



UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO DE MANABÍ”

FACULTAD DE INGENIERIA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**PROYECTO TÉCNICO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TÍTULO:

**PROPUESTA TÉCNICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TALLER PARA
INGENIERÍA MARÍTIMA EN LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE
MANABÍ**

AUTORES:

**ALVARADO CASTRO MICHAEL STEVEN
DELGADO PIN JOHAN JAVIER**

TUTOR:

ING. EFREN LOOR LOOR

MANTA – MANABÍ - ECUADOR

2024 (2)

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

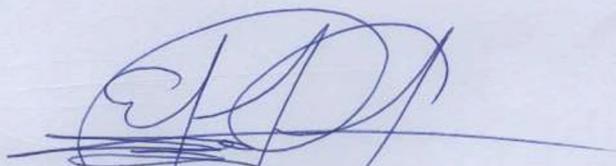
Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría de la estudiante Delgado Pin Johan Javier, legalmente matriculado/a en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2019(2)-2024(2), cumpliendo el total de 400 horas, cuyo tema del proyecto es "PROPUESTA TÉCNICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TALLER PARA INGENIERÍA MARÍTIMA EN LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ."

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 10 de diciembre de 2024.

Lo certifico,



Ing. Efrén Loor Loor
Docente Tutor(a)
Área: Estructural

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

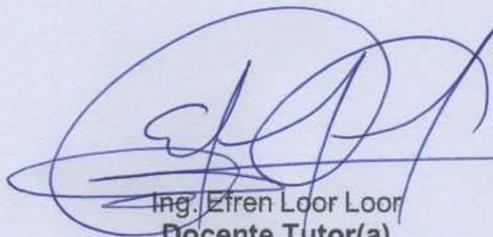
Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría de la estudiante Alvarado Castro Michael Steven, legalmente matriculado/a en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2019(2)-2024(2), cumpliendo el total de 400 horas, cuyo tema del proyecto es "PROPUESTA TÉCNICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TALLER PARA INGENIERÍA MARÍTIMA EN LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ."

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 10 de diciembre de 2024.

Lo certifico,



Ing. Efrén Loo Loo
Docente Tutor(a)
Área: Estructural

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, Alvarado Castro Michael Steven con C.I: 094080897-5 y Delgado Pin Johan Javier con C.I: 131471743-8, declaramos ser autores del trabajo de titulación con modalidad “Proyecto Técnico” con el tema “PROPUESTA TÉCNICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL REDISEÑO DEL TALLER DE INGENIERÍA MARÍTIMA EN LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ”, el cual fue dirigido por el tutor, Ing. Efrén Loor Loor MG.

Adicionalmente cedemos los derechos de este trabajo a la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, para que forme parte de su patrimonio de propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y trabajos de titulación, ya que ha sido realizado con el apoyo académico o institucional de la universidad.

Manta, 3 de diciembre del 2024.



Alvarado Castro Michael Steven
C.I: 094080897-5
Autor



Delgado Pin Johan Javier
C.I: 131471743-8
Autor

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Técnico, titulado: "PROPUESTA TÉCNICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TALLER PARA LA CARRERA DE INGENIERÍA MARÍTIMA EN LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ" elaborado por el egresado: ALVARADO CASTRO MICHAEL STEVEN de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERA CIVIL

Aprobado por el Tribunal Examinador

Ing. Alexi Moran Guzmán. Mg
Miembro del tribunal

Ing. Geovanny Castro Delgado. Mg
Miembro del tribunal

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Técnico, titulado: "PROPUESTA TÉCNICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TALLER PARA LA CARRERA DE INGENIERÍA MARÍTIMA EN LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ" elaborado por el egresado: DELGADO PIN JOHAN JAVIER de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERA CIVIL

Aprobado por el Tribunal Examinador

Ing. Alexi Moran Guzmán. Mg
Miembro del tribunal

Ing. Geovanny Castro Delgado. Mg
Miembro del tribunal

TABLA DE CONTENIDO

DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	IX
DEDICATORIA.....	X
CAPITULO I.....	12
1. GENERALIDADES.....	12
1.1. TÍTULO	12
1.2. ANTECEDENTES	12
1.3. JUSTIFICACIÓN	13
1.4. PROPUESTA	13
1.5. OBJETIVOS	14
1.5.1. <i>Objetivo general</i>	14
1.5.2. <i>Objetivos específicos</i>	14
CAPITULO II.....	15
2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	15
2.1. DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	15
2.1.1. <i>Cargas de diseño</i>	15
2.1.2. <i>Peligro sísmico en Ecuador</i>	17
2.1.3. <i>Geología local</i>	18
2.1.4. <i>Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño</i>	21
2.1.5. <i>Metodología de diseño sismo resistente</i>	23
2.1.6. <i>Regularidad e Irregularidad Estructural</i>	24
2.1.7. <i>Diseño Basado en fuerzas</i>	30
2.1.8. <i>Modelación estructural</i>	30
2.1.9. <i>Métodos de análisis</i>	31
2.1.10. <i>Cortante basal estático</i>	31
2.1.11. <i>Periodo de vibración</i>	33
2.1.12. <i>Factor de reducción de resistencia sísmica R</i>	34
2.1.13. <i>Cortante basal dinámico</i>	37
2.1.14. <i>Control de la deriva de piso</i>	37
2.2. ACERO ESTRUCTURAL	38
2.2.1. <i>LRFD</i>	38
2.2.2. <i>ASD</i>	38

2.2.3.	<i>Propiedades del acero estructural</i>	38
2.2.4.	<i>Tipos de acero estructural</i>	39
2.2.5.	<i>Esfuerzo - deformación del acero estructural</i>	41
2.2.6.	<i>Tipos de perfiles del acero estructural</i>	43
2.2.7.	<i>Tipos de estructuras metálicas</i>	46
2.2.8.	<i>Diseño de miembros a compresión</i>	46
2.2.9.	<i>Diseño de miembros a flexión</i>	50
2.2.1.	<i>Diseño de miembros a Corte</i>	51
2.3.	CIMENTACIONES.....	51
2.3.1.	<i>Cimentaciones superficiales</i>	52
2.3.2.	<i>Cimentaciones Profundas</i>	54
2.3.3.	<i>Factores que Afectan el Diseño de Cimentaciones</i>	54
2.4.	PRESUPUESTO DE OBRAS CIVILES.....	55
2.4.1.	<i>Volumen de materiales</i>	55
2.4.2.	<i>Análisis de precios unitarios</i>	55
2.4.3.	<i>Costos</i>	56
2.4.4.	<i>Cuadrilla tipo</i>	57
2.4.5.	<i>Rendimiento</i>	57
2.4.6.	<i>Cronograma valorado</i>	57
CAPITULO III		58
3.	ASPECTOS METODOLÓGICOS.....	58
3.1.	ALCANCE.....	58
3.2.	METODOLOGÍA DEL DBF	58
3.2.1.	<i>Carga sísmica reactiva</i>	58
3.2.2.	<i>Resumen del Diseño Sísmico</i>	60
3.2.3.	<i>Espectro elástico de aceleraciones</i>	61
3.3.	METODOLOGÍA DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	62
CAPITULO IV		67
4.	DISEÑO ESTRUCTURAL	67
4.1.	PREDISEÑO ESTRUCTURAL	67
4.1.1.	<i>Materiales</i>	67
4.1.2.	<i>Normas y códigos aplicables al diseño estructural</i>	67
4.1.3.	<i>Cargas</i>	67
4.1.4.	<i>Descripción del sistema estructural</i>	68
4.1.5.	<i>Estructura de cubierta</i>	68
4.1.6.	<i>Perfiles del sistema estructural</i>	68

4.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	68
4.2.1.	<i>Análisis Estático Lineal</i>	69
4.3.	ANÁLISIS LINEAL DINÁMICO ESPECTRAL	76
4.4.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	80
CAPITULO VI		82
5.	PRESUPUESTO REFERENCIAL	82
5.1.	PRESUPUESTO DE OBRA	82
5.2.	CRONOGRAMA VALORADO	83
CONCLUSIONES.....		84
RECOMENDACIONES.....		85
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		86
6.	ANEXOS	88
6.1.1.	<i>Reacciones en las bases para el diseño de cimentaciones</i>	88
6.1.1.	<i>Diseño de cimentaciones en Mathcad</i>	92
6.1.2.	<i>Análisis de precios unitarios (APUs)</i>	104
6.1.3.	<i>Planos</i>	114

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. ZONA SÍSMICA PARA DISEÑO Y FACTOR DE ZONA Z. FUENTE: (NEC-DE-DS-PELIGRO SÍSMICO(DISEÑO SISMO RESISTENTE), 2014)	17
FIGURA 2.2. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO. FUENTE: (NEC-DE-DS-PELIGRO SÍSMICO (DISEÑO SISMO RESISTENTE), 2014)	22
FIGURA 2.3. DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN IDEALIZADO PARA MATERIALES DÚCTILES.....	41
FIGURA 2.4. PERFILES LAMINADOS EN CALIENTES COMUNES. FUENTE: (SEGUI, 2017)	44
FIGURA 2.5. PLACAS Y BARRAS. FUENTE: (SEGUI, 2017)	44
FIGURA 2.6. PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO. FUENTE: (SEGUI, 2017)	45
FIGURA 2.7. PERFILES ARMADOS COMUNES. FUENTE: (SEGUI, 2017).....	45
FIGURA 2.8. PERFILES HSS COMUNES. FUENTE: (SEGUI, 2017)	46
FIGURA 2.9. DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE UNA EDIFICACIÓN CON LADEO PERMITIDO. FUENTE: (BONILLA COBOS & TAPIA MALDONADO, 2010).....	48
FIGURA 2.10. ESTRUCTURAS CON MIEMBROS DE RIGIDIZACIÓN LATERAL. FUENTE: (BONILLA COBOS & TAPIA MALDONADO, 2010)	48
FIGURA 2.11. ESBELTEZ LOCAL. FUENTE: (CUMBA MORALES & PESÁNTEZ ORELLANA, 2016)	49
FIGURA 2.12. LÍMITE λr PARA SECCIONES SUJETAS A COMPRESIÓN. FUENTE: (CUMBA MORALES & PESÁNTEZ ORELLANA, 2016) ..	50
FIGURA 2.13. ZAPATAS AISLADAS. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008).....	52

FIGURA 2.14. ZAPATA ESQUINERA CON VIGA CENTRADORA. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008)	53
FIGURA 2.15. ZAPATA CORRIDA. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008)	53
FIGURA 2.16. ZAPATA COMBINADA. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008)	53
FIGURA 2.17. VIGA Y MALLA DE CIMENTACIÓN. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008)	53
FIGURA 2.18. LOSA DE CIMENTACIÓN. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008)	54
FIGURA 2.19. MALLA DE PILOTES INTEGRADOS A UN CABEZAL. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008)	54
FIGURA 3.1. ZONA SÍSMICA PARA DISEÑO Y FACTOR DE ZONA Z. FUENTE: (NEC-DE-DS-PELIGRO SÍSMICO(DISEÑO SISMO RESISTENTE), 2014).	59
FIGURA 3.2. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES NEC 2015	62
FIGURA 3.3. SECCIÓN CRÍTICA AL CORTANTE TIPO VIGA EN UNA ZAPATA AISLADA. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008)	63
FIGURA 3.4. SECCIÓN CRÍTICA AL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO EN UNA ZAPATA AISLADA. FUENTE: (ROMO PROAÑO, 2008)	64
FIGURA 4.1. MODELO 3D DEL BLOQUE 1	69
FIGURA 4.2. MODELO 3D DEL BLOQUE 2	69
FIGURA 4.3. MODO 1, $T_x=0.152$ SEG	70
FIGURA 4.4. MODO 2, $T_y=0.108$ SEG	70
FIGURA 4.5. MODO 3, $T_z=0.078$ SEG	70
FIGURA 4.6. MODO 1, $T_x=0.162$ SEG	71
FIGURA 4.7. MODO 2, $T_y=0.149$ SEG	71
FIGURA 4.8. MODO 3, $T_z=0.118$ SEG	72
FIGURA 4.9. DERIVA DE ENTREPISO X EN BLOQUE 1	74
FIGURA 4.10. DERIVA DE ENTREPISO Y EN BLOQUE 1	74
FIGURA 4.11. DERIVA DE ENTREPISO X EN BLOQUE 2	75
FIGURA 4.12. DERIVA DE ENTREPISO Y EN BLOQUE 2	75
FIGURA 4.13. ESPECTRO DE RESPUESTA INELÁSTICO INGRESADO	76
FIGURA 4.14. DERIVA DE ENTREPISO X EN BLOQUE 1	77
FIGURA 4.15. DERIVA DE ENTREPISO Y EN BLOQUE 1	78
FIGURA 4.16. DERIVA DE ENTREPISO X EN BLOQUE 2	78
FIGURA 4.17. DERIVA DE ENTREPISO Y EN BLOQUE 2	79
FIGURA 6.1. REACCIONES EN LA BASE POR CARGAS DE SERVICIO, BLOQUE 1. FUENTE: PROPIA	88
FIGURA 6.2. REACCIONES EN LA BASE POR CARGA ÚLTIMA, BLOQUE 1. FUENTE: PROPIA	89
FIGURA 6.3. REACCIONES EN LA BASE POR CARGAS DE SERVICIO, BLOQUE 2. FUENTE: PROPIA	90
FIGURA 6.4. REACCIONES EN LA BASE POR CARGA ÚLTIMA, BLOQUE 2. FUENTE: PROPIA	91

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. CARGAS VIVAS	15
TABLA 2.2. SIMBOLOGÍA DE TIPO DE CARGA	16
TABLA 2.3. COMBINACIONES DE CARGA	16

TABLA 2.4. VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.	17
TABLA 2.5. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.	18
TABLA 2.6. FA: COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO.	19
TABLA 2.7. Fd: AMPLIFICACIÓN DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO EN ROCA.	20
TABLA 2.8. Fs: COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS.	20
TABLA 2.9. SIMBOLOGÍA DE ECUACIONES DEL ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES.	22
TABLA 2.10. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.	24
TABLA 2.11. CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES RECOMENDADAS.	24
TABLA 2.12. CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES NO RECOMENDADAS.	25
TABLA 2.13. COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA.	27
TABLA 2.14. COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN.	28
TABLA 2.15. CARGA SÍSMICA REACTIVA.	32
TABLA 2.16. COEFICIENTE C_t	33
TABLA 2.17. FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA R PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES.	34
TABLA 2.18. FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA R PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES DE DUCTILIDAD LIMITADA.	35
TABLA 2.19. COEFICIENTE K.	36
TABLA 2.20. VALORES DE ΔM MÁXIMOS, EXPRESADOS COMO FRACCIÓN DE LA ALTURA DE PISO.	37
TABLA 3.1. VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.	59
TABLA 3.2. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA, R.	59
TABLA 3.3. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.	60
TABLA 3.4. CÁLCULO DE CORTANTE BASAL Y ESPECTRO DE DISEÑO.	60
TABLA 4.1. CARGAS GRAVITACIONALES ADOPTADAS.	67
TABLA 4.2. COMBINACIONES DE CARGA ADOPTADAS.	67
TABLA 4.3. SECCIÓN DE CANAL EMPLEADO.	68
TABLA 4.4. SECCIÓN DE ÁNGULO EMPLEADO.	68
TABLA 4.5. SECCIÓN DE COLUMNA EMPLEADO.	68
TABLA 4.6. PARTICIPACIÓN MODAL DEL BLOQUE 1.	73
TABLA 4.7. PARTICIPACIÓN MODAL DEL BLOQUE 2.	73
TABLA 4.8. CORTANTE BASAL DEL BLOQUE 1.	76
TABLA 4.9. CORTANTE BASAL DEL BLOQUE 2.	77
TABLA 4.10. DISEÑO DE PLINTO EN BLOQUE 1.	80
TABLA 4.11. DISEÑO DE PLINTO EN BLOQUE 2.	81

AGRADECIMIENTOS

Al nuestro tutor, el Ing. Efrén Loor por su mentoría durante este proceso de titulación y estar en cada momento presto a ayudarnos, resolviendo nuestras dudas y preguntas.

A la comisión académica por la admisión de este proyecto técnico y permitirnos llevar a cabo la culminación de esta fase académica.

A la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí y a los docentes de la carrera por cultivar conocimientos, en especial al Ing. Efrén Loor, al Ing. Horacio Cedeño y a la Dra. Verónica Ávila, quienes han contribuido a nuestra formación como profesionales.

Los autores

DEDICATORIA

Nunca imaginé estar escribiendo las primeras líneas de esta página. Esta sección es donde puedo expresar mi lado más humano. No me cabe la duda de que infinitas posibilidades nacen de la fe, gracias, Dios Todopoderoso por permitirme este capítulo de mi vida, ahora entiendo que lo jóvenes que confían en Dios siempre tienen nuevas fuerzas para continuar, pueden volar como águila, caminar sin cansarse y correr sin fatigarse.

Este arduo trabajo para conseguir tan anhelada meta lo dedico en memoria de mi abuelita Vicenta que en el silencio de mi soledad el eco de su ausencia resuena con un dolor profundo, un regocijo de felicidad y nostalgia yace en mí ahora porque estoy honrando nuestra promesa. A mi mami la Sra. Sandra Castro con quien he crecido y ha hecho de mí alguien capaz y disciplinado, por todo el amor que me ha dado y nunca haberme dejado solo, por ser mi luz en la oscuridad, y mi apoyo cuando la vida pesa más. A mi papá Juankis por entregar su vida lejos de mí para poder apoyarme y que pueda lograr alcanzar esta meta, es el sacrificio de amor más grande que alguien me ha hecho, por ser mi ejemplo de constancia y resiliencia. A mi tía favorita, Ing. Evelyn Meza quien me enseñó que la clave para llegar lejos sin importar las condiciones es la humildad y las ganas de superarse.

A mis grandes amigos de la universidad: Johan, Leonela, Katty, Israel, Patricia, José A., Kelvin, Samuel, Sandro, Daniel, Christopher, Niurka, José Luis, Luis Gerardo, Dhagmar, Camila, con quienes además de compartir clases, compartimos momentos tan valiosos que quedarán por siempre en mi corazón.

A las personas que me han brindado su apoyo incondicional y han apostado por mí, quienes me han abierto las puertas siempre que les he tocado: Carlitos Triana, mi madrina Ing. Katusca Zambrano, mi padrino Ing. Rodolfo Cantos, Ing. Oscar Delgado, Ing. Lenin Arevalo, Ing. Rossibel Chávez. Ing. Alex Junquí, Ing. Geovanny Delgado.

A new star has been born.

Michael Alvarado

DEDICATORIA

Llegar tan lejos no hubiera sido posible sin el apoyo incondicional de aquellas personas importantes.

Dedico esta tesis a mis padres, Cesar y Fátima, quienes con su amor, esfuerzo y sacrificio me han permitido alcanzar este logro. Su apoyo incondicional y enseñanzas han sido la base de mis metas y sueños. También a mis hermanas, Allisson y Brianna, por ser mi inspiración y mi refugio en momentos difíciles.

Un lugar especial existe para mis amigos, pues su compañía y momentos compartidos durante estos años hizo esta travesía muy amena. En especial agradezco a Michael, Israel, Leonela, Patricia, Katty, Kelvin, Schuberth, Gabriel, Elian, Sandro, Daniel, Carlos, Leonardo Alex, Joel y más personas que no cabrían en esta página.

En un mundo lleno de dudas y desafíos, encontrar nuestro propósito es lo que da sentido al camino. Esta tesis es el resultado de abrazar esa búsqueda, con esfuerzo, dedicación y esperanza en lo que vendrá.

Johan Delgado

Resumen

El presente trabajo de titulación propuesto como un proyecto técnico tiene como finalidad el diseño y el análisis estructural del taller de la facultad de Ingeniería Marítima de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, este taller facilitará las actividades educativas de los estudiantes de aquella facultad e impulsará el aprendizaje. Se concibe una estructura metálica compuesta de vigas y columnas de acero estructural, y la cimentación es propuesta como zapatas aisladas. El análisis estructural se realizó mediante el software Etabs en donde se verificó que el diseño cumpliera con las normativas y que los elementos pasaran el Steel Frame Design, para la cimentación se verificó el cumplimiento ante tres tipos de fallas (corte tipo viga, punzonamiento, flexión). Por último, se presenta un presupuesto referencial y el cronograma valorado para las actividades del proyecto respectivamente. El resultado es un diseño funcional que al implementarse mejorará la calidad de educación de los estudiantes de la facultad de Ingeniería Marítima.

Palabras claves: Taller de Ingeniería Marítima, diseño y análisis estructural, cimentación, presupuesto referencial, cronograma valorado

Summary

The present degree project, proposed as a technical endeavor, aims to design and conduct the structural analysis of the workshop for the Faculty of Maritime Engineering at Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí. This workshop will facilitate educational activities for the students of that faculty and enhance their learning experience. The project envisions a steel structure composed of structural steel beams and columns, with the foundation designed using isolated footings. The structural analysis was carried out using ETABS software, ensuring the design complied with regulations and that the elements met the Steel Frame Design requirements. For the foundation, compliance was verified against three types of failures (beam-shear, punching, and flexion). Lastly, a reference budget and a valued schedule for the project's activities are presented. The outcome is a functional design that, once implemented, will improve the quality of education for the students of the Faculty of Maritime Engineering.

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1. Título

PROPUESTA TÉCNICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL REDISEÑO DEL TALLER DE INGENIERÍA MARÍTIMA EN LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

1.2. Antecedentes

El proyecto técnico para la construcción del rediseño de taller de la carrera de ingeniería marítima tiene el propósito de facilitar el desarrollo de las actividades académicas y proporcionar seguridad a los ocupantes de la estructura. Actualmente, es necesario ampliar el espacio de trabajo y organizar de manera eficiente las distintas áreas para crear un diseño funcional y seguro. Dado que se trata de un establecimiento educativo, es fundamental emplear materiales de alta calidad que aseguren la integridad estructural y la seguridad de todos los usuarios, logrando así un diseño óptimo y adecuado para las necesidades de la carrera.

En Ecuador, históricamente las obras civiles en gran porcentaje se diseñaban bajo la tipología estructural de hormigón armado. Con el paso del tiempo se ha logrado combinar materiales que conciben estructuras mixtas, pero a pesar de esto persiste el desconocimiento que ha llevado a la creencia errónea de que las estructuras metálicas son inadecuadas, especialmente en zonas costeras como Manta. Esta percepción es totalmente incierta, ya que hoy en día existen numerosas edificaciones realizadas con estructuras metálicas que, con el tratamiento y la protección adecuada, son perfectamente viables y duraderas. Además, en comparación con el hormigón armado, las estructuras metálicas presentan ventajas como la construcción más rápida y flexible, mayor resistencia y durabilidad, reducción del peso de la estructura, optimización el uso del espacio, entre otras, que en conjunto hacen que las estructuras metálicas sean una opción cada vez más popular y efectiva en la construcción actual.

La incorporación de estructuras metálicas ha permitido el desarrollo de edificaciones con elementos lineales como columnas, vigas, correas, y otros complementos como placas colaborantes, cubiertas de fibrocemento o gypsum, demostrando la compatibilidad de las estructuras metálicas con una amplia variedad de materiales disponibles en el mercado.

Las características técnicas de las edificaciones construidas con estructuras metálicas se determinan de acuerdo con el Código Ecuatoriano de la Construcción.

1.3. Justificación

La falta de información sobre algunos métodos de construcción conlleva al desconocimiento de las ventajas y desventajas de la construcción de una estructura mixta y la verificación en algunos softwares informáticos. La estructura al concebirse de acero estructural garantiza la optimización de los espacios ya que se cuenta con más luz entre caras de columnas y que a diferencia de estructuras de hormigón armado, no se recurre a aumentar significativamente el tamaño de las columnas o vigas, en efecto, las secciones de los elementos lineales son significativamente menores.

También se recurre a ejecutar este sistema estructural debido al tiempo de la construcción, ya que este sistema proporciona rapidez de ejecución, a diferencia de las estructuras de hormigón no se considera los tiempos de fraguado, sin embargo, otro de los puntos fundamentales de mencionar es que estos sistemas generan menos contaminación ambiental y menor cantidad de residuos que perjudican el medio ambiente. En acuerdo con aquello, al generar menor cantidad de residuos se llega a tener menos desperdicios que influye mucho en la parte económica.

La elección de este sistema constructivo se debe también a los resultados estéticos ya que estos brindan un montaje más pulcro. Los beneficios de la remodelación del taller ofrecerán flujos de trabajo más eficientes y seguros y diseñados para mantener conceptos de seguridad y organización. De esta forma se incentiva la concepción de futuros proyectos desarrollados por estudiantes del alma mater y el desarrollo de una sociedad académica que busca día a día contribuir a la industria marítima de la ciudad.

1.4. Propuesta

Con la elaboración del presente proyecto se busca diseñar estructuralmente el taller de ingeniería marítima considerando las normas ecuatorianas de construcción (NEC) y el diseño arquitectónico anteriormente propuesto. El nuevo taller constará de las siguientes dependencias: área de soldadura, área de metalmecánica, área de equipos mecánicos, área de soldadura oxiacetilénica, área de refrigeración, área de maquinaria pesada, área de docentes, área de ingreso, área de lavabos, área de almacenamiento de gases y área de herramientas.

La solución estructural de la edificación se basa en la utilización de elementos de acero para las vigas y columnas, proporcionando la resistencia y estabilidad. Para la cubierta se prevé emplear cerchas que servirán de apoyo para la cubierta de galvalume.

