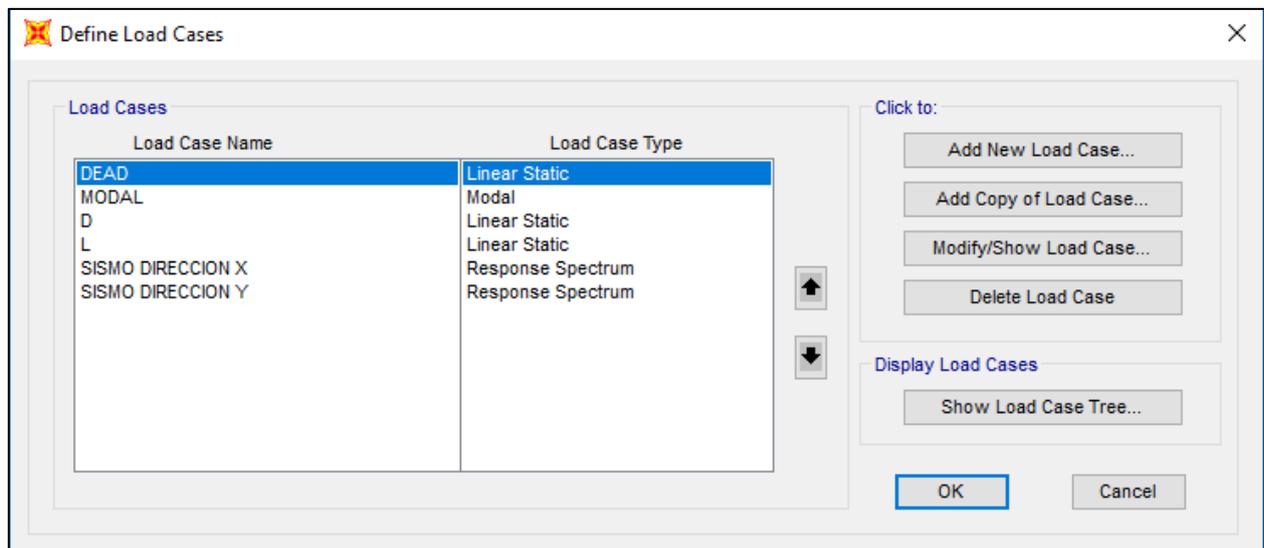
Se define el material a utilizar A36, así como también se ingresan las secciones predimensionadas previamente.



Luego las secciones predimensionadas, para ambos pabellones.

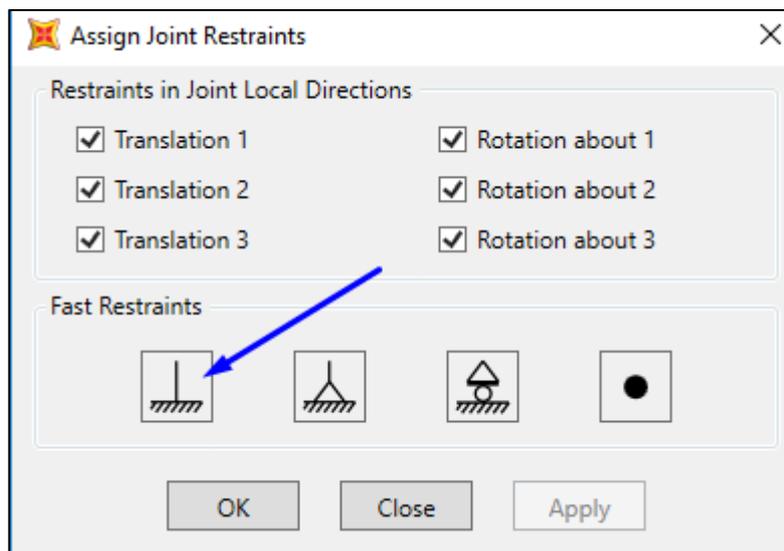


Se definen los estados de cargas, cargas muertas sobrepuestas, cargas vivas

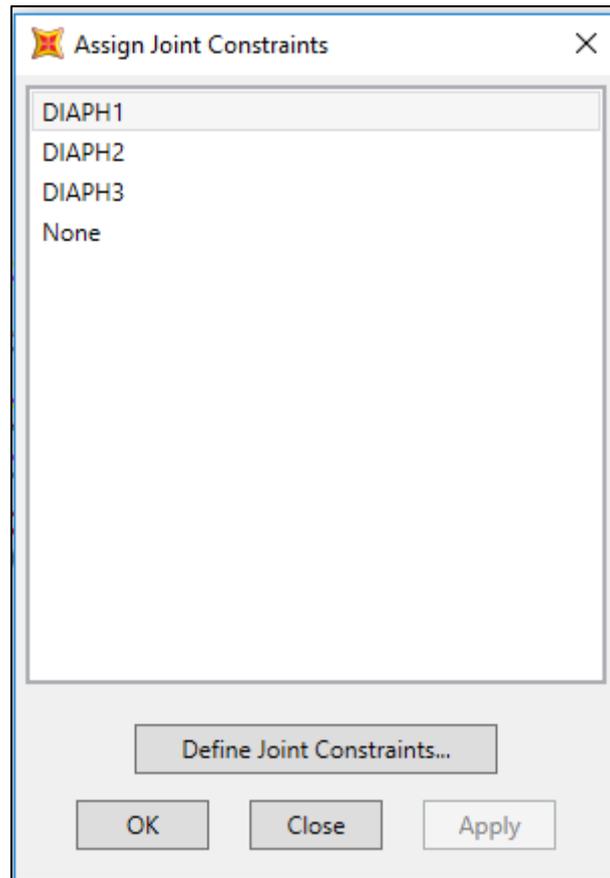


sobrepuestas, cargas por sismo.

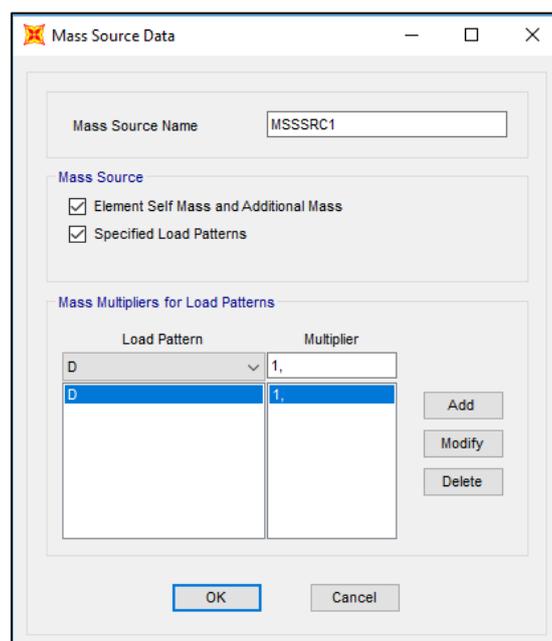
Se agregan las restricciones empotradas.



Luego se agregan los diafragmas rígidos por piso



Se define la masa considerada, para el cortante basal sísmico



Finalmente se asigna las secciones correspondientes a cada uno de los elementos estructurales, según como corresponda.

# ANEXO 3

## A.3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

En el predimensionamiento de vigas principales para ambos pabellones, se toman en consideración los momentos últimos generados por las combinaciones de cargas que consideran cargas gravitacionales y sismo, en este predimensionamiento gobierna la ecuación (2.5).

En primer lugar, se toma un ancho de influencia para tener una carga lineal como se menciona en la ecuación (2.7) del presente documento.

A continuación, se divide para el esfuerzo de fluencia del acero, y se procede a seleccionar el perfil donde el módulo plástico real, sea mayor al obtenido. Así como se muestra en la siguiente tabla.

$$\frac{Mu}{Fy} = Zx$$

Módulo plástico despejado de la ecuación (2.8)

Obtenido el momento último, se procede a calcular el módulo plástico de la sección, dado que el esfuerzo de fluencia es una característica del material.

VIGAS PRINCIPALES			
PISO	Mu(ton*m)	Z(cm <sup>3</sup> )	Perfil
1	19,26	760,40	IPE 400
2	16,02	632,69	IPE 360
3	9,11	359,75	IPE 270

Después del predimensionamiento, las vigas principales deben cumplir con criterios sismorresistentes, que se presentan en el capítulo 3 del presente documento.

## A.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

El predimensionamiento de vigas secundarias, tiene el mismo procedimiento que el de las vigas principales, que se muestra en el anexo A.3.1, pero sin considerar el sismo generado, para este caso el momento último generado gobierna la ecuación (2.4), y este elemento estructural está diseñado para resistir cargas gravitacionales.

No se consideran los chequeos sismorresistentes.

### A.3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

En el predimensionamiento de columnas, se consideran las cargas gravitacionales, así como las sobrepuestas, sin embargo, la ecuación (2.4) es la que gobierna.

Para la carga axial se considera la columna del último piso y se toma un área de influencia de la columna, como se indica en las ecuaciones (2.9) y (2.10).

Se asume un  $KL/r$  para encontrar el esfuerzo de fluencia que se genera en la columna, para finalmente, una vez obtenida la carga axial mayorada, se asume encuentra el área gruesa del perfil, y se selecciona un perfil que sea satisfactorio.

Se presenta la siguiente tabla como ejemplo:

<b>COLUMNAS</b>					
<b>PISO</b>	<b>Ai</b>	<b>Pu (Ton)</b>	<b><math>\Phi F_{cr}</math> KL/R=50</b>	<b>A [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>PERFIL</b>
1	30	165,06	1,988	83,03	HEB 240
2	30	107,64	1,988	54,14	HEB 200
3	30	50,22	1,988	25,26	HEB 160

### A.3.4 DISEÑO DE LOSA PREFABRICADA

Para el diseño de la losa prefabricada, se consideró las cargas impuestas por piso más altas, y el mismo diseño para los niveles de cada pabellón.

	CARGAS	
	D (Ton/m <sup>2</sup> )	L (Ton/m <sup>2</sup> )
AUDITORIO	0,54	0,40
OFICINA	0,54	0,48

Los datos de los materiales a utilizar en el diseño son:

F'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
Fy	2600	kg/cm <sup>2</sup>
Phi	0,9	
b	100	cm
d	8	cm

El diseño de las losas se lo realizó por metro cuadrado, utilizando un Steel Panel de Novalosa, de 75 mm de espesor, que tiene un área de acero  $A_s=9.51 \text{ cm}^2$

Haciendo uso de los coeficientes ACI, y del programa SAP 2000 para verificar la consistencia de estos, los momentos máximos desarrollados para el auditorio y el edificio de oficinas debido a las cargas mayoradas:

$$W_u(\text{Auditoria})=1.28 \text{ Ton/m} \quad \quad \quad M_u=0.54 \text{ Ton.m}=54000 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_u(\text{Oficinas})=1.42 \text{ Ton/m} \quad \quad \quad M_u=0.59 \text{ Ton.m}=59000 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina la cuantía requerida por los momentos con la siguiente expresión

$$M_u = \phi * b * d^2 * F_y * \rho * \left(1 - 0.54\rho * \left(\frac{F'c}{F_y}\right)\right)$$

Reemplazando los datos obtenidos del análisis estructural, se obtienen las cuantías de acero para cada edificio para calcular el área de acero que se necesita.

$$\rho_{oficinas}=0.0042$$

$$\rho_{auditorio}=0.0038$$

Para el cálculo de acero de refuerzo mínimo se calcula de la siguiente forma, obteniendo los siguientes resultados:

$$A_{S_{estructura}} = \rho * b * d$$

$$A_{S_{oficina}} = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{auditorio}} = 3.04 \text{ cm}^2$$

El área del acero requerido es menor al área de acero del Steel panel, por lo que no necesita acero de refuerzo adicional.

Para el acero por retracción y temperatura, se escoge la cuantía mínima recomendada por la norma ACI 3-18, de 0.0018.

Con lo que en ambos pabellones se obtiene un area de acero de:

$$A_s=1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{varilla}=0.51 \text{ cm}^2$$

Asumiendo varillas de 8mm de diámetros, la separación correspondiente para el metro de diseño de la losa es de 35.41 cm.

Por lo que se detalla lo siguiente:

**Malla electrosoldada  $\Phi$  8mm C/35cm**

# ANEXO 4

## A.4.1 SECCIONES MODERADAMENTE DUCTILES

Para el criterio de secciones moderadamente dúctiles, debe cumplirse que la siguiente relación:

$$\frac{b}{T} > 0.4 * \sqrt{\frac{E}{Ry * Fy}}$$

Datos:

E=29000 Ksi

Fy=36 Ksi

Ry=1.5

b=B/2

PABELLON AUDITORIO						
ELEMENTO	SECCION	B(mm)	T(mm)	b/T	0,4*E/RyFy	ESTADO
COLUMNA	HEB 280	280	18	7,78	9,27	OK
COLUMNA	HEB 300	300	19	7,89	9,27	OK
COLUMNA	HEB 360	360	22,5	8,00	9,27	OK
VIGA	IPN 600	215	32,4	3,32	9,27	OK
VIGA	IPE 500	210	17,2	6,10	9,27	OK
VIGA	IPE 400	180	13,5	6,67	9,27	OK
VIGA	IPE 360	170	12,7	6,69	9,27	OK

PABELLON OFICINA						
ELEMENTO	SECCION	B	T	B/T	0,4*E/RyFy	ESTADO
COLUMNA	HEB 300	300	19	7,89	9,27	OK
COLUMNA	HEB 360	360	22,5	8,00	9,27	OK
COLUMNA	HEB 400	400	24	8,33	9,27	OK
VIGA	IPE 300	150	10,7	7,01	9,27	OK
VIGA	IPE 360	170	12,7	6,69	9,27	OK
VIGA	IPE 400	180	13,5	6,67	9,27	OK

#### A.4.2 DERIVAS DE PISO

Las derivas de piso no deben exceder la siguiente relación:

$$0.02 > \Delta m = 0.75 * R * \Delta e = 3.75 * \Delta e$$

#### AUDITORIO

##### DERIVAS PARA EL SISMO EN EL EJE X

PORTICO	1				
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
2	1	0,019	6,000	0,012	ok
6	2	0,029	3,250	0,011	ok
9	3	0,036	3,250	0,008	ok

PORTICO	2				
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
12	1	0,019	6,000	0,012	ok
16	2	0,028	3,250	0,011	ok
19	3	0,035	3,250	0,008	ok

PORTICO	3				
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
22	1	0,019	6,000	0,012	ok
26	2	0,027	3,250	0,010	ok
29	3	0,034	3,250	0,007	ok

PORTICO	4				
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
32	1	0,019	6,000	0,012	ok
36	2	0,028	3,250	0,011	ok
39	3	0,035	3,250	0,008	ok

PORTICO	5				
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
42	1	0,019	6,000	0,012	ok
46	2	0,029	3,250	0,011	ok
49	3	0,036	3,250	0,008	ok

## AUDITORIO

### DERIVAS PARA EL SISMO EN EL EJE Y

PORTICO	1				
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
2	1	0,006	6,000	0,003	ok
6	2	0,016	3,250	0,011	ok
9	3	0,024	3,250	0,009	ok

PORTICO	B				
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
12	1	0,006	6,000	0,003	ok
16	2	0,016	3,250	0,011	ok
19	3	0,024	3,250	0,009	ok

PORTICO	C				
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
22	1	0,006	6,000	0,003	ok
26	2	0,016	3,250	0,011	ok
29	3	0,024	3,250	0,009	ok

PORTICO	D				
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
32	1	0,006	6,000	0,003	ok
36	2	0,016	3,250	0,011	ok
39	3	0,024	3,250	0,009	ok

## OFICINAS

### DERIVAS PARA EL SISMO EN EL EJE X

PORTICO 1					
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
183	1	0,005	4,000	0,005	ok
197	2	0,011	3,250	0,007	ok
209	3	0,017	3,250	0,006	ok

PORTICO 2					
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
184	1	0,005	4,000	0,005	ok
198	2	0,011	3,250	0,007	ok
210	3	0,017	3,250	0,006	ok

PORTICO 3					
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
185	1	0,005	4,000	0,005	ok
199	2	0,011	3,250	0,007	ok
211	3	0,017	3,250	0,006	ok

PORTICO 4					
NODO	PISO	UX(m)	H(m)	DERIVA X	ESTADO
186	1	0,003	4,000	0,003	ok

## OFICINAS

### DERIVAS PARA EL SISMO EN EL EJE Y

PORTICO A					
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
183	1	0,015	4,000	0,014	ok
197	2	0,027	3,250	0,014	ok
209	3	0,035	3,250	0,010	ok

PORTICO B					
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
184	1	0,014	4,000	0,013	ok
198	2	0,026	3,250	0,013	ok
210	3	0,034	3,250	0,009	ok

PORTICO C					
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
185	1	0,014	4,000	0,013	ok
199	2	0,025	3,250	0,013	ok
211	3	0,033	3,250	0,009	ok