El sistema de cimentación se diseñará en base a información sobre la capacidad del suelo, proveída por el Departamento de Infraestructura, Obras y Patrimonio de la universidad.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

- Diseñar una propuesta estructural para la construcción del rediseño del taller de ingeniería Marítima de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí

1.5.2. Objetivos específicos

- Realizar la memoria técnica del diseño estructural mediante el método de diseño basado en fuerzas (DBF) en el software Etabs.
- Realizar el diseño de la cimentación.
- Realizar los planos estructurales y de cimentación en el software Autocad.
- Determinar el presupuesto referencial de ejecución de obra en función de los volúmenes y costos unitarios.
- Desarrollar el cronograma valorado de actividades de obra.

CAPITULO II

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Diseño Sismo resistente

2.1.1. Cargas de diseño

Las cargas en el diseño estructuras de una estructura metálica no es más que el efecto de una fuerza que puede estar actuando de forma puntual o distribuida en los componentes de la estructura, es decir en sus elementos verticales u horizontales como vigas y columnas. Durante la fase de diseño es fundamental considerar estas cargas para poder conocer si los elementos cumplen satisfactoriamente y brindan resistencia según puedan estar sometidos.

La (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2014) establece dos tipos de cargas: Cargas permanente (debidas al peso propio de los elementos) y cargas vivas. Además, expone las combinaciones de estas.

2.1.1.1. Cargas permanentes

Las cargas muertas están presentes durante todo el tiempo que la estructura presta utilidad, este grupo alberga el peso de algunos elementos como vigas, columnas, paredes, pisos, y algunos componentes arquitectónicos como recubrimientos, techos, y otros integrados permanentemente a la estructura.

2.1.1.2. Cargas vivas

Principalmente están determinadas según el tipo de estructura, y su utilidad. En estas cargas están integradas los pesos de los ocupantes de la estructura, y de los bienes y muebles que se encuentren en ella. Estas se muestran en la **Tabla 2.1**.

Tabla 2.1. Cargas vivas.

Ocupación o uso	Carga uniforme kN/m ²
Balcones	4.80
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	4.80

Escaleras residenciales unifamiliares y bifamiliares	2.00
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00

Fuente: NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2014.

2.1.1.3. Combinaciones de carga

El modelo de la estructura se diseña para las condiciones más desfavorables, en la Tabla 2.2 se expone la simbología, y en la Tabla 2.3 se expone las ecuaciones de combinaciones de carga.

2.1.1.3.1. Simbología

Tabla 2.2. Simbología de tipo de carga.

Simbología	
D	Carga permanente
E	Carga de sismo
L	Sobrecarga (carga viva)
Lr	Sobrecarga de cubierta (carga viva)
S	Carga de granizo
W	Carga de viento

Fuente: (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2014)

2.1.1.3.2. Combinaciones básicas

Tabla 2.3. Combinaciones de carga.

Combinaciones para el diseño por última resistencia	
Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D + 1.6 L + 0.5máx [Lr; S; R]
Combinación 3	1.2 D + 1.6 máx. [Lr; S; R] + máx. [L; 0.5W]
Combinación 4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 máx. [Lr; S; R]
Combinación 5	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6 0.9 D + 1.0 W

Combinación 7 0.9 D + 1.0 E

Fuente: (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2014)

2.1.2. Peligro sísmico en Ecuador

La (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014) aborda la evaluación de peligro sísmico al proporcionar un marco normativo para el diseño estructural que considera las características sísmicas únicas del país. A continuación, se detallan los aspectos claves relacionados con el peligro sísmico según la normativa.

2.1.2.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z expuestos en la **Tabla 2.4**, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo con la **Figura 2.1**.

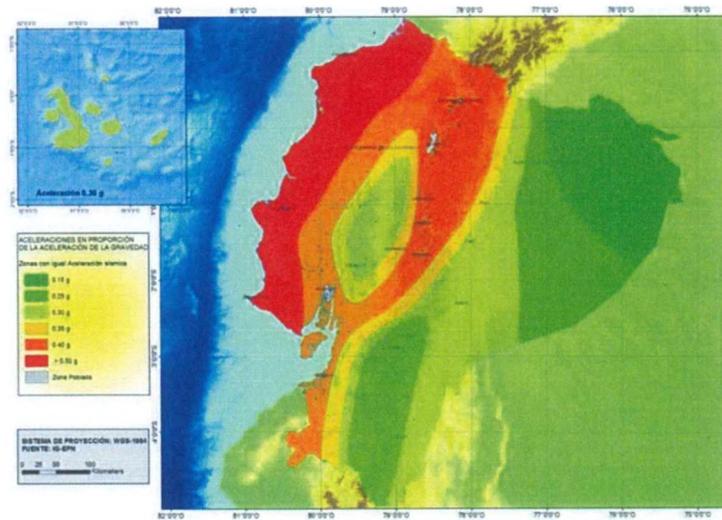


Figura 2.1. Zona sísmica para diseño y factor de zona Z. Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014).

Tabla 2.4. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
--------------	---	----	-----	----	---	----

Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.1.3. Geología local

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la **Tabla 2.5**. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D, E y F.

2.1.3.1. Tipos de perfiles de suelos

Tabla 2.5. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	

F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.

F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)

F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)

F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)

F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.

F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico (diseño sismo resistente), 2014)

2.1.3.2. Coeficientes de perfil de suelo

2.1.3.2.1. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a)

En la **Tabla 2.6** se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 2.6. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12

E 1.8 1.4 1.25 1.1 1 0.85

F Véase en la Tabla 2.5. Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico (diseño sismo resistente), 2014)

2.1.3.2.2. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

En la **Tabla 2.7** se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 2.7. Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

F Véase en la Tabla 2.5. Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico (diseño sismo resistente), 2014)

2.1.3.2.3. Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos Fs

En la **Tabla 2.8** se presentan los valores del coeficiente **Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 2.8. Fs: comportamiento no lineal de los suelos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase en la Tabla 2.5. Clasificación de los perfiles de suelo.					

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico (diseño sismo resistente), 2014)

2.1.4. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

2.1.4.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la **Figura 2.2** según (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014) consistente con:

- el factor de zona sísmica Z
- el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a, F_d, F_s

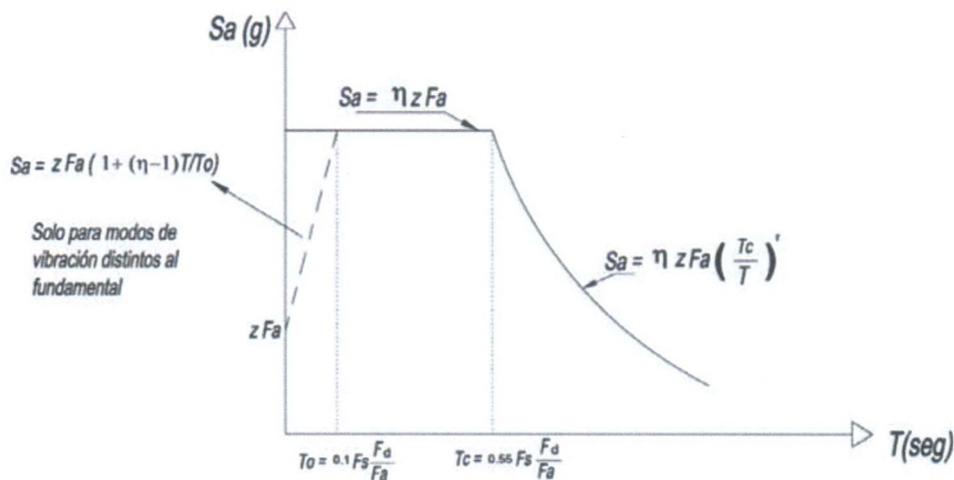


Figura 2.2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico (diseño sismo resistente), 2014)

En donde:

Tabla 2.9. Simbología de ecuaciones del espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Simbología	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

- Para $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = \eta Z F_a \quad (1)$$

- Para $T > T_c$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad (2)$$

- Para modos de vibración diferentes al modo fundamental, $T \leq T_0$

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \quad (3)$$

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

2.1.5. Metodología de diseño sismo resistente

La normativa (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014) establece lo siguiente:

2.1.5.1. Categoría de edificio y factor de importancia I

El propósito del factor I es aumentar la demanda sísmica de diseño para los diferentes tipos de estructuras categorizadas en la **Tabla 2.10**, que por sus diferentes utilidades y grado de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la

ocurrencia del sismo de diseño. Además, se busca que la estructura no solo se mantenga operativa sino también que los bienes y muebles dentro de ella se mantengan en buen estado a causa del movimiento producido por un fenómeno ambiental.

Tabla 2.10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.1.5.2. Filosofía de diseño

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de excederse en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

2.1.6. Regularidad e Irregularidad Estructural

Se debe procurar que la configuración de la estructura sea simple y regular como las presentadas en la **Tabla 2.11** para lograr un adecuado desempeño sísmico y evitar las configuraciones presentadas en la **Tabla 2.12**.

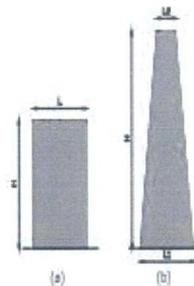
Tabla 2.11. Configuraciones estructurales recomendadas.

Configuración en elevación	Configuración en planta
-----------------------------------	--------------------------------

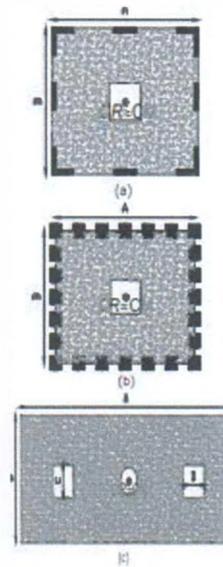
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi=1$



La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi=1$

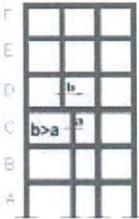
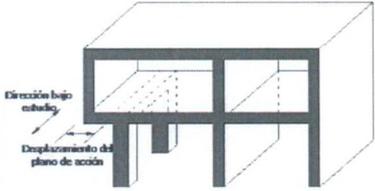


La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi=1$



Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

Tabla 2.12. Configuraciones estructurales no recomendadas.

Irregularidades en elevación	Irregularidades en planta
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> 	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 

Piso débil- Discontinuidad en la resistencia.

La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).



Columna corta.

Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.



Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.1.6.1. Regularidad en planta y elevación

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la **Tabla 2.13** y **Tabla 2.14**.

2.1.6.2. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Según la (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014) establece que:

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

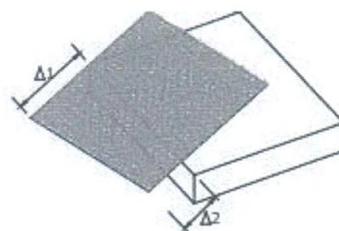
En la **Tabla 2.13** y **Tabla 2.14** se presentan las irregularidades más comunes en edificaciones.

Tabla 2.13. Coeficientes de irregularidad en planta.

Tipo 1.- Irregularidad torsional $\phi=0.9$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

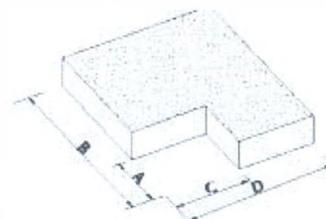
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.



Tipo 2.- Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi=0.9$

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

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.

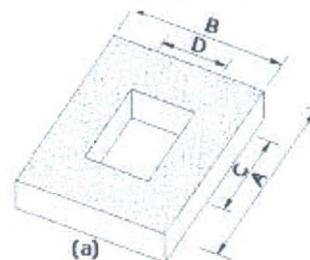


Tipo 3.- Discontinuidades en el sistema de piso $\phi=0.9$

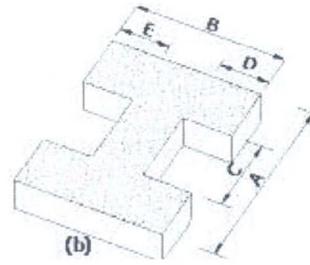
a) $CxD > 0.5AxB$

b) $b) [CxD + CxE] > 0.5AxB$

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas,

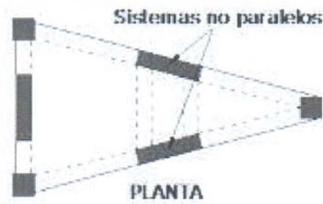


entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4.- Ejes estructurales no paralelos $\varphi=0.9$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

Tabla 2.14. Coeficientes de irregularidad en elevación.

Tipo 1.- Piso flexible $\varphi=0.9$

Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D

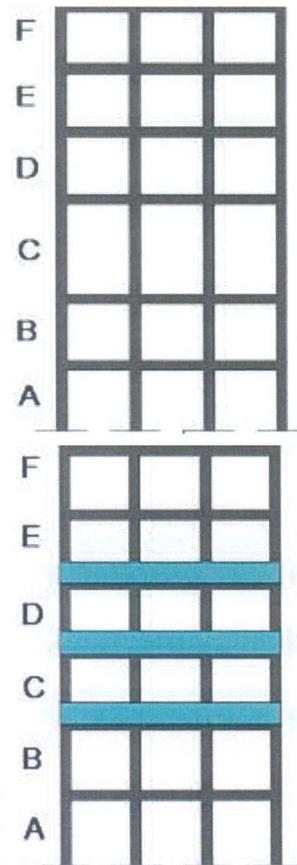
Rigidez $< 0.8 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.

Tipo 2.- Distribución de masa $\varphi=0.9$

$m_D > 1.50m_E$ o $m_D > 1.50m_C$

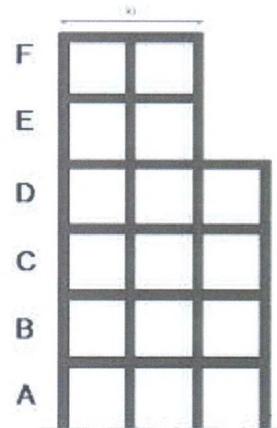
La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.



Tipo 3.- Irregularidad geométrica $\phi=0.9$

$$a > 1.3 b$$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.1.6.3. Coeficiente de regularidad en planta

El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la **Tabla 2.13**. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad (4)$$

Donde:

Φ_P Coeficiente de regularidad en planta.

Φ_{PA} Mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

Φ_{PB} Mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

Φ_{Pi} Coeficiente de configuración en planta.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la **Tabla 2.13**, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

2.1.6.4. Coeficiente de regularidad en elevación

El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la **Tabla 2.14**. Se utilizará la expresión:

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \times \emptyset_{EB}$$

\emptyset_P

Dónde:

\emptyset_E Coeficiente de regularidad en elevación.

\emptyset_{EA} Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

\emptyset_{EB} Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

\emptyset_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación.

2.1.7. Diseño Basado en fuerzas

Según la (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sísmico resistente), 2014) el diseño basado en fuerzas (DBD) es obligatorio para todo tipo de estructuras debido a que las edificaciones deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de fuerzas horizontales actuantes.

Se establecen las siguientes indicaciones:

- Utiliza factores de reducción de resistencia sísmica **R** constantes para cada tipología estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría, asumiendo también que **R** no cambia con el período y tipo de suelo;
- Supone que la rigidez es independiente de la resistencia, es decir que la rigidez y el período pueden estimarse antes de que se conozca el refuerzo de las secciones de hormigón armado o el espesor final de las placas de los elementos de acero.

2.1.8. Modelación estructural

El modelo matemático incluye:

- todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente,
- su distribución espacial de masas y rigideces.

2.1.9. Métodos de análisis

El DBF presentará la misma metodología general para los 3 métodos de análisis que permite la (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014):

- Estático
- Análisis dinámicos
 - Análisis dinámico espectral
 - Análisis dinámico paso a paso en el tiempo

2.1.9.1. Análisis estático

Se aplica para todo tipo de estructura, el factor Z será utilizado para definir la PGA y por ende el espectro de aceleración. El análisis estático conlleva a que se apliquen cargas externas constantes en el tiempo. Al aplicar el análisis de la respuesta estática se obtiene como resultado la respuesta estática a sistemas de varios grados de libertad. (Angulo, s. f.)

2.1.9.2. Análisis dinámico

Se aplica para todo tipo de estructura (con excepción de las totalmente regulares), se pueden utilizar 2 métodos:

- Análisis espectral, se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones. Se deben incluir en el análisis:
 - todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración,
 - todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.
- Análisis paso a paso en el tiempo, se usarán acelerogramas para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona.

2.1.10. Cortante basal estático

En una estructura, el cortante basal se puede obtener mediante el método estático o dinámico, en su cálculo interviene en gran relevancia la configuración estructural en planta y en elevación.

2.1.10.1. Cortante basal de diseño

“El cortante basal es una fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con

las especificaciones de la presente norma.” (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.1.10.2. Carga sísmica reactiva W

Tabla 2.15. Carga sísmica reactiva.

W=D	Casos generales
W=D+0.25Li	Bodegas y almacenajes

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

Donde:

D: carga muerta total de la estructura

Li: carga viva de piso

2.1.10.3. Cortante de piso

A través de la fuerza cortante en la base se puede analizar la relación expresada en porcentaje que rige el sistema estructural con la magnitud del esfuerzo cortante en las columnas de apoyo. (Rupay Vargas et al., 2023)

El cortante basal es un método donde se le aplica fuerzas a la estructura de manera progresiva, que equivalen a las fuerzas cortantes de cada piso, de esta manera las fuerzas se van acumulando desde el ultimo nivel superior de la edificación hasta la base. Por lo tanto, se estima que la base debe resistir grandes esfuerzos, ya que es la zona donde se acumulan estas fuerzas.

Las fórmulas para estimar el cortante, son las siguientes:

$$V = C * W \quad (5)$$

$$V = \frac{I * Sa}{\phi_P * \phi_E * R} * W \quad (6)$$

$$C = \frac{I * Sa}{\phi_P * \phi_E * R} \quad (7)$$

Donde:

- Sa:** Espectro de diseño en aceleración
- ϕ_P y ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación
- I:** Coeficiente de importancia; se determina en la sección
- R:** Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección
- V:** Cortante basal total de diseño
- W:** Carga sísmica reactiva; véase en la sección

2.1.11. Periodo de vibración

El periodo fundamental de vibrar de un edificio es un componente fundamental para el diseño sísmico de una estructura; cuya función es determinar las condiciones de seguridad estructural. (Peralta Gálvez et al., 2014)

La NEC-15 menciona que, el periodo es un valor que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. Se plantean dos métodos:

2.1.11.1. Método 1

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \tag{ 8 }$$

Donde:

T: Período de vibración

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n^α: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

Para:

Tabla 2.16. Coeficiente **C_t**

Tipo de estructura	C _t	α
--------------------	----------------	---

Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.1.11.2. Método 2

Generalmente se obtiene a través del software de Etabs que emplea análisis dinámico. Además, este valor no debe ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el Método 1.

2.1.12. Factor de reducción de resistencia sísmica R

La NEC-15 establece lo siguiente: El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Se establecen valores de R para dos tipos de sistemas:

- Sistemas estructurales dúctiles
- Sistemas estructurales de ductilidad limitada

Tabla 2.17. Factor de reducción sísmica R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

Tabla 2.18. Factor de reducción sísmica R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5

Muros estructurales portantes

Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.1.12.1. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Se determina con la siguiente formula:

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (9)$$

Donde:

- n:** Número de pisos de la estructura
- W_x :** Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W
- W_i :** Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W
- h_x :** Altura del piso x de la estructura
- h_i :** Altura del piso i de la estructura
- k:** Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Determinación de **k**:

Tabla 2.19. Coeficiente k.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1

$$\begin{array}{ll} 0.5 < T \leq 2.5 & 0.75 + 0.50 T \\ > 2.5 & 2 \end{array}$$

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.1.13. Cortante basal dinámico

Generalmente es obtenido mediante el software de Etabs mediante análisis dinámico, además la NEC-15, plantea que este valor obtenido por cualquier método de análisis dinámico no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

2.1.14. Control de la deriva de piso

La deriva máxima inelástica se determina con la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (10)$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

2.1.14.1. Límites permisibles de derivas de los pisos

El periodo fundamental de vibración de un edificio es un componente primordial en tomarse en cuenta en el diseño sísmico de una estructura; en construcciones que ya están concebidas ayuda a determinar la seguridad estructural. (Fernández & Josué, 2023)

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la **Tabla 2.20**, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 2.20. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
-----------------	--------------------------------

Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

2.2. Acero estructural

El acero estructural se ha clasificado en las últimas décadas como un material de gran conveniencia para la construcción de todo tipo de estructura en Ecuador.

El acero estructural es un elemento constructivo completo, debido a sus propiedades y características su fabricación se realiza en diferentes tamaños y formas, durante su etapa de montaje puede laborarse y ensamblarse sin modificar significativamente sus propiedades físicas, esto se da a través de diferentes técnicas y procedimientos.

2.2.1. LRFD

Diseño por factor de carga y resistencia, es una de las formas actuales para diseñar elementos estructurales de acero y es parte de uno de los métodos especificados por el AISC. Esta metodología contempla que las cargas que está sometida una edificación sean corregidas por factores de seguridad mayores que la unidad. (Pesántez & Sebastián, s. f.)

2.2.2. ASD

Diseño por esfuerzo permisible, es el método de diseño que consiste en proporcionar a los elementos una resistencia igual o superior tal que los esfuerzos de dichos elementos no superen los esfuerzos de valor admisible. (American Institute Of Steel Construction, 2016)

2.2.3. Propiedades del acero estructural

Es importante conocer las propiedades mecánicas del acero cuando se planifica construir un edificio con estructura metálica, así como la capacidad para soportar esfuerzos. Estas propiedades mecánicas determinan mediante pruebas de laboratorios diferentes características y permiten elegir el material idóneo para el sistema constructivo.

A continuación, se describen las propiedades mecánicas del acero estructural:

a) Alta resistencia

Esta propiedad se atribuye principalmente a los aceros estructurales de baja aleación ya que al ser bajo los porcentajes de los compuestos aleados. Esta propiedad caracteriza que los aceros poseen mayor rigidez y capacidad de absorber mucha energía y de esta manera, no deformarse.

b) Elasticidad

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente. (McCormac & Csernak, 2012)

c) Durabilidad

Es fundamental saber que otorgando mantenimiento adecuado a los elementos de acero estos durarán mucho tiempo. Estudios realizados han demostrado a través de investigaciones que, en los aceros modernos, bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

d) Ductilidad

Esta propiedad hace referencia a la capacidad de soportar deformaciones significativas sin fallar por causa de esfuerzos de tensión altos. Se sabe que, si un material carece de esta propiedad y es duro y frágil, se rompe. El acero estructural es de naturaleza dúctil lo cual le permite fluir y evitar fallas. Esta característica se expresa por medio del alargamiento o por la reducción de sección, generalmente no en valores absolutos sino relativos. (Fernández Cánovas, 2012)

e) Tenacidad

Esta propiedad es el resultado de que un material provea de ductilidad y resistencia, el acero estructural tiene la capacidad de absorber cantidades considerables de energía, es dúctil y es resistente, ya que se somete a deformaciones durante la etapa de fabricación y montaje sin sufrir fallas de fractura, los elementos de acero estructural se pueden cortar, doblarlos y entre otros procesos, taladrarlos.

2.2.4. Tipos de acero estructural

Es importante resaltar algunas desventajas del acero estructural, entre estas esta la corrosión que es el deterioro electroquímico del material causado por agentes o ambientes corrosivos; susceptibilidad al pandeo que en algunos casos se requiere de una proporción de acero adicional para evitar pandeo de los elementos debido a la esbeltez y longitud de estos; y la fatiga que está asociada con las fallas de fractura frágil que básicamente es cuando el elemento se somete a un gran número de esfuerzos variables o concentrados, el elemento puede llegar a colapsar por

este tipo de fallas. Por estos diferentes escenarios es que existe una gran variedad de aceros estructurales, que se adaptan a las diferentes necesidades y ambientes.

Existen diferentes tipos de aceros, según las clasificaciones de la ASTM. Entre estos están los aceros al carbono que su resistencia principalmente se debe por dosificaciones de carbono y al manganeso, de este grupo forman parte A36, A53, A500, A501 y A529. Los aceros de baja aleación y alta resistencia, de este grupo forman parte A572, A618, A913 y A992 que aparte de estar compuesto de carbono y manganeso también está compuesto en aleación de algunos elementos como el vanadio, columbio, cobre, níquel y silicio. Por último, los aceros de baja aleación y alta resistencia y resistentes a la corrosión atmosférica, de este grupo forman parte A242, A588 y A487 su característica principal que lo hace resistente a la corrosión es que en su composición se alean porcentajes de cobre. Los aceros de baja aleación determinan que los compuestos de aleación no superan el 5% de la composición total de acero.

2.2.4.1. Acero ASTM A 36

Corresponde al grupo de los aceros al carbono, su uso se ve frecuente en la construcción de puentes, torres de comunicación y estructuras metálicas de señalización. El esfuerzo de fluencia de este tipo de acero es de 2531 kg/cm^2 .

2.2.4.2. Acero ASTM A 588 Gr A

Corresponde al grupo de aceros con alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión sustancialmente son mejores que los aceros al carbono. Frecuentemente se utiliza para construcciones soldadas, remachadas o atornilladas, su esfuerzo de fluencia es de 3515 kg/cm^2 .