PORTICO D					
NODO	PISO	UY(m)	H(m)	DERIVA Y	ESTADO
186	1	0,014	4,000	0,013	ok

### A.4.3 INDICE DE ESTABILIDAD

Datos por piso, para el índice de estabilidad de oficinas

ENTREPISO 1		
DEAD	-61,68	
D	-442,50	
L	-367,20	
P1	871,38	
DERIVA		
P1	0,005	0,013
Vx	74,12	
Vy	87,07	
H1	4,00	

ENTREPISO 2		
D	-29,5716	
L	-204	
DEAD	-187,2	
P2	420,7716	
DERIVA		
P2	0,007253077	0,0134
Vx	51,7436	
Vy	55,787	
H1	3,25	

ENTREPISO 3		
D	-13,7513	
L	-76,8	
DEAD	-72	
P3	162,5513	
DERIVA		
P3	0,006265385	0,0092
Vx	26,77	
Vy	26,1271	
H1	3,25	

INDICE DE ESTABILIDAD		
Qadm	0,1	
Qx	Qy	CHEQUEO
0,013278345	0,03332205	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA
0,018147997	0,03113477	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA
0,011705944	0,01758676	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA

Datos por piso, para el índice de estabilidad del auditorio

ENTREPISO 1		
DEAD	-79,047	
D	-458,4	
L	-360	
P1	897,447	
DERIVA		
P1	0,004517813	0,0133
Vx	99,1245	
Vy	75,8695	
H1	4	

ENTREPISO 2		
D	-30,9548	
L	-204	
DEAD	-168	
P2	402,9548	
DERIVA		
P2	0,007253077	0,0134
Vx	55,2117	
Vy	52,9489	
H1	3,25	

ENTREPISO 3		
D	-14,6834	
L	-76,8	
DEAD	-72	
P3	163,4834	
DERIVA	0,006265385	0,0092

P3		
Vx	24,6055	
Vy	28,0341	
H1	3,25	

<b>INDICE DE ESTABILIDAD</b>		
<b>Qadm</b>	<b>0,1</b>	
<b>Qx</b>	<b>Qy</b>	<b>CHEQUEO</b>
0,010	0,039	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA
-0,016	0,031	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA
0,013	0,016	NO NECESITA ANALISIS P-DELTA

#### A.4.4 CRITERIO COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL

Datos:

<b>SOLDADURA</b>		
<b>SH</b>	0	m
<b>RY</b>	1,5	FACTOR SOBRERESISTENCIA
<b>fyv</b>	250	MPA
<b>fyv</b>	250	MPA
<b>fuv</b>	400	MPA
<b>fuc</b>	400	MPA
<b>Cpr</b>	1,4	
<b>alfa</b>	1	

#### Pabellón Auditorio

##### PRIMER PISO

<b>NODO</b>	41					
<b>COLUMNA S</b>	<b>Agc(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Prc(N)</b>	<b>Zc(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mprc(N*m)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>CHEQUEO</b>
300	149,1	142855,56	862221	610555171,2	300	OK
360	180,6	225634,41	1024804	1024148091	360	1,325656778
			<b>TOTAL</b>	1634703263	165	

<b>VIGAS</b>	<b>Zvx(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mpv(N*m)</b>	<b>L(mm)</b>	<b>Vp(N)</b>	<b>Vserv(N)</b>	<b>Mfcortante(N.m)</b>	<b>Mfv(N.mm)</b>
IPE 500	2194000	115185000	5000	460740	31848,3	81277072,8	123312707
IPE 500	0	0	5000	0	0	0	3
						<b>TOTAL</b>	123312707
							3

<b>NODO</b>	42					
<b>COLUMNA S</b>	<b>Agc(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Prc(N)</b>	<b>Zc(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mprc(N*m)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>CHEQUEO</b>
HEB 300	149,1	307636,31	862221	1563455393	300	OK
HEB 360	180,6	455501,7	1024804	2328516410	360	1,57836677
			<b>TOTAL</b>	3891971802	165	

VIGAS	Zvx(mm3) )	Mpv(N*m m)	L(mm)	Vp(N)	Vserv(N )	Mfcortante(N.m m)	Mfv(N.mm)
IPE 500	2194000	115185000 0	5000	460740	61078,7 2	86100088,8	123795008 9
IPE 500	2194000	115185000 0	5000	460740	0	76022100	122787210 0
						TOTAL	246582218 9

NODO	43					
COLUMNA S	Agc(mm2 )	Prc(N)	Zc(mm3 )	Mprc(N*m m)	d(mm)	CHEQUEO
HEB 300	149,1	154556,79	862221	678221477, 2	300	OK
HEB 360	180,6	442068,24	1024804	2252289037	360	1,188514111
				TOTAL	2930510514	165

VIGAS	Zvx(mm3 )	Mpv(N*m m)	L(mm)	Vp(N)	Vserv(N )	Mfcortante(N.m m)	Mfv(N.mm)
IPE 500	2194000	115185000 0	5000	460740	60293,6 7	85970555,55	123782055 6
IPE 500	2194000	115185000 0	5000	460740	0	76022100	122787210 0
						TOTAL	246569265 6

**SEGUNDO PISO**

<b>NODO</b>	45					
<b>COLUMNAS</b>	<b>Agc(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Prc(N)</b>	<b>Zc(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mprc(N*mm)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>CHEQUEO</b>
280	131	60113,17	712325	148789847,9	280	OK
300	149,1	149607,52	862221	649600655,4	300	1,083583811
<b>TOTAL</b>				798390503,3	145	

<b>VIGAS</b>	<b>Zvx(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mpv(N*mm)</b>	<b>L(mm)</b>	<b>Vp(N)</b>	<b>Vserv(N)</b>	<b>Mfcortante(N.m)</b>	<b>Mfv(N.mm)</b>
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	32381,47	50630492,55	736805493
IPE 400	0	0	5000	0	0	0	0
<b>TOTAL</b>							736805493

<b>NODO</b>	46					
<b>COLUMNAS</b>	<b>Agc(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Prc(N)</b>	<b>Zc(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mprc(N*mm)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>CHEQUEO</b>
HEB 280	131	125660,78	712325	505211231,8	280	OK
HEB 300	149,1	303388,26	862221	1538889612	300	2,75533187
<b>TOTAL</b>				2044100844	145	

<b>VIGAS</b>	<b>Zvx(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mpv(N*mm)</b>	<b>L(mm)</b>	<b>Vp(N)</b>	<b>Vserv(N)</b>	<b>Mfcortante(N.m)</b>	<b>Mfv(N.mm)</b>
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	63081,59	55696012,35	741871012
IPE 400	0	0	5000	0	0	0	0
<b>TOTAL</b>							741871012

NODO						
COLUMNA	Agc(mm2)	Prc(N)	Zc(mm3)	Mprc(N*mm)	d(mm)	CHEQUEO
HEB 280	131	61427,61	712325	155937240,8	280	OK
HEB 300	149,1	150308,74	862221	653655696,4	300	1,098398132
TOTAL				809592937,2	145	

VIGAS	Zvx(mm3)	Mpv(N*mm)	L(mm)	Vp(N)	Vserv(N)	Mfcortante(N.m)	Mfv(N.mm)
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	33965,9	50891928,45	73706692
IPE 400	0	0	5000	0	0	0	0
TOTAL							73706692
							8

## EDIFICIO OFICINA

### PRIMER PISO

NODO						
COLUMNAS	Agc(mm2)	Prc(N)	Zc(mm3)	Mprc(N*mm)	d(mm)	CHEQUEO
HEB 400	197,8	597541,28	1096038	3037051923	300	OK
HEB 360	180,6	154071,68	1024804	618069619,9	300	2,595809588
TOTAL				3655121543	150	

VIGAS	Zvx(mm <sup>3</sup> )	Mpv(N*m)	L(mm)	Vp(N)	Vserv(N)	Mfcortante(N.m)	Mfv(N.mm)
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	- 164242,1 2	16534182	702709182
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	- 146461,9 8	19201203	705376203
TOTAL							140808538 5

NODO	175					
COLUMNAS	Agc(mm <sup>2</sup> )	Prc(N)	Zc(mm <sup>3</sup> )	Mprc(N*m)	d(mm)	CHEQUEO
400	197,8	820120,84	109603 8	427039699 8	300	OK
360	180,6	381728,62	102480 4	190989543 8	300	4,389119037
TOTAL				618029243 6	150	

VIGAS	Zvx(mm <sup>3</sup> )	Mpv(N*m)	L(mm)	Vp(N)	Vserv(N)	Mfcortante(N.m)	Mfv(N.mm)
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	- 162360,5 2	16816422	702991422
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	- 148285,7 6	18927636	705102636
TOTAL							140809405 8

<b>NODO</b>	176					
<b>COLUMNAS</b>	<b>Agc(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Prc(N)</b>	<b>Zc(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mprc(N*m)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>CHEQUEO</b>
400	197,8	335378,54	1096038	1584370804	300	OK
360	180,6	153799,24	1024804	616523675,2	300	1,531548874
			<b>TOTAL</b>	2200894480	150	

<b>VIGAS</b>	<b>Zvx(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mpv(N*m)</b>	<b>L(mm)</b>	<b>Vp(N)</b>	<b>Vserv(N)</b>	<b>Mfcortante(N.m)</b>	<b>Mfv(N.mm)</b>
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	- 61418,5 6	31957716	718132716
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	- 56265,7 2	32730642	718905642
						<b>TOTAL</b>	1437038358

## SEGUNDO PISO

<b>NODO</b>	191					
<b>COLUMNAS</b>	<b>Agc(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Prc(N)</b>	<b>Zc(mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Mprc(N*mm)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>CHEQUEO</b>
HEB 360	180,6	148568	1024804	586839313,8	300	OK
HEB 300	149,1	59465,42	862221	128323582,3	300	1,278911599
			<b>TOTAL</b>	715162896,1	150	

VIGAS	Zvx(mm <sup>3</sup> )	Mpv(N*m)	L(mm)	Vp(N)	Vserv(N)	Mfcortante(N.m)	Mfv(N.m)
IPE 360	0	0	5000	0	0	0	0
IPE 360	1019000	534975000	5000	213990	-52513,3	24221505	55919650 5
TOTAL							55919650 5

NODO	192					
COLUMNAS	Agc(mm <sup>2</sup> )	Prc(N)	Zc(mm <sup>3</sup> )	Mprc(N*m)	d(mm)	CHEQUEO
HEB 360	180,6	376497,38	1024804	188021107 6	300	OK
HEB 300	149,1	146722,66	862221	632917980, 2	300	3,572663702
TOTAL				251312905 7	150	

VIGAS	Zvx(mm <sup>3</sup> )	Mpv(N*m)	L(mm)	Vp(N)	Vserv(N)	Mfcortante(N.m)	Mfv(N.m)
IPE 400	0	0	5000	0	0	0	0
IPE 400	1307000	686175000	5000	274470	- 159417,5 8	17257863	70343286 3
TOTAL							70343286 3

NODO	193 <th colspan="5"></th>					
COLUMNAS	Agc(mm <sup>2</sup> )	Prc(N)	Zc(mm <sup>3</sup> )	Mprc(N*m)	d(mm)	CHEQUEO
360	180,6	148840,44	1024804	588385258, 4	300	OK
300	149,1	59614,38	862221	129184993, 7	300	1,283118808
TOTAL				717570252, 2	150	

<b>VIGAS</b>	<b>Zvx(mm3)</b>	<b>Mpv(N*mm)</b>	<b>L(mm)</b>	<b>Vp(N)</b>	<b>Vserv(N)</b>	<b>Mfcortante(N.mm)</b>	<b>Mfv(N.mm)</b>
IPE 360	0	0	5000	0	0	0	0
IPE 360	1019000	534975000	5000	213990	-52229,1	24264135	559239135
						TOTAL	559239135

# ANEXO 5

## A.5 CONEXIONES SOLDADAS

### Conexión viga – columna (eje débil)

Datos:

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$F_u = 350 \text{ Mpa}$$

$$R_y = 1,5$$

VIGA IPE 400

h	400	mm
bf	180	mm
tf	13,5	mm
tw	8,6	mm
Sx	1096,74684	cm <sup>3</sup>
Sy	146,019675	cm <sup>3</sup>
Zx	1238,32235	cm <sup>3</sup>
Zy	225,59677	cm <sup>3</sup>
λf	6,66666667	
λw	46,5116279	
ry	4,04	cm

$$\lambda_{psf} = 19,7863589$$

$$\lambda_{psw} = 61,1764558$$

COL HEB 400

h	400	mm
bf	300	mm
tf	24	mm
tw	13,5	mm
Sx	2807,23968	cm <sup>3</sup>
Sy	720,48114	cm <sup>3</sup>
Zx	3125,376	cm <sup>3</sup>
Zy	1096,038	cm <sup>3</sup>
λf	6,25	
λw	29,6296296	
ry	7,51	cm

$$\lambda_{psf} = 20,4352636$$

$$\lambda_{psw} = 76,648202$$

$$C_{pr} = \frac{250+400}{2*250} \leq 1.2 \quad (2.26)$$

$$C_{pr} = 1.2$$

$$Sh = \frac{400}{2} + 50 + \frac{300}{2} = 400 \text{ mm} \quad (2.27)$$

$$M_{pr} = 1.2 * 1238,32 * 1,5 * 250 = 557.245 \text{ KN} - m \quad (2.24)$$

$$V_{pd} = \frac{557.245}{\sqrt{2} - \frac{400}{1000}} = 265.355 \text{ KN} \quad (2.29)$$

$$V_{nzp} = 0.6 * 250 * 2 * 300 * 24 = 2160 \text{ KN} \quad (2.30)$$

$$M_{wj} = 557.245 + 265.355 * \frac{400}{1000} = 663.387 \text{ KN} - m$$

$$M_{ft} = 557.254 + 557.245 * \frac{300}{2000} = 640.832 \text{KN} - m \quad (2.28)$$

$$V_{zp} = \frac{640.832}{0.95 * \frac{400}{1000}} = 1686.4 \text{KN} \quad (2.31)$$

1686.4 < 2160 OK!

$$\sum M_{pb} = 557.245 + 557.245 * \frac{400}{2000} = 668.694 \text{KN} - m$$

$$\sum M_{pc} = 2 * 3125.376 * \frac{250}{1000} = 1562.688 \text{KN} - m \quad (2.33)$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = \frac{1562.688}{668.694} = 2.337 \geq 1 \text{OK!} \quad (2.32)$$

### Diseño de la placa cortante para el alma de la viga

Datos

$$h_p = 330 \text{mm}$$

$$t_p = 13 \text{mm}$$

$$330 * 13 * 0.6 * 250 \geq 400 * 8.6 * 0.6 * 250 \rightarrow 92664 \text{N} \geq 74304 \text{N OK!} \quad (2.34)$$

$$330^2 * 13 * 250 \geq 400^2 * 8.6 * 250 \rightarrow 35.392 \geq 34.40 \text{KN} - m \quad (2.35)$$

Diseño de las placas conectadas a los patines de la viga

Según recomendaciones de ferrel 1998 (thomas 1998)

Datos

$$t_f = 13.5 \text{mm}$$

$$\text{espesor de placa superior} = 13.5 + 6.3 = 19.8 \text{mm} \approx 20 \text{mm}$$

$$\text{espesor de placa inferior} = 13.5 + 9.5 = 23 \text{mm}$$

### Diseño de soldadura de la placa cortante conectada a la columna

Datos

$$\Phi = 0.75$$

$$FEXX = 70 \text{ksi}$$

$$w = 0.25 \text{plg}$$

$$L = 260 \text{mm} = 10.24 \text{plg}$$

$$R_n = 0.6 * 70 * 0.25 * 2 * 10.24 * 0.707 = 152.033 \text{kips}$$

$$\Phi R_n = 0.75 * 152.033 = 113.983 \rightarrow \Phi R_n \text{ de la soldadura}$$

$$\Phi R_n = 0.9 * 36 * 13 * 0.512 = 215.444 \text{kips} \rightarrow \Phi R_n \text{ del metal base}$$

Diseño de soldadura en la placa de la aleta superior

Tensión

$$\Phi R_n = 0.9 * 36 * 13 * 0.512 = 215.444 \text{kips}$$

### Compresión

$$K = 0.65$$

$$Ll = \frac{300 - 13,5}{2} + 50 = 193.25 \text{ mm} = 7.61 \text{ plg}$$

$$\text{Espesor placa superior} = 0.779 \text{ plg}$$

$$r = \frac{0.779}{\sqrt{12}} = 0.225 \text{ plg}$$

$$Lt = 400 - 2 * 24 - 2 * 5 = 342 \text{ mm}$$

$$\frac{0.65 * 13.464}{0.225} \leq 25 \rightarrow 21.98 \leq 25 \text{ No se comprueba compresión}$$