2.2.4.3. Acero ASTM A 283 Gr C

Al igual que el acero ASTM A 36, tiene las mismas especificaciones a diferencia que es lamiendo, además su longitud requerida se realiza bajo solicitud.

2.2.4.4. Acero ASTM A 572

Este acero corresponde al grupo de baja aleación y alta resistencia, tiene cinco grados que son: 42, 50, 55, 60, 65; son utilizados frecuentemente para construcciones remachadas o atornilladas.

2.2.5. Esfuerzo - deformación del acero estructural

Las curvas esfuerzo-deformación proveen información sobre las propiedades del acero y cómo se comporta ante situaciones de carga. Para determinar estas características se realizan pruebas sobre una probeta del material, la cual es sometida a pruebas de carga (tensión, compresión, torsión), que causan efectos de deformación en el material. Estos resultados al graficarse en la curva esfuerzo-deformación muestran zonas características y puntos de interés del comportamiento del acero, necesarios para realizar los análisis de manera adecuada. (McCormac & Csernak, 2012)

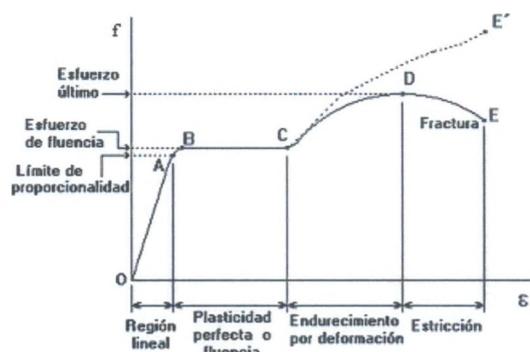


Figura 2.3. Diagrama esfuerzo-deformación idealizado para materiales dúctiles

En la **Figura 2.3** se muestra un diagrama típico para el acero estructural sometido a cargas de tensión, el cual muestra un comportamiento dúctil. Las zonas y puntos de interés se describen a continuación.

2.2.5.1. El esfuerzo

El esfuerzo f se define como la relación entre la carga aplicada sobre un área de sección transversal:

$$f = \frac{P}{A_0}$$

Donde:

- P = carga aplicada a cualquier instante
- A_0 = área de la sección transversal de la probeta

2.2.5.2. La deformación

La deformación ε se define como la variación de la longitud respecto a la longitud inicial:

$$\varepsilon = \frac{L - l_0}{l_0}$$

Donde:

- L = longitud inicial de la pieza
- l_0 = longitud de la pieza a cualquier carga P .

2.2.5.3. Región lineal

Corresponde a la zona de comportamiento elástico. Aquí la deformación es proporcional al esfuerzo aplicado y se relacionan mediante el módulo de Elasticidad o Modulo de Young, el cual es la pendiente de la recta en la **Figura 2.3** Empieza en el punto O y termina en el punto A, donde todavía es válida la Ley de Hooke. Este punto es el denominado límite de proporcional elástico, pues es el mayor esfuerzo que puede soportar el material sin deformarse permanentemente. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

La proporcionalidad se expresa para un esfuerzo f como:

$$f = E\varepsilon$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del material

ε = deformación

Para el acero, el módulo de elasticidad es 203890 kg/cm^2

2.2.5.4. Zona de fluencia

Es la etapa en donde el material experimenta grandes deformaciones con incrementos casi nulos en el esfuerzo. La pendiente se reduce hasta llegar al punto B, y la curva del esfuerzo – deformación se vuelve casi horizontal. Este punto es conocido como el esfuerzo de fluencia F_y . En adelante, las deformaciones son permanentes, es decir, el material no regresa a su estado inicial al retirar la carga, además se presenta una reducción pequeña pero despreciable en el área de sección transversal hasta el punto C. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

Para el acero estructural ASTM A36, por ejemplo, el esfuerzo de fluencia es de 2531 kg/cm^2 (36 klb/pulg^2).

2.2.5.5. Endurecimiento por deformación

En esta zona, el material empieza a mostrar resistencia a la deformación debido al endurecimiento por cambios en la estructura del material, por lo que para producir alargamientos adicionales es requerido un incremento continuo en el esfuerzo hasta alcanzar el máximo en el punto D, denominado esfuerzo último F_u . (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.5.6. Estricción

En la zona de estricción correspondiente desde el punto D hasta el E, se observa una reducción muy significativa de la sección transversal del material antes de llegar a la fractura. A medida que la estricción se produce, la deformación continua a pesar de que el esfuerzo se reduce. Este alargamiento del material y reducción en su área de sección trasversal son características de un material dúctil, como lo es el acero estructural.

La curva esfuerzo deformación para emplear en el diseño es la que se basa en el área transversal original. Si se consideraran los cambios en el área de la sección transversal en la parte estrecha del cuello ocasionado por la estricción para el cálculo del esfuerzo, la curva real seguirá la línea punteada CE' , pero en la práctica la curva convencional CE suministra información satisfactoria. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.6. Tipos de perfiles del acero estructural

Los perfiles o secciones de acero son identificados de acuerdo con la forma de su sección transversal. Existen diversos tipos, en formas y tamaños comerciales, de acuerdo con la necesidad y las condiciones en que se utilizarán, siendo los más ventajosos aquellos que presentan grandes momentos de inercia en proporción con las áreas de sección trasversal. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

En general, la selección de un perfil implica en escoger una sección estándar disponible comercialmente en lugar de requerir la fabricación de un perfil con dimensiones y propiedades características, lo cual implicaría altos costos.

2.2.6.1. Perfiles de acero laminados en caliente

Es la categoría con mayores perfiles disponibles. Su proceso de fabricación consiste en el moldeo del acero fundido por medio de rodillos que comprimen el material hasta obtener la forma de sección transversal deseada. Este proceso de laminación realizado mientras el material está caliente permite que pueda deformarse sin resultar en pérdidas de su ductilidad, a diferencia del caso de conformado en frío. (Segui, 2017)

En la **Figura 2.4** y **Figura 2.5** se muestran perfiles laminados en caliente más comunes, tales como:

- Sección W
- Sección S
- Canal C
- Ángulos
- Tee estructural
- Barras y placas

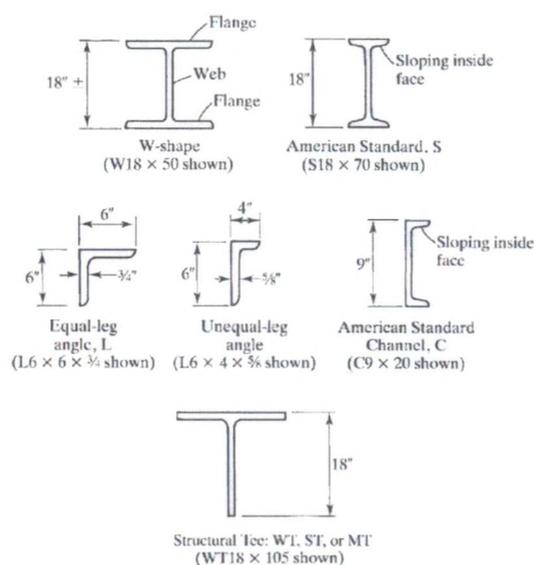


Figura 2.4. Perfiles laminados en calientes comunes. Fuente: (Segui, 2017)

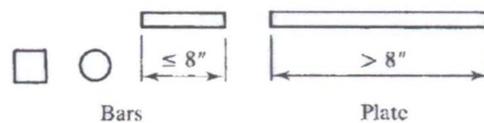


Figura 2.5. Placas y barras. Fuente: (Segui, 2017)

2.2.6.2. Perfiles de acero conformados en frío

Los perfiles estructurales de este tipo son creados mediante el doblado de planchas y platinas de acero o de placas en la forma deseada. Al formarse en frío pierden ductilidad, pero incrementan su punto de fluencia. Estos perfiles se usan en aplicaciones ligeras. (Segui, 2017)

En la figura **Figura 2.6** se muestran los perfiles más comunes, como:

- Ángulos

- Correas
- Canales

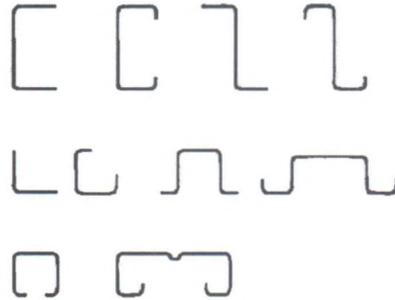


Figura 2.6. Perfiles conformados en frío. Fuente: (Segui, 2017)

2.2.6.3. Perfiles armados (BUILT-UP)

En ocasiones los estándares comunes no proveen los requerimientos de área o de inercia de diseño, por lo que una sección armada puede ser necesaria. En estos casos, un perfil estándar es aumentado en su sección transversal mediante la adición de elementos, como una placa soldada o atornillada al ala de un perfil W. Son comunes las secciones tipo caja formadas con placas y perfiles laminados en caliente también pueden unirse para crear secciones armadas, como los dobles ángulos o doble canal, como se observa en la **Figura 2.7.** (Segui, 2017)

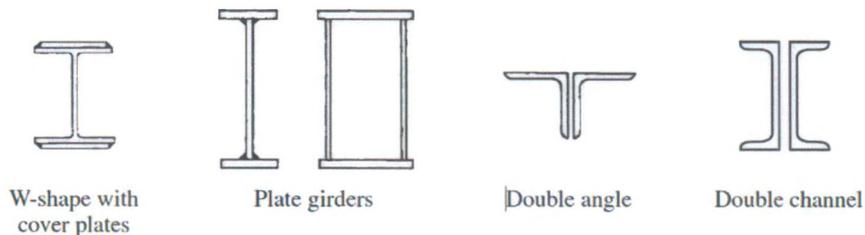


Figura 2.7. Perfiles armados comunes. Fuente: (Segui, 2017)

2.2.6.4. Perfiles HSS (HOLLOW STRUCTURAL SECTIONS)

Los perfiles huecos son producidos mediante el doblado de una lámina y soldada longitudinalmente para producir una única pieza. (Segui, 2017)

En la **Figura 2.8** se muestran los perfiles más comunes de esta categoría:

- Sección tubular
- Sección circular HSS
- Sección cuadrada y rectangular HSS

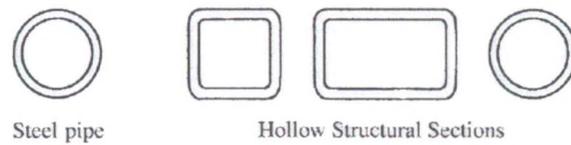


Figura 2.8. Perfiles HSS comunes. Fuente: (Seguí, 2017)

2.2.7. Tipos de estructuras metálicas

La clasificación de las estructuras metálicas se puede realizar considerando los tipos de perfiles que las conforman. Se presentan tres grupos. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.7.1. Vigas y columnas en celosía

También conocidas como armadura, donde las vigas y columnas están formadas por una estructura reticular de miembros interconectados en los nudos, formando triángulos planos. La sujeción puede ser mediante soldadura, pernos, o remaches, pudiendo ser uniones articuladas o rígidas. Es la solución más económica que permite grandes luces como para bodegas, fabricas o galpones. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.7.2. Vigas y columnas de alma llena con perfiles

Este tipo de estructuras están formadas por secciones compactas, constituidas por perfiles laminados en caliente, siendo estos perfiles simples, reforzados o múltiples. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.7.3. Vigas y columnas de alma llena armadas

Este tipo de estructuras están formadas por secciones compactas, constituidas por perfiles construidos a partir de otras secciones de acuerdo con la necesidad del diseño. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.8. Diseño de miembros a compresión

Los miembros a compresión son elementos estructurales que están sometidos únicamente a cargas axiales de compresión. Las cargas axiales son aquellas aplicadas a lo largo del eje longitudinal del elemento a través del centroide de la sección transversal, y el esfuerzo axial $f = \frac{P}{A}$, se considera uniforme en toda la sección. En la realidad existe excentricidad y está causará una leve flexión, pero esta puede ser considerada secundaria. (Seguí, 2017)

Las columnas representan el tipo de elemento a compresión más común en las estructuras. Estos son elementos verticales que soportan cargas verticales, aunque en ocasiones también soportan flexión, y en tales casos el elemento se considera una viga – columna. Otros elementos

de compresión son los usados en las celosías, los cuales son partes componentes del sistema. (Segui, 2017)

La resistencia nominal de compresión, P_n , debe ser el menor valor que se obtiene basado en los estados límites de pandeo lateral, pandeo torsional y pandeo lateral torsional.

2.2.8.1. Teoría de columnas

Una carga axial P lentamente aplicada sobre una columna eventualmente se volverá lo suficientemente grande como para producir la falla de la columna por pandeo. Mientras más largo o esbelto sea el elemento, menor será la carga que la columna podrá resistir antes de pandearse. Además de la longitud, otros factores como el tipo de conexión en los apoyos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material, entre otros, influyen en la ocurrencia del pandeo. (Segui, 2017)

2.2.8.2. Desplazamiento lateral

Para el diseño, es necesario conocer si la estructura en general posee o no desplazamiento lateral, sea por la presencia de cargas laterales de sismo o viento, o por la acción de cargas verticales. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.8.2.1. Desplazamiento lateral permitido

Un marco de este tipo no rigidizado permite que ocurran desplazamientos horizontales, así como el ladeo de las columnas. La resistencia a las cargas y traslación laterales se debe a los nudos rígidos con resistencia a momento (Segui, 2017). La **Figura 2.9** muestra la deflexión horizontal Δ a la que se somete el edificio de altura h con ladeo permitido debido a cargas F de viento o sismo.

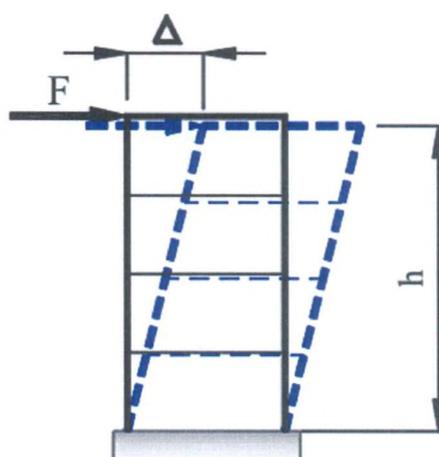


Figura 2.9. Desplazamiento horizontal de una edificación con ladeo permitido. Fuente: (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

El ladeo de un edificio con desplazamiento lateral permitido se mide a través del índice de derivas de piso, la práctica usual en el diseño de edificios de acero de varios niveles es proporcionar a la estructura suficiente rigidez lateral para mantener el índice de ladeo menor al 2% según la NEC (2015).

En general es necesario proporcionar la rigidez suficiente a la estructura mediante conexiones con transmisión de momento o conexiones rígidas entre los miembros estructurales, además, el desplazamiento lateral permitido se utiliza para edificios con una altura no mayor en dos o más veces la dimensión lateral menor. (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.8.2.2. Desplazamiento lateral impedido

En ocasiones los marcos son aumentados con sistemas rigidizadores como riostras, contravientos o muros rígidos de corte. Estos elementos proveen resistencia adicional a las cargas laterales y bloquean los desplazamientos laterales y ladeos de las columnas (Segui, 2017). En la **Figura 2.10** se aprecia estas configuraciones para impedir el ladeo.

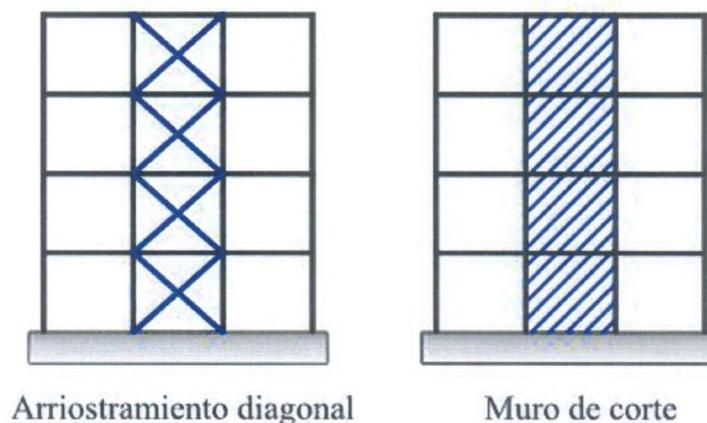


Figura 2.10. Estructuras con miembros de rigidización lateral. Fuente: (Bonilla Cobos & Tapia Maldonado, 2010)

2.2.8.3. Pandeo Local

Puede suceder cuando la sección sometida a compresión tiene elementos tan delgados (esbeltos) que se pandean localmente con una carga inferior a la necesaria para el pandeo lateral. En un miembro estructural pueden presentarse dos tipos de pandeo local: en el alma y

en el patín. Este tipo de pandeo se puede calcular de acuerdo con la relación ancho/espesor b/t de los elementos, tal como se muestra en la **Figura 2.11**:

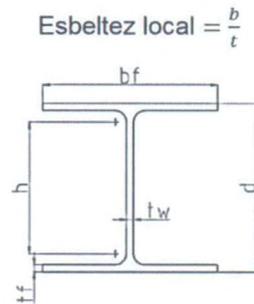


Figura 2.11. Esbeltez local. Fuente: (Cumba Morales & Pesántez Orellana, 2016)

$$\text{Esbeltez local del patín } \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} \quad (11)$$

$$\text{Esbeltez local del alma } \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} \quad (12)$$

Un elemento es considerado esbelto si:

$$\frac{b}{t} > \lambda_r \quad (13)$$

El valor de λ_r depende del tipo de sección que se utilice y puede observarse en la **Figura 2.1**. Una sección puede ser considerada esbelta si uno o más de sus elementos es esbelto.

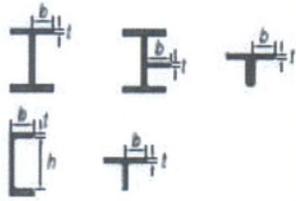
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	bt	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	bt	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^(a)	
	3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	bt	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Stems of tees	dt	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5 Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	hA_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	bt	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	bt	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 All other stiffened elements	bt	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Round HSS	Dt	$0.11\frac{E}{F_y}$	

Figura 2.12. Límite λ_r para secciones sujetas a compresión. Fuente: (Cumba Morales & Pesántez Orellana, 2016)

2.2.9. Diseño de miembros a flexión

Un elemento es considerado viga si las cargas que soporta producen esfuerzos de flexión en el elemento. Usualmente están orientadas verticalmente y las cargas que soporta son verticales o transversales. Si soporta cargas axiales considerables, entonces se trata de un elemento viga – columna. (Segui, 2017)

Los esfuerzos de flexión causan en las vigas tensiones de tracción y compresión, siendo las fibras exteriores donde tienen ocurrencia las máximas tensiones. Estas tensiones se calculan relacionando el momento flexionante (máximo) y el momento de inercia. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes.

Una viga puede fallar al alcanzar el momento flexionante máximo y volverse plástica, o puede fallar también por las siguientes formas:

- Pandeo local del patin (PLP)
- Pandeo local del alma (PLA)
- Pandeo por torsión lateral (LTB)

La resistencia nominal a flexión, M_n , será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral torsional.

2.2.9.1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (14)$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero a ser utilizado.

Z_x = Módulo de sección plástica en el eje x.

2.2.1. Diseño de miembros a Corte

La resistencia nominal a corte, V_n , de miembros con almas rigidizadas o no rigidizadas para cumplir con los estados límite de fluencia o pandeo por corte es la siguiente:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (15)$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero a ser utilizado.

A_w = Área comprendida por el peralte h y el ancho del alma t_w .

C_v = Coeficiente de cortante del alma.

2.3. Cimentaciones

La cimentación de una estructura es el sistema que la sostiene sobre el terreno. Su función es transferir el peso de la estructura y las cargas adicionales al suelo, garantizando estabilidad, que la presión sea adecuada y limitando los asentamientos. La cimentación debe resistir las cargas y sujeta la estructura frente a acciones horizontales como el viento y el sismo, conservando su integridad. La interacción entre el suelo y la estructura depende de la naturaleza del terreno, la forma y tamaño de la cimentación, y la flexibilidad de la estructura. (Yepes Piqueras, 2020)

2.3.1. Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales son las más utilizadas en la construcción por presentar menor costo por carga soportada y mayor facilidad en su construcción. (Yepes Piqueras, 2020)

2.3.1.1. Zapatas aisladas

La zapata aislada es una cimentación que soporta únicamente una columna o varias columnas cercanas. (Romo Proaño, 2008)

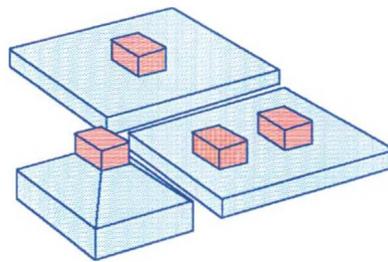


Figura 2.13. Zapatas aisladas. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

Según la posición en que estén las columnas, las zapatas aisladas pueden ser centradas, de borde, o de esquina (Yepes Piqueras, 2020). En los casos de zapatas de borde y de esquina se transmiten cargas excéntricas lo que genera sobre la zapata un momento de vuelco que tiende a levantarla. Para evitar este problema, se puede amarrar la cimentación mediante vigas de amarre o vigas centradoras, que logran unir las zapatas y redistribuyen las cargas y esfuerzos sobre el suelo como se expone en la Figura 2.14.

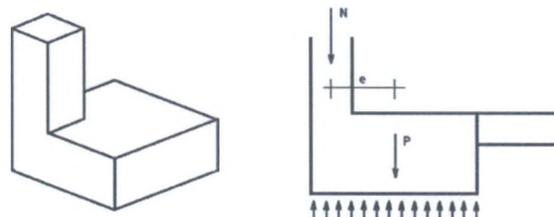


Figura 2.14. Zapata esquinera con viga centradora. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

2.3.1.2. Zapatas corridas

Se usan para soportar muros de carga o y elementos lineales continuos. Este sistema distribuye las cargas a lo largo de la longitud de la zapata (Romo Proaño, 2008).

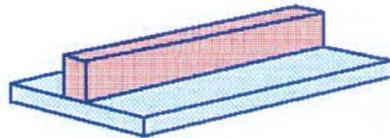


Figura 2.15. Zapata corrida. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

2.3.1.3. Zapatas combinadas

Se usa para estabilizar una zapata inestable con otra zapata estable, empleando una viga de rigidez, o en el caso de que las columnas estén muy cercanas e interfieran entre sí. (Romo Proaño, 2008)

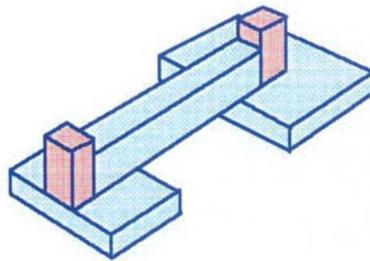


Figura 2.16. Zapata combinada. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

2.3.1.4. Vigas de cimentación

Se usa en suelos poco resistentes y soportan columnas linealmente. En el caso de integrar columnas en dos direcciones, se forma una malla de cimentación. (Romo Proaño, 2008)

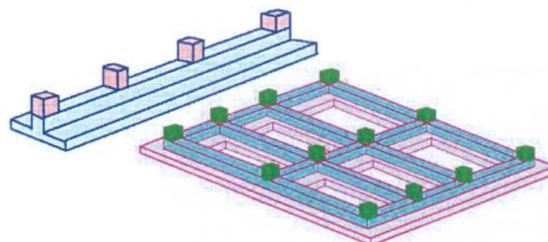


Figura 2.17. Viga y malla de cimentación. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

2.3.1.5. Losas de cimentación

Se usa en suelos poco resistentes. El sistema de losas de cimentación y el de vigas de cimentación son recomendados usar cuando la superficie de zapatas excede el 25% del área de la planta (Romo Proaño, 2008) o cuando se supere el 50% del área de la planta (Yepes Piqueras, 2020).

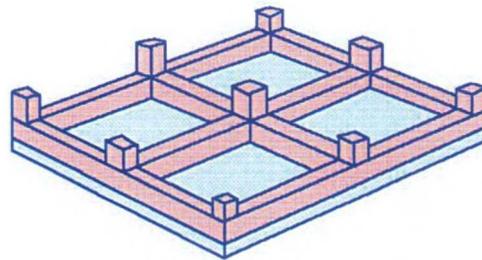


Figura 2.18. Losa de cimentación. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

2.3.2. Cimentaciones Profundas

2.3.2.1. Pilotes

Son elementos de cimentación empleados para transmitir las cargas a las capas de suelo resistente que se encuentra a una gran profundidad. Los pilotes pueden ser hincados o barrenados. En la parte superior acoplan elementos de cimentación como zapatas, vigas p losas de cimentación. (Romo Proaño, 2008)

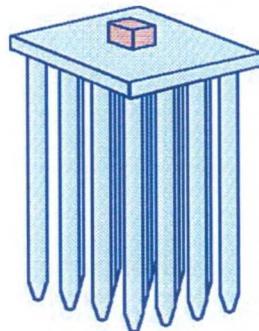


Figura 2.19. Malla de pilotes integrados a un cabezal. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

2.3.3. Factores que Afectan el Diseño de Cimentaciones

Para que las cimentaciones superficiales funcionen adecuadamente, deben cumplir con dos características esenciales (Das, 2012):

- Deben ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las sostiene.
- No deben experimentar desplazamientos ni asentamientos excesivos relativos.

La carga por área unitaria de la cimentación en la que ocurre la falla por corte en el suelo se denomina capacidad de carga última, para la cual existen diversos métodos de cálculo que atienden diferentes consideraciones (Das, 2012).