### Soldadura

$$\phi = 0.75$$

$$FEXX = 70 \text{ ksi}$$

$$w = 0.197 \text{ plg}$$

$$Lwl = 630 \text{ mm} = 24.80 \text{ plg}$$

$$Lwt = 680 \text{ mm} = 26.77 \text{ plg}$$

$$Rnwl = 0.6 * 24.80 * 0.197 * 0.707 * 70 = 144.98 \text{ kips}$$

$$Rnwt = 0.6 * 26.77 * 0.197 * 0.707 * 70 = 156.49 \text{ kips}$$

Se escoge el Rn mayor

$$Rn = 144.98 + 156.49 = 301.47 \text{ kips}$$

$$Rn = 0.85(144.98) + 1.5(156.49) = 357.96 \text{ kips} \rightarrow \text{Controla}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 357.96 = 268.47 \text{ kips}$$

$$\phi Rn = 0.9 * 36 * 0.779 * 13.464 = 340.07 \text{ kips OK!}$$

Diseño de soldadura en la placa de la aleta inferior

### Tensión

$$\phi Rn = 0.9 * 36 * 13 * 0.512 = 215.444 \text{ kips}$$

### Compresión

$$K = 0.65$$

$$Ll = \frac{300 - 13,5}{2} + 50 = 193.25 \text{ mm} = 7.61 \text{ plg}$$

$$\text{Espesor placa superior} = 0.984 \text{ plg}$$

$$r = \frac{0.984}{\sqrt{12}} = 0.284 \text{ plg}$$

$$Lt = 400 - 2 * 24 - 2 * 5 = 342 \text{ mm}$$

$$\frac{0.65 * 13.464}{0.284} \leq 25 \rightarrow 17.4 \leq 25 \text{ No se comprueba compresión}$$

Soldadura

$$\Phi = 0.75$$

$$FEXX = 70 \text{ ksi}$$

$$w = 0.197 \text{ plg}$$

$$Lwl = 630 \text{ mm} = 24.80 \text{ plg}$$

$$Lwt = 680 \text{ mm} = 26.77 \text{ plg}$$

$$Rnwl = 0.6 * 24.80 * 0.197 * 0.707 * 70 = 144.98 \text{ kips}$$

$$Rnwt = 0.6 * 26.77 * 0.197 * 0.707 * 70 = 156.49 \text{ kips}$$

Se escoge el Rn mayor

$$Rn = 144.98 + 156.49 = 301.47 \text{ kips}$$

$$Rn = 0.85(144.98) + 1.5(156.49) = 357.96 \text{ kips} \rightarrow \text{Controla}$$

$$\Phi Rn = 0.75 * 357.96 = 268.47 \text{ kips}$$

$$\Phi Rn = 0.9 * 36 * 0.984 * 13.464 = 429.382 \text{ kips OK!}$$

### Conexión viga – columna (eje fuerte)

Datos

$$Fy = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

Viga principal IPE 400

$$M = 12.49 \text{ T – m}$$

$$V = 8.17 \text{ T – m}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

Diseño de placas para los patines de la viga

$$T = \frac{12.49 * 1000}{400} = 31.225 \text{ T} \quad (2.17)$$

$$Ft = 0.6(2531) = 1518.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ap = \frac{31.225 * 1000}{1518.6} = 20.56 \text{ cm}^2 \quad (2.18)$$

Seleccionar ancho de placa

$$\text{ancho de placa} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{espesor de placa} = \frac{20.56 * 100}{250} = 8.224 \approx 9 \text{ mm}$$

Seleccionar espesor de soldadura

$$\text{espesor de soldadura} = \frac{3}{16} \text{ plg}$$

$$L = \frac{31.225 \cdot 2.2}{0.928 \cdot 3} = 24.67 \text{ plg} = 626.74 \text{ mm} \quad (2.19)$$

$$Ll = 2 * 250 = 500 \text{ mm}$$

$$Lt = 626.74 - 500 = 126.74 \approx 127 \text{ mm}$$

Se escogen las dimensiones finales de las placas para los patines de la viga

*Placa superior = PL 160x250x9*

*Placa inferior = PL 180x250x9*

Placa inferior mayor para evitar soldadura en posición sobre cabeza

Diseño de placa para el alma de la viga

Asumir la longitud de la placa de conexión y verificar si cumple las condiciones

$$\text{Longitud de placa} = \frac{350}{25.4} = 13.78 \text{ plg}$$

$$\text{Espesor mín. soldadura} = \frac{8.17 \cdot 2.2}{2 \cdot 0.928 \cdot 13.78} = 0.703 \text{ dieciseisavos de plg} \quad (2.20)$$

$$\text{Espesor recomendado} = \frac{1}{8} \text{ plg} \rightarrow \text{Para soldadura de ranura de penetración completa}$$

Escoger espesor para la soldadura de filete

$$w = 4 \text{ mm}$$

$$t_c = 0,707 * 4 = 2.828 \text{ mm} \quad (2.21)$$

$$\phi Rn \geq V$$

$$V = 8.17 * 2.2 = 17.974 \text{ Klb}$$

$$L = \frac{8.17 \cdot 2.2}{0.3 \cdot \frac{70}{25.4^2} \cdot 2.828} = 195.26 \approx 200 \text{ mm}$$

$$\phi Rn = 0.3 * \frac{70}{25.4^2} * 2.828 * 200 = 18.41 \text{ Klb OK!} \quad (2.23)$$

*Dimensiones de placa final = PL 350x120x6 mm*

### **Conexión viga – viga**

Mismo procedimiento que el de viga – columna (eje fuerte)

# ANEXO 6

## A.6 DISEÑO DE PLACA BASE

### Datos

Perfil HEB 400

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$P = 109.03 \text{ T}$$

$$M = 16.37 \text{ T} - \text{m}$$

Asumir dimensiones de la placa base

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

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

$$Fy = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = \frac{16.37}{109.03} = 0.1501 \text{ m} = 15.01 \text{ cm} \quad (2.36)$$

$$\frac{50}{6} \leq 15.01 \leq \frac{50}{2} \rightarrow \text{Excentricidad moderada}$$

$$A = \frac{3 \cdot 500}{20 - 15.01} = 29.96 \text{ cm} \quad (2.38)$$

$$Fp = \frac{2 \cdot 109.03 \cdot 1000}{29.96 \cdot 50} = 145.58 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.37)$$

Distancia al borde de la sección crítica

$$D = \frac{50 - 0.95 \cdot 40}{2} = 6 \text{ cm} \quad (2.39)$$

$$Ft' = \frac{(29.96 - 6) \cdot 145.58}{29.96} = 116.423 \text{ kg/cm}^2$$

$$q1 = \frac{145.58 \cdot 6}{2} = 436.74 \text{ kg/m}$$

$$q2 = \frac{116.423 \cdot 6}{2} = 349.27 \text{ kg/m}$$

$$Mpl = \frac{349.27 \cdot 6}{3} + \frac{2 \cdot 436.74 \cdot 6}{3} = 2445.5 \text{ kg}$$

Espesor de la placa base

$$t_p = \sqrt{\frac{6 \cdot 2445.5}{0.75 \cdot 2531}} = 2.78 \text{ cm} \quad (2.40)$$

# ANEXO 7

## A.7 VIGA DE CIMENTACIÓN

*Datos*

$$F'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 26 \text{ m}$$

$$\text{Paños} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Base col.} = 0.28 \text{ m}$$

$$Su = 9.5 \text{ T/m}^2$$

Cargas Col.