Alternativamente puede determinarse la capacidad de carga admisible del suelo mediante un ensayo SPT.

2.4. Presupuesto de obras civiles

El presupuesto de una obra civil es un proceso que establece en una obra, de qué está compuesta (composición cualitativa) y cuantas unidades de cada componente existen (composición cuantitativa), para de esta forma, aplicar precios a cada costo y obtener su valor en un momento dado. (López, 2007)

Presupuestar una obra civil es la acción de cuantificar y cualificar los elementos que componen la parte financiera del proyecto, además es una medida de control para cada uno de los rubros del proyecto, además se considera que este es aproximado y temporal.

2.4.1. Volumen de materiales

Para cada material dentro del proyecto de construcción se calcula los volúmenes de estos, que conlleva a la acción de calcular el contenido de este en cada una de las unidades de obra de una actividad.

El siguiente ejemplo propuesto por (López, 2007) expone el cálculo de volúmenes de una actividad.

Se trata de la actividad losa en concreto reforzado aligerado se mide en m^2 y contiene estas subactividades:

- Formaleta losa, se mide en m^2
- Mortero para cielo, se mide en m^3
- Colocación de hierro, se mide en Kgs
- Colocación aligerante en casetones de madera, se mide en m^2
- Vaciado de concreto, se mide en m^3

2.4.2. Análisis de precios unitarios

Es el precio de cada unidad de obra y está compuesto por los costos directos que solo tienen lugar cuando se ejecuta dicha unidad de obra, estos suelen ser (materiales, mano de obra, y

maquinaria) y costos indirectos que son gastos incurridos en oficinas o en la zona de la obra, es decir son gastos de administración. (Vega & Morales, s. f.)

2.4.3. Costos

Es el que se determina una vez que se termina la ejecución de un proyecto, en el están contabilizados los gastos directos e indirectos y de utilidades a las que hubiese lugar. Existen dos tipos, estos son:

2.4.3.1. Costos directos

Se dividen en estos cuatro componentes:

2.4.3.1.1. Equipo

Son todas aquellas herramientas o maquinarias que no están de manera permanente durante la ejecución del proyecto.

2.4.3.1.2. Mano de obra

Atribuye al esfuerzo físico o mental que realiza un integrante durante todas las etapas del proyecto, y corresponde al costo que recibe un trabajador por desarrollar sus servicios.

2.4.3.1.3. Materiales

Atribuye al costo de toda la materia que componen a los diferentes elementos constructivos y arquitectónicos en una edificación.

2.4.3.1.4. Transporte

Es el costo de la movilización de los materiales utilizados durante todas las etapas del proyecto, desde el lugar del proveedor hasta la obra.

2.4.3.2. Costos indirectos

Están determinados con los siguientes porcentajes:

- Costos de operación central del 5% al 10% del costo directo.
- Costos de administración de obra del 4% al 12% del costo directo.
- Costos de financiamiento del 1% al 5% del costo directo.
- Costos de garantías seguros del 1% al 4% del costo directo.
- Costos de imprevistos de obra del 2% al 5% del costo directo.
- Utilidad del 4% al 12% del costo directo.

El porcentaje de costo indirecto se estima con la siguiente ecuación:

$$\%Indirectos = \frac{\text{costos indirectos}}{\text{costos directos}} \times 100\% \quad (16)$$

2.4.4. Cuadrilla tipo

Este término hace referencia al tipo de necesidades dentro de una actividad de obra, como, por ejemplo, la elaboración de un muro o el encofrado de las columnas que requiere cierto tipo de operarios para su ejecución. Estos operarios a su vez se le asocia una producción que está basada en un rendimiento.

2.4.5. Rendimiento

Es la cantidad medida en unidades de obra y que a su vez produce una cuadrilla tipo en unidades de obra. Esta expresado en la siguiente formula:

$$R = \frac{\text{cantidad}}{\text{tiempo}} \quad (17)$$

2.4.6. Cronograma valorado

El cronograma valorado es una metodología que permite visualizar y controlar los fondos durante el tiempo de ejecución de una obra, es decir, en sus diferentes etapas, según los rubros propuestos, asignan de forma óptima los recursos financieros a cada actividad.

2.4.6.1. Rubro

Es la agrupación general de cada una de las actividades de las etapas de toda la obra.

CAPITULO III

3. ASPECTOS METODOLÓGICOS

En este capítulo se expone la metodología utilizada para el alcance del presente proyecto técnico.

3.1. Alcance

Para cumplir con el objetivo de estudio, se han considerado las siguientes actividades a ser ejecutadas:

- Definición del Sistema Estructural.
- Determinación de Cargas según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).
- Prediseño Estructural.
- Diseño Estructural.
- Análisis Estructural en ETABS.
- Diseño de cimentacion en MathCAD
- Elaboración de planos arquitectónico y estructural.
- Elaboración de presupuesto referencial

La metodología que se contempla en el presente proyecto técnico para cumplir con los productos del alcance se presenta a continuación:

- Metodo de diseño de los factores de carga y resistencia LRFD
- Metodo de diseño basado en fuerzas DBF
- Metodo por carga admisible para cimentación

3.2. Metodología del DBF

3.2.1. Carga sísmica reactiva

La carga sísmica reactiva por considerar para el análisis sísmico de la estructura corresponde al 100% de la carga muerta, tal como lo indica la NEC-SE-DS en la sección 6.1.7. Las acciones sísmicas para el análisis estructural de la edificación se determinan de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015. Los parámetros para la determinación del espectro de aceleraciones de acuerdo con el capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo-Resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-SE-DS, Sección 3.2). La zona de implantación de las edificaciones se encuentra en zona sísmica VI, el factor de zona corresponde a $Z=0.5$ g. En la **Figura 3.1** se muestra el mapa con los factores de zona. La **Tabla**

3.1 muestra los valores del factor Z, según el nivel de peligro sísmico, que para el proyecto en estudio corresponde a un nivel de muy alto peligro sísmico

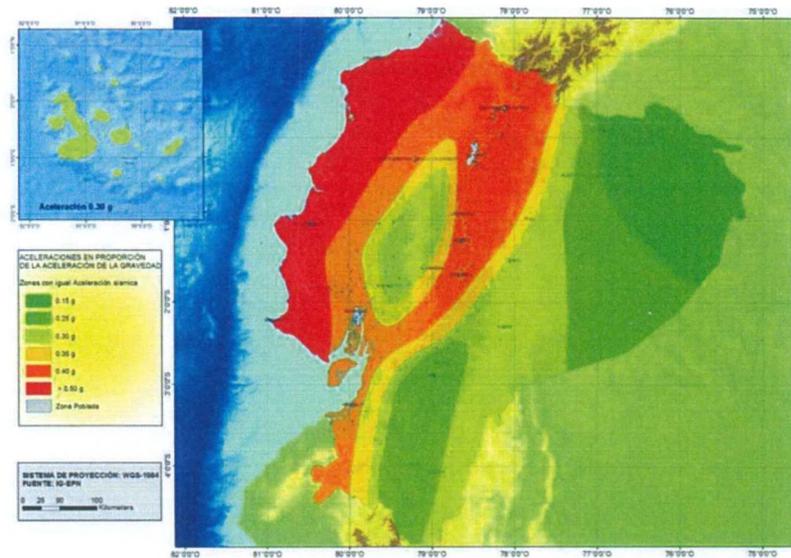


Figura 3.1. Zona sísmica para diseño y factor de zona Z. Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014).

Tabla 3.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

En la Tabla 3.2 se presentan los factores de reducción de respuesta, R en función del sistema estructural empleado, según NEC 2015; como se puede observar, el factor R corresponde a 2.5. La Tabla 3.3 presenta los coeficientes de importancia de acuerdo con el tipo de uso de la edificación, para el caso de estudio se trata de centros de educación categorizados dentro de estructuras de ocupación especial. El coeficiente de Importancia I adoptado es de 1.3.

Tabla 3.2. Factor de Reducción de Respuesta, R

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	

Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

Tabla 3.3. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Fuente: (NEC-DE-DS-Peligro sísmico(diseño sismo resistente), 2014)

3.2.2. Resumen del Diseño Sísmico

Tabla 3.4. Cálculo de cortante basal y espectro de diseño

			Capitulo	Pagina
Factor de importancia	I=	1.300	4.1	39
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI	3.1.1	27
Valor de factor Z	Z=	0.500	3.1.1	27
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	D	3.2.1	29
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.120	3.2.2 a)	31
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1.110	3.2.2 b)	31
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.400	3.2.2 c)	32
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.000	3.3.1	34
relación de amplificación espectral	η =	1.800	3.3.1	34
Altura de la edificación en metros	hn=	3.600		
Tipo Estructura	De Acero con arriostramientos			
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.073	6.3.3	62
	α =	0.750	6.3.3	62
Periodo de Vibración Método 1	Ta CODIGO=	0.191	6.3.3 a)	62
Periodo de Vibración Método 2	1.3 * Ta Codigo	0.248	6.3.3 b)	63
Periodo Límite de Vibración	To=	0.139	3.3	35
Periodo de Vibración	Ta=	0.191	6.3.3 a)	62
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc=	0.763	3.3.1	34
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura	k=	1.000	6.3.5	67
Aceleracion Espectral	Sa(Ta)=	1.008	3.3.1	34
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R=	2.5	6.3.4 b)	64-65
Irregularidad en planta	ΦP =	1.000	5.2	48-52
Irregularidad en elevación	ΦE =	1.000	5.2	48-52
	C=	0.524	6.3.2	61

3.2.3. Espectro elástico de aceleraciones

La **Figura 3.2** muestra el espectro de respuesta elástico obtenido para el tipo de suelo D, el cual permitirá realizar el análisis estructural lineal dinámico espectral tal como lo especifica la NEC 2015.

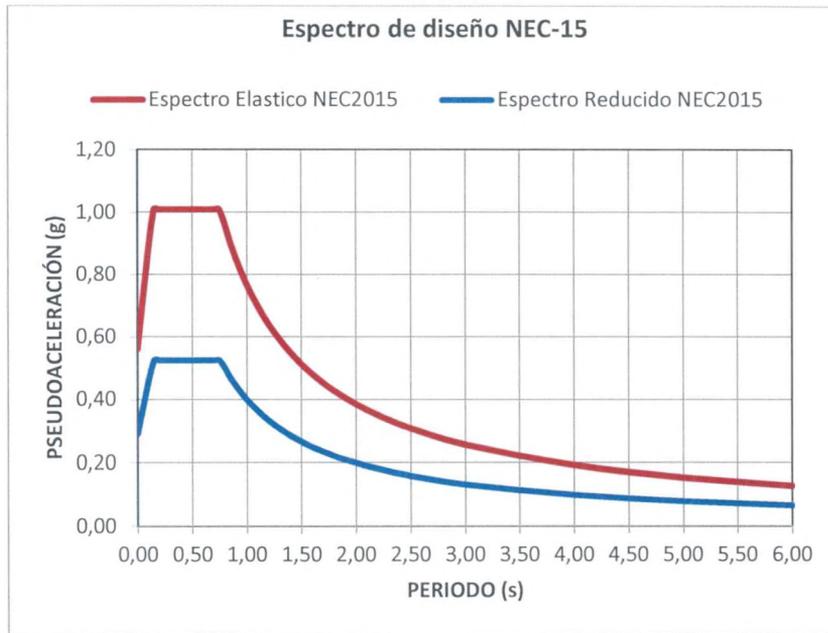


Figura 3.2. Espectro elástico de aceleraciones NEC 2015

3.3. Metodología de diseño de la cimentación

La zapata se diseña para resistir los esfuerzos de corte y de flexión, usando la capacidad de carga admisible del suelo.

3.3.1.1. Dimensionamiento de zapata

Se debe proveer un área mínima tal que los esfuerzos provocados por las cargas no excedan la carga admisible del suelo (ACI 13.3.1.1) (American Concrete Institute, 2019).

Para el dimensionamiento de la zapata se chequea la demanda de las caras de servicio respecto a la carga de capacidad del suelo, de esta manera se obtiene un área de zapata:

$$A = \frac{P}{q_{adm}} \quad (18)$$

Donde:

A = Área de zapata

P = Carga de servicio

q_{adm} = carga admisible del suelo

La altura de la cimentación debe ser tal que el peralte efectivo del refuerzo inferior sea por lo menos 150mm o 15cm (ACI 13.3.1.2) (American Concrete Institute, 2019).

3.3.1.2. Esfuerzo cortante en una dirección (Acción de viga)

Las zapatas deben diseñarse para resistir fuerzas cortantes tipo viga en ambas direcciones, donde la zona crítica se encuentra a una distancia d desde la cara de la columna (Romo Proaño, 2008), visto en la **Figura 3.3**.

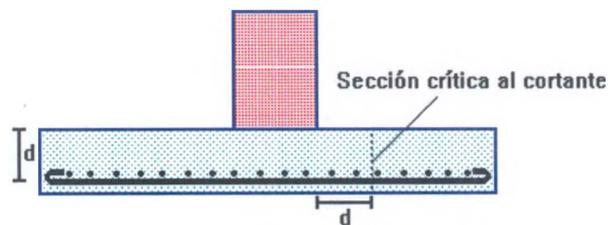


Figura 3.3. Sección crítica al cortante tipo viga en una zapata aislada. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

El esfuerzo cortante ejercido sobre la sección crítica se determina con la fórmula:

$$V_u = \left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} - d \right) * B * q_{últ} \quad (19)$$

Donde:

L = Longitud del plinto

B = Base del plinto en la dirección.

c = cara de la columna

d = altura efectiva del plinto en dirección analizada.

$q_{últ}$ = esfuerzo mayorado ejercido en el suelo $\left(\frac{P_u}{A} \right)$

La capacidad del hormigón ante el esfuerzo cortante de viga se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.17\sqrt{f'c} * B * d \quad (20)$$

Donde:

$\phi = 0.75$: Factor de reducción por corte

$f'c$ = Resistencia a compresión del hormigón.

B = Base del plinto en la dirección analizada.

d = altura efectiva del plinto en dirección analizada.

3.3.1.3. Esfuerzo cortante en dos direcciones (Punzonamiento)

Las zapatas deben diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento simultáneamente en ambas direcciones, donde la zona crítica se halla a una distancia $d/2$ alrededor de las caras de la columna (Romo Proaño, 2008), mostrado en la figura **Figura 3.4**.

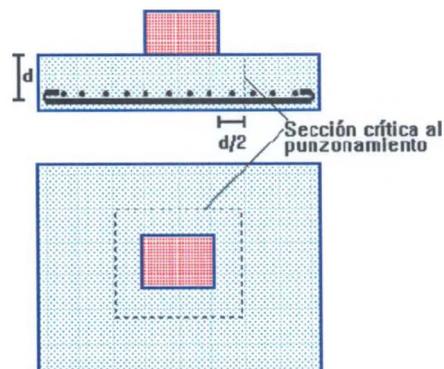


Figura 3.4. Sección crítica al cortante por punzonamiento en una zapata aislada. Fuente: (Romo Proaño, 2008)

El esfuerzo cortante de punzonamiento se determina con la siguiente expresión:

$$v_u = q_{últ} * [BL - (c + d)^2]$$

Donde:

L = Longitud del plinto

B = Base del plinto en la dirección.

c = cara de la columna

d = altura efectiva del plinto en dirección analizada.

$q_{\acute{u}lt}$ = esfuerzo mayorado ejercido en el suelo $\left(\frac{P_u}{A}\right)$

La capacidad ante el cortante de punzonamiento se calcula como el menor de las siguientes expresiones:

$$\phi V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'c} \quad (21)$$

$$\phi V_c = 0.17\lambda\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} \quad (22)$$

$$\phi V_c = 0.083\lambda\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'c} \quad (23)$$

Donde:

$\phi = 0.75$: Factor de reducción por corte

$f'c$ = Resistencia a compresión del hormigón.

B = Base del plinto en la dirección analizada.

d = altura efectiva del plinto en dirección analizada.

λ : Coeficiente del tipo de hormigón:

- 0.75 para hormigones livianos
- 1 para hormigones normales

α : constante para cimentaciones:

- 40 para columnas centrales
- 30 para columnas de borde
- 20 para columnas esquineras

β = Relación lado largo/corto de la columna.

b_o = perímetro del área crítica de punzonamiento

3.3.1.4. Esfuerzo a flexión

La zapata debe diseñarse para resistir el momento último, que se calcula con:

$$M_u = q_{ult} \left(\frac{L - c}{2} \right)^2 \left(\frac{B}{2} \right) \quad (24)$$

Donde:

L = Largo del plinto

B = Base del plinto

c = ancho de la columna

q_{ult} = capacidad de carga última

La capacidad a flexión se determina con la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (25)$$

Donde:

$\phi = 0.90$: Factor de reducción de capacidad en flexión

A_s = Largo del plinto

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = altura efectiva del plinto en dirección analizada.

a = profundidad del bloque de compresión equivalente ($\beta_1 * c$)

El refuerzo de acero debe distribuirse de tal forma que sea uniforme en todo el ancho de la zapata en ambas direcciones (ACI 13.3.3.2) (American Concrete Institute, 2019).

CAPITULO IV

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. Prediseño estructural

4.1.1. Materiales

El diseño de la estructura esta propuesto con acero estructural A36 con esfuerzo de fluencia f_y de 240 MPA (36 Ksi).

4.1.2. Normas y códigos aplicables al diseño estructural

Se propone la aplicación de la siguiente normativa para el diseño estructural de las edificaciones en estudio.

- NEC15, Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
- ACI 318-19

4.1.3. Cargas

4.1.3.1. Cargas gravitacionales

Las cargas y combinaciones de carga para análisis y diseño se tomaron de NEC-SE-CG, 2015 – Cargas (No Sísmicas) y se presentan en la **Tabla 4.1** y **Tabla 4.2**, respectivamente:

Tabla 4.1. Cargas gravitacionales adoptadas

Nivel	Cubierta (inaccesible)
Carga viva	70 kg/m ²

Tabla 4.2. Combinaciones de carga adoptadas

Combinaciones de Carga	
Cargas gravitacionales	1.2D + 1.6L
Cargas gravitacionales	1.4D
Cargas gravitacionales y sísmicas	1.2D + L ± E

4.1.4. Descripción del sistema estructural

La estructura del taller se ideó como pórticos con vigas en celosía y columnas tubulares. Además, se incorporó arriostramientos para el control de las derivas y desplazamientos causados por el sismo.

4.1.5. Estructura de cubierta

Se propone un sistema de cubierta de galvalume sobre celosías de acero estructural que se apoyan de los pórticos.

4.1.6. Perfiles del sistema estructural

4.1.6.1. Vigas

4.1.6.1.1. Canales

Tabla 4.3. Sección de canal empleado

Designación	Dimensiones			Masa Kg/m	A cm ²	d1 cm	Momento de Inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	e				lx	ly	Wx	Wy	ix	iy
	mm	mm	mm				cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
C 100X50X4 mm	100	50	4	5.81	7.47	1.44	113	18.1	22.6	5.07	3.89	1.56
C 100X50X5 mm	100	50	5	7.12	9.18	1.48	135	21.8	27.1	6.19	3.84	1.54

4.1.6.1.2. Ángulo

Tabla 4.4. Sección de ángulo empleado

Descripción	Dimensiones		Peso Kg/m	Peso Kg/6m	Área cm ²
	mm				
	A	e			
AL 20x3	20	3	0.87	5.27	1.11

4.1.6.2. Columnas

Tabla 4.5. Sección de columna empleado

Designación	e mm	Área A cm ²	Peso P Kg/cm	Propiedades estáticas		
				Momento de inercia I cm ⁴	Módulo de resistencia W cm ³	Radio de giro l cm
100	4	14.95	11.73	226.46	45.29	3.89

4.2. Análisis Estructural

El análisis estructural se realizó en el programa computacional ETABS 2022, el cual permite la modelación de la estructura tridimensional y la simulación de efectos gravitacionales y sísmicos. Además, se verificó que todos los elementos de tipo FRAME cumplieran con el Steel Frame Design.

Figura 4.1. Modelo 3d del bloque 1

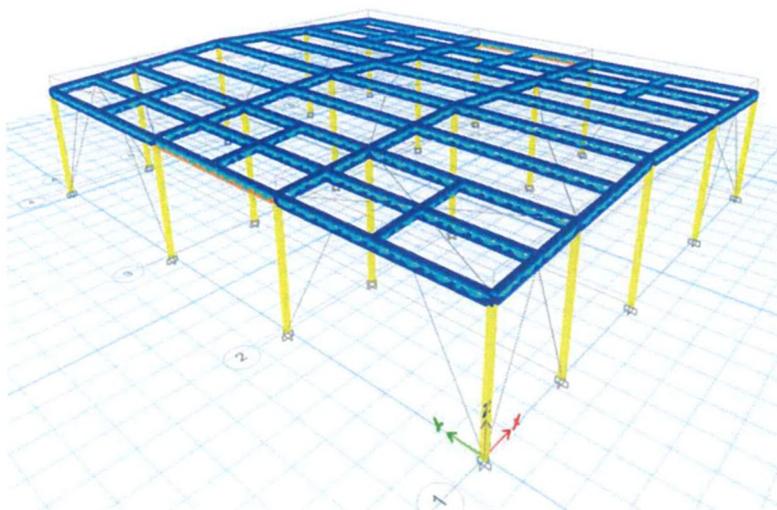
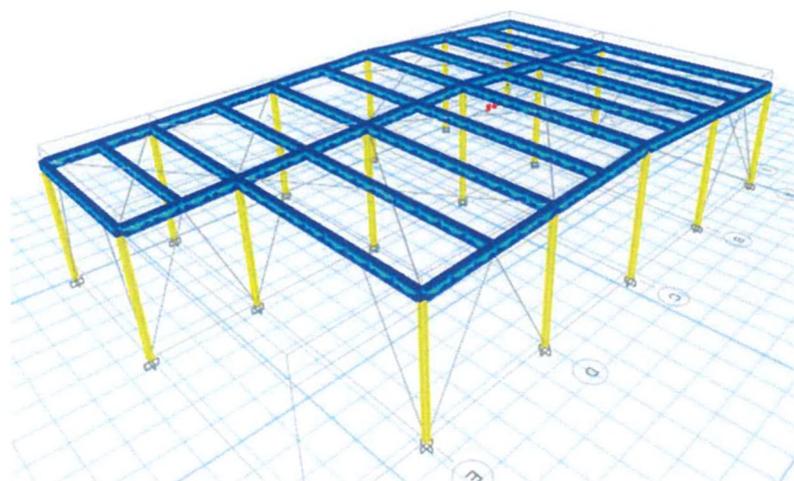


Figura 4.2. Modelo 3D del bloque 2



4.2.1. Análisis Estático Lineal

El programa ETABS calcula los periodos y los modos de vibración. En las siguientes figuras se muestran los tres primeros modos de vibración correspondientes al análisis modal.

- Bloque 1

Figura 4.3. Modo 1, $T_x=0.152$ seg

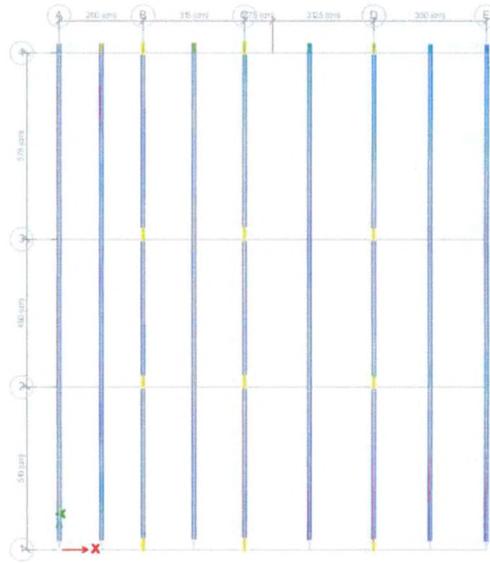


Figura 4.4. Modo 2, $T_y=0.108$ seg

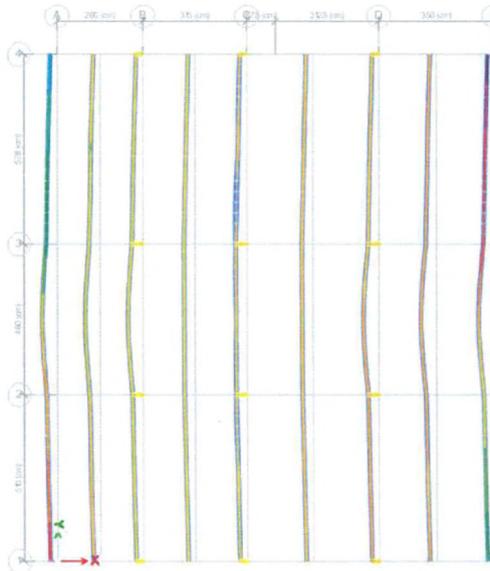
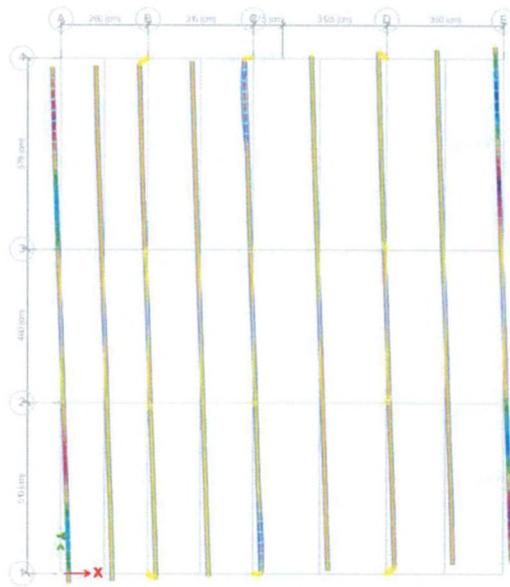


Figura 4.5. Modo 3, $T_z=0.078$ seg



- Bloque 2

Figura 4.6. Modo 1, $T_x=0.162$ seg

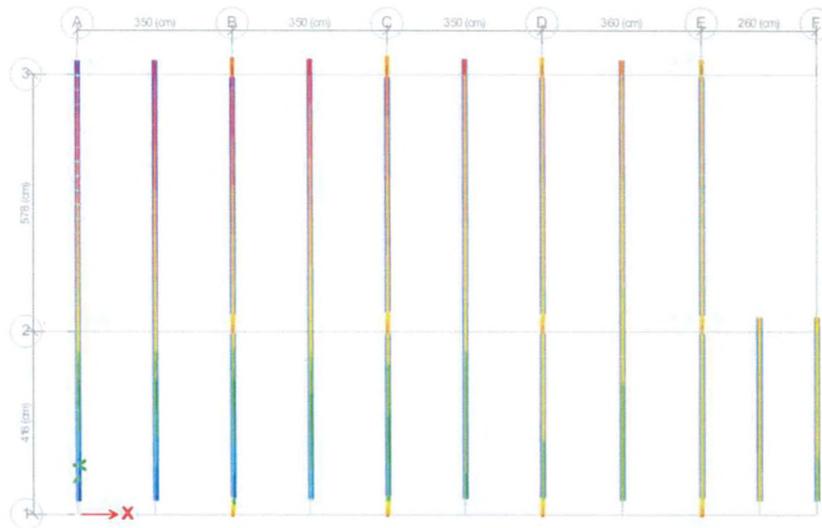


Figura 4.7. Modo 2, $T_y=0.149$ seg

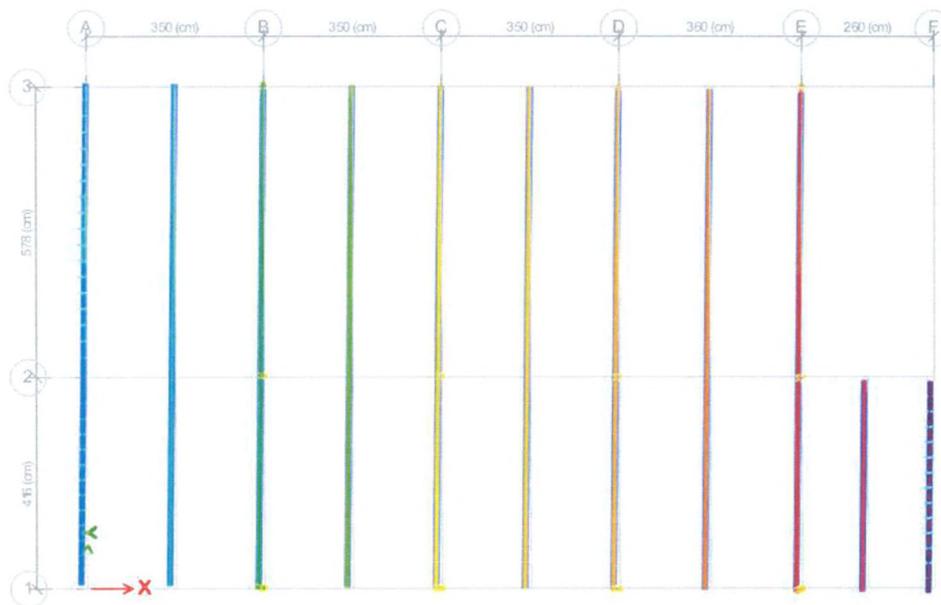
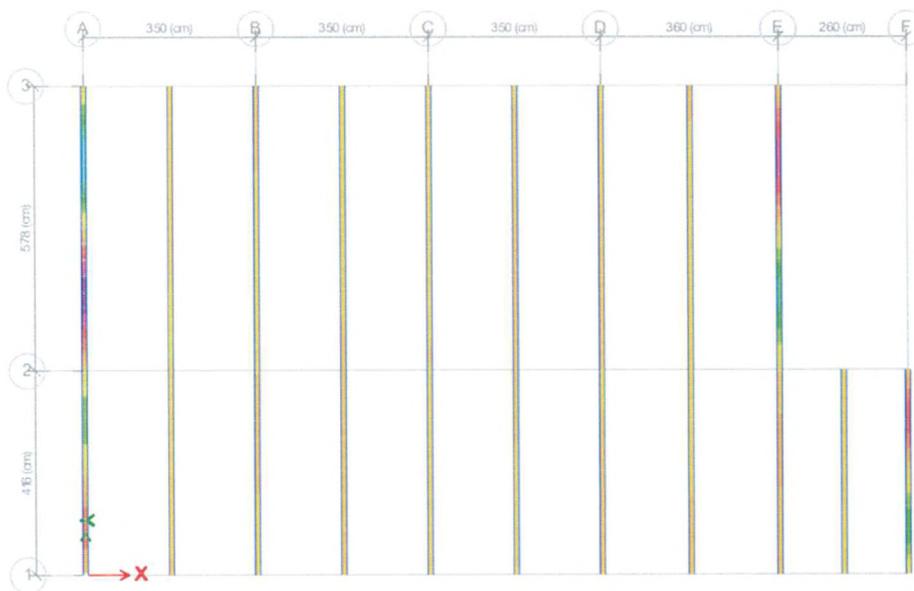


Figura 4.8. Modo 3, $T_z=0.118$ seg



En la **Tabla 4.6** y **Tabla 4.7** se presentan los modos más representativos de la estructura y se valida que la suma de masas efectivas es mayor al 90% de la masa total, y se puede observar el porcentaje de masa participante que indicará la importancia de cada modo en su respectiva dirección.

- **Bloque 1**

Tabla 4.6. Participación Modal del Bloque 1

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumU X	SumU Y	SumU Z	RX	RY	RZ	SumR X	SumR Y	SumRZ
Modal	1	0.1520	0.0000	0.9861	0.0000	0.0000	0.9861	0.0000	0.6483	0.0000	0.0013	0.6483	0.0000	0.0013
Modal	2	0.1090	0.9524	0.0000	0.0000	0.9524	0.9861	0.0000	0.0000	0.5047	0.0001	0.6483	0.5047	0.0014
Modal	3	0.0790	0.0001	0.0015	0.0000	0.9525	0.9877	0.0000	0.0005	0.0001	0.9685	0.6488	0.5049	0.9699
Modal	4	0.0590	0.0046	0.0000	0.0000	0.9571	0.9877	0.0000	0.0001	0.0137	0.0003	0.6490	0.5186	0.9702
Modal	5	0.0580	0.0006	0.0007	0.0000	0.9576	0.9884	0.0000	0.0046	0.0006	0.0158	0.6536	0.5191	0.9861
Modal	6	0.0540	0.0075	0.0000	0.0000	0.9651	0.9884	0.0000	0.0000	0.0232	0.0001	0.6536	0.5424	0.9861
Modal	7	0.0480	0.0010	0.0001	0.0000	0.9661	0.9885	0.0000	0.0015	0.0005	0.0000	0.6551	0.5429	0.9862
Modal	8	0.0450	0.0000	0.0114	0.0000	0.9661	0.9999	0.0000	0.3383	0.0000	0.0004	0.9934	0.5429	0.9865
Modal	9	0.0400	0.0042	0.0000	0.0000	0.9704	0.9999	0.0000	0.0010	0.0019	0.0003	0.9943	0.5448	0.9868
Modal	10	0.0380	0.0030	0.0000	0.0000	0.9734	0.9999	0.0000	0.0003	0.0015	0.0000	0.9946	0.5463	0.9868
Modal	11	0.0380	0.0001	0.0000	0.0000	0.9735	0.9999	0.0000	0.0002	0.0001	0.0003	0.9948	0.5464	0.9871
Modal	12	0.0340	0.0202	0.0000	0.0000	0.9937	0.9999	0.0000	0.0001	0.0108	0.0006	0.9949	0.5572	0.9878

- **Bloque 2**

Tabla 4.7. Participación Modal del Bloque 2

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.1620	0.0005	0.9888	0.0000	0.0005	0.9888	0.0000	0.7044	0.0003	0.0000	0.7044	0.0003	0.0000
Modal	2	0.1500	0.5122	0.0003	0.0000	0.5127	0.9892	0.0000	0.0055	0.2889	0.4780	0.7098	0.2892	0.4780
Modal	3	0.1190	0.0044	0.0000	0.0000	0.5172	0.9892	0.0000	0.0001	0.0000	0.0285	0.7100	0.2892	0.5065
Modal	4	0.0860	0.0583	0.0001	0.0000	0.5755	0.9893	0.0000	0.0023	0.0159	0.1014	0.7123	0.3052	0.6079
Modal	5	0.0780	0.3745	0.0007	0.0000	0.9500	0.9900	0.0000	0.0097	0.2723	0.3426	0.7220	0.5774	0.9505
Modal	6	0.0610	0.0061	0.0000	0.0000	0.9561	0.9900	0.0000	0.0000	0.0149	0.0022	0.7220	0.5923	0.9527
Modal	7	0.0510	0.0028	0.0003	0.0000	0.9589	0.9903	0.0000	0.0073	0.0027	0.0027	0.7293	0.5951	0.9554
Modal	8	0.0480	0.0141	0.0084	0.0000	0.9730	0.9987	0.0000	0.2413	0.0123	0.0265	0.9706	0.6073	0.9819
Modal	9	0.0380	0.0164	0.0000	0.0000	0.9895	0.9987	0.0000	0.0219	0.0246	0.0110	0.9925	0.6320	0.9929
Modal	10	0.0340	0.0000	0.0000	0.0000	0.9895	0.9987	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.9926	0.6322	0.9929
Modal	11	0.0340	0.0006	0.0003	0.0000	0.9901	0.9991	0.0000	0.0000	0.0085	0.0008	0.9926	0.6406	0.9938
Modal	12	0.0320	0.0028	0.0002	0.0000	0.9929	0.9993	0.0000	0.0018	0.0032	0.0019	0.9944	0.6438	0.9957

Las siguientes figuras presentan las derivas de entrepiso por el análisis estático, las cuales son menores al 2% admisible por la NEC 2015, con la cual se espera un comportamiento estructural apropiado.

• Bloque 1

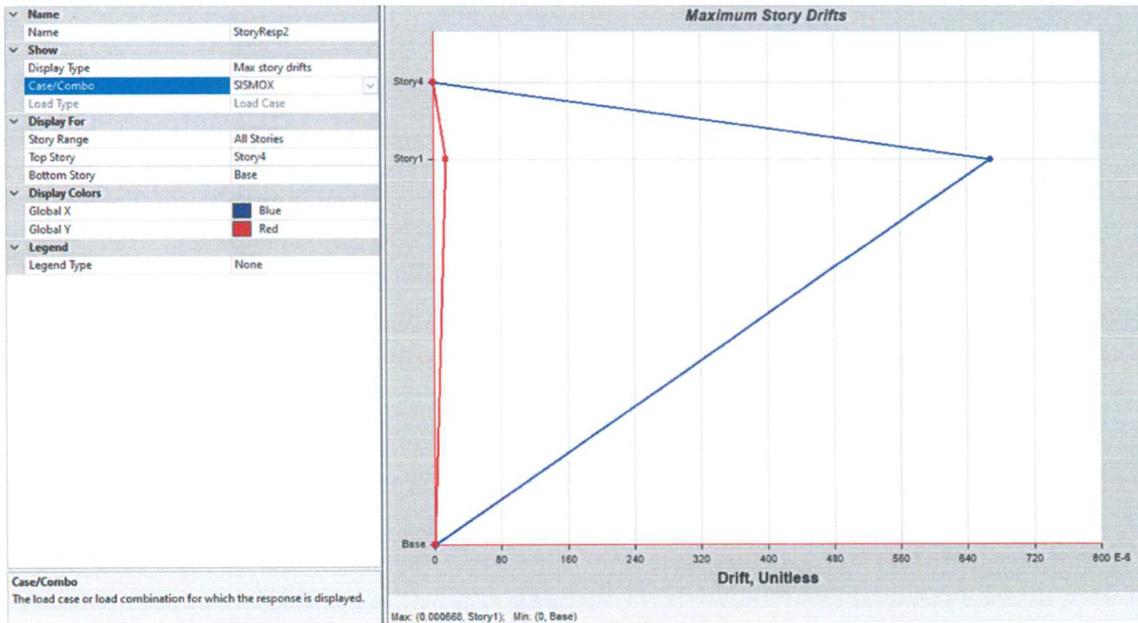


Figura 4.9. Deriva de entrepiso X en Bloque 1.

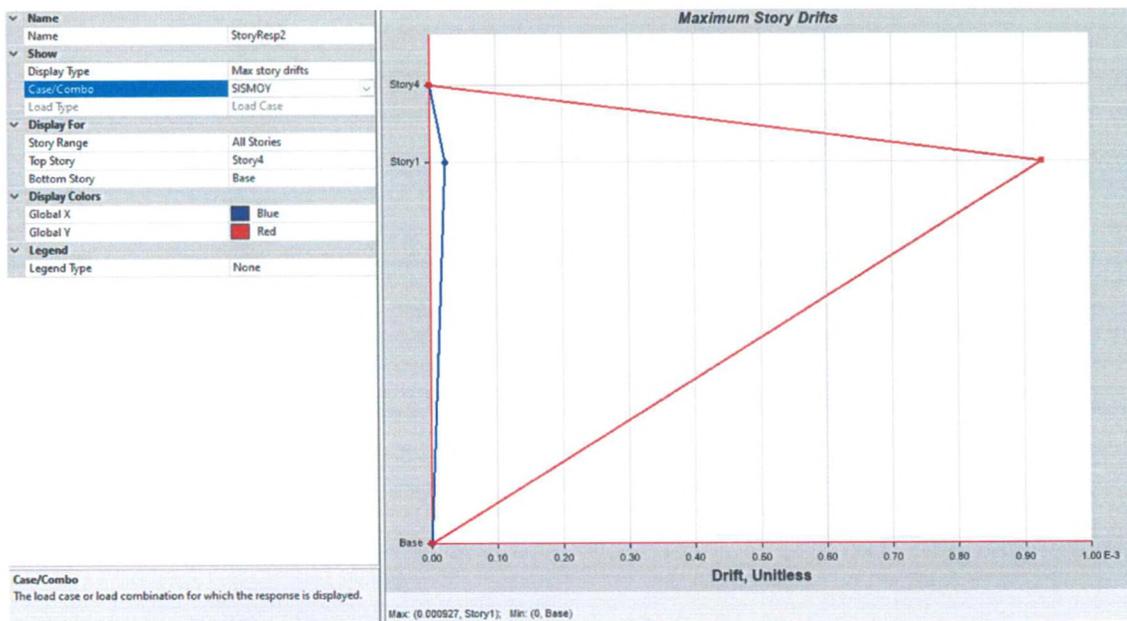


Figura 4.10. Deriva de entrepiso Y en Bloque 1.

- Bloque 2

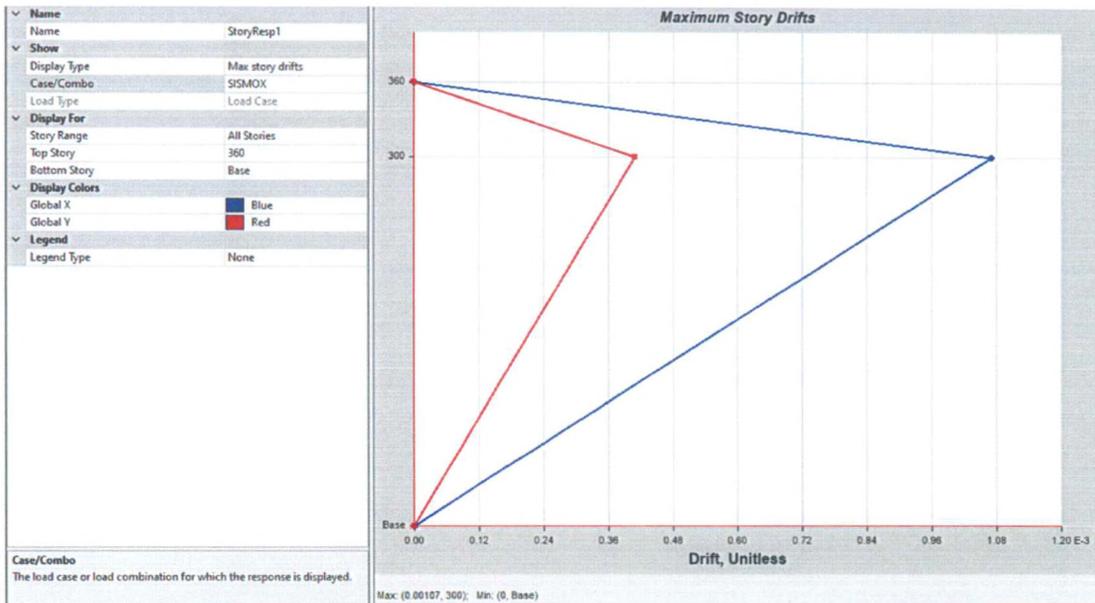


Figura 4.11. Deriva de entrepiso X en Bloque 2.

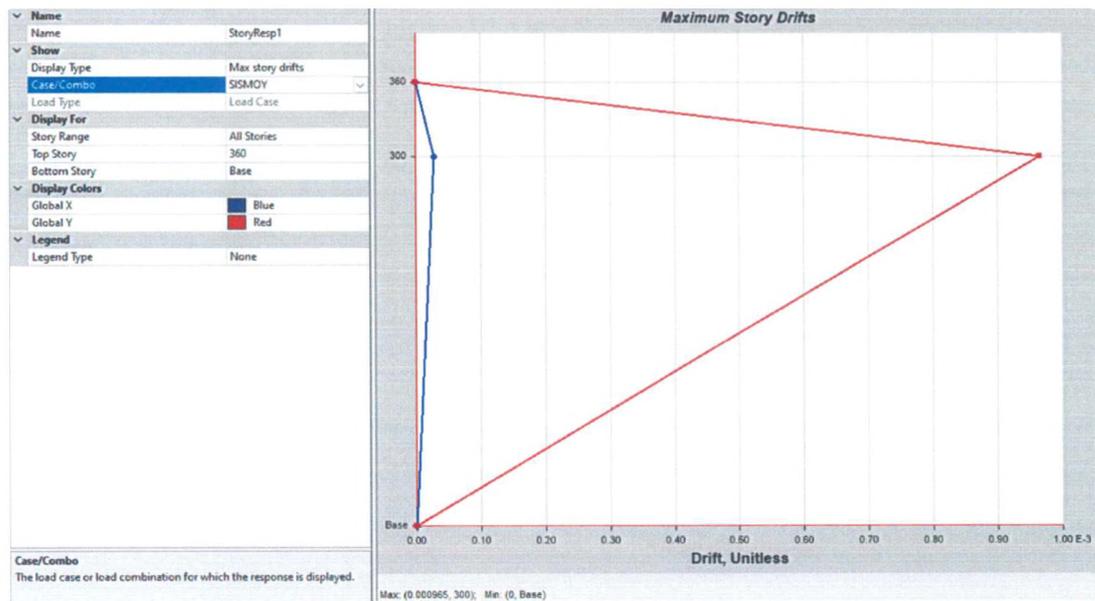


Figura 4.12. Deriva de entrepiso Y en Bloque 2.

4.3. Análisis Lineal Dinámico Espectral

El análisis espectral se realizó mediante el programa ETABS, la **Figura 4.13** presenta el espectro de respuesta inelástico ingresado de acuerdo con la NEC-2015.

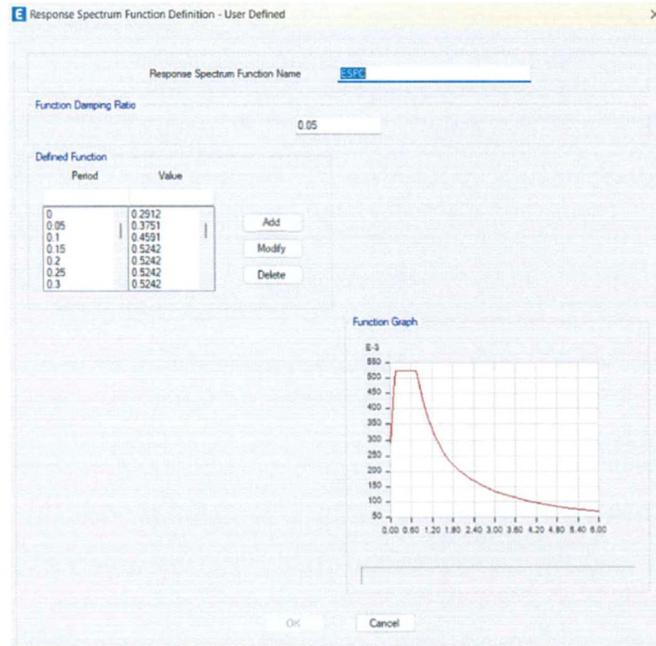


Figura 4.13. Espectro de respuesta inelástico ingresado.

La **Tabla 4.8** y **Tabla 4.9** presentan el cortante basal obtenido a partir del análisis modal espectral, con lo cual se puede validar que es mayor al 80% del cortante estático obtenido de acuerdo con la NEC 2015.

- **Bloque 1**

Tabla 4.8. Cortante Basal del Bloque 1.

CARGA/	COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
	Sismo X	-1.5385	0.0000	0
	Sismo Y	0.0000	-1.5385	0
	Espectro X Max	1.2372	0.00	0
	Espectro Y Max	0.00	1.2447	0
	Sentido X	1.2372 1.5385	=	80%
	Sentido Y	1.2447 1.5385	=	80%

- **Bloque 2**

Tabla 4.9. Cortante Basal del Bloque 2.

CARGA/	COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
	Sismo X	-1.1040	0.0000	0
	Sismo Y	0.0000	-1.1040	0
	Espectro X Max	0.8864	0.03	0
	Espectro Y Max	0.02	0.8925	0
	Sentido X	0.8864 1.1040	=	80%
	Sentido Y	0.8925 1.1040	=	80%

Las siguientes figuras presentan las derivas de entrepiso por el análisis dinámico lineal, las cuales son menores al 2% admisible por la NEC 2015, con la cual se espera un comportamiento estructural apropiado.

- **Bloque 1**

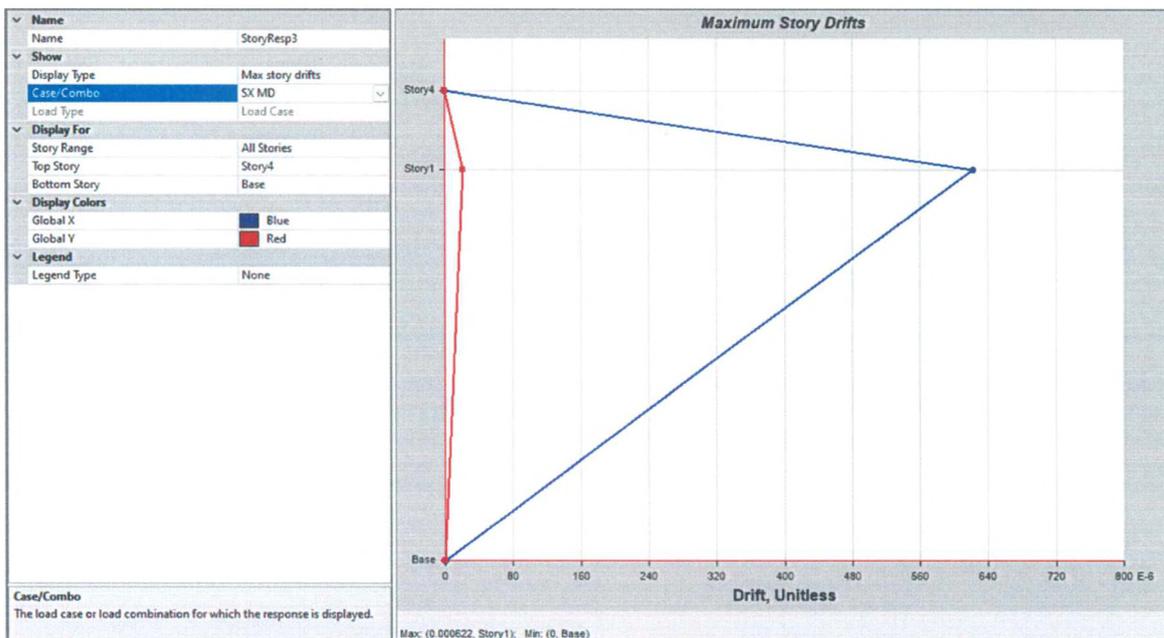


Figura 4.14. Deriva de entrepiso X en Bloque 1.