1

$$P_{cm} \quad 18.19 \quad T \quad M_{cm} \quad 0.56 \quad T\text{-m}$$

$$P_{cv} \quad 15.54 \quad T \quad M_{cv} \quad 0.42 \quad T\text{-m}$$

Cargas Col. 2

$$P_{cm} \quad 47.64 \quad T \quad M_{cm} \quad 0.11 \quad T\text{-m}$$

$$P_{cv} \quad 40.87 \quad T \quad M_{cv} \quad 0.09 \quad T\text{-m}$$

Cargas Col. 3

$$P_{cm} \quad 28.81 \quad T \quad M_{cm} \quad 0.2 \quad T\text{-m}$$

$$P_{cv} \quad 23.54 \quad T \quad M_{cv} \quad 0.16 \quad T\text{-m}$$

Cargas Col. 4

$$P_{cm} \quad 7.24 \quad T \quad M_{cm} \quad 0.8 \quad T\text{-m}$$

$$P_{cv} \quad 5.47 \quad T \quad M_{cv} \quad 0.61 \quad T\text{-m}$$

Cargas de servicio

$$P1 = 18.19 + 15.54 = 33.73 \text{ T} \quad (2.41)$$

$$M1 = 0.56 + 0.42 = 0.98 \text{ T} - \text{m} \quad (2.42)$$

$$P2 = 47.64 + 40.87 = 88.51 \text{ T}$$

$$M2 = 0.11 + 0.09 = 0.20 \text{ T} - \text{m}$$

$$P3 = 28.81 + 23.54 = 52.35 \text{ T}$$

$$M3 = 0.2 + 0.16 = 0.36 T - m$$

$$P4 = 7.24 + 5.47 = 12.71 T$$

$$M4 = 0.8 + 0.61 = 1.41 T - m$$

Ubicación de la resultante

$$R = 187.3 T \quad (2.43)$$

$$\sum Mo = 0 \rightarrow x = 8.97 m$$

Excentricidad

$$e = 4.03 m \quad (2.44)$$

Área de cimentación

$$A = 23.66 m^2 \quad (2.45)$$

$$B = 0,91 \approx 1 m$$

$$A_{final} = 23.66 m^2$$

$$qs1 = 15.27 T - m \quad (2.46)$$

$$qs2 = 0.56 T - m \quad (2.46)$$

Carga última

$$P1 = 1.2(18.19) + 1.6(15.54) = 46.429 T \quad (2.47)$$

$$M1 = 1.2(0.56) + 0.42 = 1.344 T - m \quad (2.48)$$

$$P2 = 1.2(47.64) + 1.6(40.87) = 122.56 T$$

$$M2 = 1.2(0.11) + 1.6(0.09) = 0.276 T - m$$

$$P3 = 1.2(28.81) + 1.6(23.54) = 72.236 T$$

$$M3 = 1.2(0.2) + 1.6(0.16) = 0.496 T - m$$

$$P4 = 1.2(7.24) + 1.6(5.47) = 17.44 T$$

$$M4 = 1.2(0.8) + 1.6(0.61) = 1.936 T - m$$

Ubicación de la resultante última

$$R = 258.928 T$$

$$\sum Mo = 0 \rightarrow x = 8.96 m$$

Excentricidad

$$e = 4.04 m$$

Esfuerzos últimos

$$qs1 = 21.15 T - m$$

$$qs2 = 0.75 T - m$$

$$w1 = 21.15 T - m \quad (2.49)$$

$$w2 = 0.74 T - m \quad (2.49)$$

Diseño a flexión

Del diagrama de momento se tiene que  $M_{um\acute{a}x} = 85.21 \text{ T-m}$

Suponer  $b_{viga} = 70 \text{ cm}$

$$\phi = 0.9$$

$$R_u = 45.39$$

Altura efectiva

$$d = 54.59 \text{ cm} \tag{2.50}$$

$$H = 54.59 + 8 = 62.59 \text{ cm} \tag{2.51}$$

Altura considerada  $H = 65 \text{ cm}$

*Altura efectiva final = 57 cm*

Diseño por corte

Del diagrama de cortante se tiene que  $V_u = 61.37 \text{ Kg}$

$$V_{cmax} = 32.533 \text{ Kg} \tag{2.52}$$

$$V_{umax} = 18.1 \text{ Kg} \tag{2.53}$$

$$V_{cu} = 8.21 \text{ Kg/cm}^2 \tag{2.55}$$

$$v_s = 9.88 \text{ Kg/cm}^2 \tag{2.54}$$

$$V_s = 39439.208 \text{ Kg} \tag{2.56}$$

$$V_u = 46399.07 \text{ Kg} \tag{2.57}$$

$$\frac{Av}{s} = 19.38 \frac{\text{cm}^2}{\text{unidad de longitud}} \tag{2.58}$$

# ANEXO 8

## A.8 IMPACTO AMBIENTAL

El ministerio del medio ambiente MAE, es la entidad reguladora ambiental de todas las actividades ambientales, como minería, agricultura, entre otras que incluyen las actividades constructivas.

Para proceder a determinar la regularización ambiental se la realiza mediante el portal del Sistema Único de Información ambiental, donde se revisó el catálogo de categorización, para determinar el trámite ambiental asignado al proyecto.

Sin embargo, al no encontrar una sola categoría que enmarque el proyecto, se envió una carta a la mesa de ayuda del MAE, a la cual se obtuvo la respuesta que está a continuación.

Estimado(a) *Miguel Ronaldo,*

Se realizó la consulta al área de Calidad Ambiental y se indica que:

*"En base a la información proporcionada por usted, y luego de revisar el catálogo se recomienda lo siguiente:*

*Enmarcar el proyecto en la actividad de: CONSTRUCCIÓN Y/U OPERACIÓN DE EDIFICIOS INSTITUCIONALES, correspondiente a la Categoría I, Certificado Ambiental."*

Si usted desea puede comunicarse directamente con el área de Calidad Ambiental al número telefónico 023987600 extensiones 1200, 1215.

*Si su respuesta es satisfactoria por favor no responda a este correo electrónico, caso contrario puede enviar sus comentarios a través del mismo ticket o correo electrónico.*

*Para cualquier consulta o seguimiento de un ticket puede realizarlo mediante el siguiente enlace:*

*<http://maetransparente.ambiente.gob.ec> ó comunicarse al teléfono 023987600 ext. 3001-3002-3004-3005-3006*

Saludos Cordiales

Mesa de Ayuda

MINISTERIO DEL AMBIENTE

Teléfono (593 2) 3987600 Ext. 3001 - 3002 - 3004 - 3005 - 3006

[mesadeayuda@ambiente.gob.ec](mailto:mesadeayuda@ambiente.gob.ec)

[www.ambiente.gob.ec](http://www.ambiente.gob.ec)

Quito - Ecuador

Basado en la respuesta, se verifica en el catálogo de categorización, que el proceso ambiental es de certificado ambiental, como se visualiza en la imagen siguiente:

MINISTERIO DEL AMBIENTE

EL GOBIERNO DE TODOS

SUIA Sistema Único de Información Ambiental

Inicio SUIA Servicios en línea Noticias Documentos Gestión Interna Mesa de Ayuda Buscar..

### Consulta de Actividades Ambientales

Para conocer la Actividad Ambiental a la que pertenece su proyecto, el proceso que corresponde (Registro Ambiental o Licencia Ambiental), el tiempo de emisión y los costos que genera, haga clic en buscar.

Descripción de la actividad	CONSTRUCCIÓN Y/U OPERACIÓN DE EDIFICIOS INSTITUCIONALES
Su trámite corresponde a un(a)	CERTIFICADO AMBIENTAL
Tiempo de emisión	Inmediato.
Costo del trámite	No tiene. (Tiene un costo si existe remoción de cobertura vegetal nativa)

El MAE, para certificados ambientales recomienda seguir las GUIAS DE BUENAS PRÁCTICAS AMBIENTALES para el sector de construcción, las que se detallaran a continuación en el marco de desarrollo del proyecto “Centro de Artes del Cantón Tosagua”

## FORMULARIO DE CERTIFICADO AMBIENTAL

<b>TRAMITE(suia)</b>	Certificado Ambiental
<b>FECHA</b>	16/12/2018
<b>PROPONENTE</b>	Miguel Bermúdez, Guillermo Veloz
<b>ENTE RESPONSABLE</b>	

<b>Certificado Ambiental</b>  1. <u>Información del proyecto</u> 2. Datos generales 3. Descripción del proceso 4. Descripción del área de implantación	<b>1. INFORMACION DEL PROYECTO</b>	
	<b>1.1 PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD</b> (Fases y nombre proyecto)	
	Construcción del Edificio Centro de Artes del Cantón Tosagua	
	<b>1.2 ACTIVIDAD ECONOMICA</b> (Según Catalogo de proyecto, obra o actividad)	
	Código de catalogo	CONSTRUCCIÓN Y/U OPERACIÓN DE EDIFICIOS INSTITUCIONALES
	23.3.3.1	
<b>1.3 RESUMEN DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD</b> (Según Catalogo de proyecto, obra o actividad, máximo 100 palabras)		
<p>El edificio centro de artes, corresponde a la construcción de dos pabellones de acero estructural, con áreas de ocupación de oficinas, aulas de clases, museo, auditorio, salas de reuniones entre otros.</p> <p>El área destinada para los pabellones es de 930 metros cuadrados. En un área de implantación de aproximadamente 6000 metros cuadrados, ubicada en el paso lateral antiguo del cantón Tosagua, de la provincia de Manabí.</p>		

<b>Certificado Ambiental</b>  1. Información del proyecto 2. <u>Datos generales</u> 3. Descripción del proceso 4. Descripción del área de implantación	<b>2. DATOS GENERALES</b>		
	<b>SISTEMA DE COORDENADAS (WGS-84)</b>		
	<b>ESTE (X)</b>	<b>NORTE (Y)</b>	<b>ALTITUD</b>
	80°13'52.55'	0°46'41.92'	7 m
	<b>ESTADO DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD</b> (FASE)		
	<input checked="" type="checkbox"/>	Construcción	
<input type="checkbox"/>	Rehabilitación y/o Ampliación		
<input type="checkbox"/>	Operación y mantenimiento		
<input type="checkbox"/>	Cierre y Abandono		

<b>DIRECCION DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD</b>		
<b>PROVINCIA</b>	<b>CANTON</b>	<b>PARROQUIA</b>
Manabí	Tosagua	Tosagua
<b>TIPO DE ZONA</b>		
Urbana	<input checked="" type="checkbox"/>	
Rural	<input type="checkbox"/>	

<b>Certificado Ambiental</b>  1. Información del proyecto 2. <u>Datos generales</u> 3. Descripción del proceso 4. Descripción del área de implantación	<b>DATOS DEL PROMOTOR</b>				
	<b>NOMBRE</b>				
	Miguel Bermúdez, Guillermo Veloz				
	<b>CORREO ELECTRONICO DEL PROMOTOR</b>		<b>TELEFONO/CELULAR</b>		
	mbermude@espol.edu.ec		0988112365		
	gveloz@espol.edu.ec				
	<b>DOMICILIO DEL PROMOTOR</b>				
	Urb. Mirador del Norte, Condominio Ibiza 1, DPTO 12				
	<b>CARACTERISTICAS DE LA ZONA</b>				
	<b>Infraestructura:</b>				
	<input type="checkbox"/>	Industrial			
	<input checked="" type="checkbox"/>	Otros: Urbana			
	<b>DESCRIPCION DE LA ZONA</b>				
	Zona urbana, aledaño a viviendas. En las afueras del centro del cantón.				
<b>ESPACIO FISICO DEL PROYECTO</b>					
Área del proyecto (m <sup>2</sup> )		3600	Área de implantación (m <sup>2</sup> )	950	
Agua potable	<input checked="" type="checkbox"/>	SI	NO	Consumo de agua por mes (m <sup>3</sup> )	
Energía eléctrica	<input checked="" type="checkbox"/>	SI	NO	Consumo energía eléctrica por mes (Kw/h)	
Acceso vehicular	<input checked="" type="checkbox"/>	SI	NO	Tipo de vías:	
Alcantarillado		SI	<input checked="" type="checkbox"/>		Vías Principales
				Vías Secundarias	<input checked="" type="checkbox"/>

SITUACION DEL PREDIO	
<input type="checkbox"/>	Alquiler
<input type="checkbox"/>	Concesionadas
<input checked="" type="checkbox"/>	Propia
<input type="checkbox"/>	Otros (vial – público)

1. DESCRIPCION DE PROCESOS – FASES						
Certificado Ambiental	FASE	ACTIVIDAD	FECHA INICIO	FECHA FIN	DESCRIPCION	
	1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. <u>Descripción del proceso</u> 4. Descripción del área de implantación	Construcción	Desalojo y excavación			Desalojo de material orgánico e inorgánico en volquetas y excavación de volúmenes para cimentaciones
		Construcción	Nivelación del terreno			Uso de maquinaria para nivelar el área de construcción.

	Construcción	Cerramientos Provisionales			Los cerramientos son de carácter provisional, para delimitar el área de construcción, así como también permitir el paso a personal autorizado debidamente equipado.
	Construcción	Subestructura			Corresponde a la construcción de los muros estructurales, vigas de cimentación que incluyen encofrados, fundición y mano de obra.
	Construcción	Anclaje y conexión de superestructura.			Conexión de elementos estructurales, tales como columnas, vigas principales, vigas secundarias y fundición de losas prefabricadas de pisos y cubiertas.
	Construcción	Conexiones de perfiles estructurales.			Conexión de columnas a las vigas de cimentación, así como también de las vigas principales a las columnas y vigas secundarias a las vigas principales.
	Construcción	Instalaciones, sanitarias, eléctricas y datos.			Instalaciones de conexiones sanitarias, eléctricas y datos, según las especificaciones de los planos correspondientes
	Construcción	Acabados			Incluyen los trabajos de mampostería, colocación de piezas de cerámicas, pintura de los ambientes.

1. DESCRIPCION DEL AREA DE IMPLANTACION	
<b>Certificado Ambiental</b>  1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Descripción del proceso 4. Descripción del <u>área de implantación</u>	Clima
	Clima  <input type="checkbox"/> Cálido - húmedo  <input checked="" type="checkbox"/> Cálido - seco
	Tipo de Suelo
	Tipo de suelo  <input checked="" type="checkbox"/> Arcilloso <input checked="" type="checkbox"/> Arenosos <input type="checkbox"/> Francos <input type="checkbox"/> Rocosos <input type="checkbox"/> Saturados <input type="checkbox"/> Otros
	Pendiente del Suelo
	Pendiente del suelo  <input checked="" type="checkbox"/> Llano (pendiente menor al 30%) <input type="checkbox"/> Montañoso (terreno quebrado)  <input type="checkbox"/> Ondulado (pendiente mayor al 30%)

<b>Certificado Ambiental</b>  1. Información del proyecto 2. Datos generales 3. Descripción del proceso 4. <u>Descripción del área de implantación</u>	<b>Demografía (población más cercana)</b>	
	Demografía	<input type="checkbox"/> Entre 0 y 1.000 hbts. <input type="checkbox"/> Entre 1.001 y 10.000 hbts. <input checked="" type="checkbox"/> Entre 10.001 y 100.000 hbts. <input type="checkbox"/> Más de 100.000 hbts.
	<b>Abastecimiento de agua población</b>	
	Abastecimiento de agua población	<input type="checkbox"/> Agua lluvia <input checked="" type="checkbox"/> Agua potable <input type="checkbox"/> Conexión domiciliaria <input type="checkbox"/> Cuerpo de aguas superficiales <input checked="" type="checkbox"/> Grifo publico <input type="checkbox"/> Pozo profundo <input type="checkbox"/> Tanquero
<b>Evacuación de aguas servidas población</b>		
Evacuación de aguas servidas población	<input checked="" type="checkbox"/> Alcantarillado <input type="checkbox"/> Cuerpos de aguas superficiales <input type="checkbox"/> Fosa séptica <input type="checkbox"/> Letrina <input type="checkbox"/> Ninguno	

### Electrificación

Electrificación  Planta eléctrica  Red publica  
 Otra

### Vialidad y acceso a la población

Vialidad y acceso a la población  Caminos vecinales  Vías principales  
 Vías secundarias  Otras

### Organización social

Organización social  Primer grado (comunal, barrial, urbanización)  Segundo grado (Cooperativa, Precooperativa)  
 Tercer grado (Asociaciones, recintos)

### Componente fauna

Piso zoo geográfico donde se encuentra el proyecto  Tropical Noroccidental (0-800 msnm)  
 Tropical Oriental (0-800 msnm)

Grupos faunísticos	<input checked="" type="checkbox"/>	Anfibios	<input checked="" type="checkbox"/>	Aves
	<input checked="" type="checkbox"/>	Insectos	<input checked="" type="checkbox"/>	Mamíferos
	<input checked="" type="checkbox"/>	Peces	<input checked="" type="checkbox"/>	Reptiles
	<input type="checkbox"/>	Ninguna		

## **GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS AMBIENTALES**

### **A.8.1 FASE DE DISEÑO**

Integrar la construcción y los materiales para aprovechar los recursos del área de construcción, con áreas verdes y obras secundarias integradas.

El proyecto integral sugerido por parte de los autores del presente proyecto recomienda tener espacios verdes, que incluyen árboles y jardinería.

### **A.8.2 FASE DE CONSTRUCCIÓN**

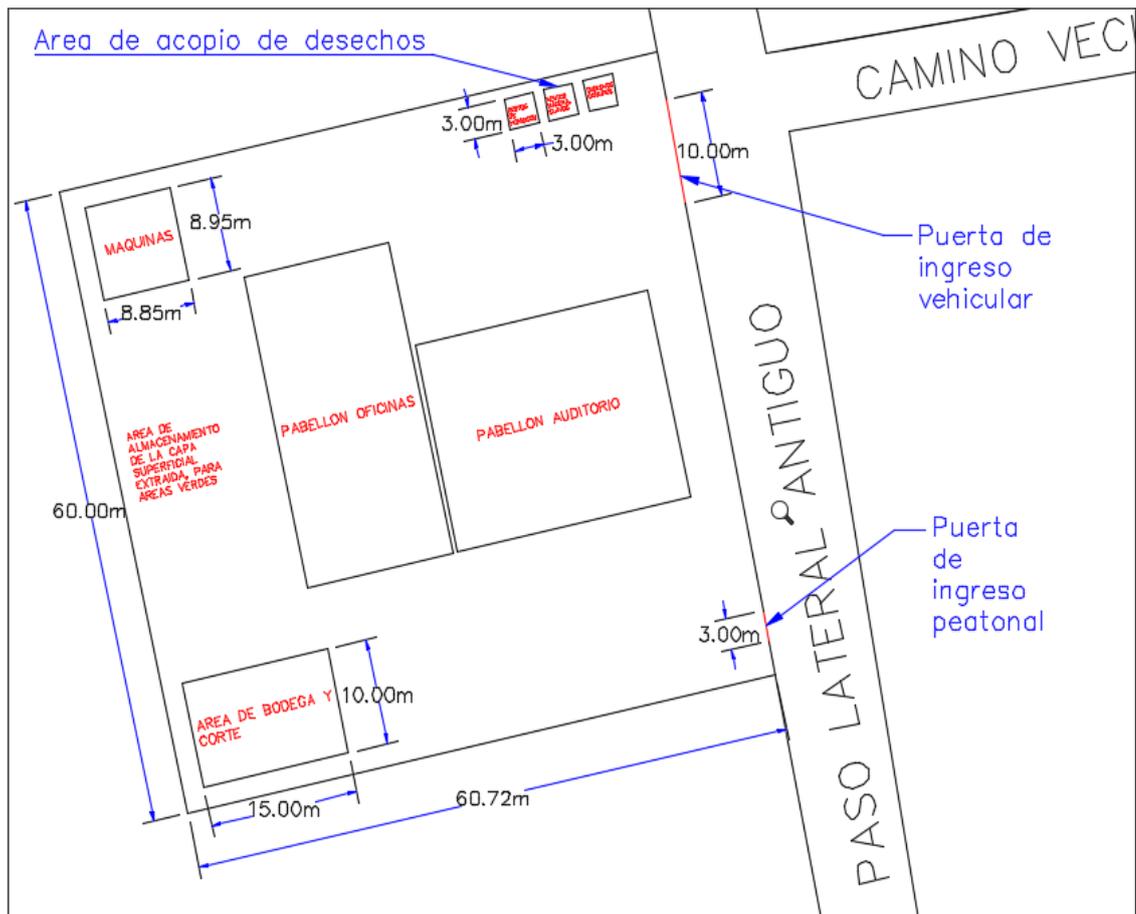
Para la fase constructiva, se consideran los siguientes puntos, relacionados al proyecto

#### **Almacenamiento y manipulación de materiales y equipos**

1. Disponer de una bodega de almacenamiento de materiales, como herramientas menores, concreteiras, sacos de cemento, varillas de acero, ubicada cerca de los pabellones de construcción
2. Hacer cumplir a los residentes de obras la revisión para materiales como hormigón premezclado, madera para encofrados, se encuentren en estado óptimo para su uso y no existan devoluciones que terminan como desperdicios.
3. Las herramientas menores para los obreros, concreteiras, retroexcavadoras, motoniveladoras, se deben realizar un mantenimiento mensual, para reducir ruidos y malos funcionamientos de los equipos.
4. Disponer horarios de funcionamiento de los equipos, tales como bombas, motoniveladoras, retroexcavadoras. De preferencias en horarios matutinos, de 8 am a 12pm y en menor proporción en los horarios vespertinos de 1 pm a 5 pm.  
Por lo que en esas franjas los ciudadanos tienen ocupaciones laborales y académicos.
5. De preferencia se pide guardar los materiales en la bodega propuesta, sin embargo, es necesario contar con lonas por el clima y no desperdiciar materiales sea porque se encuentran en fundición o queden herramientas menores a la intemperie.
6. Los residentes de obra deben seguir las especificaciones de los planos, así como controlar a los maestros cuando existan procesos de fundición, corte de varillas de acero para reducir los desperdicios y optimizar los recursos

7. Tener un lugar de acopio de restos constructivos tales como acero, hormigón y desechos comunes de preferencia cerca de la puerta de ingreso, para facilidad del desalojo por los recolectores de basura.

Ubicar los restos de hormigón en un depósito, por separados. De esta forma la lechada del hormigón se evapora quedan los restos sólidos, para poder desecharlos en los recolectores de basura.



## Seguridad en el trabajo

1. Facilitar los EPP a los obreros, incluye guantes, casco y gafas (según sea el caso), andamios, arnés y línea de vida.

Esto será proporcionado por el empleador sin costo alguno, como lo establece la ley.

2. Realizar capacitaciones, donde se deben socializar los riesgos identificados, en forma inicial y periódica, para tomar las medidas preventivas.
3. Así como también hacer uso del reglamento interno de seguridad que se presenta al ministerio del trabajo, para que los trabajadores tengan conocimiento del riesgo

de las actividades laborales y su capacitación sea óptima para que estén preparados, en este caso. Trabajos en altura para la pintura.

### **Ocupación y usos del suelo**

1. Los materiales de construcción que no se vuelvan a utilizar tales como varillas de acero, herramientas menores entre otros, deben ser ubicados en las zonas de acopio establecidas, o su lugar establecido en la bodega de materiales.
2. Ubicar la capa superficial del suelo, en una esquina del área de construcción para aprovecharla para jardinería, y áreas verdes.

### **Reducir las emisiones a la atmosfera**

1. Realizar los mantenimientos a maquinarias, como retroexcavadoras, motoniveladoras entre otros, se realizarán mensualmente, para que su funcionamiento sea optimo, de esta forma el ruido generado no se incrementará, y la eficiencia energética reduciendo las emisiones que generan las máquinas.

### **Reducción de ruido**

1. Realizar las actividades de uso de maquinas que generen ruido, en lugares aislados como un taller de herrero, para que el ruido no se expanda con mayor facilidad.
2. Los horarios establecidos para las maquinarias se realizarán mayormente en los horarios matutinos y vespertinos, considerando que la ciudadanía a los alrededores de la construcción mantiene ocupaciones en estos horarios.

### **Uso racional del agua**

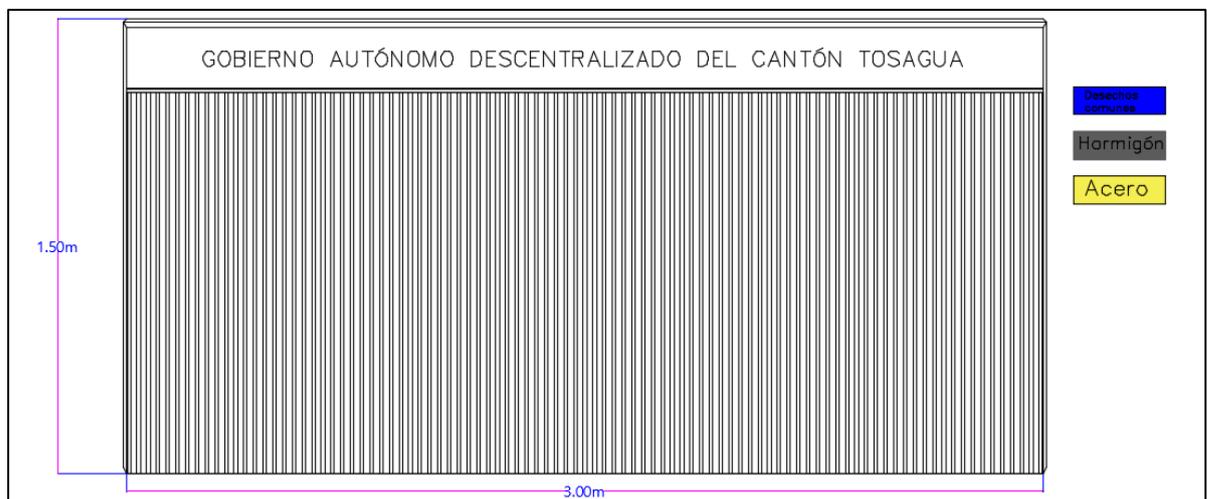
1. Revisar periódicamente la red de provisión de agua para detectar posibles fugas que perjudiquen la obra.
2. Mantener un control perenne sobre los volúmenes de agua utilizados para mezclas de hormigón, mortero u otros.
3. Evitar vertidos de aguas que contengan cemento u otros que vengan de las tareas constructivas

### **Ahorro de energía eficiencia energética**

1. Programar las fundiciones de hormigón para las vigas de cimentación, losas prefabricadas por las mañanas o tardes, para no extender horarios de trabajo por las noches.
2. Cumplir con los cronogramas de trabajo, para optimizar el uso de maquinarias, que generalmente son las que mayor ruido producen.

## Gestión de residuos

1. Identificar los residuos que se generan en la construcción del Edificio Centro de Artes de Tosagua son: Escombros de hormigón, madera de encofrado, pedazos de varillas de acero, cerámicas, clavos, bloques.
2. Por lo que resulta importante capacitar a los obreros, para que en conjunto con los residentes de obra reduzcan los desechos de materiales.
3. Capacitar a los obreros e implementar la estrategia de las tres R.
4. Reutilizar los materiales siempre que sea posible, tales como madera, cerámicas entre otros.
5. Tener contenedores debidamente señalados y distinguiéndose por color para la ubicación adecuada de los restos en cada uno de ellos.



# **ANEXO 9**

## **A.9 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y CANTIDADES**