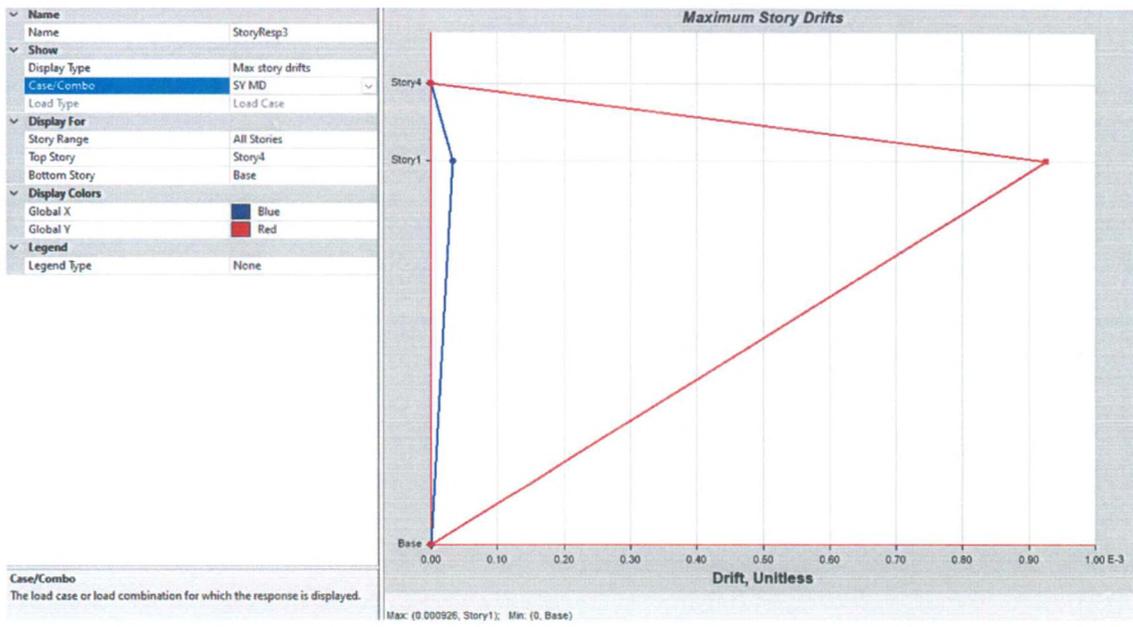


Figura 4.15. Deriva de entrepiso Y en Bloque 1.

- Bloque 2

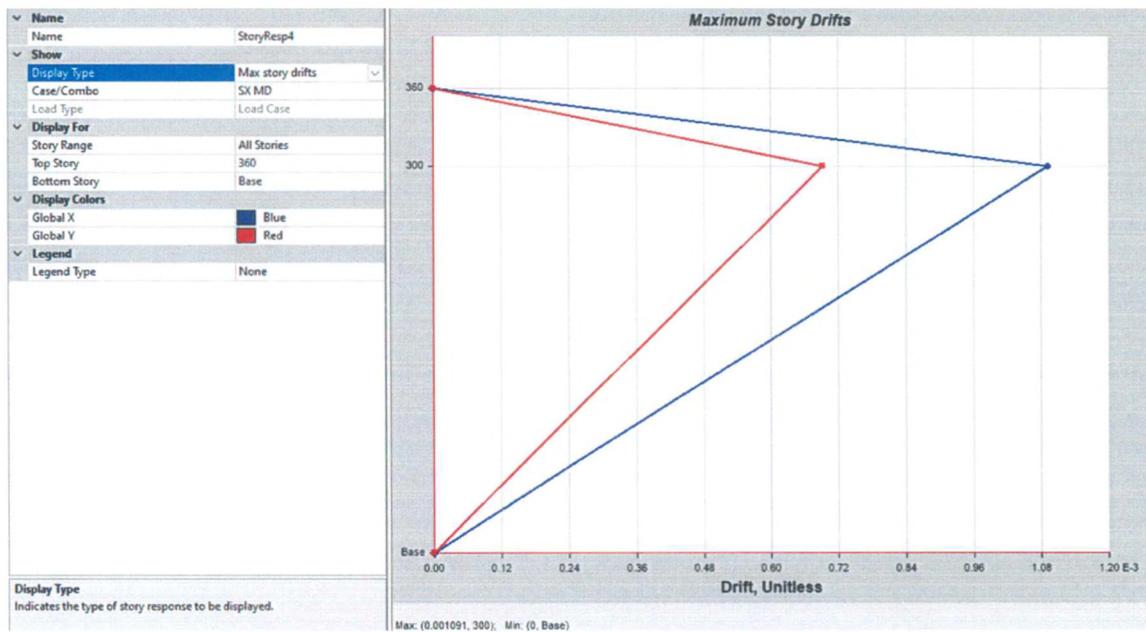


Figura 4.16. Deriva de entrepiso X en Bloque 2.

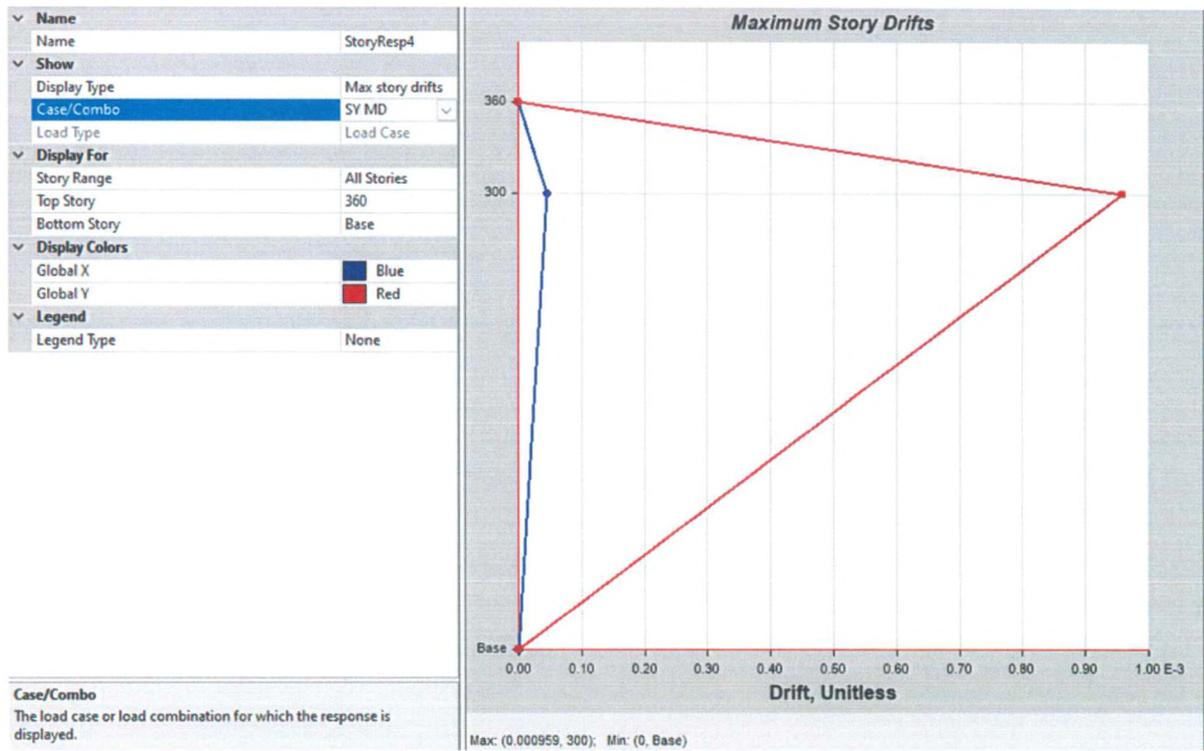


Figura 4.17. Deriva de entresiso Y en Bloque 2.

4.4. Diseño de cimentación

La cimentación de la estructura se adoptó como plintos aislados. El proceso de diseño se realizó mediante una hoja de cálculo en el software Mathcad, en donde se definió la dimensión del plinto central más crítico de acuerdo con las cargas de la estructura y la carga admisible del suelo. A continuación, se verificó la resistencia al esfuerzo cortante en cada dirección (tipo viga) y la resistencia al esfuerzo cortante en dos direcciones (punzonamiento). Finalmente, se realizó el diseño a flexión y el armado de acero necesario. Para los plintos de borde y esquineros se adoptó el diseño de plinto central teniendo en cuenta que se adicionarán vigas de amarre para proveer la redistribución de esfuerzos y evitar el volcamiento de los plintos.

La **Tabla 4.10** y **Tabla 4.11** muestran los resultados del diseño del plinto para cada bloque.

Tabla 4.10. Diseño de plinto en Bloque 1.

Plinto	D3	
r	7	cm
h	0.25	m
B	0.8	m
L	0.8	m
Área	0.64	m ²
q _{adm}	16	tonf/m ²
q _{máx}	2.58	tonf/m ²
q _{máx} < q _{adm}	Cumple	
Corte tipo viga		
V _u	0.474	tonf
φV _c	2.444	tonf
φV _c ≥ V _u	Cumple	
Corte por punzonamiento		
v _u	2.04	tonf
φv _c	6.168	tonf
φv _c ≥ v _u	Cumple	
Diseño a flexión (armado)		
φ	12	mm
#φ	4	u
As dis	4.524	cm ²
S	23.33	cm
Resultado	Colocar 4 φ 12 mm cada 23 cm en ambas direcciones	

Tabla 4.11. Diseño de plinto en Bloque 2.

Plinto	B2	
r	7	cm
h	0.25	m
B	0.8	m
L	0.8	m
Área	0.64	m ²
q _{adm}	16	tonf/m ²
q _{máx}	2.384	tonf/m ²
q _{máx} < q _{adm}	Cumple	
Corte tipo viga		
V _u	0.437	tonf
φV _c	2.444	tonf
φV _c ≥ V _u	Cumple	
Corte por punzonamiento		
v _u	1.880	tonf
φv _c	6.168	tonf
φv _c ≥ v _u	Cumple	
Diseño a flexión (armado)		
φ	12	mm
#φ	4	u
As dis	4.524	cm ²
S	23.33	cm
Resultado	Colocar 4 φ 12 mm cada 23 cm en ambas direcciones	

CAPITULO VI

5. PRESUPUESTO REFERENCIAL

El presupuesto referencial se realizó con el software “Obras” desarrollado por el Ing. William Jaramillo, este software cuenta con una base de datos en Access con más de 3000 rubros de los cuales los que se utilizaron en el presente proyecto técnico fueron examinados y comparados con precios referenciales de la construcción en la provincia de Manabí mediante la plataforma de Insucons.

5.1. Presupuesto de obra

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRA CIVIL				
REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE OBRA	m2	373.991	3.90	1458.56
ROTURA Y DESALOJO DE PCONTRAPISO EXISTENTE	m3	29.91928	97.56	2918.92
EXCAVACION MANUAL DE CIMIENTOS Y PLINTOS	m3	18.94	22.24	421.23
HORMIGÓN H.S 210 Kg/cm2 EN PLINTOS Y RIOSTRAS	m3	14.57	141.16	2056.70
RELLENO COMPACTO CON MEJORAMIENTO	m3	8.88	12.28	109.05
ACERO DE REFUERZO fy 4200 kg/cm2	kg	2452.5	2.33	5714.33
CONTRAPISO CON MALLA e=8cm, HS 210 kg/cm2	m3	29.91928	26.76	800.64
PLACA DE ANCLAJE TOL. e= 6 mm (INCLUYE PERNOS)	u	37	72.90	2697.30
ACERO ESTRUCTURAL (INC. PINTURA ANTICORROSIVA)	kg	6096.12	5.94	36210.95
CUBIERTA GALVALUMA E=2mm/3mm	m2	371.65	25.47	9465.93
			Total, USD	61853.61
			\$	

5.2. Cronograma valorado

Num.	Rubro	Unidad	Cantidad	P. U.	Costo Total	% Activ.	sem1%	sem2%	sem3%	sem4%	sem5%	sem6%	sem7%	sem8%	Tot
	OBRA CIVIL														0%
1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE OBRA	m2	373.991	3.9	1458.56	2.36%	100%								100%
							1458.56								1458.56
							373.991								373.991
2	ROTURA Y DESALOJO DE PCONTRAPISO EXISTENTE	m3	29.91928	97.56	2918.92	4.72%	100%								100%
							2918.92								2918.92
							29.91928								29.91928
3	EXCAVACION MANUAL DE CIMENTOS Y PLINTOS	m3	18.94	22.24	421.23	0.68%		100%							100%
								421.23							421.23
								18.94							18.94
4	HORMIGÓN H.S 210 Kg/cm2 EN PLINTOS	m3	14.57	141.16	2056.7	3.33%			100%						100%
								2056.7							2056.7
								14.57							14.57
5	RELLENO COMPACTO CON MEJORAMIENTO	m3	8.88	12.28	109.05	0.18%				100%					100%
									109.05						109.05
									8.88						8.88
6	ACERO DE REFUERZO fy 4200 kg/cm2	kg	2452.5	2.33	5714.33	9.24%		50%	50%						100%
								2857.165	2857.165						5714.33
								1226.25	1226.25						2452.5
7	CONTRAPISO CON MALLA e=8cm, HS 210 kg/cm2	m3	29.91928	26.76	800.64	1.29%					100%				100%
										800.64					800.64
										29.91928					29.91928
8	PLACA DE ANCLAJE TOL. e= 6 mm (INCLUYE PERNOS)	u	37	72.9	2697.3	4.36%					100%				100%
										2697.3					2697.3
										37					37
9	ACERO ESTRUCTURAL (INC. PINTURA ANTICORROSIVA)	kg	6096.12	5.94	36210.95	58.54%					33.33%	33.33%	33.33%		99.99%
										12069.11	12069.11	12069.11			36207.33
										2031.836796	2031.836796	2031.836796			6095.510388
10	CUBIERTA GALVALUMA E=2mm/3mm	m2	371.65	25.47	9465.93	15.30%								100%	100%
														9465.93	9465.93
														371.65	371.65
	TOTAL				61853.61	100.00%									
	Totales Semanales						4377.48	3278.395	4913.865	109.05	15567.05	12069.11	12069.11	9465.93	
	Total Acumulado						4377.48	7655.875	12569.74	12678.79	28245.84	40314.95	52384.06	61849.99	
	Porcentaje Semanal						7.08%	5.30%	7.94%	0.18%	25.17%	19.51%	15.30%		
	Porcentaje Acumulado						7.08%	12.38%	20.32%	20.50%	45.67%	65.18%	84.69%	99.99%	

CONCLUSIONES

En el proyecto técnico de propuesta estructural para la construcción del rediseño del taller de ingeniería Marítima de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí se realizó lo siguiente:

- El diseño estructural y análisis estructural mediante el método de diseño basado en fuerzas (DBF) en el software Etabs, en el cual se comprobó que la propuesta presentada cumple con las solicitaciones de carga y los requisitos de peligro sísmico de la NEC. Además se comprobó que todos los elementos pasaron el chequeo por Steel Frame Design.
- Con los resultados anteriores del análisis, se diseñó la cimentación cumpliendo con las demandas por corte y flexión.
- Se realizaron los planos estructurales con el detallamiento de cada elemento constructivo y sus respectivas especificaciones.
- Se determinó un presupuesto referencial a partir de los detalles de los planos estructurales, además se desarrolló un cronograma valorado de acuerdo con las actividades constructivas del proyecto.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda seguir las normas de construcción para una óptima obra.
- Se recomienda utilizar los perfiles con los cuales se realizó el diseño y análisis presentado en este proyecto.
- Se recomienda respetar las disposiciones arquitectónicas y estructurales con las cuales se concibió esta edificación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Concrete Institute (Ed.). (2019). *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- American Institute Of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)*. <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansi-aisc-341-16.pdf>
- Angulo, C. A. C. (s. f.). *METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS APLICANDO EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS*.
- Bonilla Cobos, C. S., & Tapia Maldonado, J. C. (2010). *Diseño y construcción de una estructura metálica para vivienda distribuida en tres plantas. Área total de 321.5m²* [bachelorThesis]. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/4819>
- Cumba Morales, C. A., & Pesántez Orellana, A. A. (2016). *Diseño de la estructura de acero de una residencia cuyo proyecto arquitectónico responde a criterios de habitabilidad de residentes extranjeros* [bachelorThesis, Quito, 2016.]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/13590>
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (J. León Cárdenas, Trad.; Séptima). Cengage Learning.
- Fernández Cánovas, M. (2012). Teoría y experiencias en el incremento de ductilidad de los hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero. *Revista ALCONPAT*, 2(3), 131-148. <https://doi.org/10.21041/ra.v2i3.33>
- Fernández, G., & Josué, M. (2023). *Análisis de la deriva admisible para normativas de diseño sismorresistente*.
- López, S. A. A. (2007). *Presupuestos Y Programación de Obras Civiles*. ITM.

- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (5a ed). Alfaomega.
- Peralta Gálvez, H., Sánchez Tizapa, S., & Arroyo Matus, R. (2014). Incertidumbre en la evaluación de periodos en edificios de mampostería tipo INFONAVIT ubicados en Chilpancingo, Guerrero. *Investigación y Ciencia de la Universidad Autónoma de Aguascalientes*, 63, 32-39. <https://doi.org/10.33064/iycaaa2014633609>
- Pesántez, E., & Sebastián, A. (s. f.). *Diseño estructural de una edificación a ser utilizada para el desarrollo de actividades de formación a nivel preuniversitario con una capacidad de 400 alumnos, bajo normas y métodos establecidos en la normativa estatal*.
- Romo Proaño, M. (2008). *CAPÍTULO X INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE CIMENTACIONES DE HORMIGÓN ARMADO*.
- Rupay Vargas, M. J., Vasquez Lamilla, L. S., Felix Patiño, J. E., Francisco Luiz, J. C., Cuba Ccente, D., & Soto Salazar, F. J. (2023). Análisis estructural de una tienda comercial de cuatro niveles mediante el software etabs en Chanchamayo. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 7(3), 4645-4668. https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i3.6506
- Segui, W. T. (2017). *Steel design* (6th edition). Cengage Learning.
- Vega, L. Y. C., & Morales, H. D. P. (s. f.). *ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE UNA OBRA CIVIL*.
- Yepes Piqueras, V. (2020). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. Editorial Universitat Politècnica de València.

6. ANEXOS

6.1.1. Reacciones en las bases para el diseño de cimentaciones

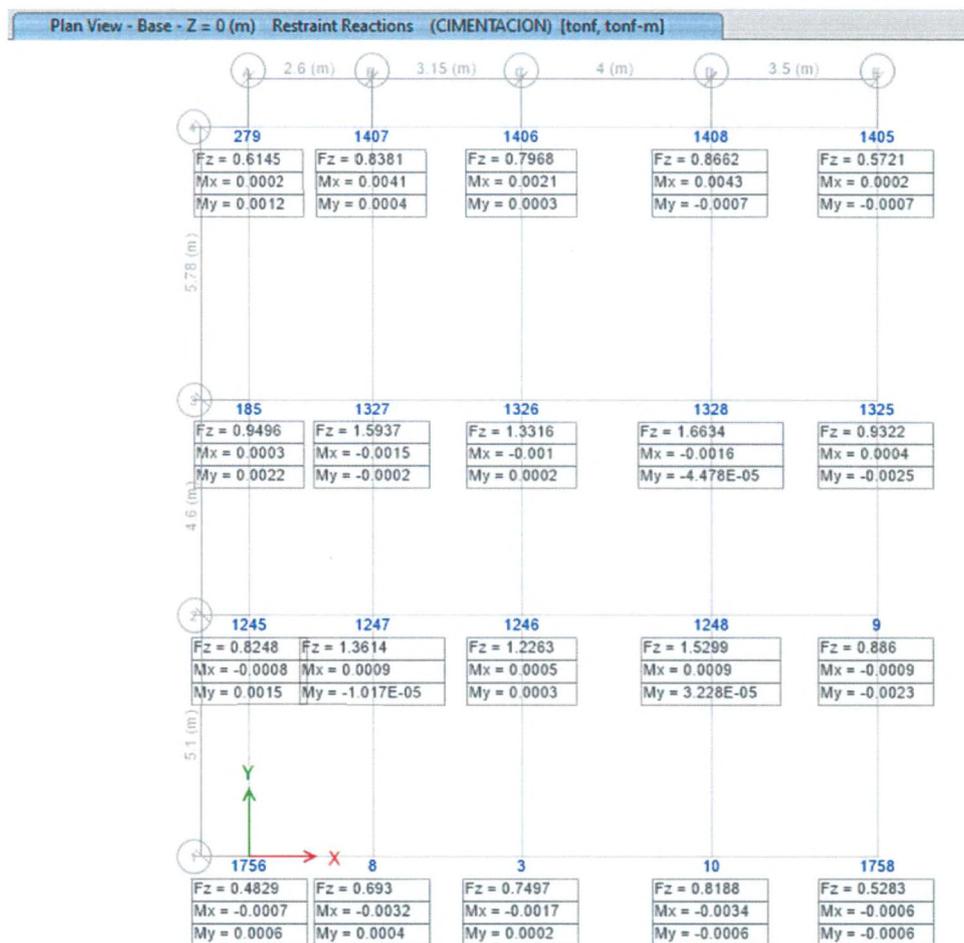


Figura 6.1. Reacciones en la base por cargas de servicio, Bloque 1. Fuente: propia.

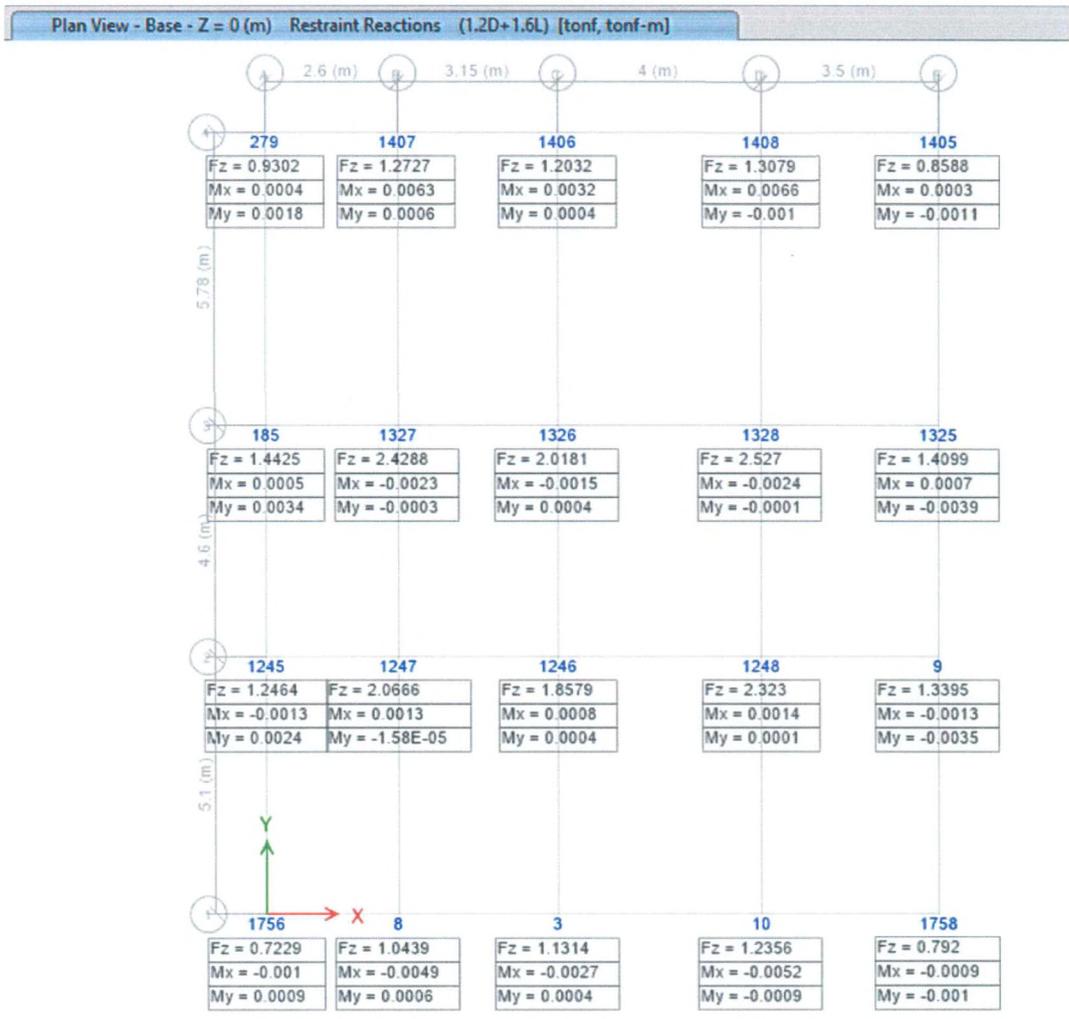


Figura 6.2. Reacciones en la base por carga última, Bloque 1. Fuente: propia.

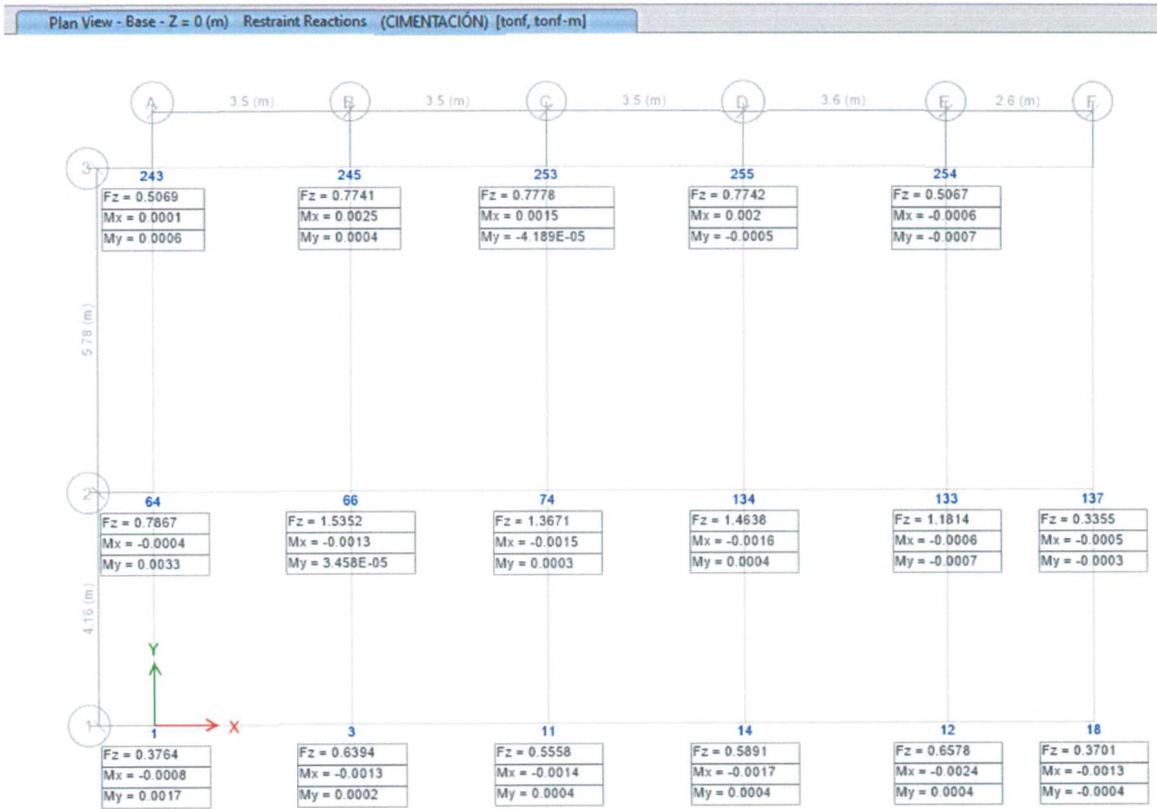


Figura 6.3. Reacciones en la base por cargas de servicio, Bloque 2. Fuente: propia.

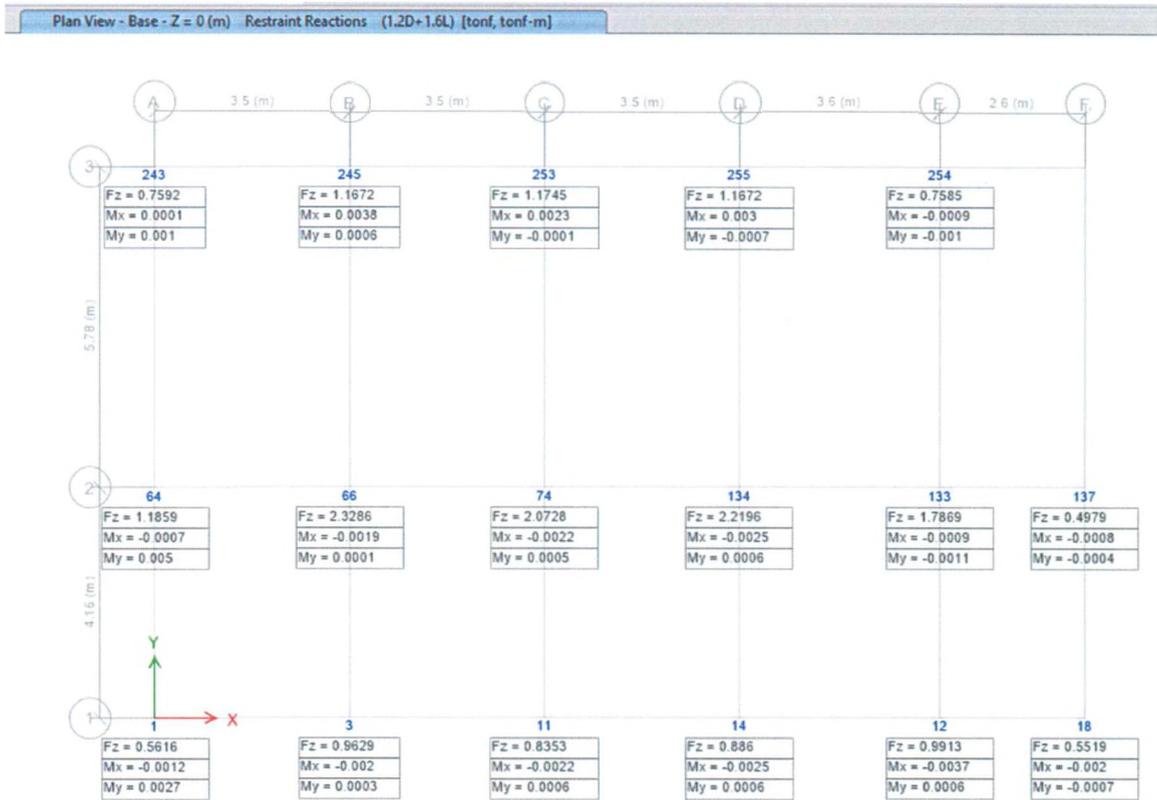


Figura 6.4. Reacciones en la base por carga última, Bloque 2. Fuente: propia.

6.1.1. Diseño de cimentaciones en Mathcad

6.1.1.1. Zapata bloque 1

TRABAJO DE TITULACIÓN		AUTORES:	
DISEÑO DE ZAPATA AISLADA		ALVARADO CASTRO MICHAEL DELGADO PIN JOHAN JAVIER	
BLOQUE 1 - PLINTO D3		FECHA: 15/11/24	
DATOS	Carga de Servicio	Carga Última	
Carga Axial	$P := 1.6634 \text{ tonf}$	$P_u := 2.527 \text{ tonf}$	
Momento alrededor del eje X	$M_x := -0.0016 \text{ tonf} \cdot \text{m}$	$M_{u_x} := -0.0024 \text{ tonf} \cdot \text{m}$	
Momento alrededor del eje Y	$M_y := 0 \text{ tonf} \cdot \text{m}$	$M_{u_y} := -0.0001 \text{ tonf} \cdot \text{m}$	
Carga admisible del suelo:	$q_a := 16 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$		
Materiales:	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

1. DIMENSIONAMIENTO

Si no existen momentos flectores:

$$A := \frac{P}{q_a} = 1039.625 \text{ cm}^2 \quad \text{Se adopta: } A := 6400 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones son:

$$B := \sqrt[2]{A} = 0.8 \text{ m} \quad L := 0.8 \text{ m} \quad A := B \cdot L = 6400 \text{ cm}^2$$

Las excentricidades de carga son:

$$e_x := \frac{M_y}{P} = 0 \text{ cm} \quad e_y := \frac{M_x}{P} = -0.096 \text{ cm}$$

Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación:

$$e_x < \frac{B}{6} = 1 \quad e_y < \frac{L}{6} = 1 \quad \text{¡Es correcto!}$$

El esfuerzo máximo es:

$$q_{\text{máx}} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} + \frac{6 \cdot e_y}{L} \right) = 2.58 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Se comprueba que el esfuerzo máximo es menor al admisible:

$$q_{\text{máx}} < q_a = 1 \quad \text{¡Es correcto!}$$

2. DISEÑO A CORTANTE TIPO VIGA

Se debe comprobar que $\phi V_c \geq V_u$

Datos

$h := 25 \text{ cm}$ Altura adoptada de plinto

$r := 7 \text{ cm}$ Recubrimiento

$d1 := h - r - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 170 \text{ mm}$ Peralte efectivo en X

$d2 := h - r - 20 \text{ mm} - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 150 \text{ mm}$ Peralte efectivo en Y

$cx := 20 \text{ cm}$ Cara de columna en X

$cy := cx$ Cara de columna en Y

Carga última ejercida en el suelo:

$$q_{ult} := \frac{Pu}{A} = 3.948 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Diseño para la dirección más crítica

Para los cálculos se usará el peralte menor por ser más crítico:

$$d := \min(d1, d2)$$

Carga cortante que actúa en la sección:

$$V_u := \left(\frac{L}{2} - \frac{cx}{2} - d \right) \cdot B \cdot q_{ult} = 0.474 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño al corte:

$$\phi := 0.75 \quad \phi V_c := \phi \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot B \cdot d = 2.444 \text{ tonf}$$

Se verifica:

$$\phi V_c \geq V_u = 1 \quad \text{iEs correcto!}$$

3. DISEÑO A CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

Se debe comprobar que $\phi V_c \geq V_u$

Condiciones preliminares:

$\lambda := 1$ Coeficiente del tipo de hormigón:
0.75 para hormigones livianos
1 para hormigones normales

$a_s := 20$ Constante para cimentaciones:
40 para columnas centrales
30 para columnas de borde
20 para columnas esquineras

$\beta := \frac{cx}{cy}$ Relación lado largo/lado corto de la columna

$b_o := 2(d_1 + d_2) + cx + cy = 1.04 \text{ m}$ Perímetro del área crítica de punzonamiento

Capacidad al corte. Se toma el menor de los siguientes:

$$v_{c1} := 0.33 \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 52.71 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$v_{c2} := 0.17 \lambda \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)^2 \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 81.47 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$v_{c3} := 0.083 \lambda \left(\frac{a_s \cdot d_2}{b_o} + 2\right)^2 \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 64.76 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$v_c := \min(v_{c1}, v_{c2}, v_{c3}) = 52.714 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

La capacidad de diseño al corte es:

$$\phi := 0.75 \quad \phi v_c := \phi \cdot v_c \cdot b_o \cdot d = 6.168 \text{ tonf}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$v_u := q_{ult} \cdot (B \cdot L - (cx + d)^2) = 2.04 \text{ tonf}$$

Se verifica que: $\phi v_c \geq v_u = 1$ ¡Es correcto!

4. DISEÑO A FLEXIÓN

Se calcula el momento último:

$$M_u := q_{ult} \cdot \left(\frac{L - cx}{2} \right)^2 \cdot \left(\frac{B}{2} \right) = 0.142 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

El momento último se iguala al momento resistente: $M_u = \phi M_n$

$$\text{donde } \phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{y} \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot B}$$

Resolviendo y simplificando para hallar A_s se tiene la siguiente ecuación cuadrática:

$$A_s = \frac{-n + \sqrt{n^2 - 4 m \cdot o}}{2 \cdot m}$$

$$\text{donde } m := \frac{\phi \cdot f_y^2}{2 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot B} \quad n := -\phi \cdot f_y \cdot d \quad o := M_u$$

Resolviendo:

$$A_{s1} := \frac{-n + \sqrt{n^2 - 4 m \cdot o}}{2 \cdot m} = 101.726 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} := \frac{-n - \sqrt{n^2 - 4 m \cdot o}}{2 \cdot m} = 0.274 \text{ cm}^2$$

Se toma:

$$A_s := A_{s2} = 0.274 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} := 0.0018 \cdot B \cdot h = 3.6 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo:

Para este caso se trabajará con el acero mínimo:

$$A_{s_{req}} := \max(A_{s_{min}}, A_s) = 3.6 \text{ cm}^2$$

Armado para ambas direcciones:

Se toma un diámetro de varilla:

$$\phi_s := 12 \text{ mm} \quad A\phi := \frac{\pi (\phi_s)^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

El número de varillas es: $\#\phi := \frac{A_{s_{req}}}{A\phi} = 3.183$

Se adoptan: $\#\phi := 4$

La separación es: $S := \frac{(B - 10 \text{ cm})}{\#\phi - 1} = 23.333 \text{ cm}$

$$S \leq 30 \text{ cm} = 1 \quad \text{iEs correcto!}$$

El acero de diseño es: $A_{s_{dis}} := \#\phi \cdot A\phi = 4.524 \text{ cm}^2$

Se cumple que $A_{s_{dis}} \geq A_{s_{req}} \geq A_{s_{min}} = 1$ iEs correcto!

Se dispondrán de 4 ϕ 12 mm, cada 23 cm en ambas direcciones.

5. COMPROBACIÓN DE DEFORMACIÓN POR TENSIÓN

Límite de deformación del hormigón: $\varepsilon_C := 0.003$

Se calcula: $\beta_1 := 1.05 - 0.007 \cdot \frac{f'_c}{\text{MPa}} = 0.906$

$$a := \frac{A_{s_{dis}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot B} = 13.306 \text{ mm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 14.689 \text{ mm}$$

Deformación del acero:

$$\varepsilon_T := \frac{\varepsilon_C \cdot (d - c)}{c} = 0.028$$

Se verifica que $\varepsilon_T > 0.005 = 1$ iEs correcto!

6. CHEQUEO POR APLASTAMIENTO

Se debe comprobar que $\phi B_N \geq Pu$

Área de cimentación: $A_2 := A = 0.64 \text{ m}^2$

Área de columna: $A_1 := cx \cdot cy = 0.04 \text{ m}^2$

Se calcula: $C := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4$

Si $C > 2$: $B_{N1} := 2 \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot A_1) = 157.41 \text{ tonf}$

Si $C \leq 2$: $B_{N2} := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot A_1) = 314.82 \text{ tonf}$

Se toma: $B_N := B_{N1}$

Se verifica que:

$\phi := 0.65$ $\phi \cdot B_N \geq Pu = 1$ ¡Es correcto!

6.1.1.1. Zapata bloque 2

TRABAJO DE TITULACIÓN

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

AUTORES:

ALVARADO CASTRO MICHAEL

DELGADO PIN JOHAN JAVIER

FECHA: 15/11/24

BLOQUE 2 - PLINTO B2

DATOS

Carga de Servicio

Carga Última

Carga Axial	$P := 1.5352 \text{ tonf}$	$P_u := 2.3286 \text{ tonf}$
Momento alrededor del eje X	$M_x := -0.0013 \text{ tonf} \cdot \text{m}$	$M_{u_x} := -0.0019 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Momento alrededor del eje Y	$M_y := 0 \text{ tonf} \cdot \text{m}$	$M_{u_y} := 0.0001 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Carga admisible del suelo: $q_a := 16 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Materiales: $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

1. DIMENSIONAMIENTO

Si no existen momentos flectores:

$$A := \frac{P}{q_a} = 959.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Se adopta: } A := 6400 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones son:

$$B := \sqrt[2]{A} = 0.8 \text{ m} \quad L := 0.8 \text{ m} \quad A := B \cdot L = 6400 \text{ cm}^2$$

Las excentricidades de carga son:

$$e_x := \frac{M_y}{P} = 0 \text{ cm} \quad e_y := \frac{M_x}{P} = -0.085 \text{ cm}$$

Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación:

$$e_x < \frac{B}{6} = 1 \quad e_y < \frac{L}{6} = 1 \quad \text{¡Es correcto!}$$

El esfuerzo máximo es:

$$q_{\text{máx}} := \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} + \frac{6 \cdot e_y}{L} \right) = 2.384 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Se comprueba que el esfuerzo máximo es menor al admisible:

$$q_{\text{máx}} < q_a = 1 \quad \text{¡Es correcto!}$$

2. DISEÑO A CORTANTE TIPO VIGA

Se debe comprobar que $\phi V_c \geq V_u$

Datos

$h := 25 \text{ cm}$ Altura adoptada de plinto

$r := 7 \text{ cm}$ Recubrimiento

$d1 := h - r - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 170 \text{ mm}$ Peralte efectivo en X

$d2 := h - r - 20 \text{ mm} - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 150 \text{ mm}$ Peralte efectivo en Y

$cx := 20 \text{ cm}$ Cara de columna en X

$cy := cx$ Cara de columna en Y

Carga última ejercida en el suelo:

$$q_{ult} := \frac{P_u}{A} = 3.638 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Diseño para la dirección más crítica

Para los cálculos se usará el peralte menor por ser más crítico:

$$d := \min(d1, d2)$$

Carga cortante que actúa en la sección:

$$V_u := \left(\frac{L}{2} - \frac{cx}{2} - d \right) \cdot B \cdot q_{ult} = 0.437 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño al corte:

$$\phi := 0.75 \quad \phi V_c := \phi \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot B \cdot d = 2.444 \text{ tonf}$$

Se verifica:

$$\phi V_c \geq V_u = 1 \quad \text{¡Es correcto!}$$

3. DISEÑO A CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

Se debe comprobar que $\phi V_c \geq V_u$

Condiciones preliminares:

$\lambda := 1$ Coeficiente del tipo de hormigón:
0.75 para hormigones livianos
1 para hormigones normales

$a_s := 20$ Constante para cimentaciones:
40 para columnas centrales
30 para columnas de borde
20 para columnas esquineras

$\beta := \frac{cx}{cy}$ Relación lado largo/lado corto de la columna

$b_o := 2(d_1 + d_2) + cx + cy = 1.04 \text{ m}$ Perímetro del área crítica de punzonamiento

Capacidad al corte. Se toma el menor de los siguientes:

$$v_{c1} := 0.33 \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 52.71 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$v_{c2} := 0.17 \lambda \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)^2 \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 81.47 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$v_{c3} := 0.083 \lambda \left(\frac{a_s \cdot d_2}{b_o} + 2\right)^2 \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 64.76 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$v_c := \min(v_{c1}, v_{c2}, v_{c3}) = 52.714 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

La capacidad de diseño al corte es:

$$\phi := 0.75 \quad \phi v_c := \phi \cdot v_c \cdot b_o \cdot d = 6.168 \text{ tonf}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$v_u := q_{ult} \cdot (B \cdot L - (cx + d)^2) = 1.88 \text{ tonf}$$

Se verifica que: $\phi v_c \geq v_u = 1$ ¡Es correcto!

4. DISEÑO A FLEXIÓN

Se calcula el momento último:

$$M_u := q_{ult} \cdot \left(\frac{L - cx}{2} \right)^2 \cdot \left(\frac{B}{2} \right) = 0.131 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

El momento último se iguala al momento resistente: $M_u = \phi M_n$

$$\text{donde } \phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{y} \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot B}$$

Resolviendo y simplificando para hallar A_s se tiene la siguiente ecuación cuadrática:

$$A_s = \frac{-n + \sqrt{n^2 - 4 m \cdot o}}{2 \cdot m}$$

$$\text{donde } m := \frac{\phi \cdot f_y^2}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B} \quad n := -\phi \cdot f_y \cdot d \quad o := M_u$$

Resolviendo:

$$A_{s1} := \frac{-n + \sqrt{n^2 - 4 m \cdot o}}{2 \cdot m} = 101.748 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} := \frac{-n - \sqrt{n^2 - 4 m \cdot o}}{2 \cdot m} = 0.252 \text{ cm}^2$$

Se toma:

$$A_s := A_{s2} = 0.252 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} := 0.0018 \cdot B \cdot h = 3.6 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo:

Para este caso se trabajará con el acero mínimo:

$$A_{s_{req}} := \max(A_{s_{min}}, A_s) = 3.6 \text{ cm}^2$$

Armado para ambas direcciones:

Se toma un diámetro de varilla:

$$\phi_s := 12 \text{ mm} \quad A\phi := \frac{\pi (\phi_s)^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

El número de varillas es: $\#\phi := \frac{A_{s_{req}}}{A\phi} = 3.183$

Se toman: $\#\phi := 4$

La separación es: $S := \frac{(B - 10 \text{ cm})}{\#\phi - 1} = 23.333 \text{ cm}$

$$S \leq 30 \text{ cm} = 1 \quad \text{iEs correcto!}$$

El acero de diseño es: $A_{s_{dis}} := \#\phi \cdot A\phi = 4.524 \text{ cm}^2$

Se cumple que $A_{s_{dis}} \geq A_{s_{req}} \geq A_{s_{min}} = 1$ iEs correcto!

Se dispondrán de 4 ϕ 12 mm, cada 23 cm en ambas direcciones.

5. COMPROBACIÓN DE DEFORMACIÓN POR TENSIÓN

Límite de deformación del hormigón: $\epsilon_c := 0.003$

Se calcula: $\beta_1 := 1.05 - 0.007 \cdot \frac{f_c}{\text{MPa}} = 0.906$

$$a := \frac{A_{s_{dis}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot B} = 13.306 \text{ mm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 14.689 \text{ mm}$$

Deformación del acero:

$$\epsilon_T := \frac{\epsilon_c \cdot (d - c)}{c} = 0.028$$

Se verifica que $\epsilon_T > 0.005 = 1$ iEs correcto!

6. CHEQUEO POR APLASTAMIENTO

Se debe comprobar que $\phi B_N \geq Pu$

Área de cimentación: $A_2 := A = 0.64 \text{ m}^2$

Área de columna: $A_1 := cx \cdot cy = 0.04 \text{ m}^2$

Se calcula: $C := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4$

Si $C > 2$: $B_{N1} := 2 \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot A_1) = 157.41 \text{ tonf}$

Si $C \leq 2$: $B_{N2} := \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot A_1) = 314.82 \text{ tonf}$

Se toma: $B_N := B_{N1}$

Se verifica que:

$\phi := 0.65$ $\phi \cdot B_N \geq Pu = 1$ ¡Es correcto!

6.1.2. Análisis de precios unitarios (APUs)

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
					Hoja 1 de 10
Rubro:					Unidad: m2
Detalle: REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE OBRA					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.050
Herramienta menor (5% MO)					0.124
Subtotal M					0.174
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	1	4.14	4.14	0.489	2.024
Maestro mayor en ej	0.2	4.65	0.93	0.489	0.455
Subtotal N					2.479
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Estacas de madera de 50 cm	u	0.3	0.15	0.045	
tabla de encofrado 4.00x0.20m x 1"	u	0.08	5	0.400	
Clavos C/c Liso 20X1.50 3/4X17	kg	0.005	4.5	0.023	
Subtotal O					0.468
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.121
INDIRECTOS 16 %					0.499
UTILIDAD 9 %					0.281
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.901
VALOR OFERTADO					3.90

Son: TRES dólares con NOVENTA centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 2 de 10

Rubro:

Unidad: m2

Detalle: ROTURA Y DESALOJO DE PCONTRAPISO EXISTENTE

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.350
Herramienta menor (5% MO)					0.874
Retroexcavadora	1	32	32	0.92	29.439
Volqueta 8m3	1	30	30	0.92	27.599
Martillo neumático	1	2.5	2.5	0.92	2.300
Subtotal M					60.562
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	2	4.14	8.28	0.92	7.617
OPERADOR Retroexcavadora	1	4.65	4.65	0.92	4.278
Chofer de volqueta	1	6.08	6.08	0.92	5.593
Subtotal N					17.488
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Subtotal O					0.000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					78.050
INDIRECTOS 16 %					12.488
UTILIDAD 9 %					7.025
COSTO TOTAL DEL RUBRO					97.563
VALOR OFERTADO					97.56

Son: NOVENTA Y SIETE dólares con CINCUENTA Y SEIS centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 3 de 10

Rubro:

Unidad: m3

Detalle: EXCAVACION MANUAL DE CIMIENTOS Y PLINTOS

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.333
Herramienta menor (5% MO)					0.831
Subtotal M					1.164
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	2	4.14	8.28	1.901	15.741
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.1	4.65	0.465	1.901	0.884
Subtotal N					16.625
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Subtotal O					0.000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					17.789
INDIRECTOS 16 %					2.846
UTILIDAD 9 %					1.601
COSTO TOTAL DEL RUBRO					22.236
VALOR OFERTADO					22.24

Son: VEINTIDÓS dólares con VEINTICUATRO centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 4 de 10

Rubro:

Unidad: m3

Detalle: HORMIGÓN H.S 210 Kg/cm2 EN PLINTOS

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Vibrador	1	4	4	0.001	0.004
Subtotal M					0.004
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Subtotal N					0.000
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Grava	m3	0.95	15	14.250	
Cemento	kg	360.5	0.18	64.890	
Agua	m3	0.22	0.85	0.187	
Subtotal O					79.327
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Arena gruesa	m3	0.65	21	13.650	
Grava	m3	0.95	21	19.950	
Subtotal P					33.600
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					112.931
INDIRECTOS 16 %					18.069
UTILIDAD 9 %					10.164
COSTO TOTAL DEL RUBRO					141.164
VALOR OFERTADO					141.16

Son: CIENTO CUARENTA Y UN dólares con DIECISÉIS centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 5 de 10

Rubro:

Unidad: m3

Detalle: RELLENO COMPACTO CON MEJORAMIENTO

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.125
Herramienta menor (5% MO)					0.312
Compactador mecánico	1	6.25	6.25	0.5	3.125
Subtotal M					3.562
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	2	4.14	8.28	0.5	4.140
Operador de equipo liviano	1	4.19	4.19	0.5	2.095
Subtotal N					6.235
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Agua	m3	0.03	0.85	0.026	
Subtotal O					0.026
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.823
INDIRECTOS 16 %					1.572
UTILIDAD 9 %					0.884
COSTO TOTAL DEL RUBRO					12.279
VALOR OFERTADO					12.28

Son: DOCE dólares con VEINTIOCHO centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 6 de 10

Rubro:

Unidad: kg

Detalle: ACERO DE REFUERZO fy 4200 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.004
Herramienta menor (5% MO)					0.011
Cizalla	1	1	1	0.035	0.035
Subtotal M					0.050
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Ayudante de fierro	0.5	4.14	2.07	0.035	0.072
Fierro	1	4.19	4.19	0.035	0.147
Subtotal N					0.219
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Acero de refuerzo	kg	1.05	1.4	1.470	
Alambre galvanizado No.18	Kg	0.05	2.49	0.125	
Subtotal O					1.595
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.864
INDIRECTOS 16 %					0.298
UTILIDAD 9 %					0.168
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.330
VALOR OFERTADO					2.33

Son: DOS dólares con TREINTA Y TRES centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 7 de 10

Rubro:

Unidad: m2

Detalle: CONTRAPISO CON MALLA e=8cm, HS 210 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.175
Herramienta menor (5% MO)					0.437
Compactador mecánico	1	6.25	6.25	0.22	1.375
Concretera	1	4.5	4.5	0.22	0.990
Amoladora.	1	3	3	0.22	0.660
Subtotal M					3.637
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	6	4.14	24.84	0.22	5.465
Ayudante de albañil	1	4.14	4.14	0.22	0.911
Albañil	1	4.19	4.19	0.22	0.922
Operador de equipo liviano	1	4.19	4.19	0.22	0.922
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.5	4.65	2.325	0.22	0.512
Subtotal N					8.732
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Cemento	kg	28.8	0.18	5.184	
Diesel	gl	0.01	1.037	0.010	
Malla contrapiso 3.5mm (2.4x6.25)	m2	1	1.71	1.710	
Tabla de encofrado	u	0.2	3	0.600	
Agua.	m3	0.02	1	0.020	
Tira de encofrado 5x300 cm	u	0.14	0.72	0.101	
Clavos de 2" a 4"	kg	0.067	4.98	0.334	
Lastre	m3	0.09	12	1.080	
Subtotal O					9.039
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					21.408
INDIRECTOS 16 %					3.425
UTILIDAD 9 %					1.927
COSTO TOTAL DEL RUBRO					26.760
VALOR OFERTADO					26.76

Son: VEINTISÉIS dólares con SETENTA Y SEIS centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 8 de 10

Rubro:

Unidad: u

Detalle: PLACA DE ANCLAJE TOL. e= 6 mm (INCLUYE PERNOS)

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.411
Herramienta menor (5% MO)					1.027
Soldadora electrica 360A 220VA	0.5	2.5	1.25	1.08	1.350
Subtotal M					2.788
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	2	4.14	8.28	1.08	8.942
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1	4.65	4.65	1.08	5.022
Soldador eléctrico y/o acetileno (Estr. Oc. C1)	1	6.08	6.08	1.08	6.566
Subtotal N					20.530
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Placa de anclaje de tol 35x25 cm. e= 6 mm.	u	1	35	35.000	
Subtotal O					35.000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					58.318
INDIRECTOS 16 %					9.331
UTILIDAD 9 %					5.249
COSTO TOTAL DEL RUBRO					72.898
VALOR OFERTADO					72.90

Son: SETENTA Y DOS dólares con NOVENTA centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 9 de 10

Rubro:

Unidad: kg

Detalle: ACERO ESTRUCTURAL (INC. PINTURA ANTICORROSIVA)

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.015
Herramienta menor (5% MO)					0.038
Grua telescópica	0.2	12.18	2.436	0.055	0.134
Soldadora eléctrica 360A 220VA	0.5	2.5	1.25	0.055	0.069
Amoladora.	0.5	3	1.5	0.055	0.082
Compresor	0.2	1.5	0.3	0.055	0.016
Subtotal M					0.354

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Ayudante de operador de equipo	0.1	4.14	0.414	0.055	0.023
Pintor	1	4.19	4.19	0.055	0.230
Maestro soldador especializado	1	4.65	4.65	0.055	0.255
Inspector de obra	1	4.65	4.65	0.055	0.255
Subtotal N					0.763

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
Electrodo E7018	kg	0.02	5.05	0.101
Acero estructural ASTM A-36	kg	1	2.81	2.810
Disco de corte	u	0.02	8.8	0.176
Diluyente.	lt	0.01	1.74	0.017
Oxígeno	m3	0.01	11.7	0.117
Pintura Anticorrosiva	gl	0.02	20.81	0.416
Subtotal O				3.637

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
Subtotal P				0.000

	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			4.754
	INDIRECTOS 16 %			0.761
	UTILIDAD 9 %			0.428
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			5.943
	VALOR OFERTADO			5.94

Son: CINCO dólares con NOVENTA Y CUATRO centavos

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 10 de 10

Rubro:

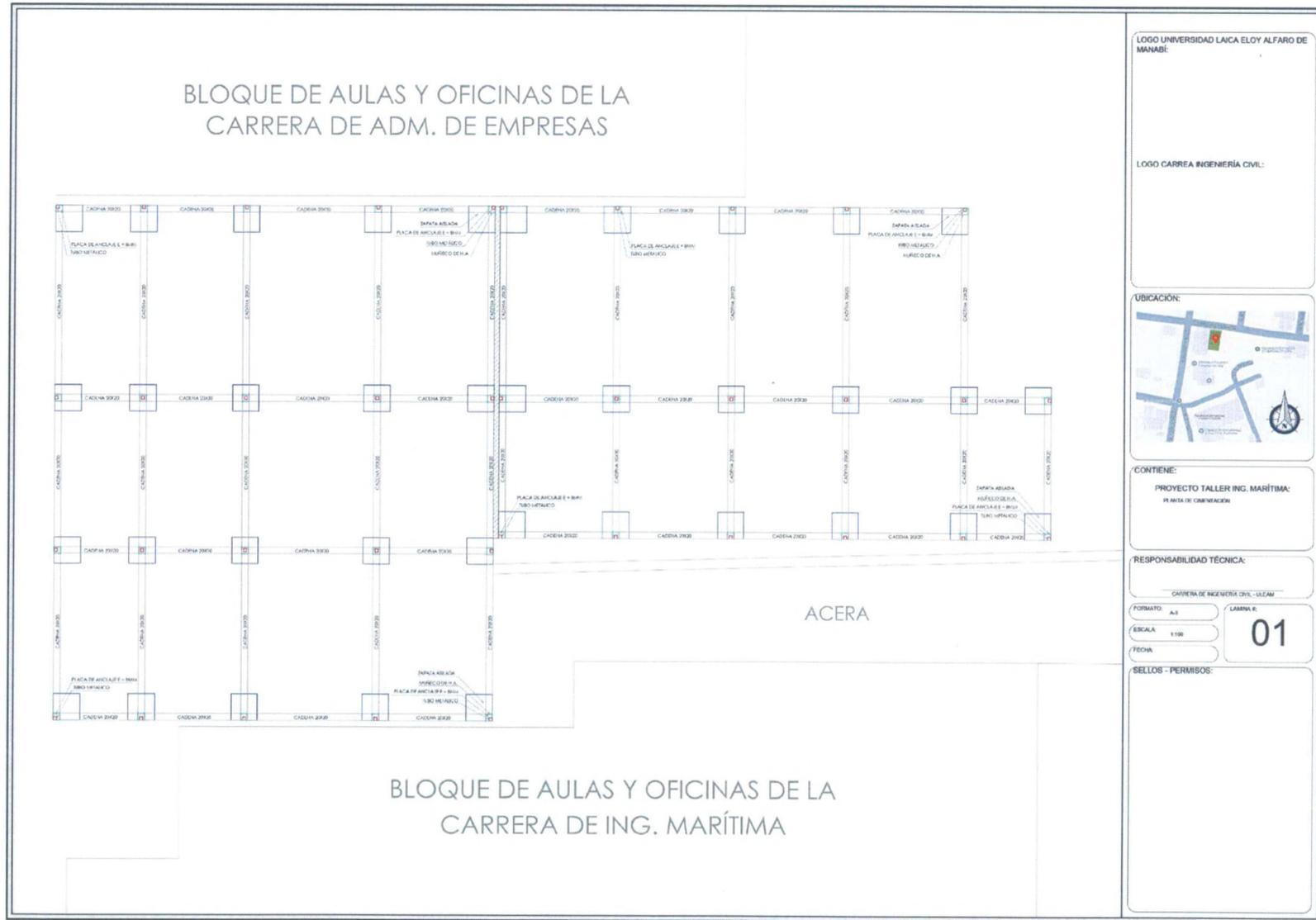
Unidad: m2

Detalle: CUBIERTA GALVALUMA E=2mm/3mm

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Seguridad Industrial (2% MO)					0.111
Herramienta menor (5% MO)					0.278
Amoladora.	1	3	3	0.6	1.800
Subtotal M					2.189
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	1	4.14	4.14	0.6	2.484
Albañil	1	4.19	4.19	0.6	2.513
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	0.2	4.65	0.93	0.6	0.558
Subtotal N					5.555
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Pernos autopercutores 21/2"	u	3	0.2	0.600	
Arandelas de neopreno	u	3	0.05	0.150	
cubierta Galvanizada e=0.40mm	m2	1.08	11	11.880	
Subtotal O					12.630
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					20.374
INDIRECTOS 16 %					3.260
UTILIDAD 9 %					1.834
COSTO TOTAL DEL RUBRO					25.468
VALOR OFERTADO					25.47

Son: VEINTICINCO dólares con CUARENTA Y SIETE centavos

6.1.3. Planos



LOGO UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI:

LOGO CARRERA INGENIERIA CIVIL:



CONTIENE:
PROYECTO TALLER ING. MARÍTIMA:
 PLANTA DE CONSTRUCCION

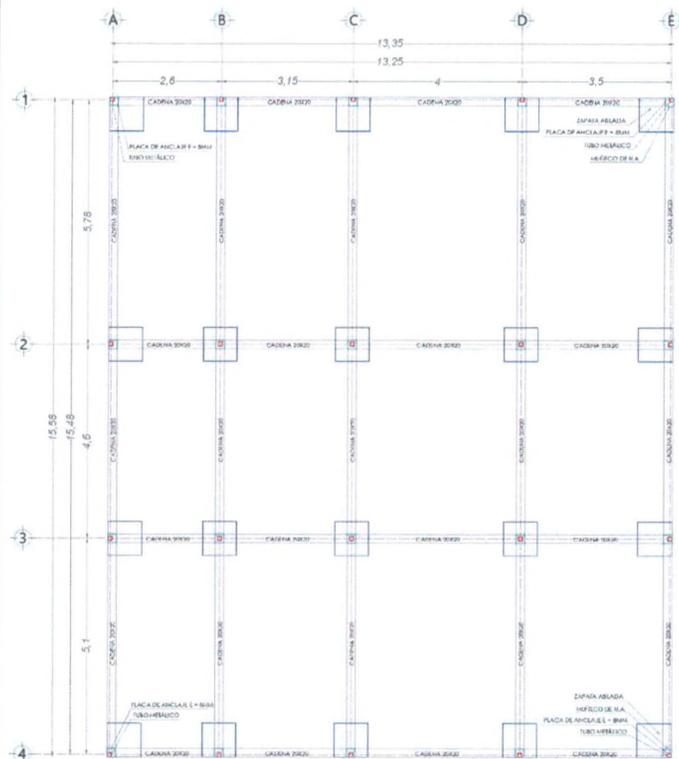
RESPONSABILIDAD TÉCNICA:
 CARRERA DE INGENIERIA CIVIL - ULEAM

FORMATO: A-3 LÁMINA N.º: **01**

ESCALA: 1:100

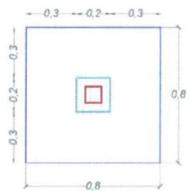
FECHA:

SELLOS - PERMISOS:



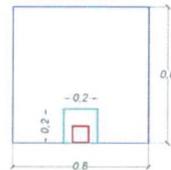
PLANTA DE CIMENTACIÓN BLOQUE 1

ESCALA 1:100



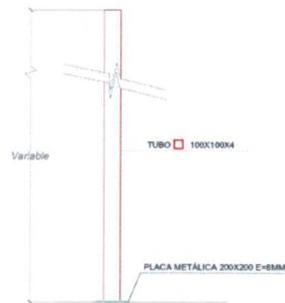
ZAPATA CENTRAL

ESCALA 1:25



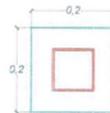
ZAPATA DE BORDE

ESCALA 1:25



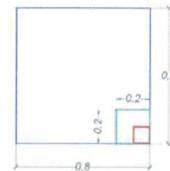
DETALLE COLUMNA

ESCALA 1:25



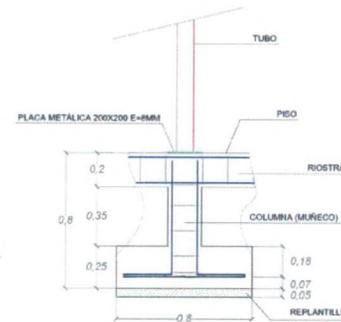
PIE DE COLUMNA

ESCALA 1:10



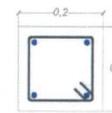
ZAPATA ESQUINERA

ESCALA 1:25



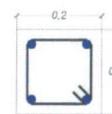
DETALLE DE ZAPATA

ESCALA 1:25



DETALLE COLUMNA (MUÑECCO)

ESCALA 1:10



DETALLE RIOSTRA

ESCALA 1:10

RESISTENCIA DE MATERIALES

HORMIGON PARA ESTRUCTURAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a la Rotura
HORMIGON PARA PISO	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a la Rotura
ACERO CORRUGADO	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ a la Fluencia

LOGO UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI

LOGO CARRERA INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



CONTIENE:

PROYECTO TALLER ING. MARÍTIMA:
PLANTA DE CIMENTACION
DETALLES DE ZAPATA
DETALLE DE COLUMNA
DETALLE DE COLUMNA (MUÑECCO)

RESPONSABILIDAD TÉCNICA:

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL - UELMAB

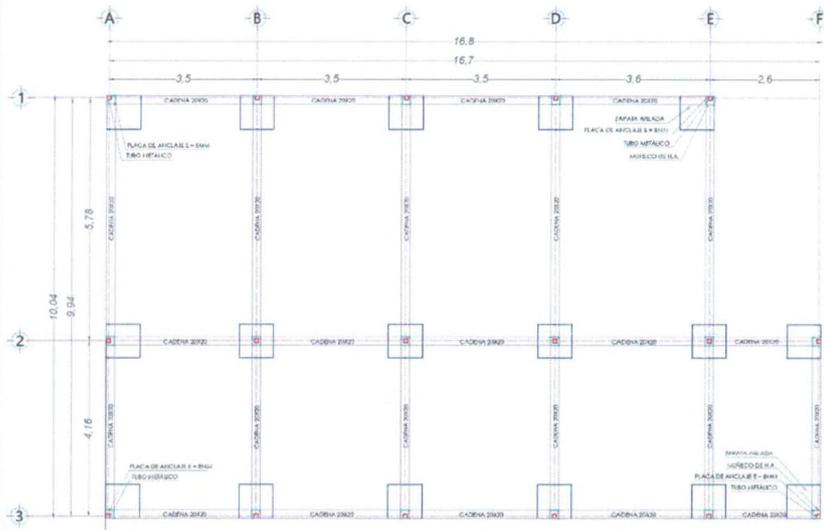
FORMATO: A3

LÁMINA N°:

02

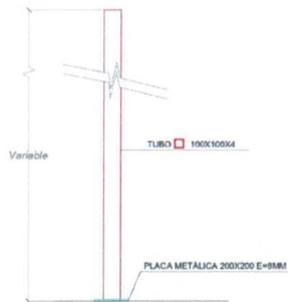
FECHA:

SELLOS - PERMISOS:



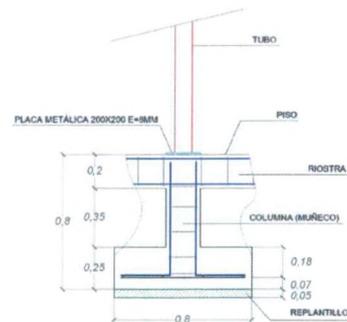
PLANTA DE CIMENTACIÓN BLOQUE 2

ESCALA 1:100



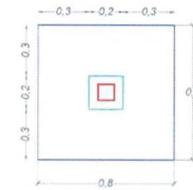
DETALLE COLUMNA

ESCALA 1:25



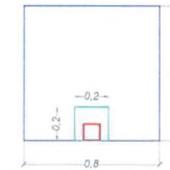
DETALLE DE ZAPATA

ESCALA 1:25



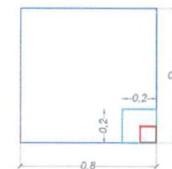
ZAPATA CENTRAL

ESCALA 1:25



ZAPATA DE BORDE

ESCALA 1:25



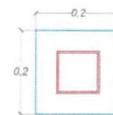
ZAPATA ESQUINERA

ESCALA 1:25



DETALLE RIOSTRA

ESCALA 1:10



PIE DE COLUMNA

ESCALA 1:10



DETALLE COLUMNA (MUÑECO)

ESCALA 1:10

RESISTENCIA DE MATERIALES

HORMIGON PARA ESTRUCTURAS — $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a la Rotura
 HORMIGON PARA PISO — $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a la Rotura
 ACERO CORRUGADO — $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ a la Fluencia

LOGO UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI

LOGO CARRERA INGENIERIA CIVIL

UBICACION:



CONTIENE:

PROYECTO TALLER ING. MARITIMA:
 PLANTA DE CIMENTACION
 DETALLE DE ZAPATA
 DETALLE DE COLUMNA
 DETALLE DE COLUMNA (MUÑECO)

RESPONSABILIDAD TECNICA:

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL - ULEAM

FORMATO: A3

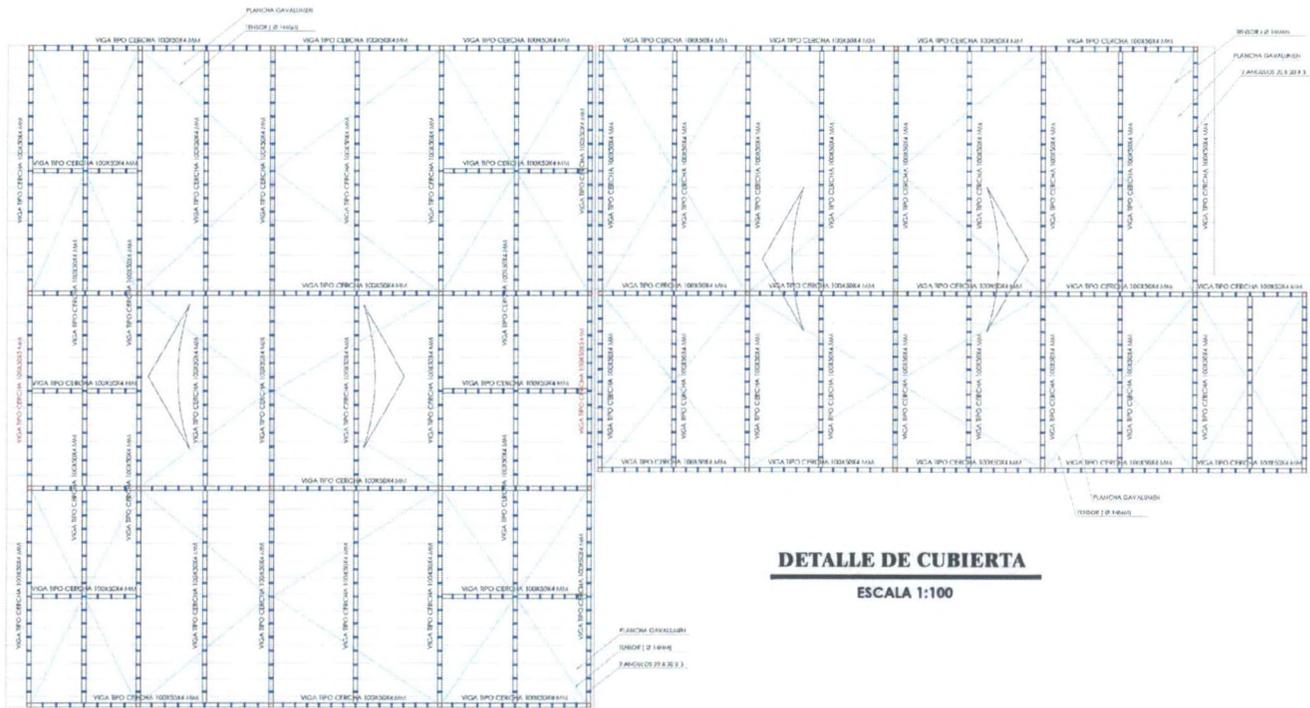
LAMINA N°

ESCALA: LAS INDICADAS

03

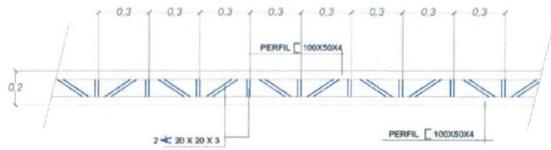
FECHA:

SELLOS - PERMISOS:



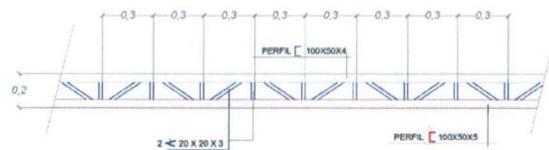
DETALLE DE CUBIERTA

ESCALA 1:100



DETALLE DE VIGA TIPO 100X50X4 MM

ESCALA 1:25



DETALLE DE VIGA TIPO 100X50X5 MM

ESCALA 1:25

LOGO UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI:

LOGO CARRERA INGENIERIA CIVIL:

UBICACION:



CONTIENE:

PROYECTO TALLER ING. MARITIMA:
DETALLE DE CUBIERTA
DETALLE DE VIGAS

RESPONSABILIDAD TECNICA:

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL - ULAE/AM

FORMATO: A3

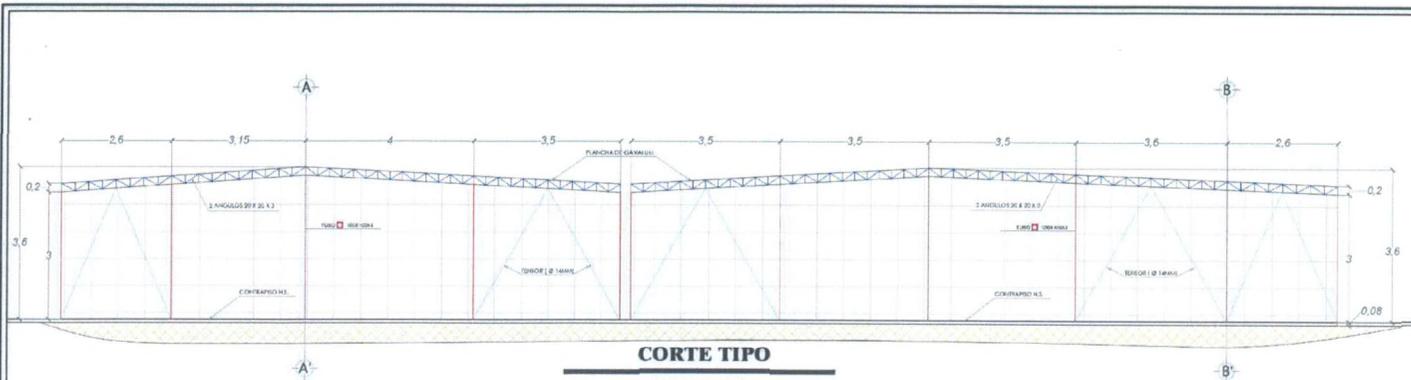
LAMINA #:

04

ESCALA: 1:100

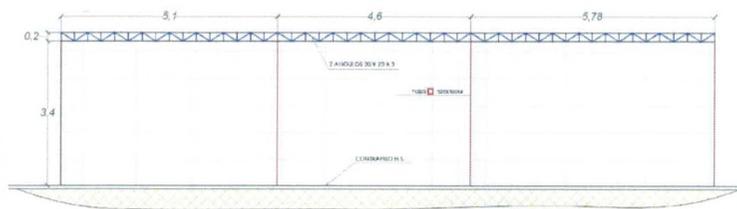
FECHA:

SELLOS - PERMISOS:



CORTE TIPO

ESCALA 1:100



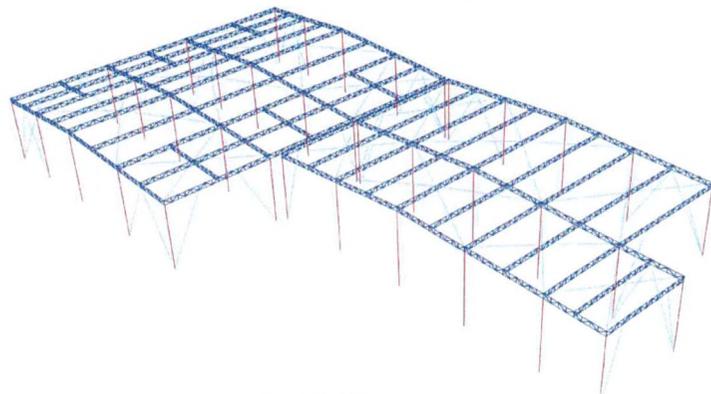
CORTE TIPO A-A'

ESCALA 1:100



CORTE TIPO B-B'

ESCALA 1:100



ISOMETRÍA

PERFILES

VIGA CERCHA	PERFIL 100X50X4
	PERFIL 100X50X5
	2 20 X 20 X 3
COLUMNA	TUBO 100X100X4
TENSORES	Ø 14 MM

LOGO UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI:

LOGO CARRERA INGENIERÍA CIVIL:

UBICACIÓN:



CONTIENE:

PROYECTO TALLER ING. MARÍTIMA:
CORTE TIPO
PERFILES

RESPONSABILIDAD TÉCNICA:

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL - LAEAM

FORMATO: A3

LÁMINA N.º

ESCALA: 1:100

05

FECHA:

SELLOS - PERMISOS: