

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO
ABAD DEL CUSCO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**“DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO
COMERCIAL MANUEL PRADO UTILIZANDO EL CYPE 3D”**

Tesis presentada para Optar al Título Profesional de Ingeniero Civil

Presentado por:

Bach. EDWARD CRUZ SERRANO

Bach. DANY DANIEL HANCCO PUMA

Asesor:

Ing. JOSE FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

CUSCO, 2023

AGRADECIMIENTO

De manera muy especial agradecemos a Dios, a nuestros padres, hermanos, familiares y seres más cercanos y queridos por estar siempre presentes, por brindarnos ese cariño y apoyo incondicional en todo momento.

Con sincera y enorme gratitud a nuestra alma mater la UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO DEL ABAD DEL CUSCO.

A todos sus Docentes de la Escuela Profesional de INGENIERÍA CIVIL; por haber sido parte y guía en formación profesional.

A nuestra Comisión Dictaminadora integrada por el Mgt. Ing. AMÉRICO MONTAÑEZ TUPAYACHI, Mgt. Ing. VÍCTOR MANUEL ARANGOITIA VALDIVIA quien, además, orientó y corrigió la presentación de nuestra investigación y M.Sc.Ing. JUAN CARLOS MALPARTIDA LINARES, por su comprensión, disposición, tiempo, y apoyo en el desarrollo de la presente tesis.

A los amigos y compañeros, por los consejos, la motivación y el apoyo que nos brindaron a lo largo de nuestras vidas universitarias, para dar un paso más en nuestras vidas profesionales.

Edward y Daniel

RESUMEN:

La presente tesis tiene el propósito de desarrollar el análisis y diseño de un edificio comercial con estructura de acero y su correspondiente cimentación, mediante los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Se trata de un edificio de 7 niveles de 2154.95 m² de área construida sobre un área del terreno de; 348.47 m², cuyas dimensiones son: 24.98 m de longitud, 13.95 m de ancho, la altura de entrepiso, es de 2.625 m y tiene una altura total de 18.38 m (entre el nivel del piso terminado del semisótano y el último nivel), se encuentra ubicado en el distrito del Cusco, provincia del Cusco y departamento del Cusco. La estructura será de acero ASTM A36 con uniones soldadas, la tipología seleccionada ha sido Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF) según el RNE 2018-E 0.30. La cimentación está formada por zapatas y pedestales de concreto armado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, calculadas para un terreno que es una arcilla, limosa con arena (CL) con capacidad portante de 2.34 kg/cm^2 .

También se muestra las bondades del programa CYPE 3D como herramienta para el diseño y cálculo de un edificio de acero. El diseño sigue las recomendaciones de la norma E-90 del RNE 2018 y del manual AISC 2016.

Para el modelado de la estructura con el software CYPE 3D, se usaron los perfiles existentes en el mercado peruano, eligiendo, para las columnas los perfiles tipo W, para las vigas, perfiles tipo IPE y para los arriostres perfiles tipo W.

El sistema de piso en el semisótano está conformado por un falso piso de concreto con piedra mediana, y en los niveles superiores se optó por utilizar losas colaborantes.

Al concluir el diseño, se procedió a elaborar el presupuesto y programación para su ejecución, obteniéndose el costo por metro cuadrado de s/. 511.97 y un tiempo de 92 días hábiles para la ejecución del edificio en acero.

Palabras Claves: Diseño en acero, edificación, estructura de acero, perfil de acero, Cype 3D, concreto, análisis de costos.

ABSTRACT

This thesis consists in developing the analysis and design of the steel structure and the foundation of a commercial building using the parameters established in the National Building Regulation. It is a commercial building with 7 levels of 2154.95 m² built; 348.47 m² in plant, whose dimensions are: 24.98 m in length, 13.95 m in width, 2,625 m in mezzanine height and 18.38 m in total height (between the level of the finished floor of the semi-basement and the last level), located in the district of Cusco, province of Cusco and department of Cusco. The structure will be made of ASTM A36 steel with welded joints, the selected typology has been Excentrically Bracing Gantry (EBF) according to RNE 2018-E 0.30. The foundation is formed by insulated footings and reinforced concrete pedestals $f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$, calculated for a land is a clay, silty with sand (CL) with a bearing capacity of 2.34 kg / cm^2 .

The benefits of the CYPE 3D program as a tool for the design and calculation of the steel building are also shown, following the recommendations of the E-90 norm of the RNE 2018 and the AISC 2016 manual.

For the modeling of the structure in the CYPE 3D software, existing profiles were used in the Peruvian market, choosing the W type profiles for the columns, for the IPE type profile beams and for bracing profiles type W.

The floor system in the basement consists of a false concrete floor with medium stone, and in the upper levels it is decided to use the collaborating slabs.

At the concluded of the design, the budget and programming for its execution are carried out, thus obtaining the cost per square meter of s /. 511.97 And a time of 92 business days for the edification of steel.

Keywords: Steel design, building, steel structure, steel profile, CYPE 3D, concrete, budget and programming.

ÍNDICE GENERAL

INFORMACIÓN GENERAL DE LA PRESENTE TESIS	1
GENERALIDADES	1
CAPITULO I	2
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.....	2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	2
1.2.1. Problemas Específicos.....	2
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4. LIMITACIONES DEL TRABAJO	3
1.5. OBJETIVOS DEL TRABAJO	4
1.5.1. General.	4
1.5.2. Específicos.	4
1.6. HIPÓTESIS	4
1.6.1. Hipótesis General	4
1.6.2. Hipótesis Específica	4
1.7. METODOLOGÍA.....	5
1.7.1. Diseño Metodológico.	5
1.7.1.1. Alcance de la Investigación.....	5
1.7.1.2. Diseño de la Investigación.....	6
1.7.2. Técnicas de la Investigación.....	7
1.7.3. Instrumentos de la Investigación.....	7
1.7.4. Procesamiento De Datos.....	8
CAPITULO II.....	9
2. MARCO TEÓRICO	9
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	9
2.2. BASES HISTÓRICA	10
2.2.1. Reseña Histórica.....	10
2.3. MARCO CONCEPTUAL	13
2.3.1. Acero Estructural.....	13
2.3.1.1. Definición:	13
2.3.2. Ventajas y desventajas del acero.	14
2.3.2.1. Ventajas del acero como material estructural.	14
2.3.2.2. Desventajas del acero como material estructural.....	16
2.3.3. Propiedades Mecánicas del Acero.....	17
2.3.4. Aceros Estructurales Modernos.....	19

1.1.1.1.	Perfiles laminados.....	22
1.1.1.2.	Perfiles y placas conformados.	22
1.1.1.3.	Perfiles Huecos.....	23
2.4.	PERFILES EXISTENTES PARA EL MERCADO PERUANO.	24
2.4.1.	Justificación de los Perfiles a Usar en los Elementos Estructurales.	27
CAPITULO III		28
3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	28
3.1.	DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.	28
3.2.	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EBF.....	29
3.2.1.	Configuraciones Geométricas de Pórticos EBF.	29
3.2.2.	Rigidez Lateral En Pórticos EBF.....	32
3.2.3.	Comportamiento Estructural del Enlace.	33
3.2.4.	Resistencia Del Enlace.	34
3.2.5.	Deformación Inelástica del Enlace.....	35
3.3.	PREDIMENSIONAMIENTO.....	37
3.3.1.	Datos Generales.....	37
3.3.2.	Estructuración.....	37
3.3.3.	Predimensionamiento De Vigas.	37
3.3.4.	Predimensionamiento De Columnas.	38
3.3.5.	Predimensionamiento De Arriostres.....	39
3.3.6.	Predimensionamiento Losas Con Placa Colaborante.	40
3.4.	CARGAS.....	45
3.4.1.	Cargas De Gravedad.....	46
3.4.1.1.	Cargas muertas.	46
3.4.1.2.	Cargas vivas.....	46
3.4.1.3.	Metrado de cargas.....	48
3.4.2.	Análisis De Viento.	53
3.4.2.1.	Dirección del viento en Cusco.	54
3.4.2.2.	Velocidad de diseño.....	54
3.4.2.3.	Cargas de diseño por viento.....	56
3.4.3.	Cargas de Sismo.	58
3.4.4.	Efectos de Temperatura.	60
3.5.	MODELO EN EL COMPUTADOR.	61
3.5.1.	Introducción al Programa CYPE 3D.	61
3.5.2.	Metodología seguida para Modelar, Analizar y Diseñar el Edificio Comercial.	61
3.5.2.1.	Modelación de la estructura con el CYPE 3D.	61

3.5.2.2.	Análisis de la estructura con el CYPE 3D.	68
3.5.2.3.	Diseño de la estructura con el CYPE 3D.	71
CAPITULO IV	74
4. DISEÑO ESTRUCTURAL	74
4.1. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	74
4.1.1.1. Métodos de Diseño Propuestos por el AISC.	74
4.1.2. Método de Análisis propuesto por el Reglamento Nacional de Edificaciones.	75
4.1.2.1. Coeficientes de amplificación de cargas de servicio.....	76	
4.1.3. Condiciones para Cargas de Servicio.	77
4.1.3.1. Deflexiones.....	78	
4.1.3.2. Vibraciones.....	78	
4.1.4. Materiales.....	79	
4.2. VERIFICACIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO.	80
4.3. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE VIGAS.	81
4.4. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE COLUMNAS.	85
4.5. DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	92	
4.5.1. Estudio de Mecánica de Suelos para Cimentaciones.....	92	
4.5.2. Diseño de las Cimentaciones.....	97	
4.6. DISEÑO DE SISTEMAS DE ANCLAJE PARA COLUMNAS	108
4.6.1. Planchas de apoyo para columnas.	108
4.6.2. Diseño de Anclajes.....	109	
4.7. DISEÑO DE CONEXIONES.....	111	
4.7.1. Conexiones Soldadas.....	111	
CAPITULO V	119
5. ANÁLISIS DE COSTOS - PRESUPUESTOS Y PROGRAMACIÓN	119
5.1. METRADOS.....	119	
5.2. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS.	121
5.3. COSTOS DIRECTOS.	122
5.4. COSTOS INDIRECTOS.	125
5.4.1. Análisis de Gastos Generales.	126
5.5. PROGRAMACIÓN DE OBRA	129
5.5.1. Diagramas CPM (Diagramas de Flechas).....	129	
5.5.2. Actividad Ficticia.	130
5.5.3. Diagrama De Barras.	131
CAPITULO VI	132
6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO Y CONCRETO	132

INTRODUCCIÓN:.....	132
6.1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS	132
6.1.1. Concreto	132
6.1.2. Acero estructural	132
6.2. COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	133
6.3. DESCRIPCIÓN DE LOS PROYECTOS EN CONCRETO ARMADO SELECCIONADOS PARA EL COMPARATIVO.	134
6.4. COMPARATIVO DE COSTO EN EDIFICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL Y EN CONCRETO ARMADO.	145
CAPITULO VII.....	147
7. COMPARATIVO DE RESULTADOS ENTRE LOS SOFTWARES CYPE 3D Y SAP2000.....	147
7.1. GENERALIDADES.....	147
7.1.1. Breve descripción del programa CYPE 3D.....	147
7.1.2. Breve descripción del programa SAP 2000.....	147
7.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A ANALIZAR.	147
7.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON CYPE 3D.	150
7.3.1. Fuerzas axiales	151
7.3.2. Fuerzas cortantes:.....	151
7.3.3. Momentos flectores	152
7.3.4. Flecha máxima	153
7.3.5. Desplazamientos laterales de nudos superiores:.....	154
7.3.6. Comprobaciones de resistencia para vigas y columnas:.....	154
7.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON SAP2000.....	155
7.4.3. Momentos flectores	158
7.4.4. Flecha máxima	159
7.4.5. Desplazamientos laterales de nudos superiores:.....	159
7.4.6. Comprobaciones de resistencia para vigas y columnas: E	160
CAPITULO VIII.....	162
8. RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	162
CAPITULO IX.....	170
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	170
9.1. CONCLUSIONES.....	170
9.2. RECOMENDACIONES	172
BIBLIOGRAFÍA	173
CAPITULO IX.....	175
10. ANEXOS.....	175

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Edificio Javier Alzamora Valdez	12
Figura 2-2. Diagrama de Esfuerzo - Deformación para el acero	19
Figura 2-3. Productos Laminados.....	22
Figura 2-4. Perfiles y placas conformadas.....	23
Figura 2-5. Diferentes configuraciones de los perfiles huecos	23
Figura 2-6. Sección Transversal del Perfil "W"	24
Figura 2-7. Tabla de características del perfil W	25
Figura 2-8. Sección Transversal del Perfil "IPE"	26
Figura 2-9. Tabla de Características de la Viga IPE	26
Figura 3-1. Arriostramiento excéntrico.	29
Figura 3-2. Pórtico con arriostramiento excéntrico simple.....	30
Figura 3-3. Pórticos con arriostramiento V invertida.	30
Figura 3-4. Pórticos con arriostramiento V.....	31
Figura 3-5. Pórticos con arriostramiento "V" invertida con enlace vertical.	31
Figura 3-6. El efecto de la longitud del enlace sobre la rigidez lateral.	32
Figura 3-7. Diagrama de interacción M-V y clasificación de enlaces en función de su longitud.....	34
Figura 3-8. Mecanismos de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.....	36
Figura 3-9. Arriostres en el eje 3.	39
Figura 3-10. Corte transversal de la losa colaborante.....	41
Figura 3-11. Luz más crítica para el análisis de la Placa colaborante.....	41
Figura 3-12. Tabla de Cargas con concreto ($f_c=210\text{kg/cm}^2$).....	42
Figura 3-13. Propiedades de la placa colaborante sección del acero según su calibre.....	42
Figura 3-14. Propiedades del concreto según la altura de la losa	43
Figura 3-15. Detalle de Conector de Corte.....	43
Figura 3-16. Planta típica y dirección de la losa colaborante.	45
Figura 3-17. Tabla de Cargas Vivas mínimas repartidas	47
Figura 3-18. Viga seleccionada para el análisis y diseño.	50
Figura 3-19. Columna seleccionada para el análisis y diseño.....	52
Figura 3-20. Tabla de Dirección anual del viento, según departamento 2005-2007.....	54
Figura 3-21. Distribución de la velocidad del viento en altura	55
Figura 3-22. Tabla de factores de forma.....	56
Figura 3-23. Distribución de cargas de viento en altura	57
Figura 3-24. Distribución de presiones de viento en altura	58
Figura 3-25. Tabla de espectro de diseño.	60

Figura 3-26. Se muestra la inicialización del programa CYPE 3D.....	61
Figura 3-27. Se muestra la definición de proyecto nuevo en el programa.....	62
Figura 3-28. Se muestra la selección de obra vacía, el CYPE 3D permite importar proyectos en formatos IFC. 62	62
Figura 3-29. Seguidamente se procede a definir las normas a emplear para el análisis y diseño de la edificación	62
Figura 3-30. Seguidamente se procede a definir el parámetro sísmico para el espectro de cálculo.....	63
Figura 3-31. Luego de proceder definir el número y altura de los entresijos de la edificación	63
Figura 3-32. Seguidamente Procedemos a definir los respectivos ejes de la edificación	64
Figura 3-33. Se observa una vista previa en 3D de los ejes.....	64
Figura 3-34. Se aprecia los ejes ya definidos en planta.	65
Figura 3-35. Se define la sección de la columna metálica “W” según el predimensionamiento	65
Figura 3-36. Se define la sección de la viga metálica “IPE” según el predimensionamiento	66
Figura 3-37. Se define la sección del arriostre metálico “W” según el predimensionamiento	66
Figura 3-38. Vista isométrica del Edificio Manuel Prado	67
Figura 3-39. Seguidamente procedemos a ingresar las cargas actuantes en la estructura.....	67
Figura 3-40. Se aprecia el esfuerzo axial en la columna B5, para la envolvente de las cargas.....	68
Figura 3-41. Se aprecia el esfuerzo cortante en la columna B5, para la envolvente de las cargas.....	68
Figura 3-42. Se aprecia el momento flector en la columna B5, para la envolvente de las cargas.....	69
Figura 3-43. Se aprecia el esfuerzo cortante en la viga B-E, para la envolvente de las cargas.....	69
Figura 3-44. Se aprecia el momento flector en la viga del eje 5 entre los tramos B-E del primer nivel, para la envolvente de las cargas.	70
Figura 3-45. Se aprecia el desplazamiento de envolventes en el nudo superior de la columna B5 del primer nivel.	70
Figura 3-46. Se aprecia que el perfil W14x90 (A36) predimensionado para la columna B5 cumple satisfactoriamente.	71
Figura 3-47. Verificación de los posibles perfiles que cumplen para la columna B5.....	71
Figura 3-48. Se aprecia que el perfil IPE 300 (A36) predimensionado para la viga B-E cumple satisfactoriamente.	72
Figura 3-49. Verificación de los posibles perfiles que cumplen para la viga B-E.....	72
Figura 3-50. Se aprecia que el perfil W10X22 (A36) para el arriostre comprendido en el eje A y tramo 4-5.	73
Figura 3-51. Verificación de los posibles perfiles que cumplen para el arriostre comprendido en el eje A y tramo 4-5.....	73
Figura 4-1 Flechas Máximas para elementos estructurales.....	78
Figura 4-2. Flecha máxima producida en la viga.....	80
Figura 4-3. Flecha producida por la carga viva.	80
Figura 4-4. Características y Propiedades del perfil IPE.	82
Figura 4-5. Diseño y verificación de columnas perfil W.....	85

Figura 4-6. Tabla para la determinación del factor K.	86
Figura 4-7. Ubicación de Calicatas para el estudio de Suelos en dicho Proyecto.	95
Figura 4-8. Descripción de ensayos realizados.	95
Figura 4-9. Planta de cimentación.	97
Figura 4-10. Asentamiento diferencial.	107
Figura 4-11. Tabla de distorsión angular.	107
Figura 4-12. Diseño de plancha de anclaje para el perfil W.	108
Figura 4-13. Diseño de Anclaje	110
Figura 4-14. Detalle de soldadura.	111
Figura 4-15. Tabla de resistencia disponible de juntas soldadas.	113
Figura 4-16. Vista de la unión a diseñar de la columna B5 y viga eje 5 tramo(B-E).	114
Figura 4-17. Deformación de la unión debido a los esfuerzos de corte y momento.	114
Figura 4-18. Ubicación de la soldadura a diseñar en el ala de la Viga IPE.	115
Figura 4-19. Esfuerzos actuantes para el diseño de la soldadura del ala superior.	115
Figura 4-20. Partes del cordón de Soldadura.	116
Figura 4-21. Esfuerzos actuantes para el diseño de la soldadura del alma de la viga.	116
Figura 4-22. Ubicación de la soldadura a diseñar en el alma de la Viga IPE.	117
Figura 4-23. Tabla de Tamaño mínimo de soldadura de filete.	117
Figura 4-24. Tamaño de las soldaduras para la Viga IPE.	118
Figura 5-1. Presupuesto.	124
Figura 5-2. Diagrama de Flechas del Proyecto.	130
Figura 6-1. Presupuesto del Proyecto: “Diseño Estructural De Un Edificio Multifamiliar En La Urb. San Borja Alta, Distrito De Wanchaq, Provincia Del Cusco”.	136
Figura 6-2. Presupuesto del proyecto: Diseño Y Análisis Estructural De Un Edificio Multifamiliar De Seis Niveles, Distrito San Jerónimo, Provincia Y Departamento Del Cusco.	138
Figura 6-3. Presupuesto del proyecto: “Análisis Y Diseño Estructural Del Edificio Multifamiliar Ubicado En Apv. Faucaypampa Lote D2-9, Del Distrito De San Jerónimo, Provincia Y Departamento Del Cusco”.	141
Figura 6-4. Presupuesto de proyecto: “Edificio Multifamiliar Villa El Sol” Ubicado En Apv. Villa El Sol A-4 En El Distrito De San Sebastián, Provincia Y Departamento Del Cusco”.	144
Figura 6-5. Resumen de presupuesto de Proyecto Edificio Multifamiliar Villa El Sol.	144
Figura 7-1. Perfil W8x48, utilizado para columnas.	148
Figura 7-2. Perfil W8x18, utilizado para vigas.	148
Figura 7-3. Planta de la estructura analizada.	148
Figura 7-4. Vista isométrica de la estructura analizada	149
Figura 7-5 Asignación de cargas distribuidas uniformemente en las losas.	149
Figura 7-6. Asignación de cargas lineales sobre vigas.	150
Figura 7-7. Vista isométrica de la estructura.	150

Figura 7-8. Esfuerzos axiales según CYPE 3D.	151
Figura 7-9. Diagrama de esfuerzos cortantes en la columna según CYPE 3D.	151
Figura 7-10. Esfuerzo cortante para la viga de 5m.	152
Figura 7-11 Diagrama de momentos flectores para columnas.	152
Figura 7-12. Momento flector para la viga de 5m.	153
Figura 7-13 Flecha máxima producida por la carga viva.	153
Figura 7-14. Desplazamientos laterales de nudos superiores.	154
Figura 7-15 Coeficiente de aprovechamiento del perfil para la columna.	154
Figura 7-16 Coeficiente de aprovechamiento de resistencia para la viga W8x18.	155
Figura 7-17. Vista isométrica de la estructura.	155
Figura 7-18 Vista isométrica de los esfuerzos axiales.	156
Figura 7-19 Diagrama de esfuerzos axiales para la columna.	156
Figura 7-20. Diagrama de esfuerzos de corte en vigas y columnas.	157
Figura 7-21 Cuadro de esfuerzos cortantes para la columna según SAP2000.	157
Figura 7-22. Esfuerzo cortante para la viga de 5m	157
Figura 7-23. Diagrama de momento flector en vigas y columnas.	158
Figura 7-24. Diagrama de momentos flectores para columnas.	158
Figura 7-25. Momento flector para la viga de 5m.	158
Figura 7-26. Flecha máxima producida por la carga viva.	159
Figura 7-27. Desplazamientos laterales de nudos superiores.	160
Figura 7-28. Coeficiente de aprovechamiento de los perfiles.	160
Figura 8-1. Carga vertical en la columna B5 primer nivel.	163
Figura 8-2. Cortante en la columna B5 primer nivel.	163
Figura 8-3. Momento resultante en la columna B5.	163
Figura 8-4. Esfuerzo cortante en la viga B-E en el eje 5.	163
Figura 8-5. Momento resultante que actúa sobre el perfil IPE 300, en la viga B-E primer nivel eje 5.	164
Figura 8-6. Desplazamiento de las esquinas en los nudos de la estructura.	164
Figura 8-7. Tabla para la distorsión del entrepiso.	165
Figura 8-8. Comparativo de Precio por m ²	167
Figura 8-9. Comparativo de tiempo de ejecución.	168

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Tabla de Modulo de Elasticidad	19
Tabla 2.2. Acero Estructural Modernos	21
Tabla 3.1. Valores de Dimensionamiento en vigas metálicas	38
Tabla 3.2. Resistencia del conector en toneladas.....	44
Tabla 3.3. Peso de los elementos estructurales	46
Tabla 3.4. Metrado de carga muerta y viva en viga.....	49
Tabla 3.5. Cargas por ancho de influencia en la Viga 5	50
Tabla 3.6. Tabla resumen de irregularidades en altura	59
Tabla 3.7. Tabla de resumen de irregularidades en planta	59
Tabla 3.8. Parámetros sísmicos de suelo y uso	59
Tabla 4.1. Combinaciones con la numeración AISC.	76
Tabla 4.2. Factores de reducción de la capacidad de Carga.....	77
Tabla 4.3. Características de los tipos de Acero mencionados.	79
Tabla 4.4. Tipo de Edificación según tipo de suelo.....	93
Tabla 4.5. Números de puntos de Investigación	94
Tabla 4.6. Resumen de resultados del ensayo de suelos.....	96
Tabla 4.7. Resumen de resultados del ensayo de suelos.....	96
Tabla 4.8. Cálculo del asentamiento de la zapata B6.....	103
Tabla 4.9. Cálculo de asentamiento de la columna B7.....	106
Tabla 5.1. Resumen de metrados.....	119
Tabla 5.2. Relación de Gasto Generales	128
Tabla 5.3. Identificación de actividades y sus predecesoras.....	130
Tabla 6.1. Ventajas y desventajas del concreto.	132
Tabla 6.2. Ventajas y desventajas del acero estructural.....	133
Tabla 6.3. Comparativo de sistemas estructurales entre acero y concreto	133
Tabla 6.4. Resumen de Costo Estructural de Proyectos de Edificación de concreto armado.	145
Tabla 6.5. Resumen de costo y tiempo de la estructura de acero del Edificio Comercial.....	146
Tabla 6.6. Comparativo de costos entre estructuras de acero y concreto.....	146
Tabla 6.7. Comparativo de Tiempo de programación de ejecución de obra.....	146
Tabla 7.1. Cuadro de resumen de los resultados del análisis estructural entre el CYPE 3D y SAP2000.	161
Tabla 8.1. Desplazamiento en las 4 esquinas de la estructura.....	165
Tabla 8.2. Desplazamientos Relativos de Entre pisos.....	165

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS	173
ANEXO 2. PANEL FOTOGRÁFICO DE ESTUDIO DE SUELOS	204
ANEXO 3. COTIZACIÓN DE PERFILES DE ACERO	210
ANEXO 4. DISEÑO DE ZAPATAS Y VIGAS DE CONEXIÓN	213
ANEXO 5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS PERFILES DE ACERO.....	217
ANEXO 6. TABLA SALARIAL	222
ANEXO 7. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS	224
ANEXO 8. PRECIOS Y CANTIDADES DE RECURSOS REQUERIDOS.....	248
ANEXO 9. PLANILLA DE METRADOS.....	250
ANEXO 10. PROGRAMACIÓN DEL PROYECTO	276
ANEXO 11. PLANOS DEL PROYECTO	278

INFORMACIÓN GENERAL DE LA PRESENTE TESIS

GENERALIDADES

Título.

“DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO COMERCIAL MANUEL PRADO UTILIZANDO EL CYPE 3D”

Área de Trabajo.

El trabajo se realizará en la línea de Estructuras.

Autores.

CRUZ SERRANO, Edward

HANCCO PUMA, Dany Daniel

E-mails:

edw.cruz25@gmail.com

danyelhancco@gmail.com

Numero de Celular/Número Fijo:

984418168

967761022

Institución.

Universidad Nacional De San Antonio Abad Del Cusco

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil

Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

Localización.

REGIÓN: CUSCO

PROVINCIA: CUSCO

DISTRITO: CUSCO

CAPITULO I

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.

Actualmente en la ciudad del cusco no se construyen edificaciones de acero con mucha notoriedad, debido al escaso conocimiento del uso de este tipo de material, desaprovechando las bondades del acero como elemento estructural, desperdiciando los beneficios que este traería en el desarrollo de la ingeniería en nuestra región.

Cusco es una ciudad que presenta un crecimiento poblacional acelerado, por tal motivo se hace necesaria la construcción de obras civiles con la finalidad de satisfacer la demanda de viviendas, edificios comerciales, hospitales, etc. En la actualidad, el material más usado es el concreto armado (por las diversas aplicaciones del mismo), pero este material presenta algunos inconvenientes, específicamente en cuanto al costo, tiempo de ejecución, por tal motivo es necesario pensar en la utilización de otros materiales estructurales, como el acero, que permitan procesos constructivos acelerados sin los inconvenientes del concreto.

Finalmente, nuestro país, la norma E-90 (Estructuras metálicas) del RNE, no otorga la información necesaria para el diseño de estructuras de acero teniéndose que recurrir a normas extranjeras, como las normas internacionales del AISC.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

¿Es posible utilizar convenientemente los perfiles de acero laminado existentes en el mercado peruano, como material estructural para la construcción de edificaciones en la ciudad del Cusco, cumpliendo las exigencias de la normatividad peruana y lograr reducir los tiempos de ejecución de obra y los costos de construcción, a condiciones aceptables en el mercado local?

1.2.1. Problemas Específicos.

- 1) ¿Serán suficientes los requerimientos estructurales del RNE y las especificaciones AISC para la realización del análisis estructural del edificio comercial propuesto?
- 2) ¿Es posible Proporcionar, mediante un análisis estructural adecuado, un diseño sismorresistente que aporte seguridad y buen funcionamiento a la edificación propuesta?

- 3) ¿Será suficiente el uso del Software CYPE-3D en el diseño estructural en acero del edificio comercial Manuel Prado, de la ciudad del Cusco?
- 4) ¿Es comparativamente más económico y demanda menor tiempo de ejecución del edificio de estructura de acero propuesto, con relación a un edificio convencional de Concreto Armado?

1.3. JUSTIFICACIÓN.

Con el transcurrir del tiempo los materiales y las técnicas constructivas mejoran, por lo que se hace posible la introducción del acero como material estructural en el campo de la ingeniería de nuestra región, para satisfacer las exigencias de los actuales proyectos arquitectónicos.

El presente trabajo se justifica porque permite demostrar las bondades del acero como material estructural en la construcción en edificaciones, ya que gracias a este material podemos salvar algunas limitaciones que presenta el concreto armado, como son procesos acelerados de construcción, reducir volúmenes de material, reducir el peso de la estructura que redundan en un comportamiento antisísmico.

También permite mostrar la utilidad del CYPE 3D como software adecuado para el análisis y diseño de estructuras de acero.

También justifica este trabajo, el hecho que el resultado de esta investigación se usará como fuente bibliográfica en el campo de las estructuras de acero para la formación de estudiantes de nuestra escuela profesional de Ingeniería Civil, e información a nuestros profesionales.

1.4. LIMITACIONES DEL TRABAJO

- Ya que la norma E-090 sobre estructuras metálicas, no precisa cual es el prototipo de los estándares de diseño, se usará precisiones que permite diseñar por factores de carga y resistencia, para la edificación de acero.
- La presente tesis considera únicamente el diseño de las estructuras de un edificio (Edificio Comercial Manuel Prado ubicada en el distrito Cusco – departamento de Cusco), no de otro tipo de estructuras; mostrando el uso del software CYPE 3D como herramienta de diseño para estructuras de acero.

1.5. OBJETIVOS DEL TRABAJO

1.5.1. General.

- Determinar si los perfiles de acero laminado existentes en el mercado peruano pueden ser utilizados como material estructural para la construcción de edificaciones en la ciudad del Cusco, cumpliendo las exigencias de la normatividad peruana y logrando reducir los tiempos de ejecución de obra y a costos aceptables en el mercado local.

1.5.2. Específicos.

- 1) Conocer y aplicar los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones y las especificaciones AISC, en la realización del análisis estructural del edificio comercial propuesto.
- 2) Proporcionar mediante un análisis estructural adecuado un diseño que aporte seguridad y buen funcionamiento a la edificación propuesta.
- 3) Aplicar el programa CYPE 3D en el diseño estructural en acero del edificio comercial Manuel prado ubicado en la ciudad del Cusco.
- 4) Elaborar el análisis de costos y su programación de construcción, del edificio comercial Manuel Prado, de siete niveles, empleando el acero como material estructural.

1.6. HIPÓTESIS

1.6.1. Hipótesis General

- Los perfiles de acero laminado existentes en el mercado peruano pueden ser usados como elementos estructurales en la construcción de edificaciones en la ciudad del Cusco, logrando reducir los tiempos de ejecución de obra a costos aceptables en el mercado local.

1.6.2. Hipótesis Específica

- 1) Los requerimientos estructurales del RNE, complementadas con las especificaciones del AISC, son suficientes para la realización del análisis estructural del edificio comercial Propuesto.

- 2) Si es posible proporcionar, mediante un análisis estructural adecuado, un diseño sismorresistente que aporte seguridad y buenos funcionamientos a la edificación propuesta.
- 3) El uso del Software CYPE 3D, es útil para el diseño estructural de los pórticos de una estructura de acero, arrojando resultados similares a otros programas de cálculo.
- 4) El edificio Propuesto, es comparativamente más económico y demanda menor tiempo de ejecución, que un edificio convencional de Concreto Armado.

1.7. METODOLOGÍA

1.7.1. Diseño Metodológico.

1.7.1.1. Alcance de la Investigación.

La investigación presentada guarda relación con “El enfoque cuantitativo”, ya que las variables fueron medidas numéricamente, lo que permitió identificar, planificar y controlar y optimizar recursos que fueron parte de la investigación, respecto al nivel de investigación fue descriptivo, ya que presenta una hipótesis exacta, la cual fue fundamentada en una serie de análisis matemáticos, asimismo permitió describir cada etapa de las ocurrencias que se fueron aplicados en los materiales que fueron elegidos como alternativa de uso, asimismo los parámetros fueron establecidos dependiendo de los beneficios que tenga, respecto al tipo fue explicativa, ya que se dieron a conocer dos casos enfocados y se desarrolló por qué y cómo de un fenómeno, estos fueron la influencia y la rentabilidad que se consideró en el diseño del edificio comercial de siete niveles, respecto al corte fue correlacional, ya que se determinó hallar la relación entre las variables.

La información recolectada de la presente investigación fue analizada mediante datos numéricos y representados a través de tablas, cuadros y figuras.

Al elegir el diseño no experimental, las variables de estudio no fueron manipuladas, solo fueron descritas y analizadas, asimismo se analizó la incidencia y la interrelación esto fue en un solo momento, es decir la recolección de datos fue en una sola ocasión, lo que responde al corte transversal.

1.7.1.2. *Diseño de la Investigación*

- A modo de resumen se presenta una investigación de “Enfoque cuantitativo”.
- El nivel que le corresponde a la investigación fue “Descriptivo, explicativa y correlacional”.
- Respecto al diseño responde al no experimental de corte transversal.

En las subsiguientes líneas se da a conocer el desarrollo de la investigación y el contenido que va de la siguiente manera:

a) Primera Etapa: Selección de la ubicación y características de la edificación.

El lugar motivo de estudio, brindó las condiciones para que la presente se desarrolle de forma adecuada, la cual tuvo como tema principal lo siguiente: “La edificación comercial está ubicada en el distrito de Cusco – Cusco”. Dan a conocer la especificaciones que se requiere para la edificación, en caso de la presente es la edificación de un edificio comercial de siete niveles.

b) Segunda Etapa: Análisis Estructural mediante un modelamiento en el Software CYPE 3D 2019.

Se efectuará el modelamiento de la estructura del Edificio Comercial en el programa CYPE 3D 2019, para “Determinar los esfuerzos producidos en los elementos estructurales debido a las cargas estáticas y dinámicas”.

Se obtuvo los siguientes efectos: “Los desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso, esfuerzos internos y deflexiones”.

c) Tercera Etapa: Diseño de los elementos estructurales en acero.

Teniendo pleno conocimiento de la teoría sobre estructuras, se diseñan los elementos estructurales como los que se nombran a continuación: columnas, vigas, losa colaborante, conectores de corte, cimentación, arriostres excéntricos, pedestales, placas base de columna y soldaduras.

d) Cuarta Etapa: Elaboración del presupuesto y programación de obra.

Acabado con el análisis y diseño de los elementos, se obtienen los costos de los elementos estructurales para la elaboración del presupuesto de la edificación de acero.

A continuación, se determina, la duración que se requirió para la programación de la obra, esta fue con la intervención del MS Project, para ello fue preciso dar a

conocer el cronograma que se dio mediante la herramienta grafica con el diagrama de Gantt.

1.7.2. Técnicas de la Investigación.

Los procedimientos y/o herramientas empleadas para realizar el estudio del diseño de estructura en acero en la edificación Manuel Prado; son los softwares como: CYPE 3D, S10, AutoCAD, MS Project, MS Office.

El software CYPE 3D, fue utilizada para darle firmeza a la edificación por gravedad y antisísmica, asimismo a modo de complementación se hizo uso del software S10, que se utilizó para efectuar el presupuesto de la estructura en acero y el software AutoCAD, como una herramienta para el dibujo de los elementos estructurales conformantes de la edificación.

MS Office, en Excel como hoja de cálculo para realizar la hoja de metrados de la estructura de la edificación.

El software Project, se empleó para determinar el tiempo de ejecución mediante una programación de obra.

1.7.3. Instrumentos de la Investigación.

Se tomará datos de investigaciones secundarias, para poder aplicarlos en el estudio del diseño estructural en acero como:

- Del estudio de suelos que fue realizado en el Laboratorio de Suelos-del Grupo Ayar Sac: Investigación que fue ejecutada para medir el nivel de la vulnerabilidad a nivel físico ante la ocurrencia de un sismo de gran escala. De este estudio se concluye que la zona del proyecto de tesis está asentada sobre un suelo tipo S2 y posee una capacidad portante de 2.34 kg/cm², con estos parámetros se procedió a realizar el análisis estructural de la edificación de acero.

- Se utilizó las Normas Técnicas Peruanas, como:
 - (RNE, 2018) – E 0.20 Cargas
 - (RNE, 2018) – E 0.30 Diseño Sismorresistente
 - (RNE, 2018) – E 0.50 Suelos y Cimentaciones
 - (RNE, 2018) – E 0.60 Concreto Armado
 - (RNE, 2018) – E 0.90 Estructuras Metálicas

- Fue necesario la utilización de normas americanas como es AISC (American Institute of Steel Construction-Instituto Americano de Construcción en Acero); el AISC 360-16 Especificación para construcciones de acero.
- Con la finalidad de diseñar estructuras en acero, se tuvo a bien utilizar el método LFRD (Load and Resistance factor design-Diseño con factores de carga y resistencia), para ello se utilizó el libro “Diseño de Estructuras de Acero”, 5a edición cuyos autores son Jack C. McCormac. Y Stephen F. Csernak.
- Para la formulación de costos, se empleó como referencia el libro de la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) “Costos y Presupuestos en Edificación”.

1.7.4. Procesamiento De Datos.

Para darle sustento a la información se recurrió a la recolecta de trabajos en gabinete, diseño, tablas, gráficos y cuadros, que se detalla a continuación:

- Se proporcionó un diseño cuya estructura permitió analizarlo por gravedad y sismo en el sistema estructural.
- Dan a conocer maquetas que permite reconocer los desplazamientos laterales.
- A través de ilustraciones, se da a conocer los esfuerzos a nivel interno como la fuerza axial, momento flector y fuerza cortante.
- Se da a conocer diseños que permiten ver componentes de estructura, tales como las columnas, vigas, uniones y cimentación.
- Se proporcionan cuadros de metrados para la elaboración del Presupuesto, así como su respectivo Análisis de Costos Unitarios.
- Se usó diagramas de barras, para dar muestra sobre la programación de obra, determinando la duración en la que se ejecutó la edificación.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Mendoza (2007) Presentó un estudio sobre, edificación de la estructura en hierro, de una que coadyuva al progreso de la industria, para una escuela de Ingeniería, en México. La presente tuvo como conclusiones lo siguiente:

- a) La competitividad en el mercado del área de construcción hace que los profesionales tengan que adquirir nuevos conocimientos sobre el tema, estos deben de ser innovadores, asimismo que desarrolle habilidades y se puedan poner en práctica.
- b) El área de servicio de construcción, en la actualidad se encuentra en un nivel de competencia considerable, para ello es importante innovar, ajustarse al interés de los clientes, por tanto es necesario investigar y generar mayores habilidades y conocimientos sobre el tema.
- c) Se considera la presente como una prototipo para los estudiantes de Ingeniería Civil para que puedan ejecutar proyectos de análisis y diseño estructural en acero, que lo puedan poner en práctica en su vida profesional, adquirir experiencia al respecto y mejorar el programa sobre diseño estructural y el dibujo de planos.

Chapula (2014) Dieron a conocer la investigación que guarda relación con una suerte de tutorial sobre la edificación de metal de los estudiantes de ingeniería de una Universidad de México. Se llegaron a las subsiguientes consumaciones:

- a) Respecto al método de fabricación de los perfiles de acero, tiene un control y mecanismo específico respecto a sus componentes físicos, los cuales no varían entre una pieza a otra, asimismo existe una mezcla de los elementos que tienen componentes como el carbono, hierro, fósforo, azufre, níquel, cromo, etc. Los cuales tienen una combinación precisa y exacta científica, estas fórmulas fueron perfeccionadas luego de ensayos.
- b) Luego de realizar una mezcla precisa, se obtiene un material homogéneo, donde sus propiedades son determinadas con exactitud, la distribución de esfuerzo en una viga de acero es determinada de forma homogénea, lo cual se determina con un análisis estructural. El módulo de elasticidad, es constante y reconocida, esta abarca la tensión y la comprensión, los cuales se dan dentro de los límites de trabajo.

- c) Permite desarrollar en los estudiantes conocimientos y habilidad en el campo de las estructuras metálicas, incrementando el potencial de los profesionales y les asocia directamente con la fuerza productiva.
- d) Por último, los estudiantes y docentes deben de participar en charlas o cursos que se enfoquen en necesidades de infraestructura de localidades de la región Cusco y del país entero, con esa acción se involucrará a estudiantes en proyectos de ingeniería desde su planeación, diseño, presupuestación, construcción y puesta en servicio.

Corzo Soldevilla & Saldaña Galvez, (2017) Realizó la siguiente investigación: que tiene que ver con la similitud entre estructuras de hierro y de concreto armada para emitir el diseño más rentable de viviendas pre fabricado. Cuyas conclusiones fueron las subsiguientes:

- a) Propone el diseño con estructuras metálicas, por ser más ventajoso con respecto a los costos y tiempo de construcción.
- b) En comparación con respecto al comportamiento estructural de la edificación, se crea un mecanismo donde el desplazamiento y la distorsión que permiten el adecuado desempeño del acero, es amigable con el medio ambiente, puesto que el acero se puede reciclar, lo que no ocurre con el concreto que no recupera sus componentes que presentaba al inicio con respecto a la edificación metálica.

2.2. BASES HISTÓRICA

2.2.1. Reseña Histórica.

La Antigua Grecia fue el primer escenario donde se utilizó el fierro en las construcciones, los cuales fueron encontrados en templos donde se utilizaron vigas de hierro forjado; seguidamente también se halló que el hierro en naves laterales de catedrales en la Edad Media.

En el siglo XVIII: El hierro se convierte en parte fundamental de las estructuras de construcción, dando una revolución significativa al rubro de la construcción, en Inglaterra en los años de 1706 se comenzaron con las columnas que permitieron la edificación de la Cámara de Comunes de Londres.

Los primeros puentes de acero se hicieron de hierro fundido, la mayor parte tiene estructuras no definidas claramente, basados de la herencia de los de piedra y madera.

En 1773 que en Inglaterra, se comenzó la edificación del puente Iron Brigde hierro fundido. Dicho puente fue el prototipo que marcó el inicio de una nueva etapa en la construcción de puentes, que estuvo en auge en el siglo XIX.

En el siglo XIX: El hierro es usado en el puente de las Artes, el cuales está ubicado en Paris, cubriendo las sendas del rio Sena, presenta una longitud de 155 metros, tiene una acceso solo peatonal, fue edificado entre 1801 y 1804, históricamente es el primer puente de metal de la capital francesa.

El uso del hierro genera se convierte en un tipo de génesis de la nueva arquitectura, la cual se convierte en el principal material de la construcción durante la Revolución Industrial, cuyo auge se hizo con la producción estandarizada de piezas. En 1836 se comenzó a utilizar el perfil de T doble, que fue reemplazando a la madera y fue la causa principal para la revolución de la industria en el campo de la construcción, asimismo permite la creación de la fabricación de piezas en serie.

Durante la revolución industrial se dieron a conocer obras como: “El palacio de Cristal, construido en 1851 en Londres cuyo autor fue Joseph Paxton, el cual fue de Exposición Universal; esta es considerada como un hito en el rubro de la construcción, puesto que estableció prototipos que permiten resolver estructuralmente los procedimientos de una prefabricación en el blindado y despojado, estableciendo una combinación innovadora que permite el nexo entre los canales técnicos y los fines expresivos del edificio, asimismo agrega el uso del vidrio que se ponía como badana primordial de las fachadas.

En 1889 en la exposición de Paris, el Ingeniero Duter da a conocer el diseño de Calarie des Machine, el cual es un edificio que da a conocer ventajas plásticas del metal, puesto que estas tienen una estructura más ligera y mínima permitiendo alcanzar grandes luces y una transparencia única.

Una de las obras maestras que hoy en día sigue deslumbrando a la unidad es la famosa Torre Eiffel, ubicada en Paris – Francia, ejecutada íntegramente por hierro, renovando y modificando la arquitectura desde el siglo XX.

En el siglo XX: En 1931 se realizó una de las construcciones en acero más representativas ubicada en la Ciudad de New York, el cual tiene una altura de 381 metros, cuya denominación es “Empire State Building en EEUU”.

En el siglo XXI: El acero se emplea de forma más frecuente en países desarrollados como EEUU, Francia Italia, China, Japón y otros.

En Sudamérica una de las construcciones más altas es la gran torre Santiago, construida en el 2014, tiene una altura de 300 metros y está ubicado de Santiago de Chile.

En Perú, se encuentra el puente denominado “infiernillo”, es el más famosa del Ferrocarril Central, ubicado a 3300 msnm, recubre el Rio Rímac en la carretera central cuya construcción fue en 1908.

En nuestro país el uso del acero en las edificaciones se dio a comienzos del Siglo XX, y fue después de la segunda Guerra Mundial que hubo abundancia del material.

La presencia del acero como elemento estructural se vio en el Edificio Javier Alzamora Valdez, que se considera como una de las edificaciones contemporáneos más representativos de Lima que fue construida entre 1953 y 1956, asimismo se tuvo la anterior sede del Ministerio de Educación que llamó la atención por su diseño curvo y por ser uno de los primeros rascacielos de la ciudad, ya que tiene 86 metros de altura, en la actualidad es utilizado por la Corte Superior de Justicia de Lima. Dicha edificación fue diseñada por el arquitecto Enrique Seoane, es reconocida como una de las obras publicas más importantes del gobierno de Manuel Odria, según la Guía de Arquitectura y Paisaje de Lima y el Callao. La parte curva del edificio está constituido por 21 pisos, acompañado por dos torres laterales de 12 niveles, para efectuar la construcción se utilizó concreto y acero.

La parte central del edificio está estructurado con acero, este ha sido traído de la fábrica Mann de Alemania, tiene una fachada revestida con material cerámico y cristal, los cuales fueron utilizados por primera vez en nuestro país, para la construcción invirtió un total de 94 millones de soles.



Figura 2-1. Edificio Javier Alzamora Valdez
Fuente: Fabio Rodríguez (2015).

En Perú, se edificaron obras en centros comerciales, supermercados, universidades, colegios, entidades públicas, etc. Cuya estructura es netamente en acero, no obstante este diseño aún no está aplicado con mucha frecuencia en viviendas multifamiliares y edificios administrativos.

En la actualidad la implementación de acero en las edificaciones se asocia a características particulares como el diseño, la distribución de iluminación, por la altura de entresijos, etc. También son implementados en estructuras deportivas como los estadios o plantas industriales.

2.3. MARCO CONCEPTUAL

2.3.1. Acero Estructural

2.3.1.1. Definición:

Navarrete Bautista (2003) Da a conocer que la combinación de hierro y carbono en cantidades menores generan el acero: En general se encuentra en valores menores al 1% y menores a estos se encuentran otros elementos, considerándose un material estructural más importante, puesto que se cree que tiene mayor resistencia en comparación con otros.

Según (Hernandez de la Cruz, 2008) afirma que: El acero es producto de la refinación del hierro y otros metales de desecho, con elementos que permiten su aleación apropiada como el coque que es destinado para el carbono y oxígeno, todo requiere un proceso en hornos con alta temperatura, el primer producto que sabe de este proceso se llama arrabio.

Asimismo, el autor agrega que:

Para lograr las características deseadas de resistencia, ductilidad, soldabilidad y resistencia a la corrosión, el arrabio se refina aún más para eliminar el exceso de carbono y otras impurezas, y/o se combina (aleación) con otros metales como cobalto, níquel, cobre, latón, manganeso, molibdeno, fósforo, rebanada, azul, titanio y vanadio. (Hernandez de la Cruz, 2008, p. 2).

Asimismo, el autor agrega que los lingotes de aceros son producto de un proceso que se detalla a continuación:

Indica que los lingotes de hierro producidos por procedimientos como este se transita entre varillas avanzando a una velocidad homogénea y en sentido contrario con el fin de producir un producto casi terminado, con formas geográficas, conocido como barra. Seguidamente de este proceso, el producto se envía a laminadoras adicionales con el fin de conseguir el producto final. Además de crear el perfil deseado, el proceso de laminación tiende a mejorar la durabilidad, resistencia y durabilidad del material. Los perfiles estructurales se incorporan a

estos topos de laminación y se entregan a los fabricantes de alambre en los depósitos en respuesta a las solicitudes. (Hernandez de la Cruz, 2008, p. 2)

El módulo de elasticidad (E_s) es considerado como una propiedad fundamental del acero estructural, respectivamente tiene un grado de independencia de la resistencia de fluencia, además este guarda relación con las siguientes medidas, 1968400kg/cm² a 2109000kg/cm², asimismo la densidad del acero estructural es de 7.85 ton/m³.

2.3.2. Ventajas y desventajas del acero.

McCormanc & Csernak, (2012) describe las siguientes ventajas y desventajas del acero estructural.

2.3.2.1. Ventajas del acero como material estructural.

Según (McCormanc & Csernak, 2012) afirma “Teniendo en cuenta su gran resistencia, peso ligero, facilidad de fabricación y otras propiedades prácticas, la supuesta perfección de este metal, que puede convertirlo en el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable.” (p. 34). Estas entre otras ventajas fueron analizadas a detalle en los subsiguientes párrafos.

- **Alta Resistencia:** Según McCormanc y Csernak (2012) señala que la alta resistencia del acero por unidad de peso tiene un efecto inverso, es decir el peso de las estructuras será bajo, lo que tiene relevancia en edificaciones que tienen deficiencia en el cimiento.
- **Uniformidad:** McCormanc y Csernak (2012) refieren que los componentes del acero tienen una ventaja sobre las estructuras de concreto reforzado, puesto que estas no cambian con el tiempo y son más resistentes.
- **Elasticidad:** El mismo autor, refiere que el acero corrobora el supuesto que diseña otros materiales que prosigue la ley de Hooke, que esfuerzos considerables, asimismo existe momento de inercia que se puede calcular con precisión. Siempre en cuando los bienes emanados en la distribución de concreto reforzados sean comparativamente neutros.
- **Durabilidad:** Para McCormanc y Csernak (2012) Se requiere que las estructuras de acero tengan un buen mantenimiento con ello se asegura que la duración sea indefinida, sin embargo, en la actualidad existen estudios que refieren que algunos químicos y pinturas hacen que el mantenimiento del acero no sea frecuente y aun así perdure más que los demás materiales.

- **Ductilidad:** McCormanc y Csernak (2012) Señalan que la ductilidad es el material que resiste deformaciones sin deteriorarse así se tenga una tensión prolongada, sin embargo cuando esta carece de carbono, se reduce considerablemente la sección transversal. Asimismo se presenta un alargamiento en el punto de falla, momento antes de que se presente la grieta, en caso de que el material no tenga esa propiedad será duro y frágil, este se puede romper con facilidad.

En caso se presente cargas normales estas detienen concentración de altos esfuerzos en diversos puntos, el componente blando de la edificación de hierro da paso a flujo local en estos puntos, se evita las abortas precoces, existe una ventaja más de las distribuciones blandos, esta es que al sobre cargadas se evidencia la incidencia de falla, conocida coloquialmente como “Cuenta regresiva”. (McCormanc & Csernak, 2012, p. 2)

- **Tenacidad:** Según los autores antes mencionados, los aceros estructurales tienen una resistencia y ductilidad considerable, una biga de acero que presenta imperfecciones aún puede resistir fuerzas mayores. Esta se considera como una peculiaridad fundamental ya que considera a los elementos de hierro logran ser maleables y cambiar de forma y montaje, sin quebrarse, y que se pueda doblar con facilidad, asimismo permita martillarlos, cortarlos, taladrarlos sin dañarlos, dicha capacidad que tienen algunos materiales para absorber energía en cantidades considerable se les llama tenacidad.
- **Ampliaciones de estructuras existentes:** McCormanc y Csernak (2012) Las estructuras de acero permite adaptarse a otras bigas, se puede adicionar nuevas crujías o alas enteras a edificaciones de acero y los puentes se pueden ampliar.
- **Propiedades diversas**

A continuación se presentan otras ventajas que presenta el acero estructural:

- a) Gracias a las soldadura se puede realizar conexiones, asimismo esto se puede hacer con tornillos y remaches.
- b) Se pueden prefabricar los elementos.
- c) Se monta rápido y fácil.
- d) Se puede laminar en diferentes formas y tamaños
- e) Es resistente
- f) Se puede reutilizar
- g) El material se puede vender como chatarra, por kilos, este puede reutilizar para otros fines.

2.3.2.2. *Desventajas del acero como material estructural.*

Según (McCormanc & Csernak, 2012) afirma, que el acero presenta diferentes desventajas que se muestran a continuación:

- **Corrosión:** McCorman y Csernak (2012) El acero se puede corroer con facilidad si este se expone al viento y agua, para evitarlo se debe de pintar con frecuencia, por otra parte existe aceros que son intemperizados para ciertas aplicaciones.

Respecto al uso del acero intemperizado este puede ser muy beneficioso para algunas construcciones ya que no se corroen con facilidad, este mismo no es útil para otros casos, respecto a la corrosión esta puede afectar significativamente a la edificación, convirtiéndose así en un verdadero problema. Por ejemplo, “Las fallas por corrosión-fatiga ocurren en cuanto los componentes del acero sean expuestos a esfuerzos cíclicos y contextos corrosivos. La resistencia a la fatiga de los miembros de acero se reducen al exponerlos a ambientes químicos agresivos y a cargas cíclicas” (McCormanc & Csernak, 2012, p. 3).

“El lector debe observar que se dispone de aceros en los cuales se usa el cobre como un componente anticorrosivo. Generalmente, el cobre se absorbe durante el proceso de fabricación del acero” (McCormanc & Csernak, 2012, p. 3).

- **Costo de la protección contra el fuego:** A pesar que los elementos que constituyen la estructura del acero, son incombustibles, sus resistencias reducen cuando son expuestas a altas temperaturas, se han visto casos donde ocurrieron incendios en edificaciones vacías, donde le inmueble es el material combustible, haciendo que los elementos que son parte del acero sin protección lleguen a transmitir calor de un lugar a otro siendo fácil de generar incendios. En síntesis, para cumplir con las normas de seguridad que tiene relación con las edificaciones, la distribución de hierro de una edificación tiene que ser seguro para ello se debe de contar con materiales específicas y debe ajustarse con un sistema de rociadores.
- **Susceptibilidad al pandeo:** Existe un peligro mayor de pandeo, cuando los miembros de comprensión son largos y delgados, generalmente en las estructuras: Se considera que el costo que se tiene en las columnas de acero resultan ser más económicas con relación a la resistencia que tiene a su peso, sin embargo en ocasiones se hace requerimiento de acero adicional para que no se pandeen, por ello se reduce la economía.
- **Fatiga:** Una particularidad desfavorable del hierro es que la durabilidad que tiene puede verse afectada si se expone a cambios en la dirección de la fuerza que se aplica o, alternativamente, a un gran número de cambios en la magnitud de la fuerza que se aplica.

“Las resistencias estimadas de tales miembros se reducen en la práctica actual si se sabe que estarán sujetos a un mayor número de límites de ciclo de esfuerzo variable”. (McCormanc & Csernak, 2012, p. 4)

- **Fractura frágil:** “Bajo algunas circunstancias, el hierro puede perder su ductilidad y puede ocurrir una fractura donde ha habido una concentración de esfuerzo. Cargas que provocan fatiga y temperaturas extremadamente bajas empeoran la situación” (McCormanc & Csernak, 2012, p. 4).

2.3.3. Propiedades Mecánicas del Acero.

Según (McCormanc & Csernak, 2012) Se dice que el llamado límite de proporcionalidad, o el punto más alto en la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación, es el mayor esfuerzo para el cual se aplica la ley de Hooke. El límite elástico es la fuerza máxima que un material puede soportar sin deformarlo permanentemente. En realidad, este valor se mide con muy poca frecuencia y representa el límite de proporcionalidad para la mayoría de los materiales de ingeniería, incluido el acero estructural. Por esta razón, en ocasiones se utiliza el término "límite elástico de proporcionalidad". Esfuerzo de fluencia es el nombre que se le da al esfuerzo en el cual hay un aumento repentino ya sea de alargamiento o deformación sin un aumento igual en el esfuerzo. (McCormanc & Csernak, 2012).

Dado que los métodos para diseñar electromagnéticamente se basan en estos valores, el punto de flujo es probablemente la propiedad más importante del hierro para el diseñador del proyecto (con la excepción de los miembros sujetos a compresión, donde el pandeo puede ser una consideración). Los esfuerzos permitidos utilizados en estos métodos a menudo se calculan como un porcentaje del límite de flujo (%). Por encima de ese límite, hay una región donde hay un aumento notable en la deformación sin un aumento en el esfuerzo. La deformación que ocurre antes del punto de flujo se denomina deformación elástica; la deformación que ocurre más allá del punto de flujo, sin un aumento en el esfuerzo, se conoce como deformación plástica. El valor total de este último es a menudo de 10 a 15 veces la cantidad total de deformación cinética. (McCormanc & Csernak, 2012)

Podría parecer que el flujo del hierro, sin un esfuerzo adicional, sería una desventaja, pero en realidad, esta propiedad se considera bastante útil. Con frecuencia realiza el gran servicio de prevenir errores causados por omisiones o defectos de diseño.

Puede ser posible que una porción de la estructura de hierro fundido alcance el punto de flujo, en cuyo caso esa porción de la estructura cedería localmente sin mayor esfuerzo, previniendo una falla prematura.

Esta ductilidad permite que los esfuerzos de la estructura de acero puedan reajustarse. Otro modo de describir este fenómeno es diciendo que los muy altos esfuerzos causados durante la fabricación, montaje o carga, tenderán a uniformarse y compensarse por sí mismos. También debe decirse que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y choques súbitos. Si no tuviera esa capacidad, podría romperse bruscamente, como sucede con el vidrio y otras sustancias semejantes (McCormanc & Csernak, 2012).

Después de una deformación plástica, existe una región conocida como endurecimiento por deformación cuando se necesita un esfuerzo adicional para producir una deformación adicional. Para el diseñador actual, esta sección del diagrama no es particularmente importante. En la figura 2-2 se puede ver un conocido diagrama esfuerzo-deformación para acero estructural. Debido a la importante deformación que se produce antes de la caída, sólo se ve la parte inicial de la curva.

Las deformaciones totales en caída de ases azucaradas son entre 150 y 200 veces mayores que las deformaciones elásticas. En realidad, la curva alcanza su máximo esfuerzo y luego comienza a declinar justo antes de colapsar. Justo antes de que se rompa el miembro, hay una marcada reducción en la sección transversal del miembro (también conocida como restricción del elemento). (McCormanc & Csernak, 2012, p. 15).

En la Figura 2-2, se muestra un ejemplo del tipo de línea interrumpida, indicando el límite superior de fluidez. La forma de deformación por esfuerzo de esta curva resulta de aplicar peso rápidamente al acero estructural laminado, mientras que el peso aplicado lentamente corresponde al límite de flujo inferior. (McCormanc & Csernak, 2012).

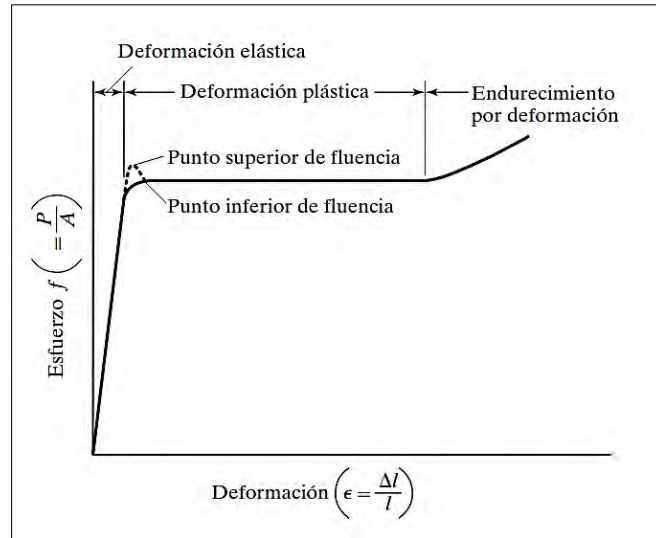


Figura 2-2. **Diagrama de Esfuerzo - Deformación para el acero**
 Fuente: Diseño de estructuras de acero-McCormac/Csernak.

En caso que las propiedades de las estructuras no hayan sido sometida a esfuerzo, pero que todavía está cerca de su punto de flujo, es que recuperará su longitud original cuando se elimine la carga. Solo se habría recuperado una parte de su dimensión original si se hubiera llevado más allá de este punto. Este conocimiento hace posible probar una estructura existente mediante la medición de carga, descarga y deflexión. Si la estructura no recupera sus dimensiones anteriores una vez que se ha retirado la carga, es probable que haya estado sujeta a esfuerzos mayores que su punto de flujo. (McCormac & Csernak, 2012, p. 16)

- **Módulo de Elasticidad:** El módulo de elasticidad de un material es la medida de su rigidez.

Tabla 2.1. Tabla de Modulo de Elasticidad

TABLA DE MODULO DE ELASTICIDAD	
MATERIAL	Valor Modulo de Elasticidad aproximado (kg/cm²)
Acero	E=2100000
Hierro de Fundición	E=1000000

Fuente: Leonilo Santiago Hernandez (2005) – Tesis: Diseño de armaduras para techos

2.3.4. Aceros Estructurales Modernos.

(McCormac & Csernak, 2012):

Muestra que las propiedades del hierro pueden alterarse en gran medida al variar la cantidad de carbono presente, así como al agregar otros elementos como sílice, niobio, manganeso y cobre. Un metal que contiene cantidades significativas de estos últimos elementos se conoce como metal aleado. Aunque tienen un impacto significativo en las propiedades del hierro, el carbono y otros elementos de aleación están presentes en cantidades muy pequeñas. El contenido de carbono en el hierro está frecuentemente entre el 0,2 y el 0,3% y casi siempre es inferior al 0,5% en peso. (p. 19)

La composición química del hierro tiene un impacto significativo en las propiedades del metal, incluida su soldabilidad, resistencia a la corrosión, resistencia a la fractura, etc. La adición de carbono al hierro aumenta su tenacidad y resistencia pero, al mismo tiempo, disminuye su ductilidad, al igual que lo hacen el pedernal y el azur (McCormanc & Csernak, 2012, p. 19).

El acero estructural generalmente se agrupa de acuerdo con varias clasificaciones de ASTM , incluido el acero estructural de uso general (A36), el acero estructural hecho de carbono (A529), el acero estructural hecho de alta resistencia y baja densidad (A441 y A572), el acero estructural acero hecho dealta resistencia, baja densidad y resistente

a la corrosión atmosférica (A242 y A588), y la placa de acero estructural que se templea y se devuelve (A514) (McCormanc & Csernak, 2012, p. 19).

Tabla 2.2. Acero Estructural Modernos

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia* Fy en kg/cm2	Resistencia especificada mínima a la tensión**Fu en kg/cm2
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	2530	4077-5624
A529	Al carbono	Perfiles, placas hasta 12.7mm (1/2")	Similar al A36	2952	4218-5975
A441	De alta resistencia y baja aleación	Placas y barras hasta 203 mm (8")	Similar al A36	2812 – 3515	4218 – 4921
A572	De poca aleación y muy buena resistencia	Placas, Perfiles y barras hasta 152 mm (6")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas.	2952 – 4569	4218 – 5624
A242	De poca aleación y muy buena resistencia, y persistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 101 mm (4")	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	2952 – 3515	4429 – 4921
A588	Muy buena resistencia, poca aleación y persistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y	2952 – 3515	4429 – 4921
A514	Templados y revenidos	Placas solo hasta 101 mm (4")	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductibilidad es importante	6327 – 7030	7030 – 9139

*Los valores Fy varían con el espesor y el grupo.
 **Los valores Fu varían con el grado y tipo.

Fuente: (Santiago Hernandez, 2005) – Tesis: Diseño de armaduras para techo.

– **Resistencia del Acero:**

Santiago (2005) Destaca la importancia de tener en cuenta la resistencia a fluir del material al diseñar con hierro. Los muchos grados de resistencia al flujo que están disponibles para el diseño, como se muestra en la Tabla 2.2. El valor mínimo garantizado por el productor de hierro es la resistencia al flujo, y se basa en promedios estadísticos y teniendo en cuenta el valor mínimo de flujo obtenido a través de una gran cantidad de pruebas. Así, el valor garantizado para el acero A-36 es $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, como se puede observar en la tabla 2.2. Producto de acero.

Los productos de acero nombrados a continuación fueron considerados por Arguelles (2005):

1.1.1.1. Perfiles laminados

Los productos que se calientan y laminan para su uso en estructuras de construcción se muestran en la figura 2-3 con un significado simbólico.

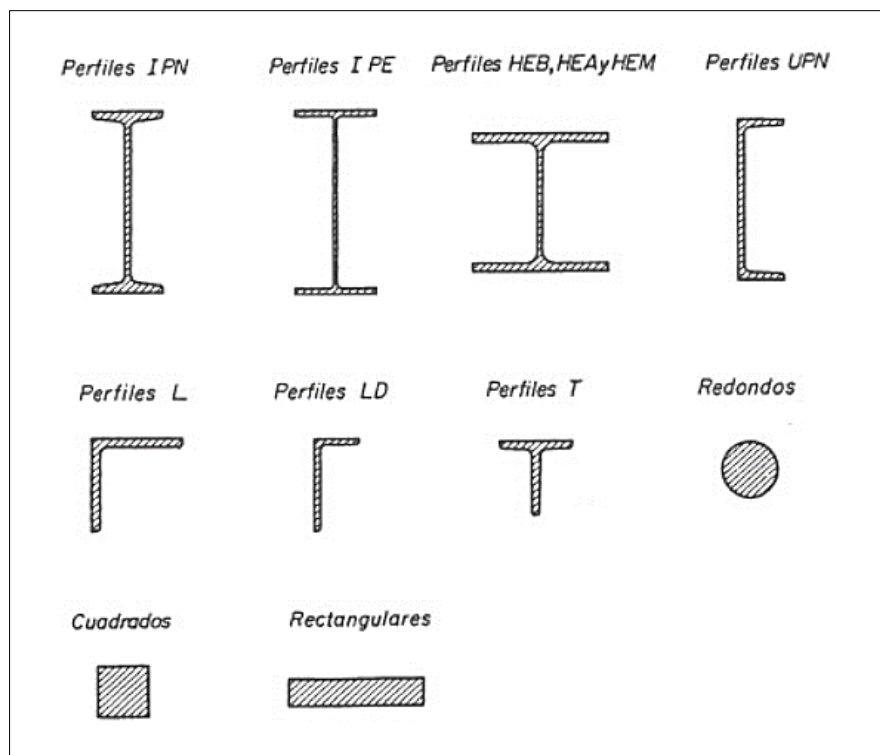


Figura 2-3. **Productos Laminados**

Fuente: Román Arguelles Álvarez (2005) – Estructuras de acero. Cálculo.

1.1.1.2. Perfiles y placas conformados.

Consta de caras enlazadas planas o cilíndricas sin aristas vivas y sin soldaduras, y tiene un espesor constante, pequeño en relación al tamaño máximo de la sección. Pueden someterse a pintura, galvanizado y otros procesos antes o después de formarse.

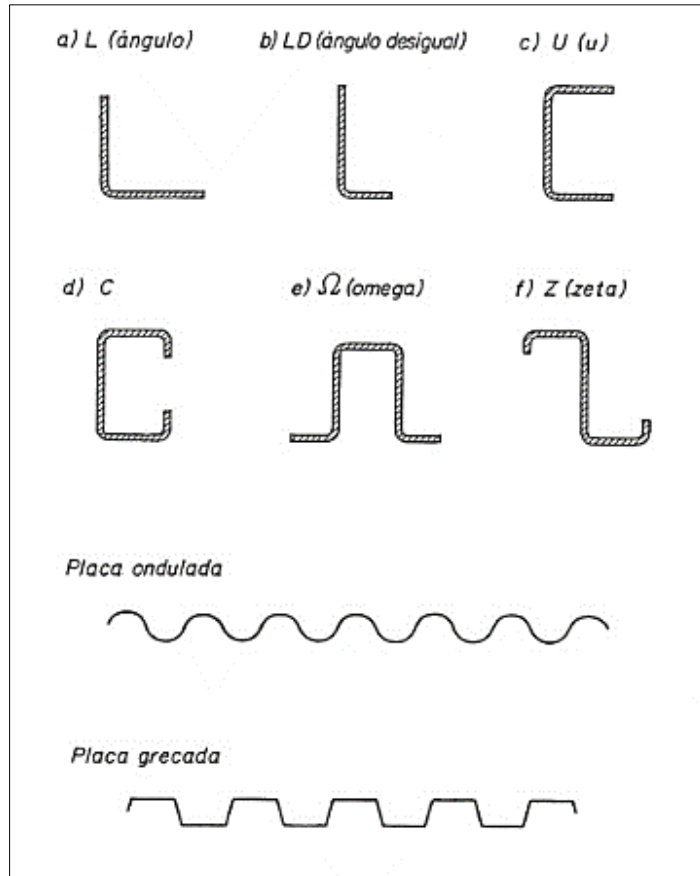


Figura 2-4. **Perfiles y placas conformadas**

Fuente: Román Arguelles Álvarez (2005) – Estructuras de acero. Calculo.

1.1.1.3. **Perfiles Huecos**

El típico perfil hueco conformado en frío que se utiliza también se muestra en la figura 2-5 con fines informativos. Se trata de perfiles de acción cerrada y no de pequeñas macizas en analogía con las dimensiones geométricas de la sección, destinados a actuar como elementos fuertes. Están hechos de papel laminado en caliente mediante conformación en frío y soldadura.

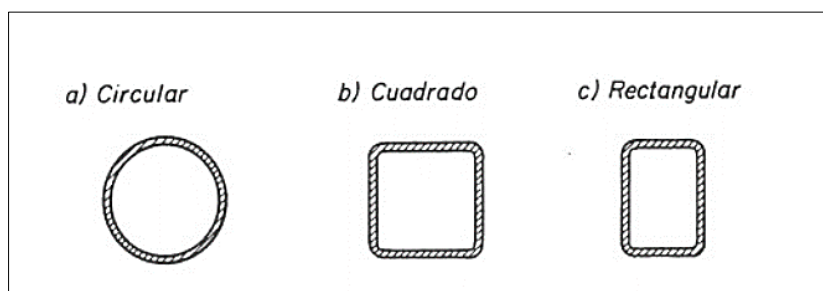


Figura 2-5. **Diferentes configuraciones de los perfiles huecos**

Fuente: Román Arguelles Álvarez (2005) – Estructuras de acero. Calculo.

2.4. PERFILES EXISTENTES PARA EL MERCADO PERUANO.

En el mercado global existen una gran variedad de perfiles de acero clasificadas de acuerdo a su forma y composición, pero en nuestro medio esta variedad de perfiles es algo limitada debido a la falta de promoción del uso de este material en la construcción de edificaciones, los perfiles existentes en nuestro medio para ello es preciso que se cumpla a cabalidad con las normas establecidas E-090.

Generalmente “los perfiles de acero” son denominados de acuerdo a la presentación de sus secciones transversales. Es así que se tienen perfiles en H, I, T, ángulos etc. Siendo los más usados en la construcción de edificaciones metálicas en nuestro medio los perfiles H o W e I. a continuación procedemos a listar los pesos y dimensiones comerciales de los perfiles metálicos existentes en nuestro mercado nacional, y que se emplean en la construcción de los elementos estructurales del edificio.

En las siguientes figuras 2-6 y 2-7 se muestra el perfil W (para columnas), que existente en el mercado peruano por Miromina como se muestra a continuación.

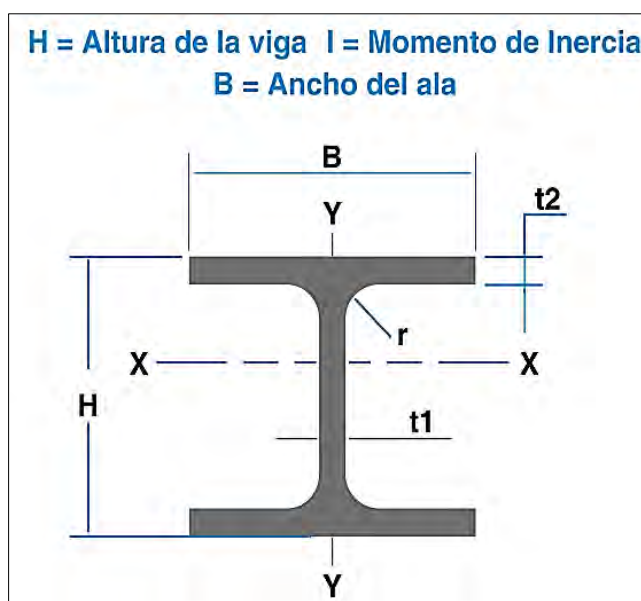


Figura 2-6. Sección Transversal del Perfil "W"
Fuente: www.acerosmiromina.com-vigas H

Designación Nominal (H x B x lb/pie)	H (mm)	B (mm)	T1 (mm)	T2 (mm)	I_x (mm ⁴) x10 ⁴	I_y (mm ⁴) x10 ⁴	Área (cm ²)	Peso (kg/m)
W 4"x4"x13	106	103	7,11	8,76	470	161	24,71	19,3
W 6"x4"x9	150	100	4,32	5,46	683	91,2	17,29	13,4
W 6"x4"x12	153	102	5,84	7,11	920	124	22,9	17,9
W 6"x6"x15	152	152	5,84	6,6	1211	388	28,58	22,3
W 6"x6"x20	157	153	6,6	9,27	1723	554	37,87	29,8
W 6"x6"x25	162	154	8,13	11,6	2223	712	47,35	37,2
W 8"x4"x10	200	100	4,32	5,21	1282	87	19,1	14,9
W 8"x4"x13	203	102	5,84	6,48	1648	114	24,77	19,3
W 8"x4"x15	206	102	6,22	8	1998	142	28,65	22,3
W 8"x5,25"x18	207	133	5,84	8,38	2576	332	33,94	26,8
W 8"x5,25"x21	210	134	6,35	10,2	3134	407	39,74	31,3
W 8"x6,5"x24	201	165	6,22	10,2	3446	762	45,68	35,7
W 8"x6,5"x28	205	166	7,24	11,8	4079	903	53,23	41,7
W 8"x8"x31	203	203	7,24	11	4579	1544	58,9	46,1
W 8"x8"x35	206	204	7,87	12,6	5286	1773	66,45	52,1
W 8"x8"x48	216	206	10,2	17,4	7659	2535	90,97	71,4
W 10"x4"x15	254	102	5,84	6,86	2868	120	28,45	22,3
W 14"x6,75"x30	352	171	6,86	9,78	12112	816	57,1	44,6
W 14"x6,75"x34	355	171	7,24	11,6	14152	970	64,52	50,6
W 14"x6,75"x38	358	172	7,87	13,1	16025	1111	72,26	56,6
W 14"x8"x43	347	203	7,75	13,5	17815	1881	81,29	64
W 14"x8"x48	350	204	15,1	8,64	20187	2139	90,97	71,4
W 14"x8"x53	354	205	9,4	16,8	22518	2402	100,6	78,9
W 14"x14,5"x90	356	369	11,2	18	41582	15068	171	133,9
W 14"x14,5"x99	360	370	12,3	19,8	46202	16733	187,7	147,3
W 14"x14,5"x109	364	371	13,3	21,8	51613	18606	206,5	162,2
W 14x14,5"x120	368	373	15	23,9	57440	20603	227,7	178,6
W 14"x16"x176	387	398	21,1	33,3	89074	34880	334,2	261,9
W 14"x16"x193	393	399	22,6	36,6	99896	38751	366,5	287,2
W 16"x5,5"x26	399	140	6,35	8,76	12529	399	49,5	38,7
W 16"x7"x36	403	177	7,49	10,9	18647	1020	68,4	53,6
W 16"x7"x40	407	178	7,75	12,8	21561	1203	76,1	59,5
W 16"x7"x45	410	179	8,76	14,4	24391	1365	85,8	67
W 16"x7"x57	417	181	10,9	18,2	31550	1794	108,4	84,8
W 16"x10,25"x89	425	263	13,3	22,2	54110	6785	169	132,4
W 18"x6"x35	450	152	7,6	10,8	21228	637	66,45	52,1
W 18"x6"x40	455	153	8	13,3	25473	795	76,13	59,5
W 18"x7,5"x 50	457	190	9	14,5	33299	1669	94,84	74,4
W 18"x7,5"x55	460	191	9,9	16	37045	1869	104,5	81,8
W 18"x11"x76	463	280	10,8	17,3	55359	6327	143,9	113,1
W 18"x11"x86	467	282	12,2	19,6	63683	7284	163,2	128
W 21x8,25"x83	544	212	13,1	21,2	76170	3388	156,8	123,5
W 21"x12,25"x147	560	318	18,3	29,2	151092	15650	278,7	218,8
W 24"x9"x68	603	228	10,5	14,9	76170	2930	129,7	101,2
W 24"x12,75"x 162	635	329	17,9	31	215192	18439	307,7	241
W 24"x12,75"x176	641	327	19,1	34	236419	19937	333,5	261,9
W 27"x10"x102	688	254	13,1	21,1	150676	5786	193,5	151,8
W 30x10,5"x 90	750	264	11,9	15,5	150676	4787	170,3	133,9
W 30"x10,5"x99	753	265	13,2	17	166076	5328	187,7	147,3

Figura 2-7. **Tabla de características del perfil W**
Fuente: www.acerosmiromina.com-vigas H

En las siguientes figuras 2-8 y 2-9 se muestra el perfil IPE (para vigas), existentes en el mercado peruano por Yohersa como se muestra a continuación.

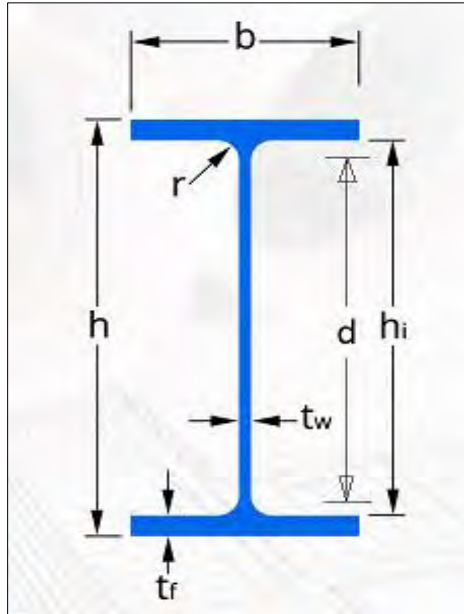


Figura 2-8. Sección Transversal del Perfil "IPE"

Fuente: www.yohersa.com- Vigas Estructurales | WF - H / JIS / I | IPE | IPN | GB

Viga IPE | Vigas de estándar europeo con alas paralelas.

Designación	peso		dimensiones						
			h	b	tw	tf	r	hi	d
h x b	kg/m	lb/pie	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
80 x 46	6.0	4.0	80	46	3.8	5.2	5	69.6	59.6
100 x 55	8.1	5.4	100	55	4.1	5.7	7	88.6	74.6
120 x 64	10.4	7.0	120	64	4.4	6.3	7	107.4	93.4
140 x 73	12.9	8.7	140	73	4.7	6.9	7	126.2	112.2
160 x 82	15.8	10.6	160	82	5.0	7.4	9	145.2	127.2
200 x 100	22.4	15.1	200	100	5.6	8.5	12	183.0	159.0
240 x 120	26.2	17.6	240	120	6.2	9.8	15	220.4	190.4
270 x 135	36.1	24.3	270	135	6.6	10.2	15	249.6	219.6
300 x 150	42.2	28.4	300	150	7.1	10.7	15	278.6	248.6
360 x 170	57.1	38.4	360	170	8.0	12.7	18	334.6	298.6
400 x 180	66.3	44.6	400	180	8.6	13.5	21	373.0	331.0
450 x 190	77.6	52.1	450	190	9.4	14.6	21	420.8	378.8
500 x 200	90.7	61.0	500	200	10.2	16.0	21	468.0	426.0
550 x 210	106.0	71.2	550	210	11.1	17.2	24	515.6	467.6

Figura 2-9. Tabla de Características de la Viga IPE

Fuente: www.yohersa.com - Vigas Estructurales | WF - H / JIS / I | IPE | IPN | GB

2.4.1. Justificación de los Perfiles a Usar en los Elementos Estructurales.

Al tratarse de una edificación de 7 niveles los perfiles usados serán los tipos “H o W” e “I”, ya que estos poseen un mejor comportamiento estructural respecto a los demás perfiles pues este tipo de secciones presentan momentos considerables de inercia en analogía con sus áreas.

En esta tesis manejaremos la nomenclatura “W” para los perfiles de acero en columnas, y los perfiles IPE para las vigas de acero.

CAPITULO III

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

Un sistema estructural es la agrupación de elementos individuales para conformar un único conjunto cuyo objetivo fundamental es la de salvar problemas de forma y cargas en las obras civiles. El tipo de materiales, la disposición de los elementos determina el comportamiento estructural del conjunto y la clasificación del sistema estructural.

De acuerdo al material de los elementos estructurales, El reglamento Nacional de Edificaciones clasifica a los sistemas estructurales en 2 grupos:

- Estructuras de concreto armado
- Estructuras de acero.

Dentro de las estructuras de acero encontramos los siguientes sistemas estructurales.

- Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF): Estos pórticos deben demostrar una capacidad significativa de deformación inelástica a través del flujo a través de las vigas flexionadas y flujo restringido en las áreas de los paneles de las columnas. Las columnas deben diseñarse para que sean más resistentes a las vigas de lo que son cuando entran en áreas de aguante debido a la deformación.
- Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF): Deben tener una cantidad finita de deformación irreversible en sus partes constituyentes y conexiones.
- Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF): Deben ofrecer una cantidad mínima de deformación irreversible en sus partes constituyentes y conexiones.
- Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF): Estos materiales deben demostrar una capacidad significativa para deformarse irreversiblemente a través de la resistencia post-pandeo en arriostres compresivos y la fluidez en arriostres de trazado.
- Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF): Ofrecen una cantidad restringida de deformación irreversible en sus partes constituyentes y conexiones.

- Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF): Estos materiales ofrecen una cantidad significativa de deformación elástica, principalmente a través de la fluidez en flexión o corte en el área entre arriostres.
- Para el edificio Metálico Manuel Prado se optó por utilizar el sistema estructural de pilastras arqueadas exclusivamente para la edificación metálica (EBF).

3.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EBF.

El sistema de pórtico arriostrados excéntricamente consiste en un entramado de columnas, vigas y diagonales cuya característica principal es que el arriostre o diagonal genera una excentricidad horizontal en la viga.

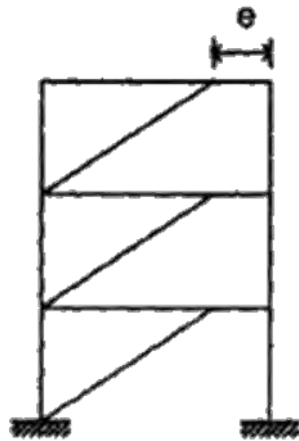


Figura 3-1. Arriostramiento excéntrico.
Fuente: Elaborado por los autores.

El tramo de viga generado entre el arriostre y la columna es denominado enlace, es un segmento reducido de viga en el cual se espera que se concentren los daños en un sismo de considerable magnitud, evitando así la falla por pandeo de las diagonales o arriostres y cumpliendo el papel de un fusible estructural para el resto de la edificación. Por consiguiente, se cree muy importante estructurar los enlaces con la intención de que se puedan disipar la energía en mayor cantidad posible con una deformación inelástica estable.

3.2.1. Configuraciones Geométricas de Pórticos EBF.

Los arriostres de los pórticos pueden presentar varias configuraciones, que no solo dependen de criterios estructurales, sino también de criterios arquitectónicos y funcionales, es así que se tienen las siguientes configuraciones:

- Pórtico con arriostramiento excéntrico simple: Tal como la premisa refiere este pórtico es el más sencillo y está conformado por un solo arriostre o diagonal, se caracteriza

principalmente porque el enlace se encuentra próximo a una conexión viga columna. Esta unión o conexión debe ser diseñada para resistir los elevados esfuerzos producidos por la cercanía del enlace.

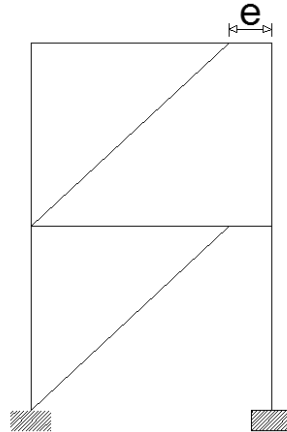


Figura 3-2. **Pórtico con arriostramiento excéntrico simple.**
Fuente: Elaborado por los autores.

- Pórticos con arriostramiento V invertida: en este tipo de pórticos está conformado por dos diagonales o arriostres que convergen en la zona central de la viga y debido a que el enlace esta distante la las conexiones viga-columna el diseño de las mismas se simplifica.

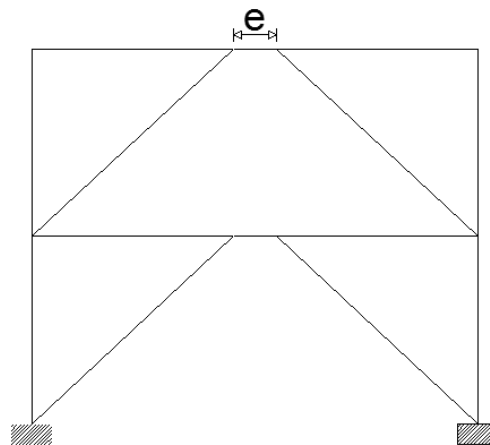


Figura 3-3. **Pórticos con arriostramiento V invertida.**
Fuente: Elaborado por los autores.

- Pórticos con arriostramiento V: este tipo de pórticos se caracteriza principalmente porque los enlaces se ubican en los extremos de la viga, si bien esto aumenta considerablemente el volumen de la energía, por tanto existe una complicación en el diseño de las conexiones viga-columna.

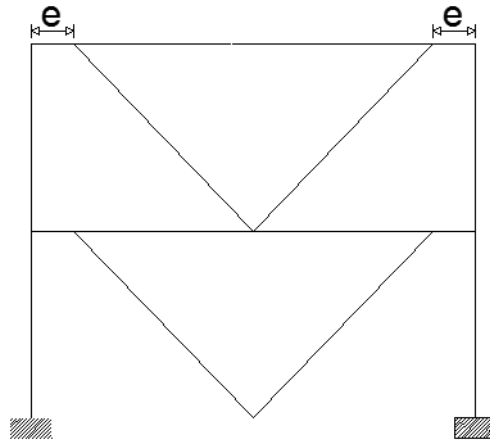


Figura 3-4. **Pórticos con arriostramiento V.**
Fuente: Elaborado por los autores.

- Pórticos con arriostramiento “V” invertida con enlace vertical: La principal característica de este pórtico es que el enlace se coloca fuera de la viga colocando un elemento vertical en el punto de convergencia de las diagonales. Al usar esta configuración, es posible hacer que la conexión sea un verdadero fusible estructural que se puede reemplazar fácilmente en caso de que ocurra un daño causado por un sismo.

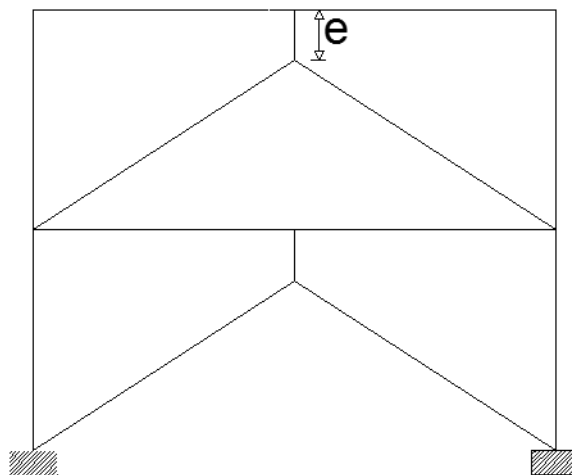


Figura 3-5. **Pórticos con arriostramiento “V” invertida con enlace vertical.**
Fuente: Elaborado por los autores.

3.2.2. Rigidez Lateral En Pórticos EBF.

Cuando la longitud del enlace es menor que la longitud de la viga, la rigidez lateral del pórtico es mayor y se aproxima a la de un pórtico arriostrado concéntricamente; por el contrario, cuando la longitud del enlace es mayor, la rigidez lateral del pórtico decrece y se acerca al de un pórtico que no está arriostrado.

Hjelmstad estudió el impacto de la longitud del eslabón en la rigidez lateral en 1984. Los resultados se muestran en la figura inferior para varios casos de la relación entre la altura y la longitud, suponiendo que $I_b/I_c = 0,25$ es la relación entre el momento de inercia de la viga y la columna. En la imagen inferior se puede apreciar que la rigidez del pórtico se incrementa para distancias cortas del enlace, sin embargo a distancias mayores los arriostres pierden su efectividad.

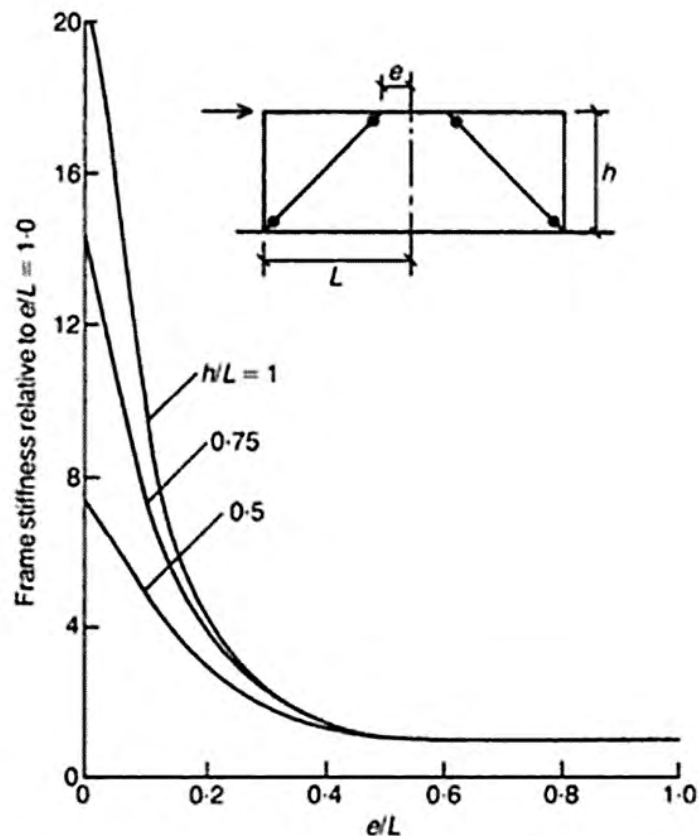


Figura 3-6. El efecto de la longitud del enlace sobre la rigidez lateral.
Fuente: (Crisafulli, 2018)

3.2.3. Comportamiento Estructural del Enlace.

Como se mencionó anteriormente, el eslabón sufre corte y flexión significativos durante la acción sísmica, y la relación entre estos esfuerzos determina el comportamiento estructural del eslabón. Como las fuerzas internas en el eslabón aumentan como resultado de un sismo, es posible desarrollar rótulas plásticas a través de fuerzas de flexión o producir una rótula de corte con flujo desde el corazón de la viga debido a fuerzas de corte.

Esto permitió definir la condición de flujo balanceado, que ocurre cuando tanto la rótula por corte como la plastificación ocurren al mismo tiempo. Y este tipo de error ocurre cuando la longitud del enlace es:

$$e = \frac{2M_p}{V_p}$$

M_p : Momento plástico del enlace.

V_p : Resistencia al corte que corresponde al estado límite de fluencia del alma.

$$V_p = 0.6F_y A_w$$

$$A_w = (d - 2t_f)t_w$$

F_y : Límite de fluencia del acero

A_w : Área de la sección transversal del perfil

t_f : Espesor del ala.

t_w : Espesor del alma.

d : Peralte de la viga.

Para que la falla por formación de rótula de corte el enlace debe tener la siguiente longitud:

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$$

Para que la falla por plastificación por flexión se presente, el enlace debe tener la siguiente longitud:

$$e \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$$

Siempre que la longitud del eslabón esté dentro de los parámetros establecidos por las ecuaciones anteriores, podemos decir que se comportará moderadamente, con fluidez tanto en flexión como en curvatura.

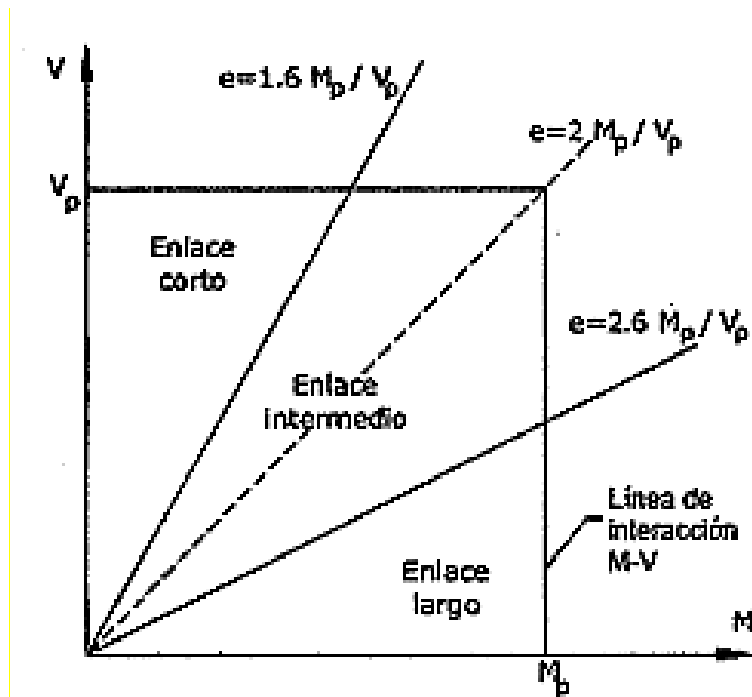


Figura 3-7. Diagrama de interacción M-V y clasificación de enlaces en función de su longitud.
Fuente: (Crisafulli, 2018)

3.2.4. Resistencia Del Enlace.

Debemos elegir el valor más bajo que resulte de tener en cuenta los estados de los límites de flujo para cortar el cerebro y flexionar la plasticidad para determinar la resistencia del diseño a cortar el enlace.

Si la carga axial es despreciable, es decir $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$ se tiene:

Donde:

P_u : Resistencia axial requerida.

P_y : Resistencia axial nominal.

Cuando la fluencia es por corte:

$$V_n = V_p$$

Cuando la fluencia es por flexión:

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e}$$

Por el contrario, si la carga axial es $\frac{P_u}{P_y} > 0.15$ se tiene:

Cuando la fluencia es por corte:

$$V_n = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2}$$

Cuando la fluencia es por flexión:

$$V_d = 2 \frac{M_p}{e} \left(\frac{1 - \frac{P_u}{P_y}}{0.85} \right)$$

El reglamento del AISC 341-12 recomienda que se considere el factor de resistencia a corte $\phi_v = 0.90$.

El AISC 341 aclara que si bien las conexiones a los bloques de hormigón armado aumentan significativamente su resistencia a la compresión, este aumento puede ser exagerado porque la interacción de la sección de acero-hormigón se deteriora rápidamente a medida que aumenta la deformación estructural.

3.2.5. Deformación Inelástica del Enlace.

Para asegurar una respuesta adecuada, es crucial manejar los valores más altos anticipados durante la ocurrencia de un sismo severo, por lo que es un parámetro muy importante en el diseño. El ángulo de rotación plástica “p” entre el enlace y el carril de la viga adyacente se puede utilizar para medir la deformación inherente del enlace. La siguiente expresión se utiliza para determinar la rotación del enlace y se define en AISC 341.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$

Y para vigas con dos enlaces:

$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p$$

Mediante este procedimiento simplificado puede determinarse en forma conservadora siendo $\theta_p = \frac{\delta_p}{h}$.

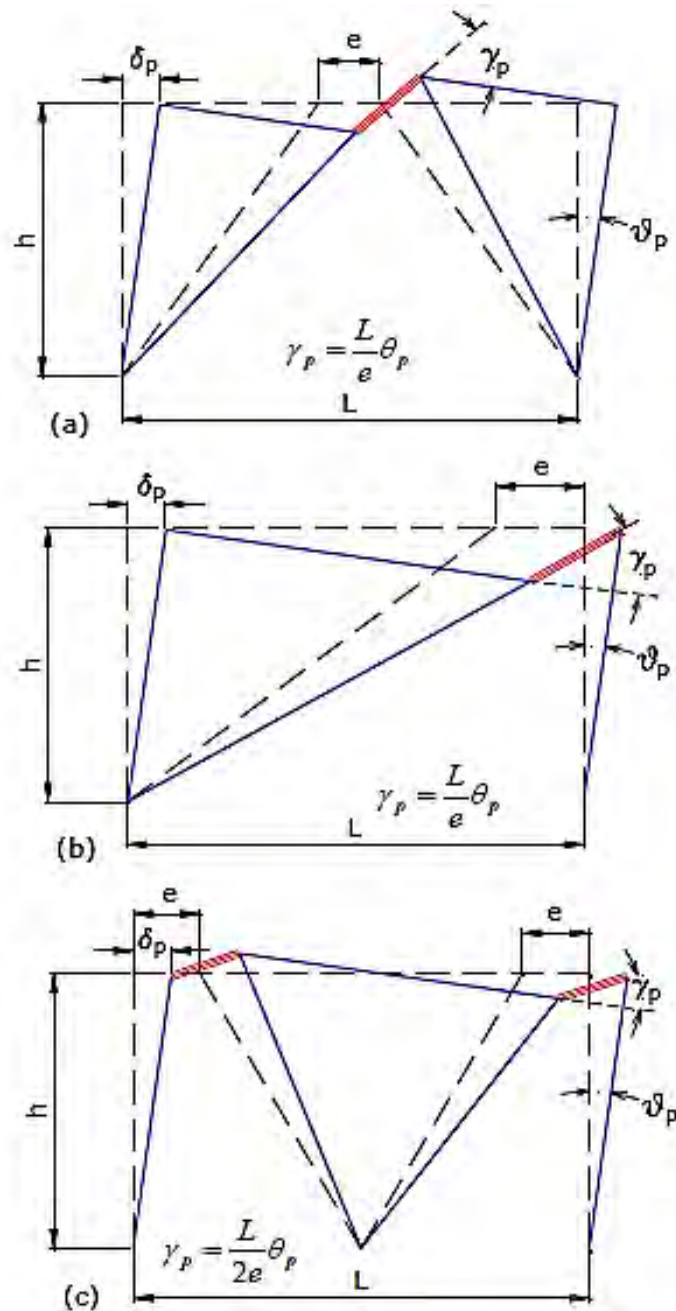


Figura 3-8. Mecanismos de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.

Fuente: (Crisafulli, 2018)

Las especificaciones de diseño establecen que la rotación en el enlace no debe exceder un conjunto de valores permisibles para evitar deformaciones excesivas que puedan afectar el tiempo de respuesta del enlace y, en consecuencia, la estructura en su conjunto. Los parámetros son:

Para enlaces cortos 0.08

Para enlaces largos 0.02.

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO.

3.3.1. Datos Generales.

La edificación comercial está ubicada en el distrito de Cusco. Consta con 7 pisos, el semisótano es estacionamiento de vehículos, y el resto de niveles oficinas y auditorio.

Con un frente de terreno de 13.95 metros; y 24.98 metros de largo.

La circulación vertical está conformada por una caja de escalera y ascensor.

Se han considerado las siguientes resistencias de los materiales para el diseño:

- $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$ para las zapatas, vigas de conexión, pedestales.
- $F'c=140 \text{ kg/cm}^2$ falso piso y rellenos de concreto.
- $F'c=100 \text{ kg/cm}^2$ solado de cimentación.
- $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo en concreto armado (esfuerzo de fluencia del acero).
- $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ acero estructural A36, arriostres, vigas, nervios (estructuras metálicas).
- $q_u = 2.34 \text{ kg/cm}^2$ (capacidad portante del terreno).

3.3.2. Estructuración.

Si bien la ubicación de los elementos estructurales está fuertemente influenciada por la arquitectura, la estructura del edificio debe cumplir con los requisitos mínimos de rigidez y resistencia.

Para la estructuración del diseño en acero se consideraron los siguientes puntos:

- Simplicidad
- Simetría
- Orientación de la losa colaborante

Las dimensiones, ubicación y forma de los elementos estructurales se establecieron de acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificación.

3.3.3. Predimensionamiento De Vigas.

El estándar para medir viñetas metálicas es un peralte del orden $L/18$ de la luz libre. Los valores de dimensionamiento de vigas metálicas según la cantidad de luz ambiental se muestran en el siguiente diagrama.

Tabla 3.1. Valores de Dimensionamiento en vigas metálicas

TIPO DE VIGAS	ESPACIO QUE CUBREN	LUZ CRITICA (m)	F	PERALTE CALCULADO
Longitudinal	Oficinas	5.88	L/18	0.32
Transversal	Oficinas	4.82	L/18	0.27

Fuente: (Giraldo Gomez, 2005).

En el cuadro superior se muestran los peraltes necesarios para salvar las luces del proyecto, para fines prácticos nosotros asumiremos un promedio de ambos valores siendo este de 30cm. Correspondiéndonos así una viga IPE 300.

3.3.4. Predimensionamiento De Columnas.

Las columnas son elementos sometidos a cargas axiales y momentos flectores en forma simultánea por tanto el principal parámetro que debería controlar su predimensionamiento es la relación de esbeltez (kl/r).

El manual LRFD recomienda que para elementos sometidos a esfuerzos de compresión la relación de esbeltez no deberá exceder el valor de 200, sin embargo, en edificaciones se recomienda que el valor de la relación de esbeltez no exceda el valor de 120, ya que en las edificaciones las columnas también deben de aportar rigidez a todo el conjunto estructural.

De acuerdo a las recomendaciones dadas en el libro de Mc Cormac, procedemos a dimensionar la columna metálica B6.

$$P_u = 1.2 (120) + 1.6 (400) = 784 \text{ kg/m}^2$$

$$P_u = 784 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 26.8 \text{ m}^2 \times 7 \text{ niveles} = 147\,078.4 \text{ kg} = 324.31 \text{ klb}$$

Por recomendación de diseñadores $\frac{KL}{r} \leq 120$

Entonces si $f_y = 36 \text{ ksi}$; $\phi_c F_{cr} = 15.2 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2}$ (según tabla 4-22 AISC)

$$A_{requerido} = \frac{324.31 \text{ klb}}{15.2 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2}} = 21.34 \text{ pulg}^2$$

Entonces el perfil “W” más próximo a esta área es el perfil W14”x14.5”x90

$$A = 26.5 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = 6.14 \text{ pulg. (Radio de giro en X, según tabla del fabricante)}$$

$r_y = 3.70$ pulg. (Radio de giro en Y, según tabla del fabricante)

Comprobando:

$$\frac{kL}{r_x} = \frac{2 \times 103.35 \text{ pulg}}{3.70 \text{ pulg}} = 55.9, \text{ entonces: } \phi_c F_{cr} = 27.50 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2} \text{ (Esfuerzo crítico Tabla 4-22 AISC)}$$

$$\text{Entonces: } P_n = \phi_c F_{cr} \times A = 27.50 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2} \times 26.5 \text{ pulg}^2 = 728.75 \text{ kLb}$$

Entonces: $728.75 \text{ kLb} > 324.31 \text{ kLb} \dots \text{ ok}$

El perfil W14"x14.5"x90 Si cumple.

3.3.5. Predimensionamiento De Arriostres.

Los arriostres son elementos diagonales encargados de brindar rigidez lateral a la edificación frente a fuerzas horizontales producidas por el sismo y viento. Para el predimensionamiento de los arriostres procedemos a calcular el cortante basal de la edificación y con esta fuerza procedemos a dimensionar el perfil necesario:

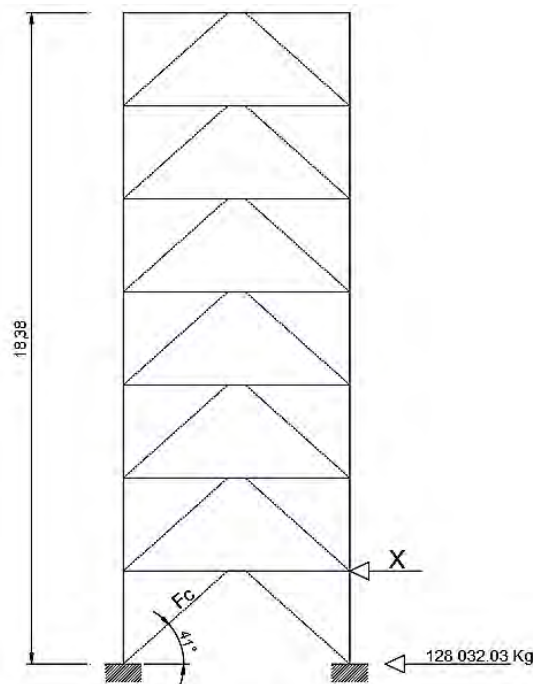


Figura 3-9. Arriostres en el eje 3.

Fuente: Elaboración propia.

$$W_{total \text{ edif.}} = 1\,365\,675.00 \text{ kg}$$

$$\text{Entonces: } V = \frac{ZUCS}{R} \times W = 128\,032.03 \text{ kg}$$

Donde:

$$Z = 0.25$$

$$U = 1$$

$$C = 2.5$$

$$S = 1.2$$

$$R = 8$$

$$\text{Entonces: } X = \frac{15.75m (128\ 032.03kg)}{18.38} = 109\ 746.72\ \text{kg}$$

$$F_c = \frac{x}{\cos\alpha} = \frac{109\ 746.72}{\cos 41^\circ} = 145\ 415.83\ \text{kg}$$

$$\text{Entonces: } F_d = \frac{F_c}{2} = 72\ 707.92\ \text{kg} = 160.3\ \text{kLb}$$

$$\text{Entonces Suponemos: } \frac{KL}{r} = 120\ \text{entonces } \phi_c F_{cr120} = 15.20 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2}$$

$$A_{requerido} = \frac{160.3\ \text{klb}}{15.2 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2}} = 10.55\ \text{pulg}^2$$

Entonces escogemos W8"x8"x48

$$A = 14.10\ \text{pulg}^2$$

$$r_x = 3.61\ \text{pulg.}$$

$$r_y = 2.08\ \text{pulg.}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{2 \times 3.40 (39.37\ \text{pulg})}{2.08\ \text{pulg}} = 128.71\ ,\ \text{entonces: } \phi_c F_{cr129} = 13.5 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2}$$

$$\text{Comprobamos: } \phi_c F_{cr129} \times A \geq 160.3\ \text{kLb}$$

$$13.5 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}^2} \times 14.10\ \text{pulg}^2 \geq 160.3\ \text{kLb}$$

Entonces $190.35\ \text{kLb} \geq 160.3\ \text{kLb} \dots \text{OK}$

3.3.6. Predimensionamiento Losas Con Placa Colaborante.

El sistema de piso que usaremos para la edificación es placa colaborante, Este sistema está compuesto por una lámina preformada de acero grado estructural 37 con protección galvanizada G90 que cumple con las normas ASTM A653 y A611.

Para el predimensionamiento de la placa colaborante nos basaremos en las recomendaciones proporcionados por los fabricantes, para nuestro caso en especial usaremos la placa colaborante producido por la empresa peruana CODRYSAC, y este recomienda elegir las dimensiones y tipo de placa colaborante siguiendo lo establecido en el siguiente cuadro:

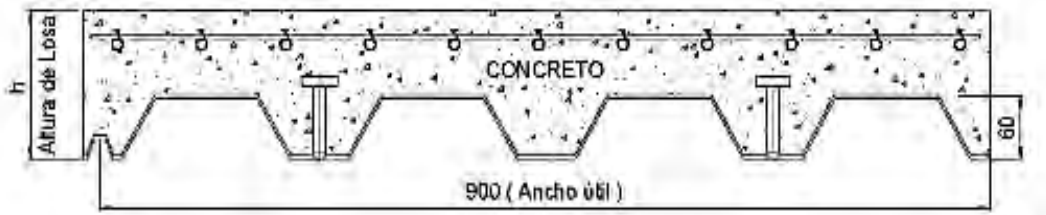


Figura 3-10. Corte transversal de la losa colaborante
 Fuente: Ficha técnica-Placa Colaborante – 60 mm (2-1/2")

Se toma la distancia entre las vigas de apoyo de la carga colaborativa es de 3,28 metros, por lo que los manuales del fabricante de CODRYSAC aconsejan adoptar la "carga sobrepuesta" o "el peso muerto mayor que el peso vivo", sin tener en cuenta el peso del propio hormigón que hace nexo con la placa de carga colaborativa. Para este caso:

Carga muerta Total (CMt):

	436.73 kg/m²
(-) P.p placa colaborante:	10.88 kg/m ²
(-) P.p concreto sobre placa colaborante (e=13cm):	228.00 kg/m ²
Carga Muerta:	197.85 kg/m²
Sobre Carga de uso:	300.00 kg/m²
Carga total:	497.85 kg/m²

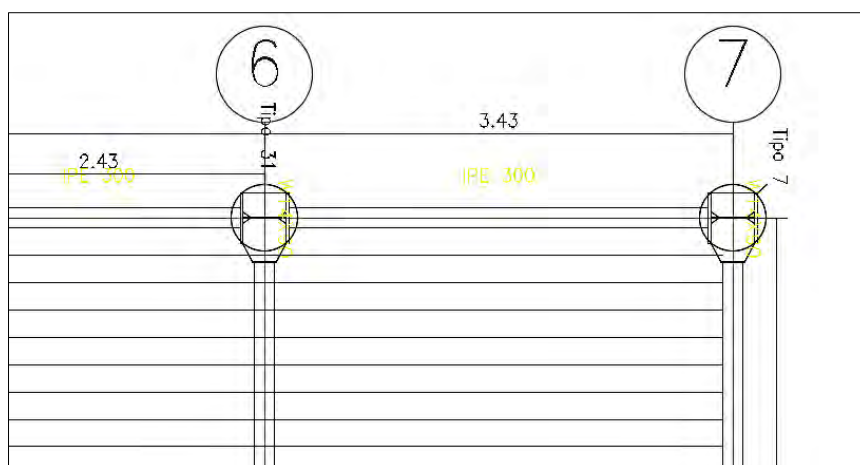


Figura 3-11. Luz más crítica para el análisis de la Placa colaborante.
 Fuente: Elaborado por los Autores.

Tabla de Cargas [Kg/m ²] con Concreto (f'c = 210 Kg/cm ²)							
Calibre	L metros	Altura de Losa					
		h=11	h=12	h=13	h=14	h=15	h=16
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1174	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	635	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
	4.00	-	157	234	329	401	453
	4.25	-	-	156	231	314	358
4.50	-	-	-	154	228	278	
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	2000
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
	4.00	-	190	274	379	505	594
	4.25	-	-	189	273	374	482
4.50	-	-	-	189	270	367	

Figura 3-12. **Tabla de Cargas con concreto (f'c=210kg/cm²)**
Fuente: Ficha técnica-Placa Colaborante – 60 mm (2-1/2")

Para esta magnitud de carga, los catálogos de los fabricantes nos recomiendan un espesor de concreto de 7 cm vaciado sobre la placa colaborante de 6 cm, de calibre 20. Conformando una losa con un peralte total de 13 cm.

Se utilizará entonces una placa colaborante de las siguientes características técnicas:

- Producto: Codryzac
- Peralte: 60 mm
- Ancho total: 90 cm
- Calibre: 20 (0.90mm)
- Espesor (t): 13 cm

Propiedades de la Sección del Acero				
Calibre	Peso/Área (Kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	S.sup (cm ³ /m)	S.inf (cm ³ /m)
22	9.12	59.04	22.73	17.36
20	10.88	71.66	27.58	21.06

Figura 3-13. **Propiedades de la placa colaborante sección del acero según su calibre**
Fuente: Ficha técnica-Placa Colaborante – 60 mm (2-1/2")

Propiedades del Concreto ($f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$)		
Altura de Losa (cm)	Volumen de Concreto (m ³ /m ²)	Carga Muerta (Kg/m ²)
11	0.075	180
12	0.085	204
13	0.095	228
14	0.105	252
15	0.115	276
16	0.125	300

Figura 3-14. Propiedades del concreto según la altura de la losa
Fuente: Ficha técnica-Placa Colaborante – 60 mm (2-1/2")

Diseño de Conector de Corte

a) Cálculo de corte horizontal máximo:

Para el cálculo de conectores de corte horizontal tomamos la viga 5 entre los tramos B-E. Los datos se muestran en la siguiente figura:

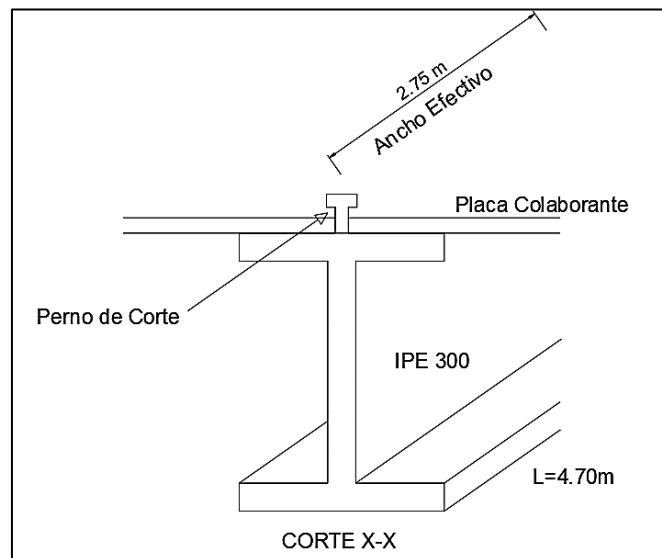


Figura 3-15. Detalle de Conector de Corte.
Fuente: Elaborado por los autores.

$$b_e = 275 \text{ cm (ancho efectivo de la losa)}$$

$$t_s = 7 \text{ cm (espesor de la losa sin placa colaborante)}$$

$$A_s = 53.8 \text{ cm}^2 \text{ (área de acero de la sección IPE 300)}$$

$$L = 470 \text{ cm (longitud de la viga donde se apoya la placa)}$$

$$C_{max} = 0.85 (f'c)(b_e)(t_s) = 343.6 \text{ tn (Resistencia a la compresión máxima del concreto)}$$

$$T_{max} = A_s(f'y) = 136.11 \text{ tn (Resistencia a la tracción máxima del acero)}$$

- La resistencia máxima transferible no debe ser superior a la resistencia del hormigón.
- La máxima transferencia de corte se produce cuando la tracción máxima que puede desarrollar el hierro es menor que la resistencia del hormigón. Seleccionamos conectores tipo vástago con cabeza $\emptyset \frac{3}{4}'' \times 3.0''$

$\emptyset = \frac{3}{4}''$ (diámetro del conector)

$Q_n = 12.1 \text{ tn}$ (resistencia del conector para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, ver tabla 3.2)

Tabla 3.2. Resistencia del conector en toneladas.

Tipo de conector	Resistencia del concreto (kg/cm ²)		
	210	245	280
$\emptyset 1/2'' \times 2''$	4.3	4.7	5.3
$\emptyset 5/8'' \times 2.5''$	6.6	7.5	8.2
$\emptyset 3/4'' \times 3''$	12.1	10.2	11.9
$\emptyset 7/8'' \times 3.5''$	13	14.6	16.3

Fuente: tabla 3.21 del manual del AISC

b) Cálculo del número de conectores

$$N = T_{max} / Q_n$$

$$N = \frac{136.11 \text{ tn}}{12.1 \text{ tn}} = 12$$

Se necesita 12 conectores

El espaciamiento será $L/N = 470 / 12 = 40\text{cm}$

En la siguiente figura se muestra la disposición de la losa colaborante y la dirección de la losa.

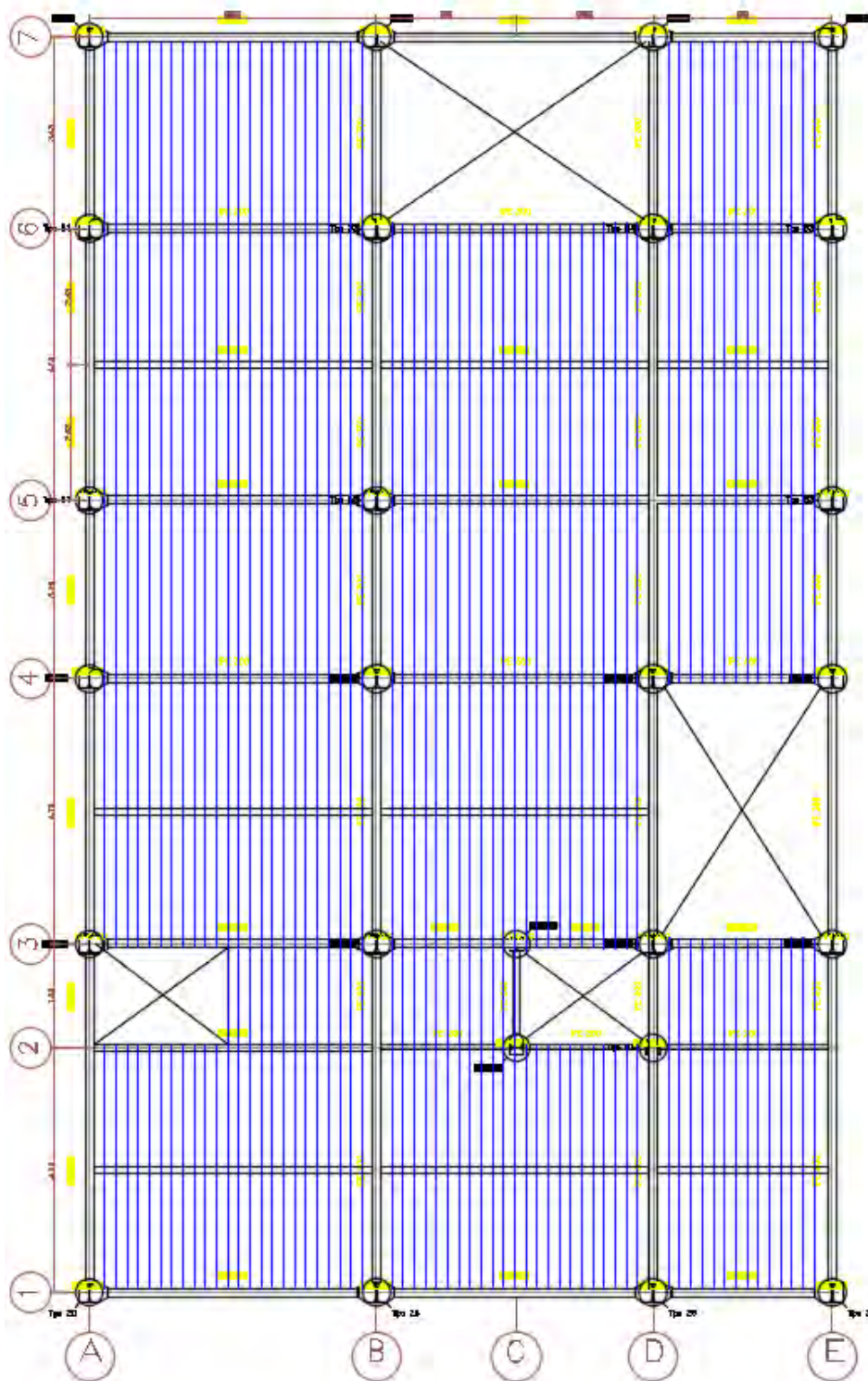


Figura 3-16. Planta típica y dirección de la losa colaborante.
 Fuente: Elaborado por los autores

3.4. CARGAS.

Según el RNE (2018) “Estas son las fuerzas u otras reacciones provocadas por el peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus pertenencias, los efectos ambientales, los movimientos diferenciadores y los cambios dimensionales limitados” (p. 56).

Los edificios y todos sus componentes deben ser capaces de soportar las cargas que se les imponen como consecuencia de su uso previsto. Solo funcionarán en las combinaciones predeterminadas y no se les permite exceder las marcas para cada material estructural en sus propios estándares de diseño. Además, estas cargas se clasifican en los siguientes tipos: Cargas estáticas, Cargas dinámicas y otras Solicitudes (RNE, 2018, p. 374)

3.4.1. Cargas De Gravedad.

Son aquellas cargas producidas por la acción de la gravedad y son aplicadas progresivamente la estructura, lo que hace que se inicien esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores más altos al completar la construcción de la estructura.

3.4.1.1. Cargas muertas.

De acuerdo a la Norma del RNE E.020, “Se propone que el peso de los materiales, herramientas, equipos, mesas y otros componentes del edificio, incluido su propio peso, sea constante en el tiempo o cambie solo un poco en magnitud”. (p. 374)

A continuación, se muestra en la tabla 3.3, las dimensiones y pesos de los componentes estructurales utilizados en el diseño.

Tabla 3.3. Peso de los elementos estructurales

PERFIL	PESO (lb/ft)	PESO (kg/m)
W14X90	90.00	133.90
W10X60	60.00	89.30
W10X22	22.97	32.70
W10X19	19.02	28.30
IPE 300	28.40	42.20
IPE 240	17.60	26.20
IPE 200	15.10	22.40
PLACA COLAB. C20 60MM	2.23 lb/ft ²	10.88 kg/m ²

Fuente: Elaborado por los autores

3.4.1.2. Cargas vivas.

De acuerdo a la Norma del RNE, E-20, “Es el peso total que puede soportar la edificación, incluidos todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y demás elementos móviles” (p. 374)

- **Carga viva del piso**

Para mayor comprensión se tiene a la perspectiva siguiente:

Es fundamental distinguir estas cargas de las que operan sobre plataformas o azotes. Entre estas se encuentran la carga viva mínima distribuida en la Figura 3-17, la carga viva concentrada (pisos y techos que soportan cualquier tipo de maquinaria u otra carga viva superior a 500 kg-fincluido el peso de los soportes o bases), y la tabiquería móvil. Estas cargas se distribuyen por unidad de superficie a razón de 50 a 100 kg-f/m² para divisiones móviles de carga viva de tamaño mediano. (RNE, 2008, p. 374).

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m ²)
ALMACENAJE	5,0 (500) Ver 6.4
BAÑOS	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
BIBLIOTECAS	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de Almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
CENTROS DE EDUCACIÓN	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, Gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
GARAJES	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3
HOSPITALES	
Salas de operación, laboratorios, y áreas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
HOTELES	
Cuartos	2,0 (200)
Salas Públicas	De acuerdo a lugares de asambleas
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
INDUSTRIA	Ver 6.4
INSTITUCIONES PENALES	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
LUGARES DE ASAMBLEA	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
OFICINAS (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
TEATROS	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de Proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	7,50
Zonas Públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
TIENDAS	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
VIVIENDAS	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Figura 3-17. **Tabla de Cargas Vivas mínimas repartidas**

Fuente: RNE-E.020 (2019)

- **Carga viva del techo**

Según la Norma E-020, las cargas más pequeñas en la parte superior son las siguientes:

- a. En caso de techos con una inclinación de 3° , 100kg/m^2 .
- b. En caso de techos con una declive mayor a 3° , 100 kg/m^2 aminorada en 5 kgf/m^2 , que se le asigna a cada grado de pendiente que está por encima de 3° , hasta un mínimo de 50 kg/m^2 .
- c. En caso de que los techos sean curvos, 50 kg/m^2 .
- d. En caso de que los techos contengan coberturas livianas con planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico y otros, cualquiera sea su pendiente, 30 kg/m^2 .
- e. En caso de techos con jardines, 100 kg/m^2 . Se exceptúan los jardines que son públicos o de uso común, en este último la carga viva es de 400 kg/m^2 .

De acuerdo a las exigencias del propietario la cobertura estará formada por una losa plana con una inclinación mínima para permitir la evacuación de aguas. Es por esta razón que la carga viva de techos asumida para el proyecto es de 100 kg/m^2 .

- **Cargas de nieve**

Según la RNE E-020 (2018), la carga de nieve se tiene en cuenta en las zonas con nevadas significativas, lo que permite una adecuada selección del techo pendiente. Se recomienda que los techos de las estructuras ubicadas en cotas superiores a los 3000 msnm estén diseñados para la carga viva de nieve a una densidad específica igual a 100 kg/m^3 y una altura máxima de 40 cm. El RNE. La E-020 deja claro que no es necesario considerar el efecto simultáneo del viento y las nevadas al diseñar.

Se utilizará una sobrecarga de 40 kg/m^2 debido a que la cubierta presenta una superficie plana y horizontal.

3.4.1.3. *Metrado de cargas.*

La carga por metro (m), las vigas secundarias y las vigas principales de cada vigueta se asignarán de acuerdo con el ancho colaborador correspondiente y la carga previamente estimada.

a) *Metrado Cargas en Vigas.*

- Para el metrado de cargas se analiza en Viga principal comprendida entre los ejes B-E del eje 5, del primer nivel.

Tabla 3.4. Metrado de carga muerta y viva en viga.

P.p. placa colaborante	10.88 kg/m ²
P.p. concreto sobre placa colaborante (e = 13.00cm)	228.00 kg/m ²
P.p. cielo raso	8.00 kg/m ²
P.p. piso terminado	100.00 kg/m ²
P.p. butacas	89.85 kg/m ²
Carga Muerta (CM)	436.73 kg/m²
Carga viva (CV)	300 kg/m²

Fuente: Elaborado por los autores.

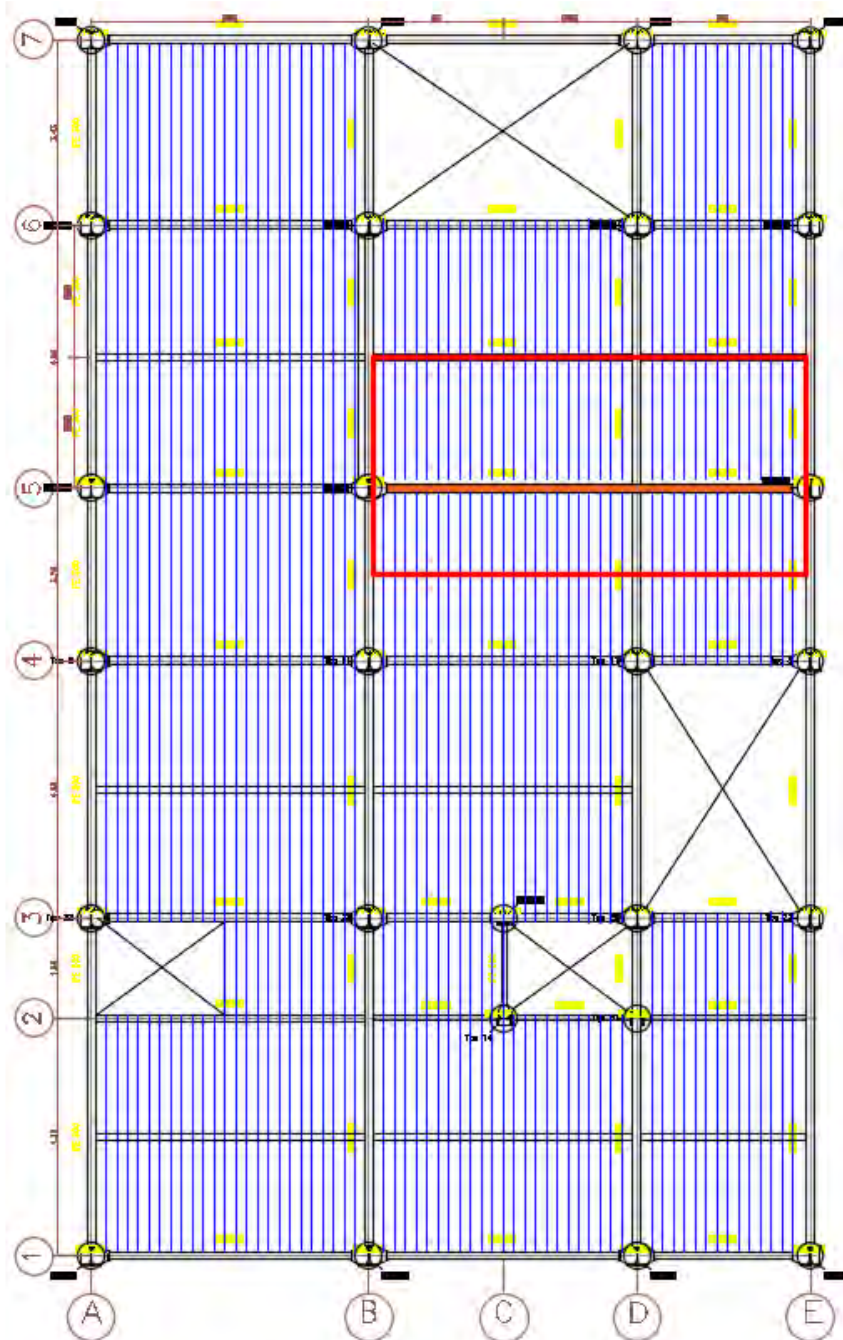


Figura 3-18. Viga seleccionada para el análisis y diseño.
Fuente: Elaborado por los autores.

Tabla 3.5. Cargas por ancho de influencia en la Viga 5

Viga del eje 5 comprendida entre los ejes B-E		
Carga Muerta		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub Total (kg/m)
436.73	4.03	1760.02
Carga Viva		
Carga (kg/m ²)	Ancho de influencia (m)	Sub Total (kg/m)
300	4.03	1209.00

Fuente: Elaborado por los Autores.

El peso propio de la viga IPE 300 por metro lineal es: $w_{ipe\ 300} = 42.20\text{ kg/m}$

El peso propio de la viga IPE 240 por metro lineal es: $w_{ipe\ 240} = 26.20\text{ kg/m}$

El metrado de la carga en la viga del eje 5 comprendida entre los ejes B-E es:

$$w_{viga(B-E)} = w_{CM} + w_{CV} + w_{ipe\ 300} + w_{ipe\ 240} =$$

$$w_{viga(B-E)} = 1760.02 + 1209.00 + 42.2 + 26.20 = 3037.42\text{ kg/m} = \mathbf{3.03\ tn/m}$$

b) Metrado de Cargas en Columnas.

- Carga para la columna B5 del primer nivel

Se aprecia en la siguiente figura, se selecciona la columna más crítica para su cálculo de metrado de carga.

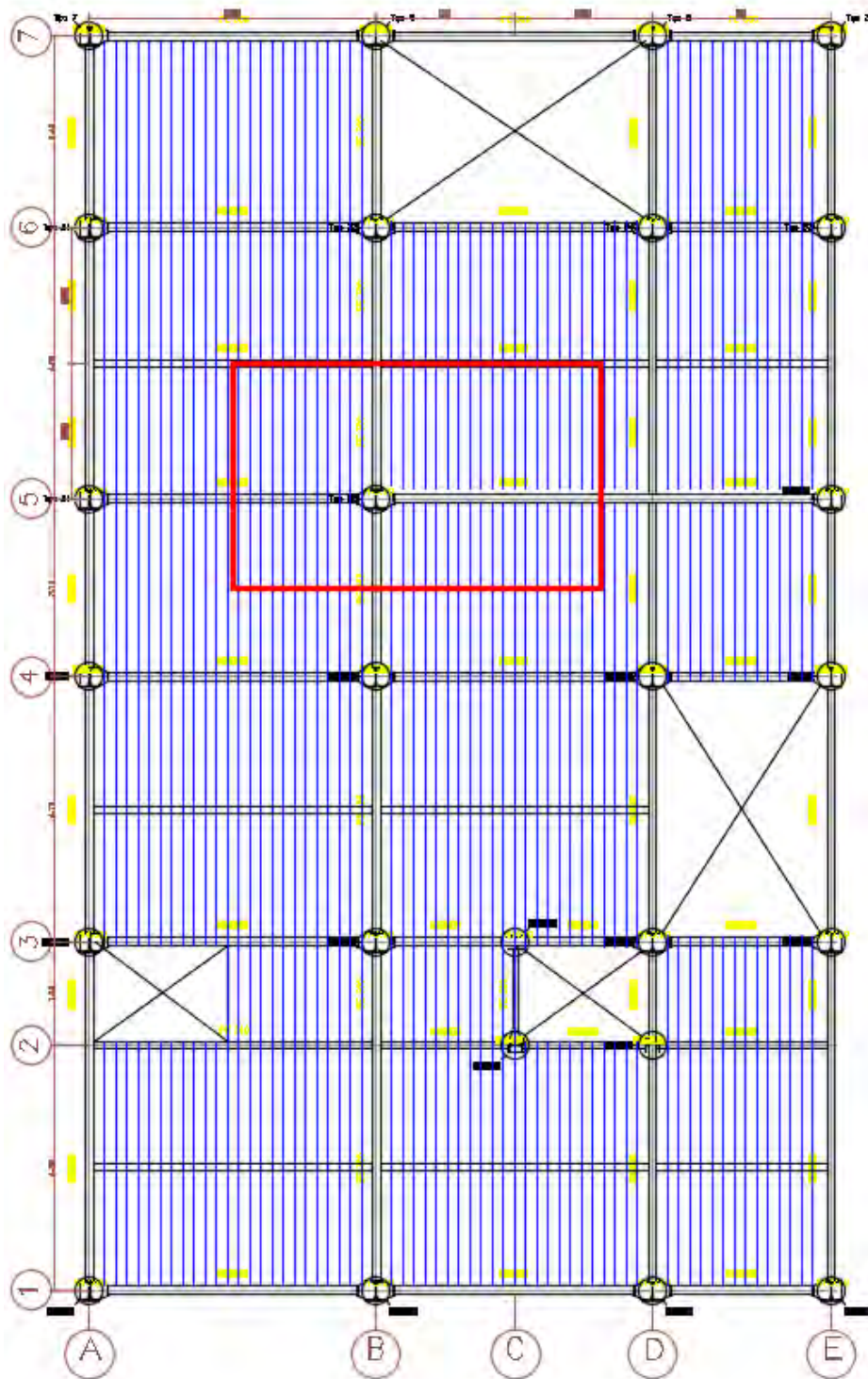


Figura 3-19. Columna seleccionada para el análisis y diseño.
Fuente: Elaborado por los autores.

- **Cálculo de la carga muerta:**

Peso propio de la viga 5 = (6.45m) (42.20 kg/m) = 272.19 kg

Peso propio de la viga B = (3.88m) (42.20 kg/m) = 163.74 kg

Peso propio de la placa colaborante = (6.60m) (4.03m) (10.88kg/m²) = 289.39 kg

Peso Propio de la concreto sobre placa colaborante = (6.60m) (4.03m) (228.00 kg/m²) = 7341.05 kg

Peso propio del Piso terminado = (6.60m) (4.03m) (120 kg/m²) = 3191.76 kg

Peso Propio de Butacas = (23) (29.20kg) = 671.60 kg

Peso propio del Muro Drywall = ((3.35+3.06+2.75+1.74+0.23) m) (2.625m) (25 kg/m²) = 730.41kg

Peso propio de la columna = (2.625m) (133.90 kg/m) = 351.49 kg

Carga muerta para la columna en los 7 niveles:

CM = 7(272.19) + 7(163.74) + 7(289.39) + 7(7341.05) + 7(3191.76) + (671.60) + 6(730.41) + 7(351.49) = 82597.68 kg

CM = 86321.40 kg = 86.32 Tn

- **Cálculo de la carga viva:**

Peso por carga viva azotea = (6.60m) (4.03m) (100 kg/m²) = 2659.80 kg

Peso por carga viva tercero hasta sexto nivel = 5 (6.60m) (4.03m) (250 kg/m²) = 33247.50kg

Peso por carga viva primer nivel = (6.60m) (4.03m) (300 kg/m²) = 7979.40 kg

CV = 2659.80 + 33247.50 + 7979.40 = **43886.70 kg**

Carga Total = 86321.40 + 43886.70 = 126484.38 kg = 130.21 tn

3.4.2. Análisis De Viento.

En este capítulo, describimos los procedimientos necesarios para determinar las velocidades de viento de diseño en nuestra área, así como las fuerzas de presión y succión que deben tenerse en cuenta al calcular los diversos componentes estructurales del edificio.

Todas las estructuras siempre estarán sometidas a cargas laterales debidas a la acción del viento y más aún los edificios de gran altura, es por esta razón que la estructura será diseñada para resistir las cargas de presiones y succiones.

3.4.2.1. Dirección del viento en Cusco.

La dirección del viento en Cusco ha sido determinada con mediciones realizadas por el SENAMHI; de estos, se puede inferir que durante los últimos 13 años (2005-2017), el 100% del tiempo, el viento viene del noreste (Nor - Este). La dirección media anual del viento se muestra en la siguiente:

Tabla de Dirección promedio anual del viento, según departamento 2005-2017

Departamento	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Amazonas	...	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W	W
Áncash	N	N	NE	N	N	N	N	NE	N	...	NW	N	NW
Apurímac	...	SW	S	N	N	NE	NE	C	...	C
Arequipa	WNW	NW	W	W	W	WSW	WSW	WSW	NNW	...	SW	...	SW
Ayacucho	NE	NE	W	NE	NE	N	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE
Cajamarca	S	S	S	S	S	S	E	...	E	...	E
Cusco	...	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	...	NE	NE	NE
Huancavelica	E	E	E	E	E	E	W	E	W	W	W	W	W
Huánuco	N	E	NE	N	N	NW	NW	N	NE	...	NE	...	NE
Ica	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE
Junín	SE	W	SE	S	W	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE
La Libertad	...	SW	S	S	S	S	S	WSW	S
Lambayeque	S	S	S	S	...	S	...
Lima	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW
Loreto	NE	E	NE	E
Madre de Dios	...	NW	W	W	NE	...	C
Moquegua	SW	SW	SW	SW	SW	SW	S	SW	SW	S	SW	S	SW
Pasco	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE
Piura	...	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S
Puno	E	E	E	W	E	E	S	E	E	E	E	E	E
San Martín	E	E	E	E	E	E	E	E	E	W	E	W	E
Tacna	SSW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW	SW
Tumbes	NW	NW	...	NE	SW	NW	NW	SW	NE	NE	SW	NE	SW
Ucayali	W	E	E	E	N	N	N	N	C	N	NE	N	NE

Figura 3-20. **Tabla de Dirección anual del viento, según departamento 2005-2007.**

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

3.4.2.2. Velocidad de diseño.

La estimación de la velocidad del viento es crucial para el diseño estructural de edificios porque determina cuánta presión y succión soporta la estructura. El Reglamento Nacional de Edificaciones establece fórmulas y factores para determinar la tasa de diseño para cada región del país.

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Donde:

V_h : velocidad de diseño en altura h en km/h

V : velocidad de diseño hasta 10m de altura en km/h

h : altura de la edificación en metros

Según el mapa eólico del Perú la velocidad V promedio para nuestra región es de 60 km/h, pero la norma E020 del reglamento nacional de edificaciones. Recomienda que la velocidad mínima para el uso de la formula será de 75 km/h.

Nuestra edificación tiene una altura total de 18.34 m. es así que procedemos a dividir nuestra edificación en 2 partes.

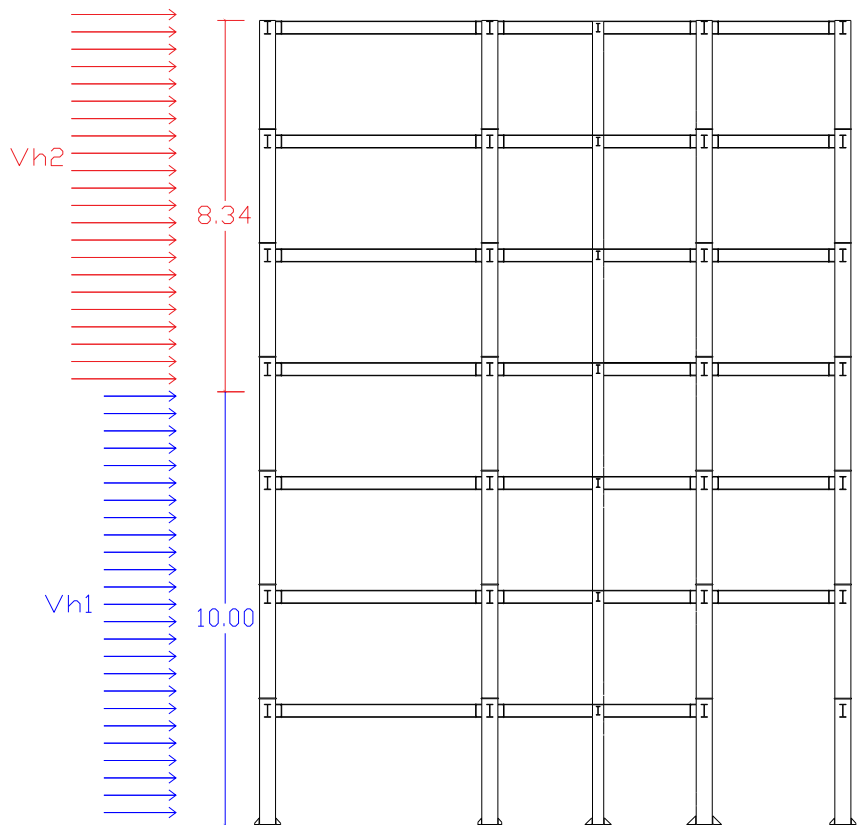


Figura 3-21. **Distribución de la velocidad del viento en altura**
Fuente: Elaborados por los autores

$$V_{h1} = 75 \left(\frac{10}{10} \right)^{0.22} = 75 \text{ km/h}$$

$$V_{h2} = 75 \left(\frac{18.34}{10} \right)^{0.22} = 85.71 \text{ km/h}$$

3.4.2.3. Cargas de diseño por viento.

Es necesario suponer que el efecto del viento será constante y perpendicular a la superficie sobre la que actúa para calcular la carga (presión o succión) que provoca:

$$P_h = 0,005 C V_h^2$$

Donde:

Ph: presión o succión del viento a una determinada altura “h” en kgf/m²

C: factor de forma adimensional indicado en la tabla de factores del E020

Vh: velocidad de diseño a la altura h, en km/h.

FACTORES DE FORMA (C) *

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Figura 3-22. **Tabla de factores de forma.**

Fuente: RNE E0.20

a) Cargas de viento en la dirección transversal.

Cuando el viento colisiona transversalmente con la edificación se encuentra con una superficie plana y perpendicular a la dirección del viento, debido a las características geométricas de nuestra edificación. Igual que para el caso de la velocidad de diseño del viento procedemos a dividir la altura de nuestra edificación en dos partes, esto debido a que la norma establece que se debe considerar franjas horizontales de alturas no mayores a 10m.

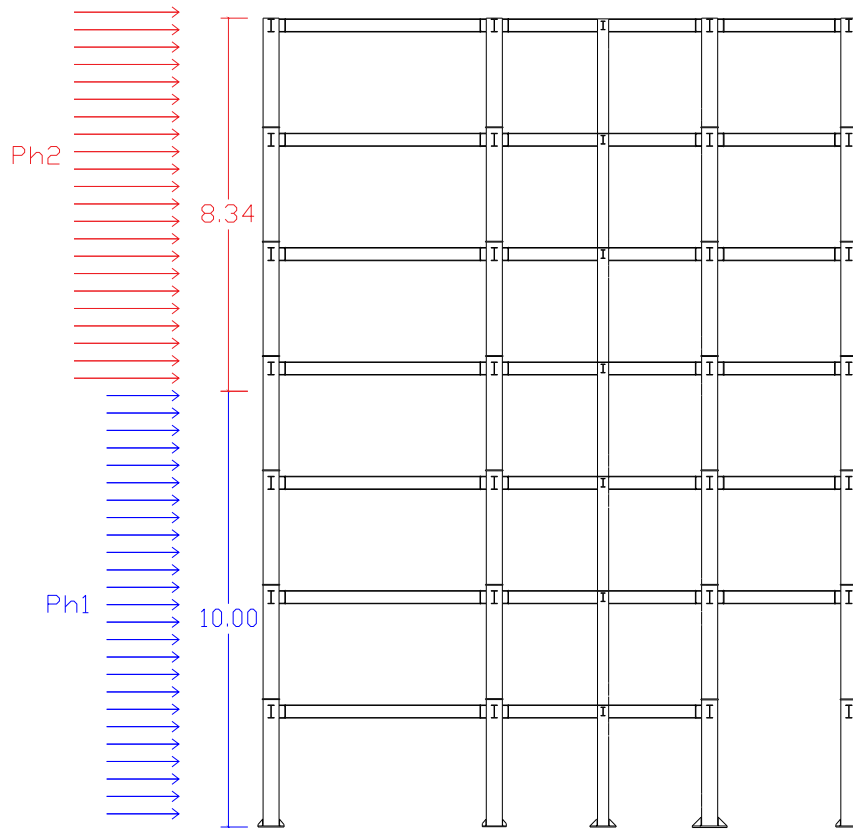


Figura 3-23. Distribución de cargas de viento en altura
Fuente: Elaborado por los autores

Entonces para calcular la presión de viento que actúa transversalmente a la edificación procedemos a usar la fórmula:

$$P_h = 0,005 C V_h^2$$

Para nuestro caso el factor de forma C de la edificación es: +0.8

$$P_{h1} = 0,005 \times 0.8 \times V_{h1}^2 = 0,005 \times 0.8 \times (75)^2 = 22.5 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{h2} = 0,005 \times 0.8 \times V_{h2}^2 = 0,005 \times 0.8 \times (85.71)^2 = 29.38 \text{ kg/m}^2$$

Con los valores de la presión de viento obtenido, podemos calcular la magnitud de la fuerza total que actuara transversalmente a la edificación producto del viento.

$$F_t = P_{h1} * A_1 + P_{h2} * A_2$$

Reemplazando:

$$F_t = 22.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (10\text{m} * 22.83\text{m}) + 29.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (8.34\text{m} * 22.83)$$

$$F_t = 5136.75\text{kg} + 5679.70\text{kg} = 10816.45\text{kg}$$

b) Cargas de viento en la dirección longitudinal.

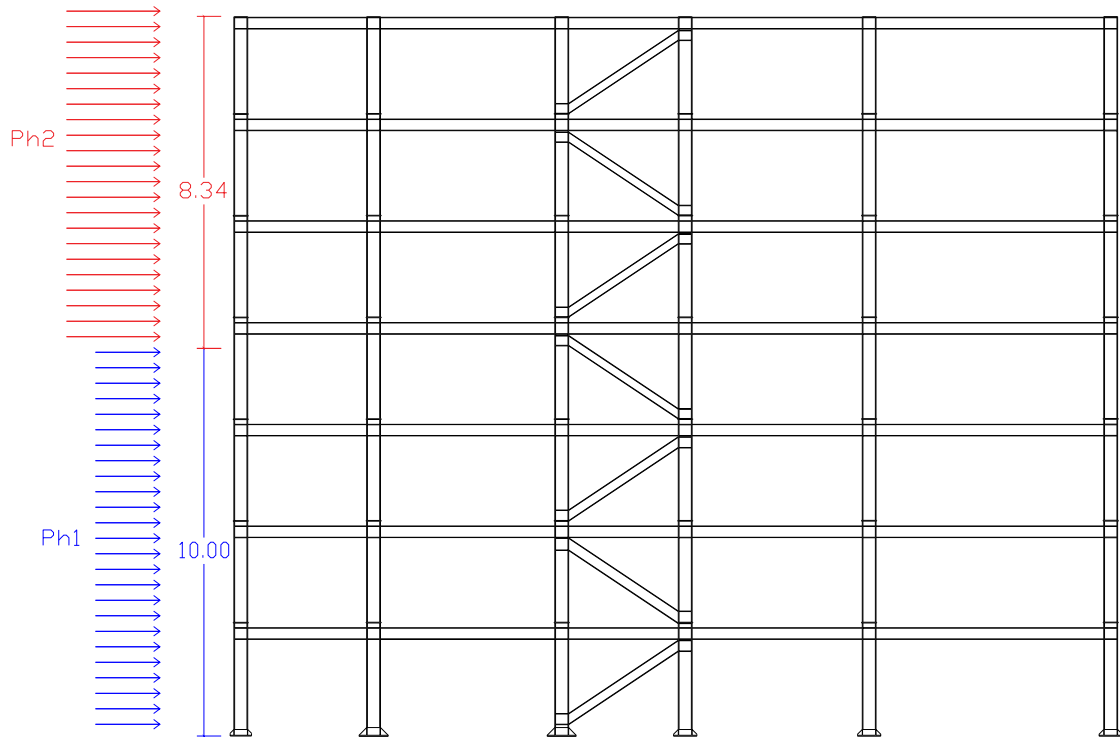


Figura 3-24. **Distribución de presiones de viento en altura**
Fuente: Elaborado por los autores

Debido a la forma geométrica de nuestra edificación las cargas de presión o succión debidas al viento son las mismas que las cargas de presión de la dirección transversal, variando únicamente la intensidad de la fuerza total que actúa longitudinalmente en la edificación.

$$F_t = P_{h1} * A_1 + P_{h2} * A_2$$

Reemplazando:

$$F_t = 22.5 \frac{kg}{m^2} * (10m * 13.52m) + 29.38 \frac{kg}{m^2} * (8.34m * 13.52m)$$

$$F_t = 3042kg + 3312.80kg = 6354.80kg$$

3.4.3. Cargas de Sismo.

Los movimientos causados por los sismos son bastante significativos en nuestro mundo ya que se cobran vidas humanas si no se tienen las consideraciones necesarias al diseñar los edificios. Es por esto que daremos una breve explicación de los sismos, que son movimientos que se dan en la corteza terrestre en su mayoría como resultado del movimiento de las placas tectónicas.

El movimiento de tierra provocado por los sifones se transmite a las edificaciones a través de los sacudidas presentes en la base, que continúa el movimiento de tierra, mientras que los demás niveles resisten el movimiento y siguen el movimiento de la base. Como resultado, la inercia se crea fuerzas o fuerzas sísmicas que ponen en peligro la seguridad estructural del edificio.

Como resultado de lo comentado anteriormente, debemos señalar que el objetivo principal del diseño de edificios cósmicos es establecer los parámetros adecuados para que la estructura pueda soportar los movimientos cósmicos.

Para obtener el espectro sísmico de respuesta deberemos usar los parámetros establecidos en la norma E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Parámetros de la configuración estructural:

Tabla 3.6. Tabla resumen de irregularidades en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	
Irregularidades de Rigidez-Piso Blando	No Presenta
Irregularidades de Resistencia-Piso Débil	No Presenta
Irregularidades de Masa o Peso	No Presenta
Irregularidad Geométrica Vertical	No Presenta
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No Presenta

Fuente: Elaborado por los autores.

Tabla 3.7. Tabla de resumen de irregularidades en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	
Irregularidad Torsional	No Presenta
Esquinas Entrantes	No Presenta
Discontinuidad Diafragma	No Presenta

Fuente: Elaborado por los autores.

Tabla 3.8. Parámetros sísmicos de suelo y uso

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR
Factor de Zona	Zona 2	z	0.25
Factor Suelo	Suelo Intermedio	S	0.6
Factor de Amplificación Sísmica		C	2.5
Categoría de la Edificación	Edificación Común	U	1
Coficiente de Reducción "X"	Pórtico excéntricamente arriostrado	Rx	8
Coficiente de Reducción "Y"	Pórtico excéntricamente arriostrado	Ry	8

Fuente: Elaborado por los autores

T (seg)	C	Sa
0.1	2.500	0.920
0.2	2.500	0.920
0.3	2.500	0.920
0.4	2.500	0.920
0.5	2.500	0.920
0.6	2.500	0.920
0.7	2.143	0.788
0.8	1.875	0.690
0.9	1.667	0.613
1	1.500	0.552
1.1	1.364	0.502
1.2	1.250	0.460
1.3	1.154	0.424
1.4	1.071	0.394
1.5	1.000	0.368
1.6	0.938	0.345
1.7	0.882	0.325
1.8	0.833	0.307
1.9	0.789	0.290
2	0.750	0.276
2.5	0.600	0.221
3	0.500	0.184
5	0.300	0.110

Figura 3-25. **Tabla de espectro de diseño.**
Fuente: Elaborado por los autores

3.4.4. Efectos de Temperatura.

La estructura de la edificación está conformada por perfiles de acero laminado al carbono, y por ser este un material sensible a los cambios de temperatura, se hace necesario realizar un análisis de los posibles efectos producto de las variaciones térmicas. Se ha determinado que la variación térmica promedio en la ciudad del cusco de 0° a 19° (Spark, 2019).

Con este valor procedemos a calcular el esfuerzo originado en la estructura por efecto de la temperatura, para ello necesitamos de los siguientes valores:

Módulo de elasticidad del acero al carbono: 29000 ksi

Coefficiente de dilatación térmica del acero a36: $1.08 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

$$\delta = \alpha \cdot E \cdot \Delta T$$

$$\delta = 1.08 \times 10^{-5} * 29000 \text{ ksi} * 19 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\delta = 5.95 \text{ ksi} = 418.36 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 1.08 \times 10^{-5} * 22.70 * 19 \text{ } ^\circ\text{C} = 4.6 \text{ mm.}$$

De los resultados obtenidos para el esfuerzo y la variación de longitud podemos indicar que las cargas por temperatura pueden ser despreciadas.

3.5. MODELO EN EL COMPUTADOR.

3.5.1. Introducción al Programa CYPE 3D.

CYPE 3D es un programa rápido y eficaz diseñado para el cálculo de estructuras tridimensionales de acero, aluminio, madera o cualquier otro material, incluyendo el dimensionado de uniones (tubos de acero soldados y atornillados en doble T y perfiles tubulares) y su cimentación con anclaplacas, placas de conexión y cordones de empalme. La aplicación se puede utilizar para dimensionar barras de madera, metal o aluminio, así como pilotes y vigas de hormigón armado. La computadora puede verificar los pilotes de mezcla de hormigón y hierro.

Asimismo, “Permite la discretización de estructuras mediante láminas, que son elementos planos bidimensionales con épsilon constante cuyo perímetro está definido por un polígono” (RNE, 2008, p. 56).

3.5.2. Metodología seguida para Modelar, Analizar y Diseñar el Edificio Comercial.

3.5.2.1. Modelación de la estructura con el CYPE 3D.

Para la modelación de la estructura del edificio comercial se muestra las siguientes Figuras:

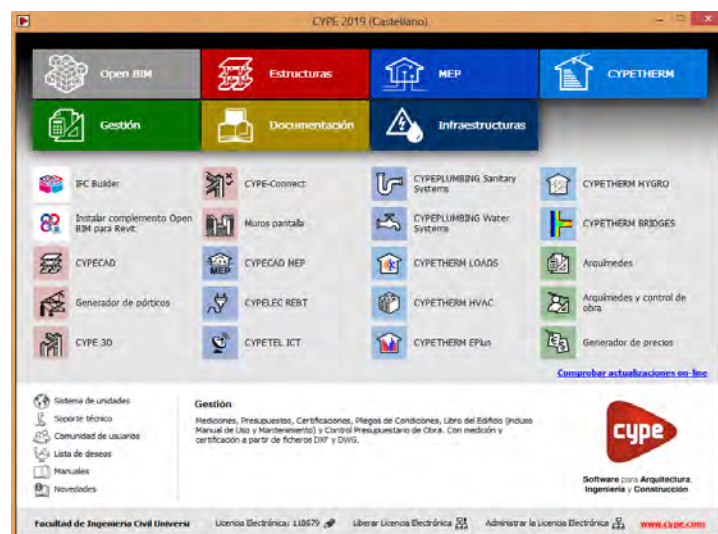


Figura 3-26. Se muestra la inicialización del programa CYPE 3D

Fuente: CYPE 3D

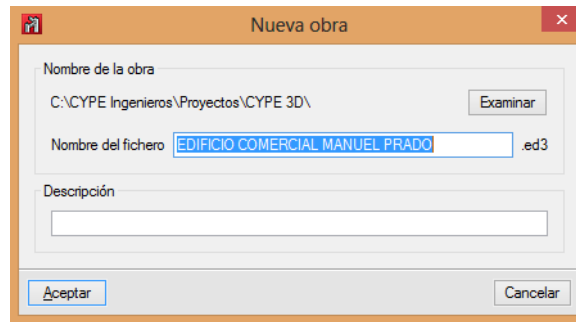


Figura 3-27. Se muestra la definición de proyecto nuevo en el programa.
Fuente: CYPE 3D

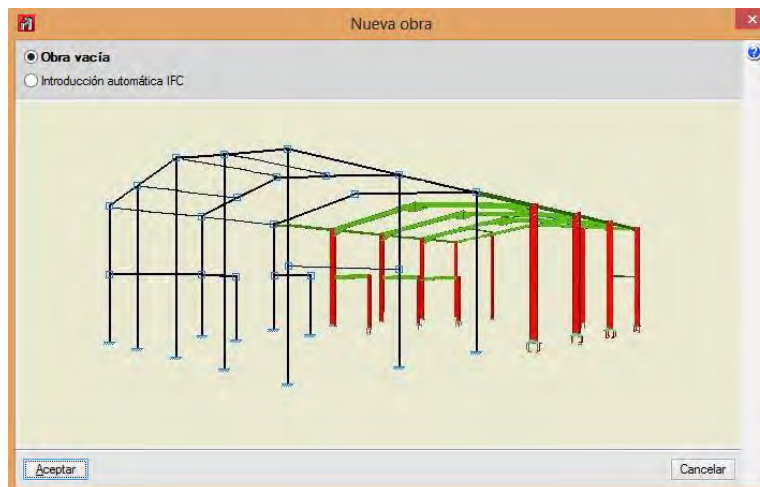


Figura 3-28. Se muestra la selección de obra vacía, el CYPE 3D permite importar proyectos en formatos IFC.
Fuente: CYPE 3D

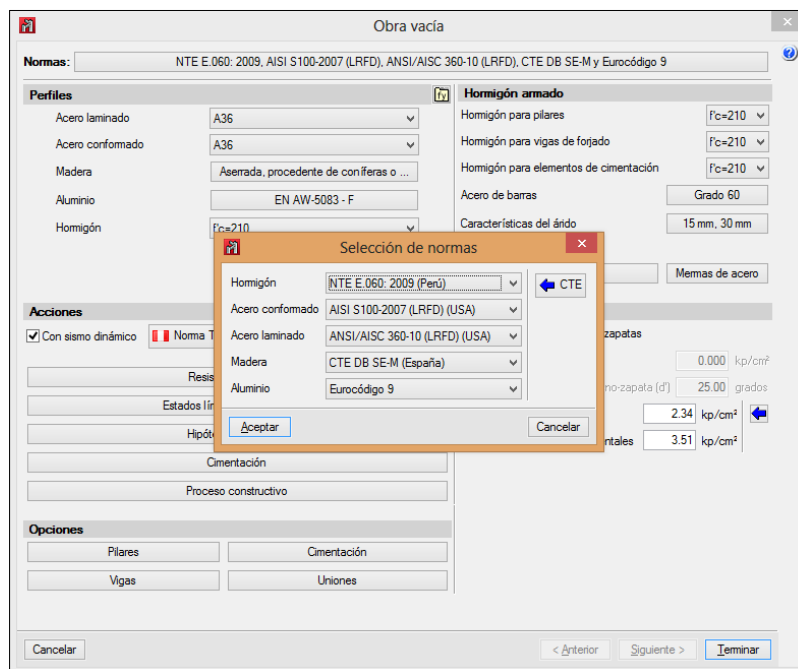


Figura 3-29. Seguidamente se procede a definir las normas a emplear para el análisis y diseño de la edificación

Fuente: CYPE 3D



Figura 3-30. Seguidamente se procede a definir el parámetro sísmico para el espectro de cálculo
Fuente: CYPE 3D

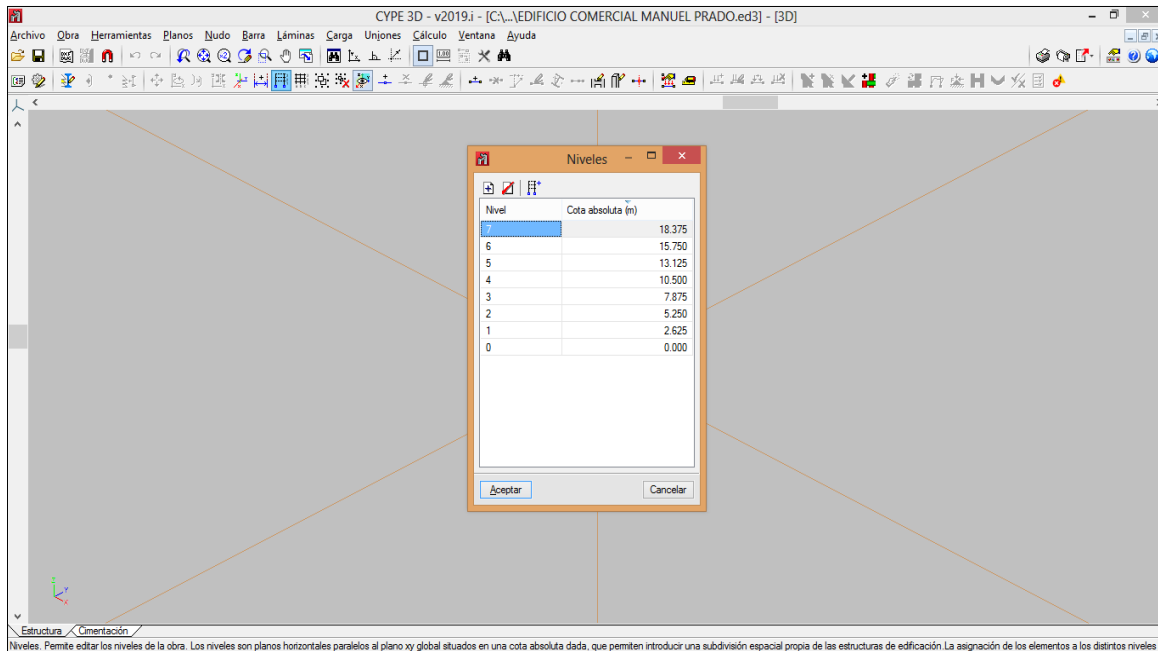


Figura 3-31. Luego de proceder definir el número y altura de los entresijos de la edificación
Fuente: CYPE 3D

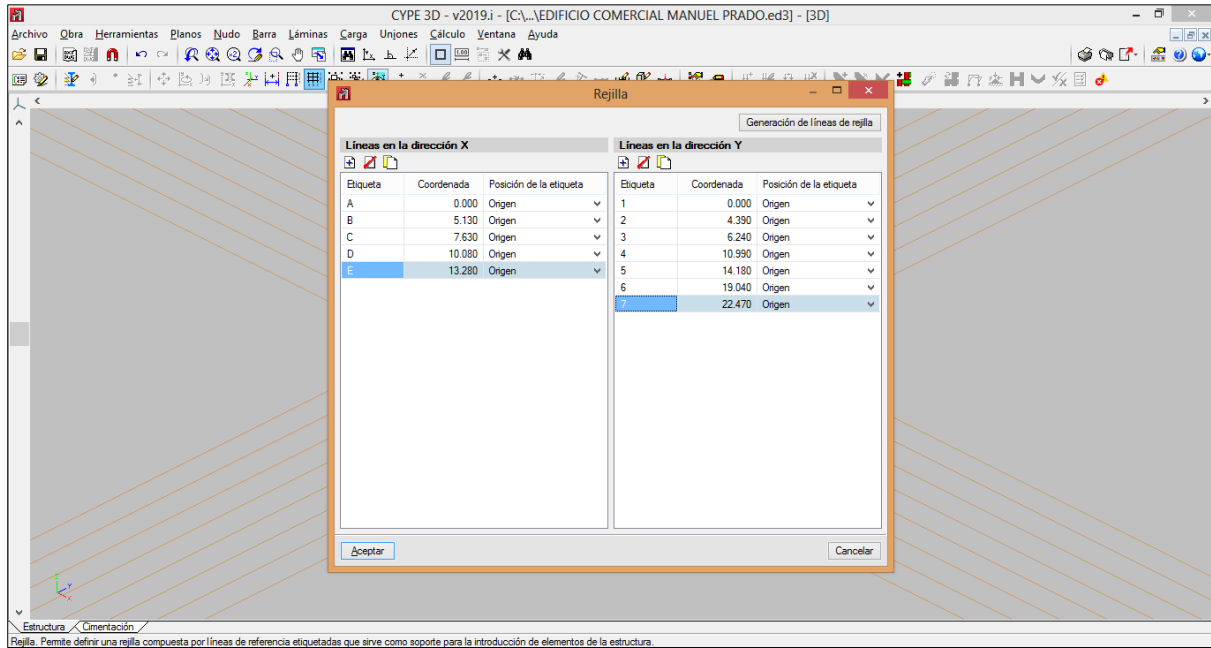


Figura 3-32. Seguidamente Procedemos a definir los respectivos ejes de la edificación
Fuente: CYPE 3D

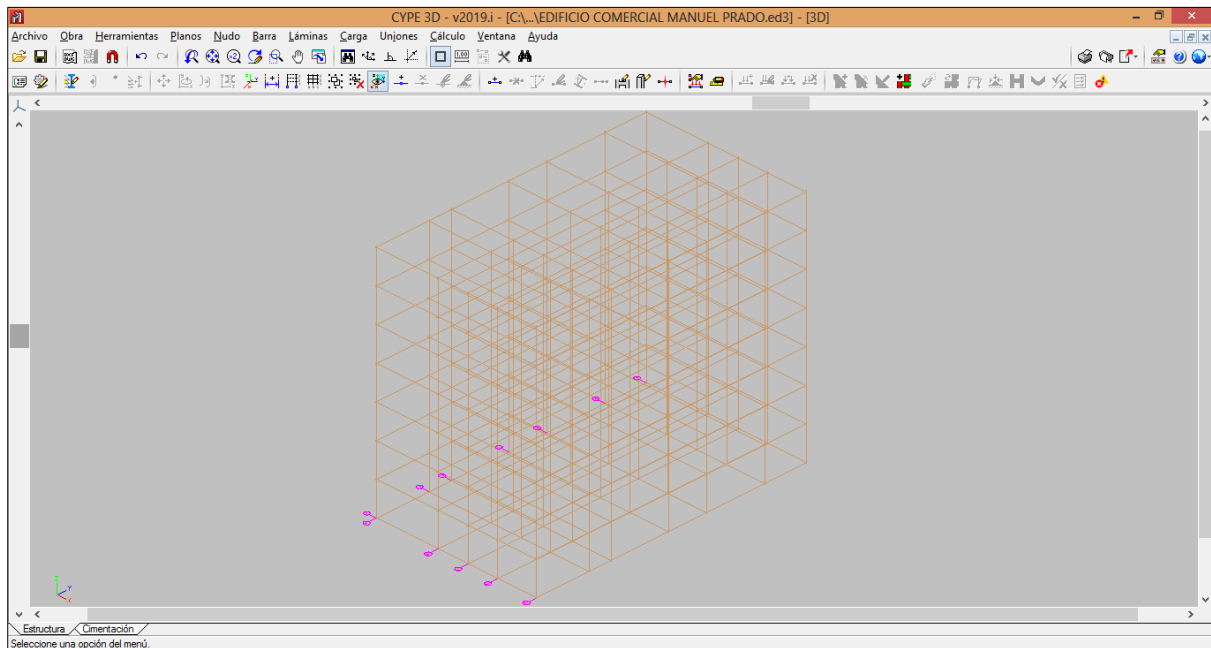


Figura 3-33. Se observa una vista previa en 3D de los ejes
Fuente: CYPE 3D

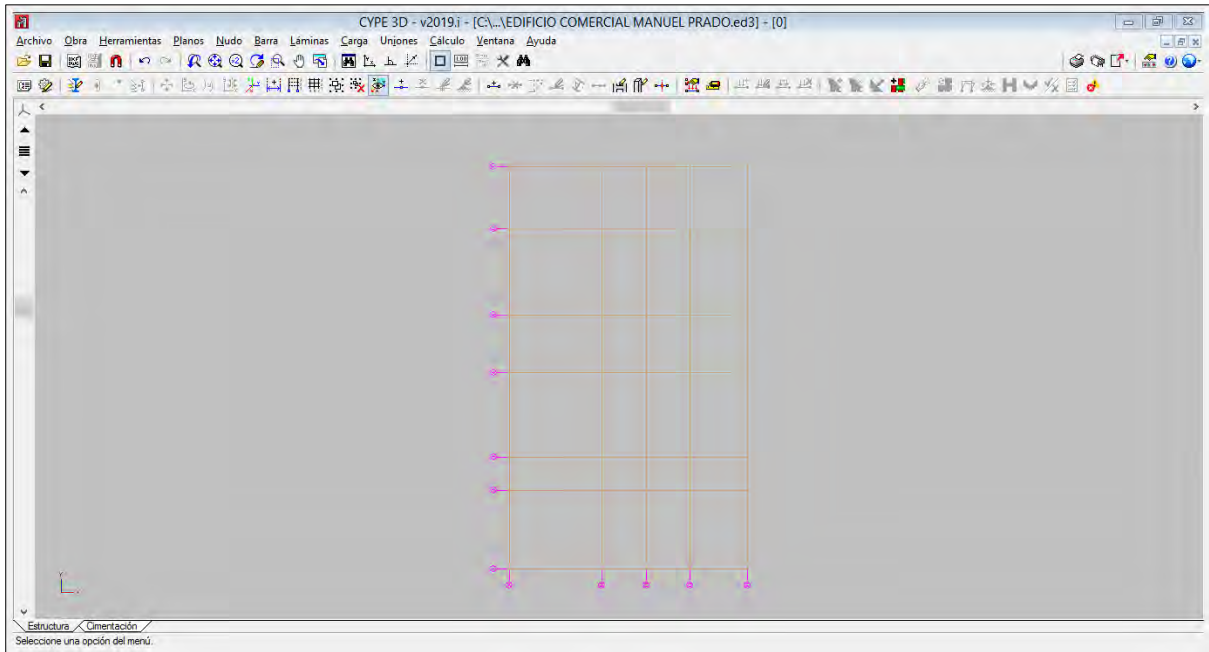


Figura 3-34. Se aprecia los ejes ya definidos en planta.
Fuente: CYPE 3D

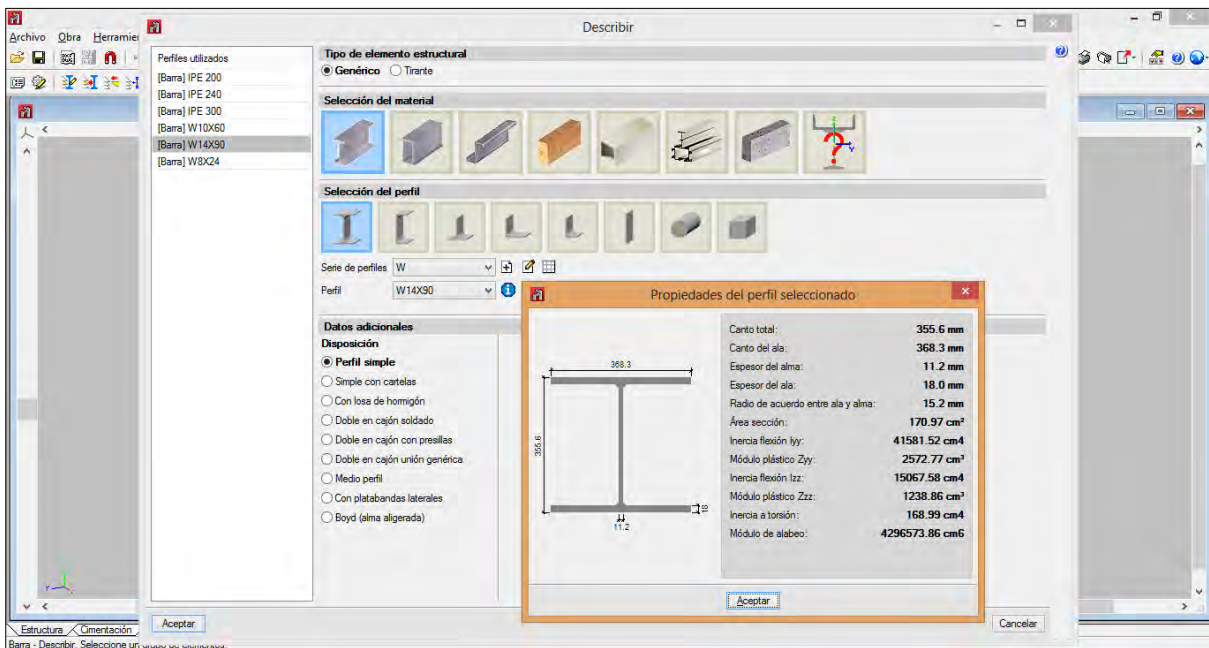


Figura 3-35. Se define la sección de la columna metálica “W” según el predimensionamiento
Fuente: Cype 3d

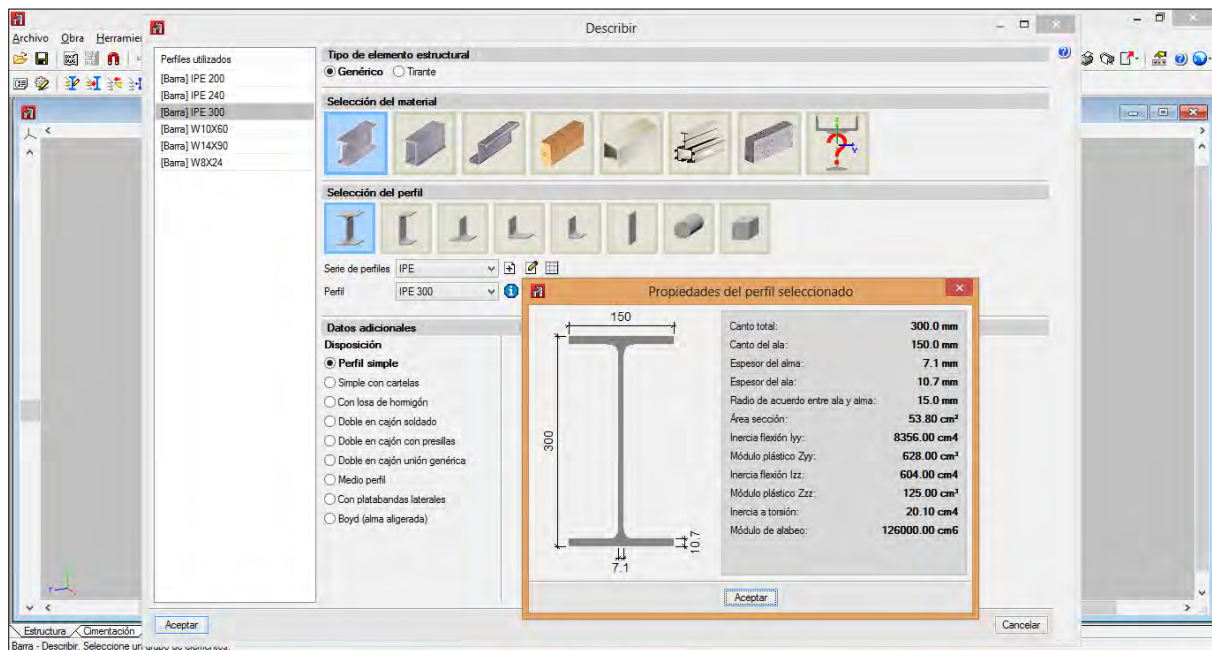


Figura 3-36. Se define la sección de la viga metálica “IPE” según el predimensionamiento
Fuente: CYPE 3D

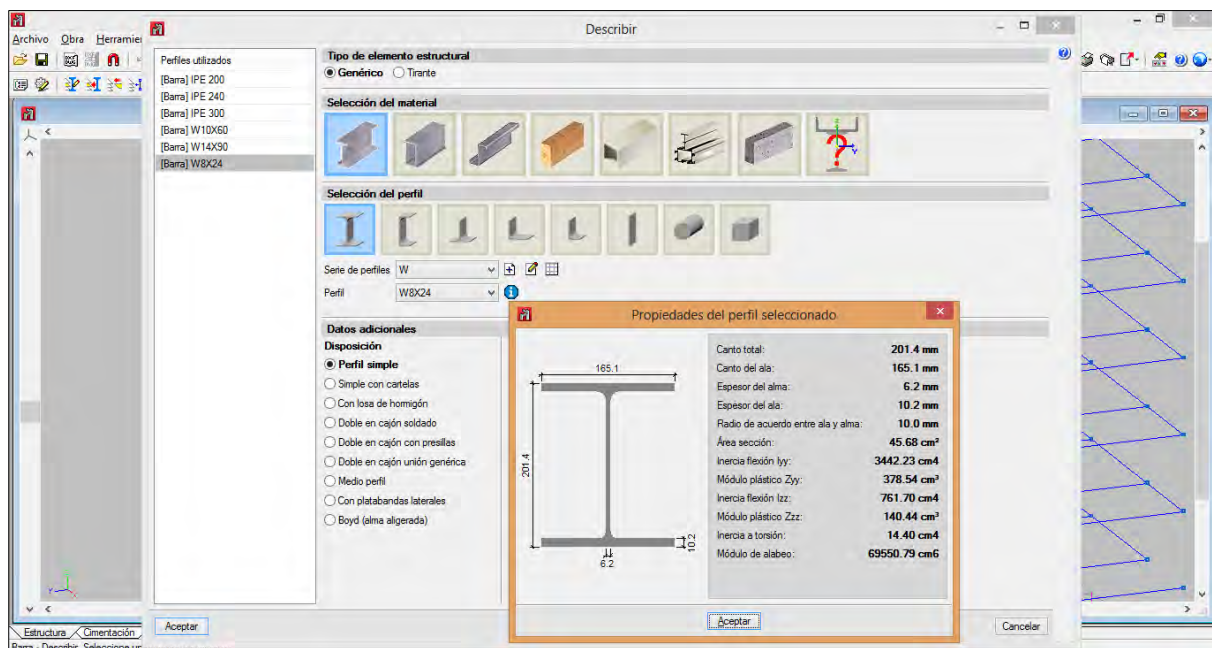


Figura 3-37. Se define la sección del arrioste metálico “W” según el predimensionamiento
Fuente: CYPE 3D

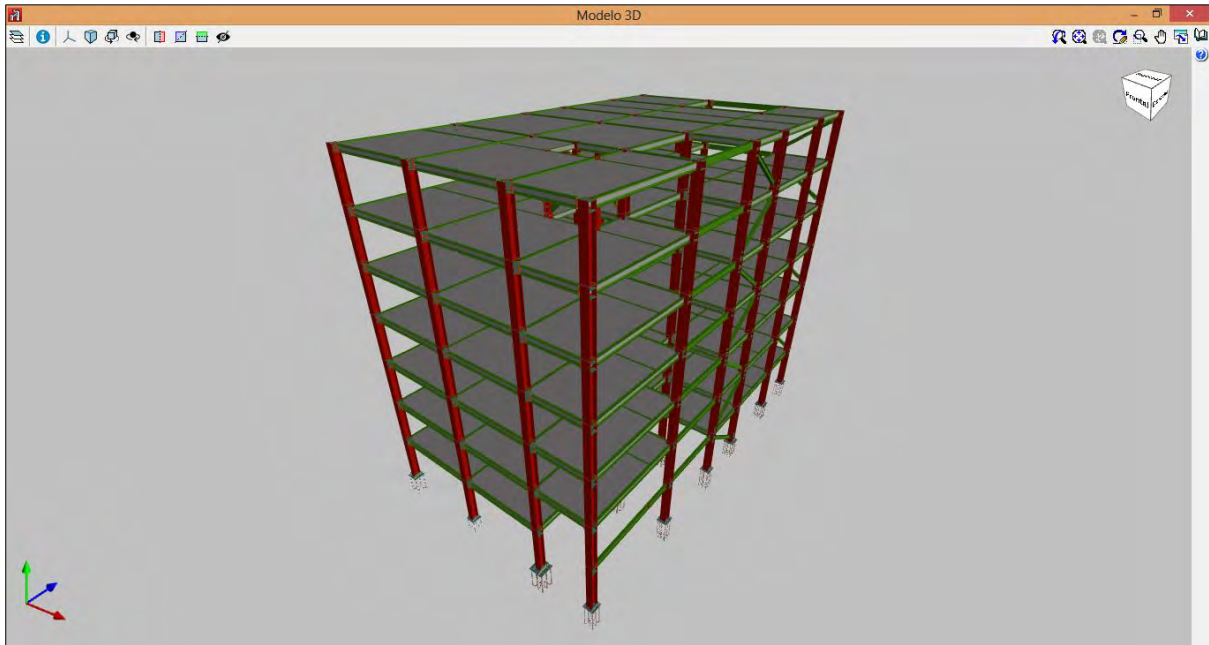


Figura 3-38. Vista isométrica del Edificio Manuel Prado
Fuente: CYPE 3D

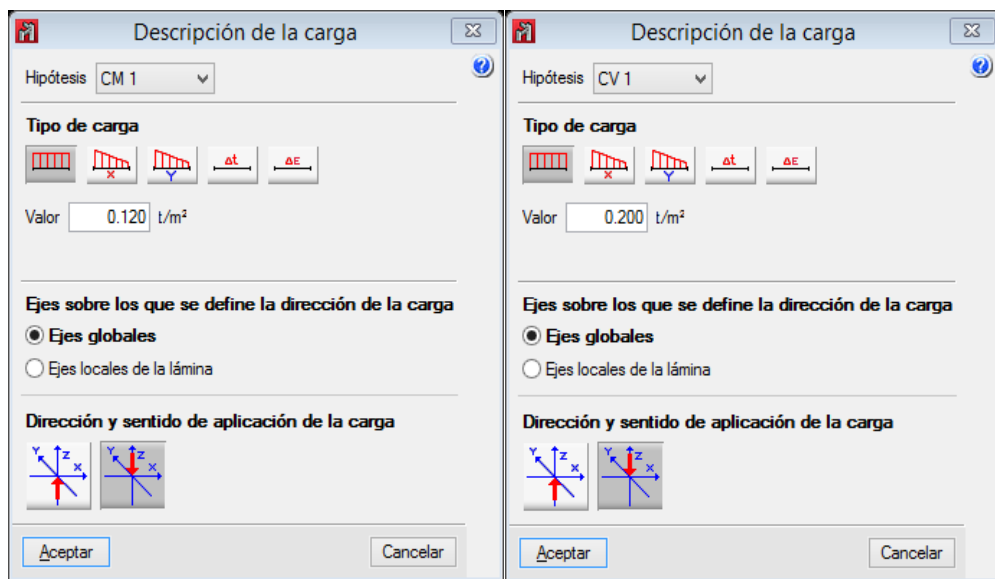


Figura 3-39. Seguidamente procedemos a ingresar las cargas actuantes en la estructura
Fuente: CYPE 3D

3.5.2.2. Análisis de la estructura con el CYPE 3D.

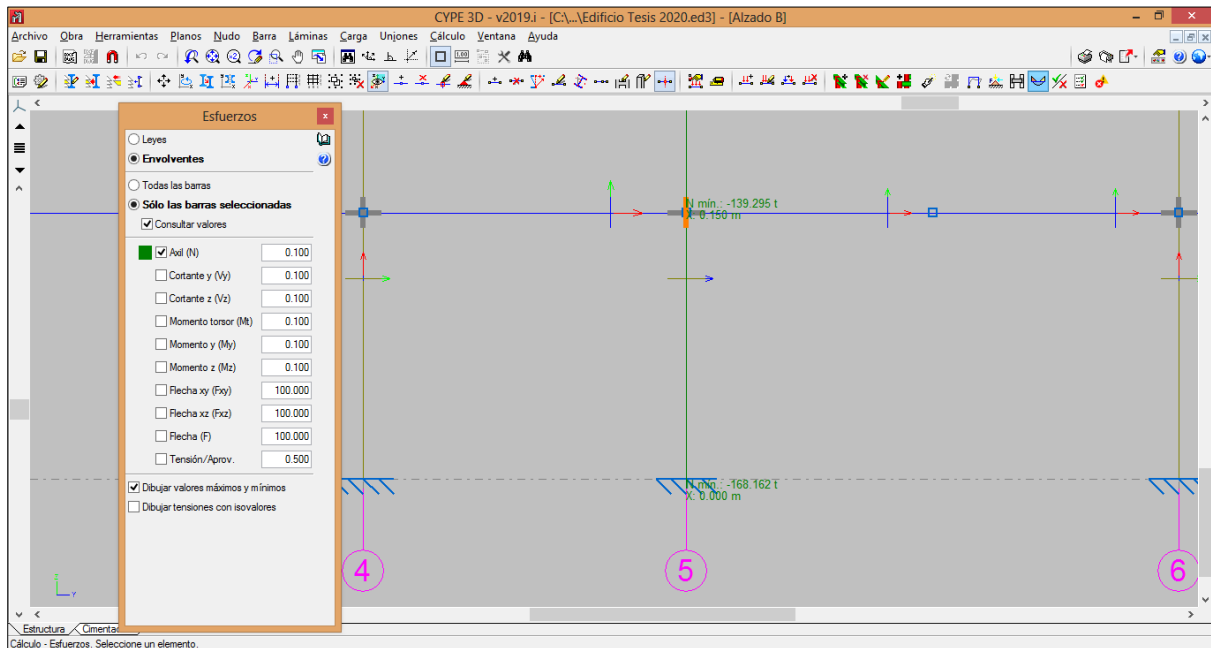


Figura 3-40. Se aprecia el esfuerzo axial en la columna B5, para la envolvente de las cargas.
Fuente: CYPE 3D

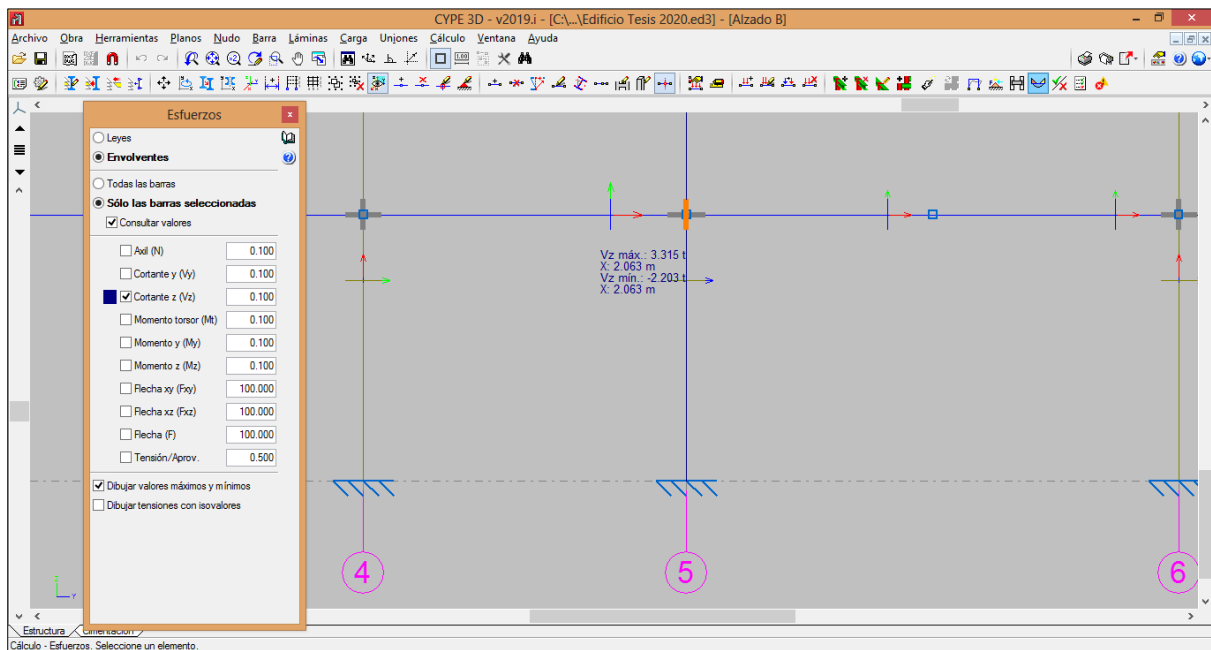


Figura 3-41. Se aprecia el esfuerzo cortante en la columna B5, para la envolvente de las cargas.
Fuente: CYPE 3D

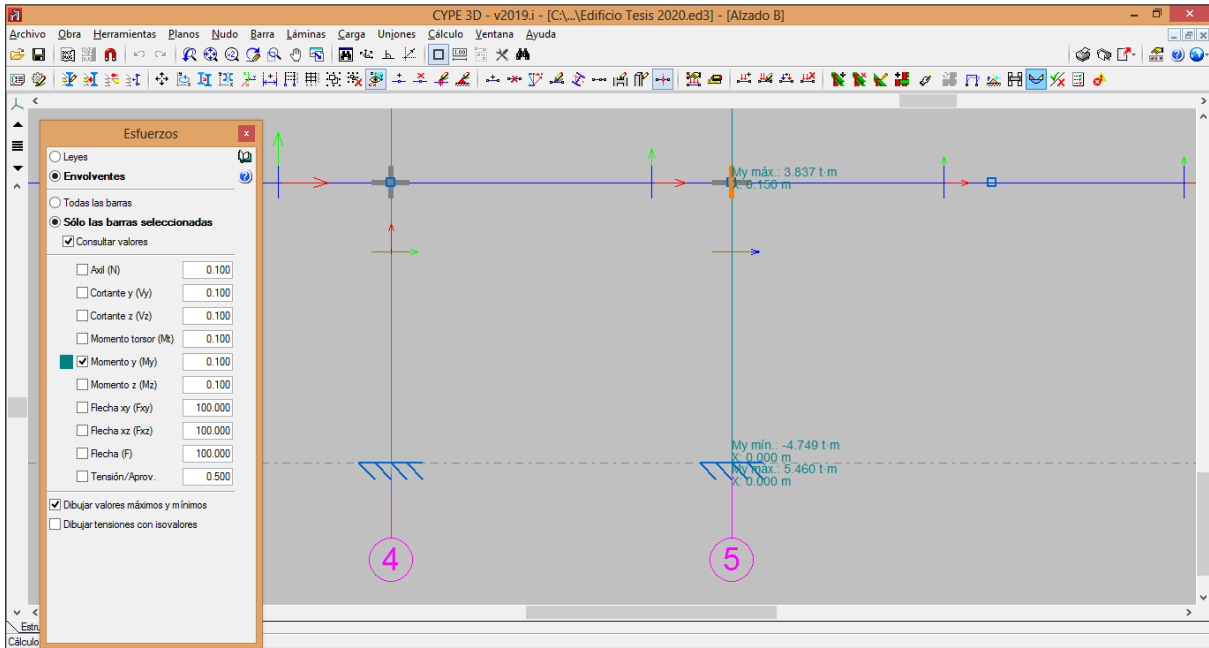


Figura 3-42. Se aprecia el momento flector en la columna B5, para la envolvente de las cargas.
Fuente: CYPE 3D

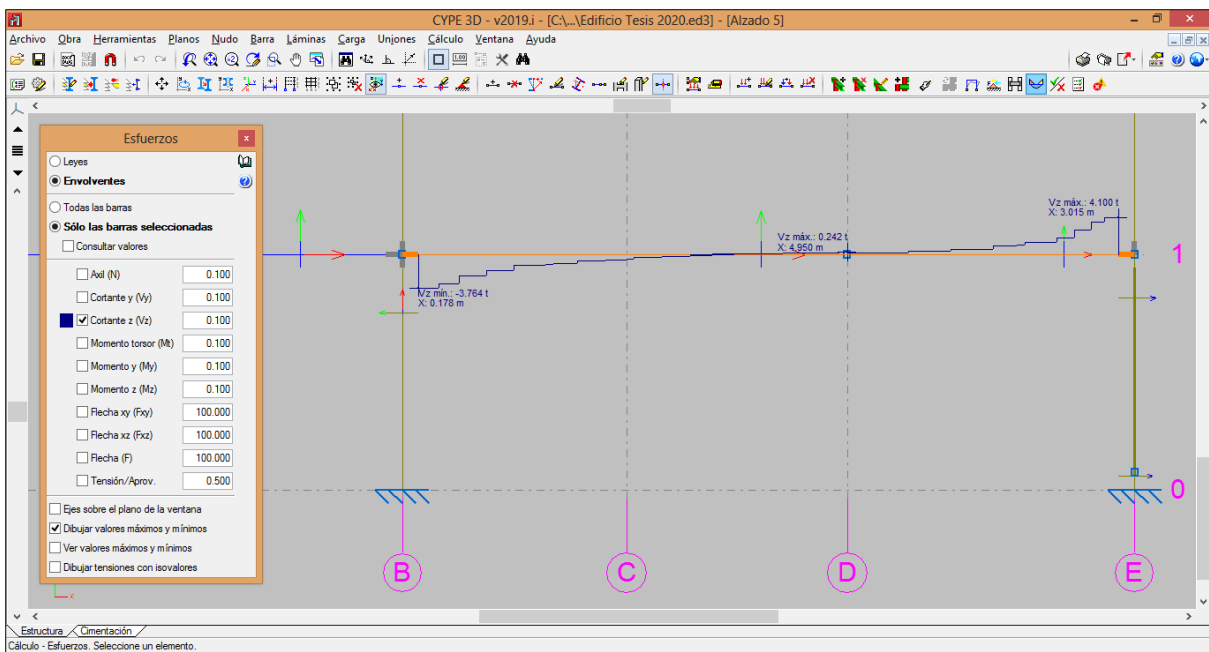


Figura 3-43. Se aprecia el esfuerzo cortante en la viga B-E, para la envolvente de las cargas.
Fuente: CYPE 3D

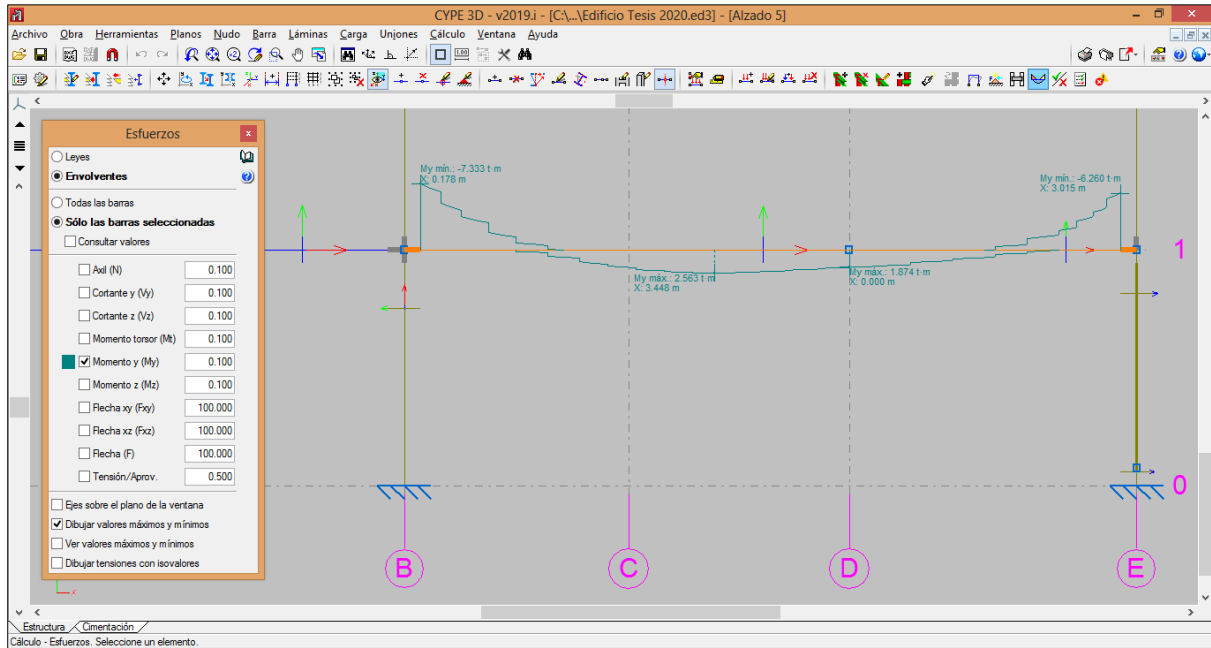


Figura 3-44. Se aprecia el momento flector en la viga del eje 5 entre los tramos B-E del primer nivel, para la envolvente de las cargas.

Fuente: CYPE 3D

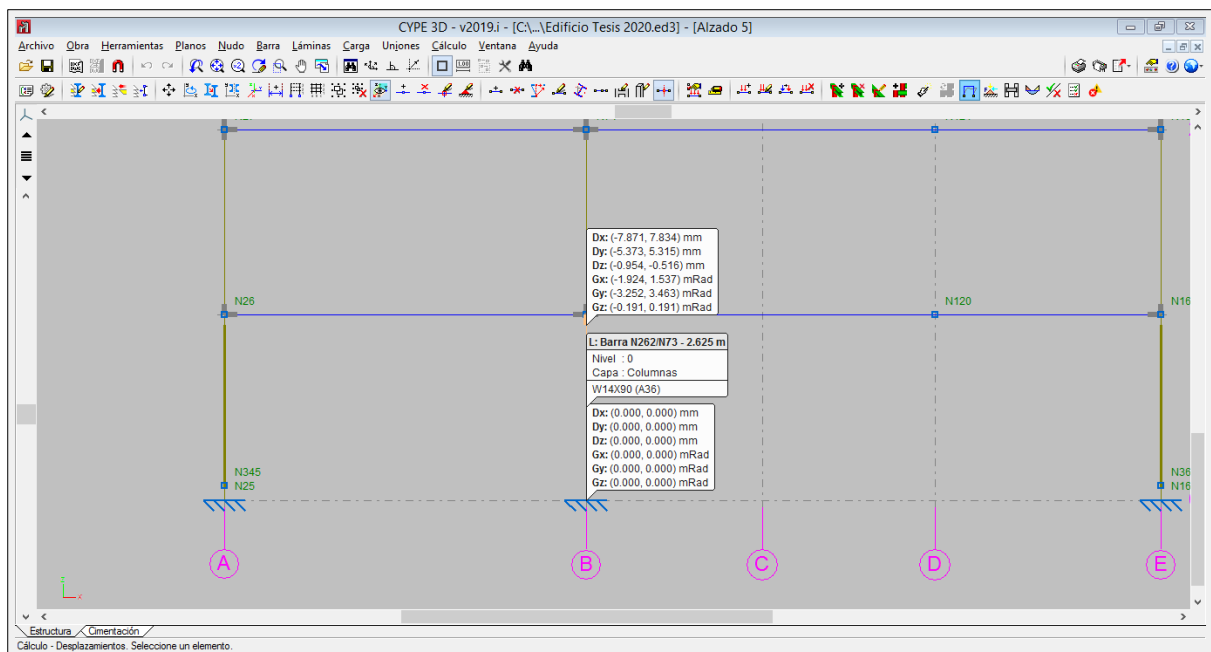


Figura 3-45. Se aprecia el desplazamiento de envolventes en el nudo superior de la columna B5 del primer nivel.

Fuente: CYPE 3D

3.5.2.3. Diseño de la estructura con el CYPE 3D.

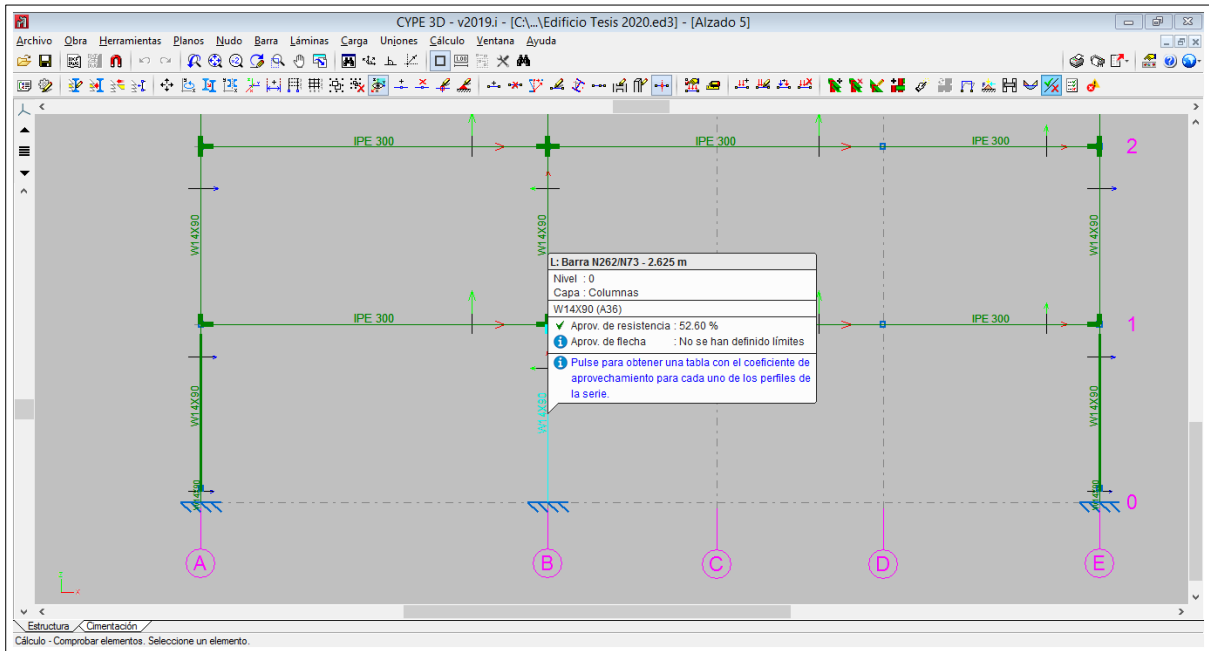


Figura 3-46. Se aprecia que el perfil W14x90 (A36) predimensionado para la columna B5 cumple satisfactoriamente.

Fuente: CYPE 3D

Perfil	Peso	Resistencia
✓ W14X176	262.34	26.45 %
✓ W14X159	236.51	29.38 %
✓ W14X145	216.25	32.16 %
✓ W14X132	196.50	35.78 %
✓ W14X120	178.78	39.37 %
✓ W14X109	162.06	43.43 %
✓ W14X99	147.38	47.84 %
✓ W14X90	134.21	52.60 %
✓ W14X82	121.55	63.75 %
✓ W14X74	110.41	70.25 %
✓ W14X68	101.29	76.76 %
✓ W14X61	90.65	85.96 %
✗ W14X53	79.01	121.39 %
✗ W14X48	71.41	150.30 %
✗ W14X43	63.81	190.69 %
✗ W14X38	56.72	324.83 %
✗ W14X34	50.65	417.37 %

No se han definido límites de flecha

Significado de los iconos

- ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
- ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

Figura 3-47. Verificación de los posibles perfiles que cumplen para la columna B5.

Fuente: CYPE 3D

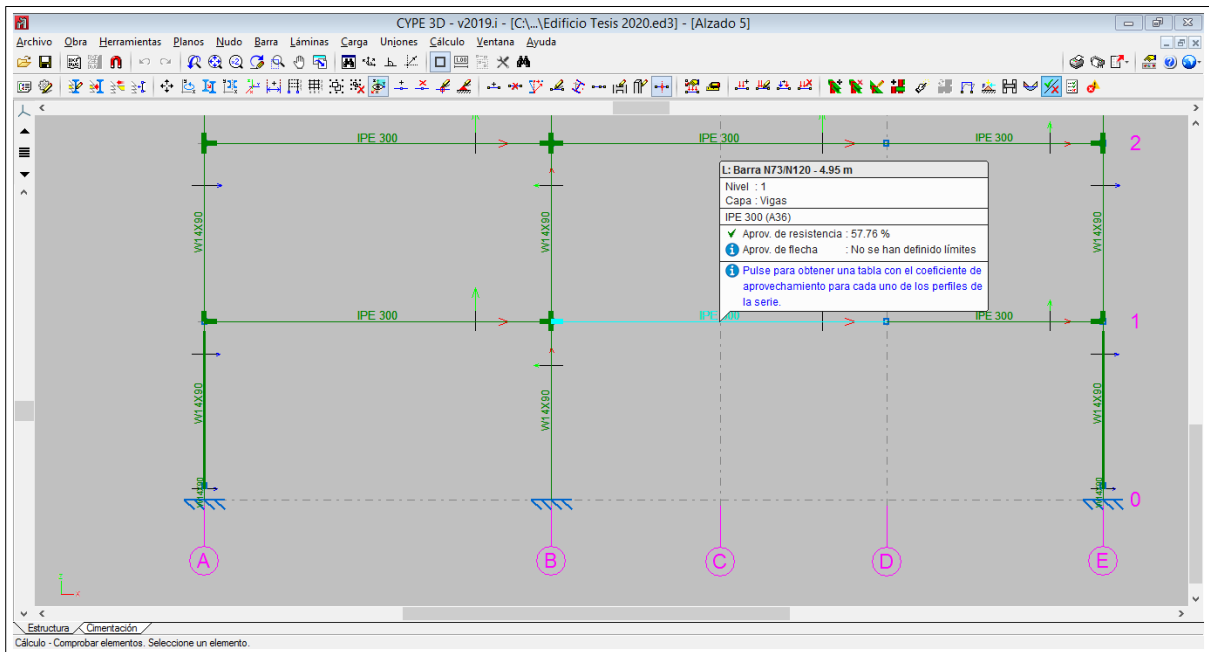


Figura 3-48. Se aprecia que el perfil IPE 300 (A36) predimensionado para la viga B-E cumple satisfactoriamente.
Fuente: CYPE 3D

The 'Comprobación' dialog box displays the following table:

Perfil	Peso	Resistencia	Errores
✗ IPE 80	6.00	—	Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra ...
✗ IPE 100	8.09	—	Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra ...
✗ IPE 120	10.36	—	Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra ...
✗ IPE 140	12.87	—	Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra ...
✗ IPE 160	15.78	—	Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra ...
✗ IPE 180	18.76	—	Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra ...
✗ IPE 200	22.37	—	Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra ...
✗ IPE 220	26.22	162.71 %	
✓ IPE 240	30.69	99.64 %	
✓ IPE 270	36.03	74.99 %	
✓ IPE 300	42.23	57.76 %	
✓ IPE 330	49.14	45.13 %	
✓ IPE 360	57.07	35.63 %	
✓ IPE 400	66.33	27.87 %	
✓ IPE 450	77.56	21.51 %	
✓ IPE 500	91.06	16.74 %	
✓ IPE 550	105.19	13.23 %	

Additional information in the dialog:

- No se han definido límites de flecha
- Significado de los iconos:
 - ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
 - ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Figura 3-49. Verificación de los posibles perfiles que cumplen para la viga B-E.
Fuente: CYPE 3D

En la siguiente figura se aprecia que el perfil para arriostre cumple satisfactoriamente, por lo que optamos usar este perfil para reducir costos, ya que es de menor sección que el perfil predimensionado.

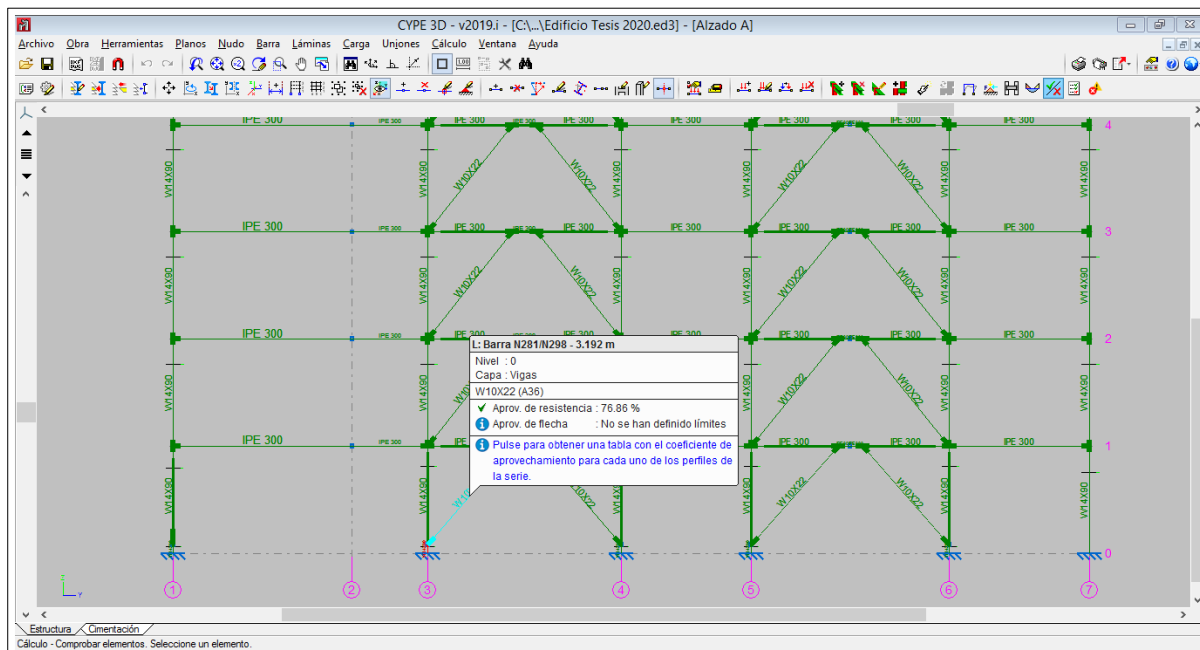


Figura 3-50. Se aprecia que el perfil W10X22 (A36) para el arriostre comprendido en el eje A y tramo 4-5. Fuente: CYPE 3D

The 'Comprobación' dialog box displays a table of possible profiles for the bracing. The table includes columns for Perfil, Peso, Resistencia, and Errores. The W10X22 profile is highlighted in light blue, indicating it is the selected optimal profile.

Perfil	Peso	Resistencia	Errores
✗ W12X19	28.21	— 'Relación ancho/espesor en arriostreamiento (AISC ...
✗ W12X16	23.85	— 'Relación ancho/espesor en arriostreamiento (AISC ...
✗ W12X14	21.07	— 'Relación ancho/espesor en arriostreamiento (AISC ...
✓ W10X112	166.62	10.90 %	
✓ W10X100	148.39	12.25 %	
✓ W10X88	131.68	13.89 %	
✓ W10X77	114.96	15.96 %	
✓ W10X68	100.78	18.18 %	
✓ W10X60	89.64	20.58 %	
✓ W10X54	80.02	23.01 %	
✓ W10X49	72.93	25.31 %	
✓ W10X45	67.36	29.68 %	
✓ W10X39	58.24	34.59 %	
✓ W10X33	49.18	41.46 %	
✓ W10X30	44.77	54.44 %	
✓ W10X26	38.54	63.65 %	
✓ W10X22	32.87	76.86 %	

Additional information in the dialog box:

- No se han definido límites de fecha
- Significado de los iconos:
 - ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
 - ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Figura 3-51. Verificación de los posibles perfiles que cumplen para el arriostre comprendido en el eje A y tramo 4-5. Fuente: CYPE 3D

CAPITULO IV

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

4.1.1.1. Métodos de Diseño Propuestos por el AISC.

Son dos los métodos de Diseño en acero que se desarrollan en el manual AISC.

- “Diseño por Esfuerzos Permisibles”, conocido por sus siglas ASD (Allowable Stress Design).
- “Diseño por Factores de Carga y Resistencia o Estados límites”, más conocido por las siglas LRFD (Load and Resistance Factor Design).

Ambos enfoques se basan en los principios del diseño de límite de estado, que establece los límites de la utilidad estructural.

El término "límite establecido" se utiliza para describir una situación en la que una estructura completa o una parte de ella deja de funcionar según lo previsto. Existen dos tipos diferentes de estados límite: de resistencia y de servicio.

La capacidad para soportar una carga se define por el estado de máxima resistencia, utilizando los parámetros de exceso de flujo, fractura, pandeo y fatiga.

Los parámetros de deflexión, agrietamiento, desplazamientos, vibración y deterioro que componen el estado límite de servicio dictan el comportamiento de la estructura. Todos estos estados solitarios deben evitarse en ambas situaciones.

Podemos decir que hay dos diferencias notables entre las metodologías LRFD y ASD. La primera diferencia tiene que ver con el método utilizado para calcular los pesos de diseño; la segunda diferencia se refiere al uso de factores de resistencia y seguridad (En los métodos LRFD y ASD, respectivamente).

En nuestro caso específico, optamos por diseñar utilizando la metodología LRFD tras considerar los consejos de varios autores. Más adelante entraremos en más detalles sobre lo mismo.

El método LRFD crea grupos de cargas de servicio potenciales y cada carga se multiplica por un factor de carga mayor o igual a 1, cuya magnitud refleja la incertidumbre de esa carga en

particular. La carga factorizada es la combinación lineal que se obtiene al multiplicar cada carga por servicio individual por su correspondiente factor de carga. Los valores mayores determinados de esta manera se utilizarán para calcular las fuerzas axiales, de flexión y de momento; sin embargo, estos valores mayores no deben ser mayores que la resistencia nominal del miembro multiplicada por su factor de reducción:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

Donde:

ϕ = factor de reducción

R_n = Resistencia nominal

γ_i = Factor de carga

Q_i = Carga

El lado izquierdo del desequilibrio representa la resistencia del componente o sistema, y el lado derecho la carga máxima prevista. Para obtener la "Resistencia de Diseño", la resistencia nominal R_n se reduce por un factor de resistencia que es menor que la unidad. Para tener las cargas factorizadas, las cargas se amplifican por sus respectivos factores de acción más grandes en el lado opuesto de la desigualdad. Algunas de las ventajas del diseño con el método LRFD son:

- Es una herramienta adicional para ayudar al diseñador a mantenerse fiel a la solución que utilizó al diseñar un arma determinada.
- LRFD es más racional y por lo tanto el comportamiento estructural de la edificación diseñada por este método se asemeja más a la realidad.
- El uso de una variedad de combinaciones de carga ayuda a que la solución sea más rentable porque se acerca más a la situación real.
- Facilita el ingreso de las bases de diseño a medida que se dispone de más información.
- Cuando se conoce con mayor precisión la naturaleza de la carga, puede ser posible introducir ciertos cambios en los factores γ_i o ϕ . Esto importa cuando hay cargas inusuales o cuando hay una mejor comprensión de la resistencia.
- De esta forma son más pertinentes realizar los futuros ajustes y calibraciones.

4.1.2. Método de Análisis propuesto por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Las especificaciones AISC mencionadas anteriormente son aceptadas en Perú por la RNE bajo la Norma E-090 debido a la falta de especificaciones nacionales. Naturalmente, hay algunos

cambios menores realizados aquí en comparación con lo que establecen las especificaciones AISC. La ventaja del diseño basado en resistencias, como ya se dijo, es que se puede determinar el factor de seguridad de los elementos examinados. A través de dos mecanismos, la Norma Peruana de Estructuras Metálicas E-090 introduce el concepto de seguridad en el proceso de diseño. Estos incluyen aumentar las capacidades de carga de servicio y disminuir la resistencia teórica de la pieza o disminuir la capacidad, como lo logra la metodología AISC-LRFD antes mencionada.

La métrica de carga de servicio se calcula tomando como base el patrón de peso E-020, y el análisis estructural se realiza bajo la hipótesis de un comportamiento elástico de la estructura. En nuestro caso, tanto el diseño analítico como el estructural se han realizado mediante una herramienta denominada CYPE 3D.

4.1.2.1. *Coefficientes de amplificación de cargas de servicio.*

El código peruano clasifica la carga en muerta, viva, sísmica, viento, nieve, etc. El total de todas las diferentes cargas que actúan sobre la estructura, afectadas por un factor de amplitud, constituye la última carga de diseño o de últimos efectos que interviene en los estados de contorno. Este factor de amplificación tiene como objetivo demostrar la probabilidad de que la carga estimada se exceda en la práctica. Por ejemplo, el peso muerto se evalúa con mayor precisión que el peso vivo o con sobrepeso, por lo que su factor de amplitud es menor.

El AISC fue fuente inicial para que se tomen en consideración los factores de Amplificación que fueron utilizados por el Reglamento Nacional de Edificación (RNE).

Seguidamente, se presenta la tabla donde se da a conocer los diferentes intercambios con la numeración AISC correspondiente. A ello se le agrega un punto de vista que da a conocer una combinación que le corresponde, la concurrente ocurrencia del tipo de carga que fue esperado, durante la vida útil de la estructura.

Tabla 4.1. Combinaciones con la numeración AISC.

Combinación de Carga	Máxima Posibilidad de carga en la vida útil de 50 años
1.4 D	Carga muerta D durante la construcción
1.2 D + 1.6 L + 0.5 (S ó L_r ó R)	Carga viva L
1.2 D + 1.6 (L_r ó S ó R) + (0.8 W ó 0.5 L)	Carga en el techo
1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L_r ó S ó R)	Carga de viento W aditiva a la carga muerta
1.2 D +/- 1 E + (0.5 L ó 0.2 S)	Carga de sismo aditiva a la carga muerta
0.9 D +/- (1.3 W ó 1 E)	W ó E opuesta o aditiva a la carga muerta

Fuente: Elaboración Propia.

D = Carga muerta

Lr = carga viva sobre el techo (30 kg/m² según RNE).

L = Carga viva de piso.

S = Carga de nieve.

R = carga inicial de lluvia en techos planos cuando falla el desagüe.

W = Carga de viento.

E = Carga de sismo de acuerdo a la Norma E-30 Diseño Sismorresistente.

Es preciso tener en cuenta, que para efectos del diseño estructural, se debe realizar una adecuada combinación de cargas que den origen a resultados mayores, dicho de otra forma es la combinación que permita la producción de una mayor sollicitación al eje estructural en forma global o de forma particular. Se tiene que hallar “la envolvente de esfuerzos internos”, este se puede dar por flexión, acciones normales, corte, de tracción o compresión, tanto como los esfuerzos combinados. En caso se requiera mayores resultados en los efectos del diseño estructural, es preciso la mezcla de cargas, dicho de otra manera la combinación de energía da origen a resultados mayores a la estructura como conjunto o de forma particular, es preciso hallar la envolvente de esfuerzos internos, este se puede dar por flexión, corte, tracción o compresión, así como esfuerzo combinados. Al dar mención a esfuerzo en el método LRFD, se recomienda evitar confusiones “con los llamados esfuerzos unitarios” realizados en el método ASD. Los esfuerzos son intervenciones internas que toman los miembros que necesitan un tipo particular de resistencia. “Factores de reducción de capacidad de carga”.

A continuación se presentan los factores que permiten la reducción de la capacidad que fueron recopilados de RNE E – 090:

Tabla 4.2. Factores de reducción de la capacidad de Carga.

Valor de ϕ	Miembro o contenedor
0.90	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.90	Miembros en flexión
0.90	Miembros en compresión Axial
0.75	Pernos en tracción

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.3. Condiciones para Cargas de Servicio.

Las condiciones para las cargas de servicio que se deben verificar para nuestro caso, son las deflexiones y las vibraciones.

4.1.3.1. Deflexiones.

Las deflexiones de las vigas de acero generalmente deben estar limitadas a ciertos valores máximos, debido a las siguientes razones:

- Las deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por la viga en mención.
- Las deflexiones excesivas afectarán la apariencia de la edificación.
- A la vista de las personas las deflexiones excesivas no generan confianza.

Si bien nuestra norma E.090 no especifica exactamente las deflexiones máximas permisibles, podemos encontrar unas limitaciones en la norma E.020.

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA MÁS LAS FLECHAS DIFERIDAS
Pisos	L/360	L/240*
Techos	L/180	-

L : Luz del elemento. Para volados se tomará como L, el doble de la longitud del elemento.
Flecha diferida: Se establece en función de cada material de acuerdo a su Norma respectiva. La flecha diferida se calculará para las cargas permanentes más la fracción de sobrecarga que actúa permanentemente.
* No aplicable a estructuras metálicas.

Figura 4-1 Flechas Máximas para elementos estructurales.

Fuente: Tabla 6 del RNE 0.20 (2019)

Siendo para nuestro caso L/360, de igual manera el libro de Mack Cormac en el capítulo 10.3, recomienda tomar la misma limitación, por lo que para la verificación de deflexiones podemos tomar este valor tranquilamente.

4.1.3.2. Vibraciones.

Una de las pocas especialidades en ingeniería estructural, el análisis de vibraciones de pilotes combina el análisis estático y dinámico, haciéndolo más interesante y desafiante. “La posibilidad de evitar tener muchos pisos sujetos a vibraciones intrusivas continuas ha sido predicha usando varios métodos durante los últimos 20 años.” (RNE, 2008, p.34).

Por lo general, los procedimientos analíticos requieren el cálculo de la velocidad máxima del sistema, la amplitud máxima o la primera frecuencia natural. En algunas situaciones, es necesaria una estimación de la supresión de vibraciones dentro del sistema de cimentación. Luego, se utiliza una escala de percepción humana para determinar si algo necesita atención.

Hasta este momento, las metodologías desarrolladas se han ocupado de la respuesta temporal o permanente de un sistema de pilotes a una excitación periódica o continua, respectivamente. Los métodos de análisis más populares son:

- El factor de capacidad R de Wiss y Parmelee.
- La escala modificada de frecuencia-amplitud de Rainer-Meister.
- El criterio de aceptación de Murray.

Los tres métodos presentados dan a conocer resultados que varían uno del otro significativamente, recurrentemente se contradicen con los resultados de campo de sistemas de pisos que fueron construidos. No obstante el método que sobresale de estos tres fue el Murray que se encuentra en boga últimamente.

4.1.4. Materiales.

En la presente investigación se utilizó en el diseño de estructura metálica materiales que fueron acorde al tipo de elemento utilizado.

- Se ha utilizado acero ASTM A36 para conformar los elementos estructurales, tales como vigas, arriostres y columnas, utilizando perfiles de hierro aluminosilicato disponibles en el mercado.
- El sistema de bloqueo colaborativo con conectores predeterminados se utilizará para la alineación del piso.
- Se han utilizado planchas laminadas en acero laminado en caliente ASTM A36 para bases de columnas de apoyo y juntas empernadas.
- En las uniones soldadas de hierro ASTM A307 se utilizarán las bases de anclaje para pernos de soporte de columna.
- La sustancia E60XX se utiliza como relleno para uniones soldadas para prevenir electrodos.

Seguidamente, se da a conocer la tabla que detalla principales características de los tipos de acero que se mencionó líneas arriba.

Tabla 4.3. Características de los tipos de Acero mencionados.

Tipo de acero	E (kg/cm ²)	F _y (tons/cm ²)	F _u (tons/cm ²)
ASTM A36	2.1*10 ⁶	2.53	4.08
ASTM A307	2.1*10 ⁶	2.6	4.2
E60XX	2.1*10 ⁶	3.52	4.34

Fuente: Elaboración Propia.

Dónde:

E: Modulo de elasticidad del material.

F_y : Esfuerzo de fluencia.

F_u : Esfuerzo de Fractura.

4.2. VERIFICACIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO.

Las condiciones de servicio a verificar son las deflexiones y las vibraciones de piso.

- Para el chequeo de las deflexiones, escogemos el pórtico con la luz más crítica y verificamos la flecha producida por la carga viva (ver figura 4-1)

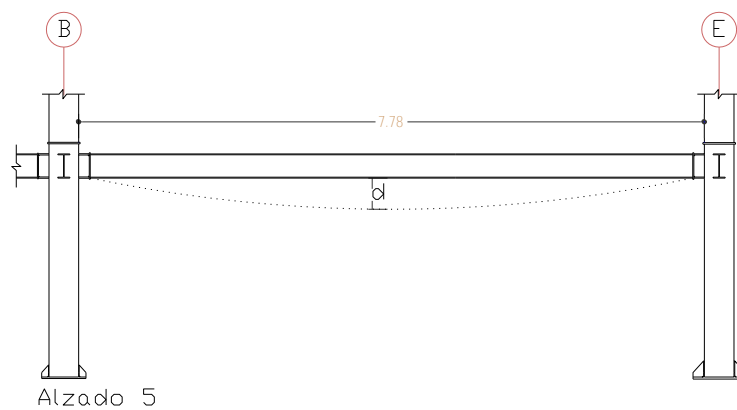


Figura 4-2. Flecha máxima producida en la viga.

Fuente: Elaborado por los autores

Del grafico anterior observamos que la luz libre es de 7.78m. Entonces:

$$d \leq \frac{L}{360} ; d \leq \frac{7.78}{360} ; d \leq 21.61mm$$

Del análisis computacional obtenemos que la flecha debido a la carga viva es de: 1.95mm

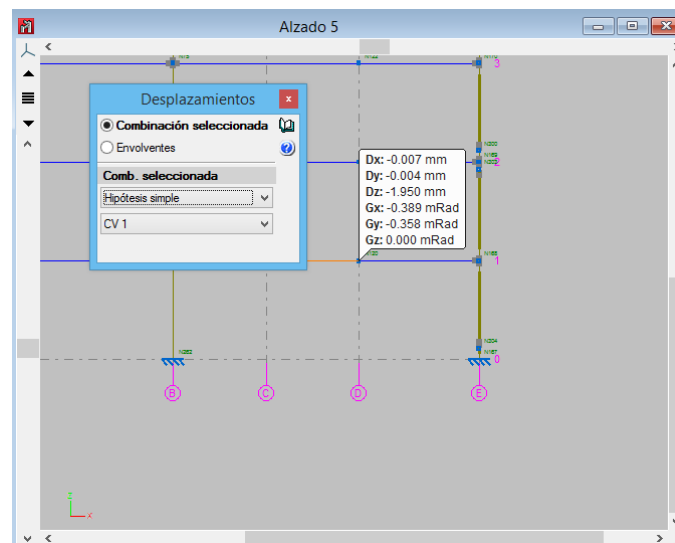


Figura 4-3. Flecha producida por la carga viva.

Fuente: CYPE 3D

Como la flecha producida por la carga viva es menor que la flecha que establece la norma, entonces decimos que la verificación cumple satisfactoriamente.

- Con respecto a la carga de servicio por vibración debemos mencionar que la vibración producida por el caminar de personas no llegan a representar un problema en los pisos de concreto debido a la mayor rigidez que prevalece en estos. Cuando se usan los pisos de concreto usualmente no es necesario revisar las vibraciones por caminar, salvo se trate de pisos de grandes y esbeltas proporciones.

4.3. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE VIGAS.

En este capítulo nos avocamos al diseño y verificación de las vigas metálicas, para lo cual escogemos la viga con mayor luz, siendo esta la viga del eje 5 entre los ejes B y E, y tendrá que ser la viga ubicada en el primer nivel, ya que ahí está presente la mayor concentración de carga viva debido a la presencia del auditorio.

– Verificación de la resistencia a la tracción:

Se debe satisfacer:

$$\eta_t = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

η_t : Coeficiente de aprovechamiento.

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

P_c : Resistencia de diseño a tracción.

$$P_c = \phi_1 P_n$$

$$P_n = f_y A; \quad P_n = (2548.42 \frac{kg}{cm^2})(53.80 \text{ cm}^2) = 137.1 \text{ tn}$$

$$\text{Entonces; } P_c = (0.90)(137.1 \text{ tn}) = 123.39 \text{ tn}$$

Según el análisis realizado mediante el programa CYPE 3D para la viga en estudio nos arroja un axial de tracción $P_R = 0.354 \text{ tn}$

$$\eta_t = \frac{0.354}{123.39} = 0.003 \leq 1 \dots Ok.$$

El perfil IPE 300 cumple satisfactoriamente a las solicitaciones de tracción.

– Verificación de la resistencia a la flexión en el eje x:

La sección en estudio debe cumplir con las especificaciones LRFD (Capítulo F).

Entonces de debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

M_r : 7.109 tn (mediante calculo computacional)

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c = \phi M_n$$

1. Fluencia.

$$M_n = F_y Z_x$$

F_y : Limite elástico o límite de fluencia del acero A36.

Z_x : Modulo plástico respecto al eje X, este valor es determinado de la siguiente manera:

La sección transversal de la viga se divide en dos porciones iguales (superior e inferior), luego se halla el centroide de cada una de las partes, la distancia entre centroides multiplicando por el área de una de las porciones nos da como resultado el módulo plástico. Para fines prácticos usaremos unas tablas elaboradas por los fabricantes de perfiles metálicos donde se muestra el valor de Z.

Perfil	Peso G (kg/m)	Dimensiones					Área A (mm ²)	Propiedades de la sección												
		h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	R (mm)		eje fuerte y-y					eje débil z-z					s _x (mm)	I _x ^{10⁸} (mm ⁴)	I _w ^{10⁸} (mm ⁸)
								I _y ^{10⁸} (mm ⁴)	W _{el,y} ^{10³} (mm ³)	W _{pl,y} ^{10³} (mm ³)	I _y (mm ⁴)	A _{vz} (mm ²)	I _z ^{10⁸} (mm ⁴)	W _{el,z} ^{10³} (mm ³)	W _{pl,z} ^{10³} (mm ³)	I _z (mm ⁴)				
IPE 80	6,00	80	46	3,8	5,2	5	764,38	80,14	20,03	23,22	32,38	357,74	8,49	3,69	5,82	10,54	20,06	0,70	0,12	
IPE 100	8,10	100	55	4,1	5,7	7	1.032,40	171,01	34,20	39,41	40,70	508,57	15,92	5,79	9,15	12,42	23,70	1,20	0,35	
IPE 120	10,37	120	64	4,4	6,3	7	1.321,10	317,75	52,96	60,73	49,04	630,62	27,67	8,65	13,58	14,47	25,20	1,74	0,89	
IPE 140	12,90	140	73	4,7	6,9	7	1.642,68	541,22	77,32	88,34	57,40	764,31	44,92	12,31	19,25	16,54	26,70	2,45	1,98	
IPE 160	15,77	160	82	5	7,4	9	2.009,26	869,29	108,66	123,86	65,78	965,86	68,31	16,66	26,10	18,44	30,34	3,60	3,96	
IPE 180	18,80	180	91	5,3	8	9	2.394,86	1.316,96	146,33	166,41	74,16	1.125,26	100,85	22,16	34,60	20,52	31,84	4,79	7,43	
IPE 200	22,36	200	100	5,6	8,5	12	2.848,64	1.943,17	194,32	220,64	82,59	1.400,24	142,37	28,47	44,61	22,36	36,66	6,98	12,99	
IPE 220	26,20	220	110	5,9	9,2	12	3.337,28	2.771,84	251,99	285,41	91,14	1.588,36	204,89	37,25	58,11	24,78	38,36	9,07	22,67	
IPE 240	30,71	240	120	6,2	9,8	15	3.911,98	3.891,62	324,30	366,65	99,74	1.914,74	283,63	47,27	73,92	26,93	43,37	12,88	37,39	
IPE 270	36,07	270	135	6,6	10,2	15	4.594,86	5.789,78	428,87	494,00	112,25	2.214,18	419,87	62,20	96,95	30,23	44,57	15,94	70,58	
IPE 300	42,25	300	150	7,1	10,7	15	5.381,56	8.356,10	557,07	628,36	124,61	2.568,53	603,78	80,50	125,22	33,50	46,07	20,12	125,93	
IPE 330	49,15	330	160	7,5	11,5	18	6.261,14	11.766,89	713,15	804,33	137,09	3.081,39	788,14	98,52	153,68	35,48	51,59	28,15	199,10	
IPE 360	57,10	360	170	8	12,7	18	7.273,44	16.265,62	903,65	1.019,15	149,54	3.514,24	1.043,45	122,76	191,10	37,88	54,49	37,32	313,58	
IPE 400	66,31	400	180	8,6	13,5	21	8.447,06	23.128,35	1.156,42	1.307,15	165,47	4.270,16	1.317,82	146,42	229,00	39,50	60,20	51,08	490,05	
IPE 450	77,58	450	190	9,4	14,6	21	9.882,78	33.742,91	1.499,69	1.701,79	184,78	5.085,22	1.675,86	176,41	276,38	41,18	63,20	66,87	791,01	
IPE 500	90,69	500	200	10,2	16	21	11.552,86	48.198,50	1.927,94	2.194,12	204,25	5.988,06	2.141,68	214,17	335,88	43,06	66,80	89,29	1.249,37	
IPE 550	105,52	550	210	11,1	17,2	24	13.442,52	67.116,46	2.440,60	2.787,01	223,45	7.235,04	2.667,58	254,06	400,54	44,55	73,62	123,24	1.884,10	
IPE 600	122,45	600	220	12	19	24	15.599,36	92.083,40	3.069,45	3.512,40	242,96	8.379,36	3.387,34	307,94	485,65	46,60	78,12	165,42	2.845,53	

Figura 4-4. Características y Propiedades del perfil IPE.

Fuente: Prontuario de perfiles de acero, escuela técnica superior de ingenieros, Universidad Politécnica de Madrid.

Como se observa en la tabla superior el valor del módulo plástico para el perfil IPE 300, es de 628.36 cm³.

$$M_n = F_y Z_x ; M_n = \left(2548.42 \frac{kg}{cm^2} \right) (628.36 cm^3) = 16.01 tn - m$$

2. Pandeo lateral – torsional.

Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal.

$L_b = 0$, es cero porque no existe elementos de arriostramiento lateral a lo largo de la viga en estudio.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

E: módulo de elasticidad del acero

F_y : Límite de fluencia del acero

r_y : Radio de giro de la sección

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{603 cm^4}{53.8 cm^2}} = 3.35 cm$$

$$E = 2038735.98 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 2548.42 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 (3.35 cm) \sqrt{\frac{2038735.98 \frac{kg}{cm^2}}{2548.42 \frac{kg}{cm^2}}} = 166.76 cm$$

Entonces se cumple que: $L_b \leq L_p$

Una vez que se verifico que no es necesario aplicar el estado límite de pandeo, procedemos a verificar la relación:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M = \frac{7.109 tn-m}{0.9(16.01 tn-m)} \leq 1$$

$$\eta_M = 0.49 \leq 1 \dots Ok$$

3. Resistencia al corte Y.

La viga en estudio debe cumplir con todas las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de ANSI/AISC 360 – 16.

Para el esfuerzo cortante se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

V_r : 3.654 tn (mediante calculo computacional)

$$V_c = \phi_v V_n$$

$\phi_v = 1$; Factor de resistencia a cortante (definido en el manual Especificación ANSI/AISC 360-16 para construcción de acero, en la sección G2-1-a) pág. 121).

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

F_y = Limite plástico del acero A36

$$A_w = dt_w$$

d = Canto total del alma

t_w = Espesor del alma

$$A_w = (300mm)(7.10mm) = 21.30 \text{ cm}^2$$

C_v = Coeficiente de cortante del alma

$$C_v = 1.0 \text{ (según sección G2.1.a)}$$

Entonces:

$$V_n = 0.6 \left(2548.42 \frac{kg}{cm^2} \right) (21.30 \text{ cm}^2) (1.0) = 32.569 \text{ tn}$$

Ahora procedemos a verificar el criterio planteado inicialmente:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v = \frac{3.654 \text{ tn}}{32.569 \text{ tn}} \leq 1$$

$$\eta_v = 0.112 \leq 1 \dots ok$$

Seguidamente verificamos si la viga en estudio necesita rigidizadores transversales, para esto debemos verificar el siguiente criterio:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

h: distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h: 278.60 mm.

$$\frac{278.60 \text{ mm}}{7.10 \text{ mm}} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2038735.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2548.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$39.24 \leq 65.58 \dots ok$$

Como el criterio se cumple, entonces la viga en estudio no necesita rigidizadores transversales.

4.4. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE COLUMNAS.

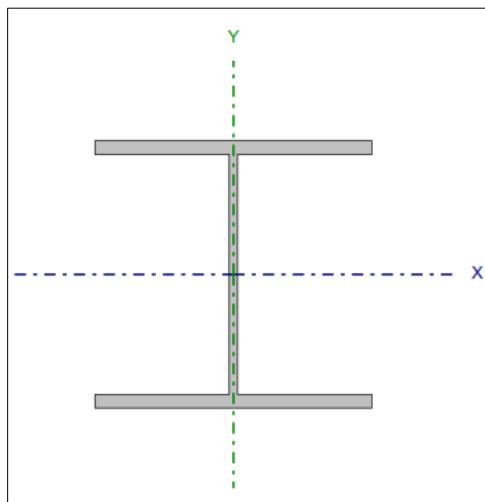


Figura 4-5. Diseño y verificación de columnas perfil W.
Fuente: Elaborado por los autores

- **Verificación de la columna a esbeltez**

Limitación de esbeltez de la columna para esfuerzos de compresión.

La norma E 0.90 dice que la esbeltez máxima para los elementos sometidos a compresión debe ser menor o igual a 200.

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda = \frac{K L}{r}$$

Donde:

L: Longitud de barra

K: factor de longitud efectiva

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Donde:

I_y = Momento de inercia respecto al eje Y

A = Área total de la sección transversal de la barra

Entonces:

$$r_y = \sqrt{\frac{15068 \text{ cm}^4}{171 \text{ cm}^2}} = 9.39 \text{ cm}$$

Para la determinación del factor de longitud efectiva K, hacemos uso del cuadro mostrado en libro de Jack McCormac.

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo		Rotación y traslación impedidas				
		Rotación libre y traslación impedida				
		Rotación impedida y traslación libre				
		Rotación y traslación libres				

Figura 4-6. Tabla para la determinación del factor K.

Fuente: Jack McCormac.

De la tabla superior podemos afirmar que el grafico C representa nuestro caso, por tal razón el K asumido tendrá un valor de 1.2

Ahora procedemos a verificar que el perfil cumpla con el criterio establecido inicialmente:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 247.5 \text{ cm}}{9.39 \text{ cm}} = 31.63 \dots \text{ok}$$

- **Verificación a la resistencia a compresión de la columna**

La sección escogida para la columna B-5 debe satisfacer las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo E del manual AISC.

$$n_t = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

Donde:

P_r = Esfuerzo de compresión en la columna debido a las combinaciones de carga

P_c = Resistencia de diseño al esfuerzo de compresión.

$$P_c = \phi P_n$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

P_n = Resistencia nominal a compresión, calculada según.

$$P_n = F_{cr} A_g, \text{ (Formula E3-1, del AISC)}$$

$$A_g = 171 \text{ cm}^2 \text{ (según tabla de fabricante)}$$

F_{cr} : La tensión de pandeo por flexión se determina como sigue:

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$; $F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$; $F_{cr} = 0.877 F_e$

Para nuestro caso se verifica la condición “a”

$$31.63 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2039432.43}{2548.42}} = 133.24 \dots \text{ok, entonces aplicamos la formula } F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{(3.14)^2 \left(2039432.43 \frac{kg}{cm^2} \right)}{(31.63)^2} = 20119.20 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2548.42}{20119.20}} \right) 2548.42 \frac{kg}{cm^2} = 2416.83 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_n = F_{cr} A_g = \left(2416.83 \frac{kg}{cm^2} \right) (171 cm^2) = 413277.93 kg$$

$$P_c = \phi P_n = 0.90(413277.93 kg) = 371950.14 kg$$

$$n_t = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$n_t = \frac{167.159 tn \text{ (obtenido del calculo computacional)}}{371.95 tn} = 0.4494 \leq 1 \dots ok$$

- **Verificación a la resistencia a flexión eje X de la columna**

La sección escogida debe cumplir con todas las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F del manual. Y debe cumplir el siguiente criterio:

$$n_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

M_r = Momento Producido debido a las combinaciones de carga.

M_c = Resistencia de diseño a flexión del perfil escogido.

$$M_c = \phi M_n$$

De acuerdo con los estados límite de flujo (momento plástico) y pandeo de lado a lado, la resistencia nominal en flexión M_n debe ser el valor más bajo obtenido.

◆ Fluencia (momento plástico):

$$M_n = F_y Z_x$$

Donde:

F_y : Limite elástico mínimo especificado

F_y : 2548.42 kg/cm²

Z_x : Modulo resistente plástico en torno al eje X

El modulo Z_x se obtiene mediante tablas proporcionadas por los fabricantes, correspondiendo para nuestro perfil W14x90, el valor de 2573 cm³.

$$M_n = \left(2458.42 \frac{kg}{cm^2} \right) (2573 \text{ cm}^3)$$

$$M_n = 65.571 \text{ tn} - \text{m}$$

♦ Pandeo lateral torsional:

Si $L_b \leq L_p$ el estado de pandeo lateral torsional no aplica, entonces:

L_b = Longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida, para nuestro caso el valor es de "0". Porque no existe arriostramiento lateral en la zona de compresión.

L_p = Longitud limite sin arriostramiento lateral;

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 (9.39 \text{ cm}) \sqrt{\frac{2039432.43}{2548.42}} = 4675.51 \text{ cm}$$

Como se cumple el criterio inicial, podemos afirmar que la comprobación por pandeo lateral torsional NO APLICA.

Entonces: $M_c = (0.90) (65.571) \text{ tn} - \text{m} = 59.014 \text{ tn-m}$

Ahora procedemos a verificar el criterio planteado inicialmente.

$$n_M = \frac{6.339 \text{ (calculo computacional)}}{59.014} \leq 1$$

$n_M = 0.1074 \leq 1 \dots \text{ok.}$

- **Verificación a la resistencia a flexión eje Y de la columna**

Miembros de la sección "H" que están en ángulo alrededor de su eje más pequeño .El valor mínimo obtenido de:

1) Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Z_y : Módulo de sección plástico respecto del eje Y

S_y : Módulo de sección elástico respecto del eje Y

$$M_p = \left(2548.42 \frac{kg}{cm^2}\right) (1239cm^3) \leq 1.6 \left(2548.42 \frac{kg}{cm^2}\right) (818cm^3)$$

$$M_p = 31.57 \text{ tn} - m \leq 33.35 \text{ tn} - m \dots ok$$

$$M_c = (0.90) (31.57 \text{ tn} - m) = 28.413 \text{ tn} - m$$

2) Pandeo local del ala: para secciones con alas compactas no aplica el estado límite de pandeo local.

Entonces se debe verificar que:

$$n_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

M_r = Resistencia a flexión requerida por la combinación de cargas

$$n_M = \frac{3.465 \text{ (Mediante calculo computacional)}}{28.413} \leq 1$$

$$n_M = 0.122 \leq 1 \dots ok$$

- **Verificación a la resistencia a corte eje X (Eje Débil) de la columna**

La sección asumida debe cumplir con las especificaciones LRFD (desarrolladas en el capítulo G6). Y se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$n_V = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

V_r = Corte Producido debido a las combinaciones de carga.

V_c = Resistencia de diseño a corte del perfil escogido.

$$V_c = \phi V_n$$

$$V_n = 0.6 F_Y 2b_f t_f C_V$$

b_f = Ancho del ala.

t_f = Espesor del ala.

C_V = Coeficiente de corte del alma;

$$\text{Si } \frac{b_f}{2t_f} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_Y}}; \text{ entonces } C_V = 1$$

k_V = Coeficiente de pandeo por corte del alma, con un valor de 1.2 (G6 del Manual)

$$\frac{36.83 \text{ cm}}{2 \times 1.8 \text{ cm}} \leq 1.10 \sqrt{\frac{1.2 \times 2039432.43}{2548.42}}$$

$$10.23 \leq 34.09 \dots \text{ok.}$$

Entonces:

$$V_n = 0.6 \left(2548.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) 2(66.294 \text{ cm}^2) (1) = 202.734 \text{ tn.}$$

$$V_c = 0.90 (202.734 \text{ tn}) = 182.46 \text{ tn.}$$

$$n_v = \frac{2.449 \text{ tn (mediante calculo computacional)}}{182.46 \text{ tn}} = 0.0134 \leq 1 \dots \text{ok.}$$

- **Verificación a la resistencia a corte eje Y (Eje mayor) de la columna**

La sección asumida debe cumplir con las especificaciones LRFD (desarrollada en el capítulo G). y se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$n_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

V_r = Corte Producido debido a las combinaciones de carga.

V_c = Resistencia de diseño a corte del perfil escogido.

$$V_c = \phi V_n$$

$$V_n = 0.6 F_Y A_W C_V$$

A_W = Área del alma.

C_V = Coeficiente de corte del alma;

Para nuestro perfil en particular el manual especifica que el factor de resistencia al cortante ϕ será "1". Entonces el valor del coeficiente de corte al alma será de "1.0"

$$V_n = 0.6 \left(2548.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (39.8272 \text{ cm}^2) (1.0) = 60.897 \text{ tn.}$$

$$V_c = 1 (60.897 \text{ tn}) = 60.897 \text{ tn.}$$

$$n_v = \frac{3.966 \text{ tn (mediante calculo computacional)}}{60.897 \text{ tn}} = 0.0651 \leq 1 \dots \text{ok.}$$

Comprobación de rigidizadores transversales: para determinar si nuestra viga necesita rigidizadores transversales se debe verificar el siguiente criterio.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{31.96}{1.12} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039432.43}{2548.42}}$$

$$28.54 \leq 69.59 \dots ok.$$

Entonces como se cumple el criterio, la viga no necesita rigidizadores transversales.

4.5. DISEÑO DE CIMENTACIONES.

4.5.1. Estudio de Mecánica de Suelos para Cimentaciones.

a) Objetivos y Fines.

Los objetivos y propósitos del estudio del suelo incluyen la determinación de las características físicas y mecánicas de los estratos subordinados que forman la capa de cimentación desde el nivel del suelo hasta la capa de cimentación, así como la capacidad de carga del suelo sobre el cual se construye la capa de cimentación. Se construiría el proyecto propuesto.

En esta sección, explicaremos la metodología utilizada para determinar el tamaño y la profundidad de cimentación de una de las zapatas del edificio comercial. En conclusión, a modo ilustrativo, se decidió diseñar la cimentación 6B y 7B (ver planos de cimentación) ya que es la que mayor peso axial puede soportar.

Según la capacidad portante del suelo correspondiente a este proyecto, se recomienda que el tipo de cimentación sea de Zapatas Aisladas con vigas de conexión.

b) Normas aplicadas al presente estudio.

El Estudio de Suelos ha sido desarrollado de acuerdo con las directrices y recomendaciones contenidas en la Norma E-050: Suelos y Cimentaciones del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones), Normas NTP, que incluyen los estándares de la ASTM (American Society for Testing Materials), el AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), y las normas MTC -E del Ministerio de Transporte para la realización de pruebas y análisis de diseño.

Para efectos de determinar el PIM (Programa de Investigación Mínima) para el SGA, las edificaciones se clasificarán de acuerdo a la Tabla N° 4.4, donde las letras A, B y C denotan la importancia de la estructura desde el punto de vista de la investigación requerida. Para cada tipo de edificio, siendo A más exigente que B y C.

Tabla 4.4. Tipo de Edificación según tipo de suelo.

CLASE DE ESTRUCTURA	TIPO DE EDIFICACIÓN				
	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS (m)	NUMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	>12
APORTICADAS DE ACERO	<12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	<10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	<12	B	A	-	-
BASES DE MAQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	-	-	-
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9m de Altura		>9 m de altura	
		B	A		

Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasifica en el tipo edificación inmediato superior.

Fuente: (RNE, 2018) Norma E.050

Para el EMS se ha seleccionado según la tabla Nro 4.4 que la edificación es del tipo C

c) Investigaciones de campo.

Con la intención de determinar las particularidades físicas mecánicas del suelo, se programará la excavación de calicatas en la zona donde se construirá la edificación.

Tipo de edificación.

El Tipo de Edificación es tipo “C” según la tabla 4.4 de la norma E.050. Del RNE en función de la clase de estructura, distancia entre apoyos y el número de pisos.

Técnicas de investigación

La técnica aplicada en campo será:

- Pozos o calicatas
- Perforaciones manuales

Numero ‘n’ de puntos de investigación

El número de puntos a indagar se muestra en la tabla N° 4.5, y está en función del tipo de edificación y el área de la superficie a ocupar por este.

Tabla 4.5. Números de puntos de Investigación

NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACIÓN	
Tipo de Edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m ² .
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para 3 por cada Ha. de terreno habilitado Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	
(n) no será menor de 3, excepto si la edificación es menor o igual a 4 niveles	

Fuente: (RNE, 2018) Norma E.050

Se realizarán 3 calicatas para el estudio de la cimentación.

Para determinar la profundidad mínima de investigación se sigue las recomendaciones establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (E 0.50) definiéndose así un P=3.50m (Pozo a cielo Abierto).

Calicata 01.

Pozo a Cielo Abierto, ejecutado de forma manual hasta la profundidad de 4.80 m; de sección rectangular. Denominándolo: Pz – 01.

Calicata 02.

Pozo a Cielo Abierto, ejecutado de forma manual hasta la profundidad de 4.90 m; de sección rectangular. Denominándolo: Pz – 02.

Calicata 03.

Pozo a Cielo Abierto, ejecutado de forma manual hasta la profundidad de 4.90 m; de sección rectangular. Denominándolo: Pz – 03.

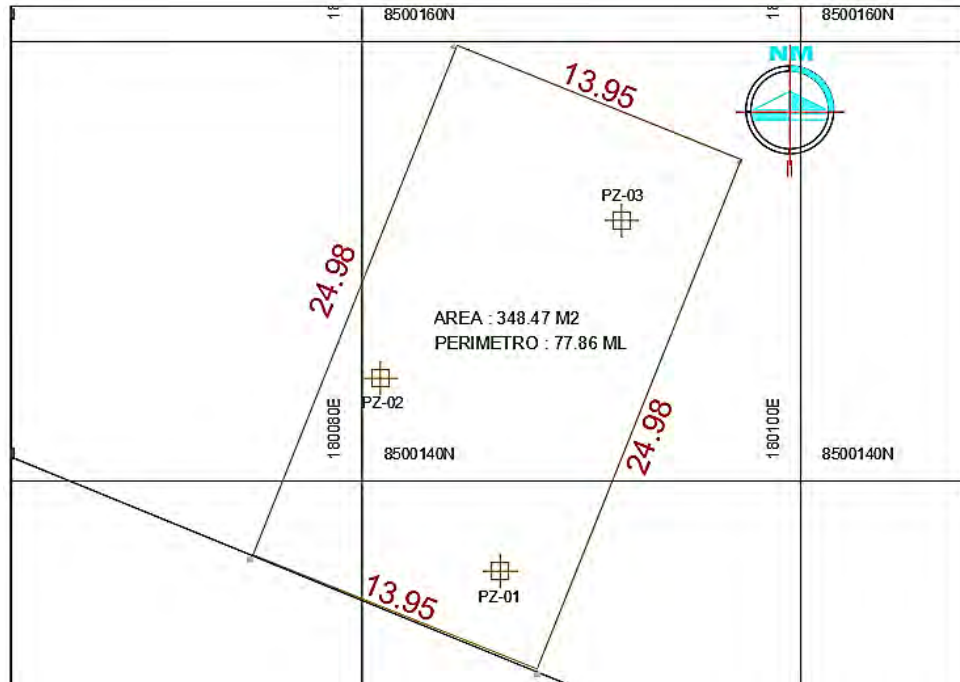


Figura 4-7. Ubicación de Calicatas para el estudio de Suelos en dicho Proyecto.
Fuente: Elaboración Propia

Análisis Y Ensayos De Laboratorio

Las muestras de suelo obtenidas de los pozos de exploración, fueron sometidas a los siguientes ensayos y análisis de Laboratorio:

DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS	NORMA NPT	NORMA ASTM	NORMA AASHTO
1) Contenido de Humedad	NPT 339.127	D 2216	T - 77
2) Análisis Granulométrico	NPT 339.128	D 422 E-11-70	T - 77
3) Límites Líquido	NPT 339.129	D 4318	T - 89/90
4) Límites Plástico	NPT 339.129	D 4318	T - 89/90
5) Clasificación: H.R.B. y SUCS	NPT 339.134	D 2487	T - 77
6) Compresión No Confinada	NPT 339.167	D 2166	T - 208
7) Consolidación Unidimensional	NPT 339.154	D 2435	T - 216

Figura 4-8. Descripción de ensayos realizados.
Fuente: elaborado por los autores.

Estrato de Apoyo de la cimentación.

Se han diseñado 3 Perfiles Estratigráfico que se adjuntan en el Anexo 1.

En los Perfiles mencionados, se desarrolla una descripción sintetizada de las características más importantes de los suelos que conforman la pared edafológica del sub suelo.

d) Resultados de ensayos de mecánica de suelos.

Los resultados del estudio de suelo mecanicista realizado en el área del proyecto se utilizaron para crear el diseño para la cimentación. Estos estudios fueron realizados por nosotros mismos.

A continuación, se muestran la tabla 4.6 con los resultados de dicho estudio:

Tabla 4.6. Resumen de resultados del ensayo de suelos.

PARÁMETROS FÍSICOS	VALORES		
	Pz-1	Pz-2	Pz-3
Limite liquido	31.05%	30.95%	32.17%
Limite Plástico	22.47%	22.41%	23.08%
Índice de plasticidad	8.58%	8.54%	9.09%
Granulometría	CL	CL	CL

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.7. Resumen de resultados del ensayo de suelos.

PARÁMETROS MECÁNICAS	VALORES	
	P-1	P-2
Carga ultima (q_u)	2.32 kg/cm^2	2.36 kg/cm^2
Cohesión (c)	1.16 kg/cm^2	1.18 kg/cm^2
Índice de Compresibilidad (Cc)		0.138
Índice de Recompression* (Cr)		0.021

*Se toma el 15% de Cc

Fuente: elaboración propia.

Los resultados detallados del estudio de suelos se muestran en el Anexo 1.

Profundidad de cimentación y Tipo de fundación.

Para determinar el nivel o profundidad de Fundación Df, se tienen en consideración las siguientes características y condiciones del Proyecto:

- I) El Edificio Comercial, tendrá 7 Niveles Pisos.
- II) Otras condiciones, como la finalidad de los servicios, las incidencias de carácter sísmico, circulación de la Napa Freática, y otros factores de menor incidencia en la estabilidad del edificio.
- III) Las características de los suelos ubicados por debajo del nivel de Cimentación Df.

En base a éstas y otras consideraciones, como los valores de resistividad de los suelos de soporte, se ha definido que la Cota de Fundación o Desplante, se ubique a la profundidad comprendida entre: - 2.60 m a - 2.90 m; medidos a partir del NPN (Nivel del piso Natural).

“Estas profundidades, guardan concordancia con la condición: $D_f / B \leq 5$, del Reglamento Nacional de Edificaciones”.

4.5.2. Diseño de las Cimentaciones.

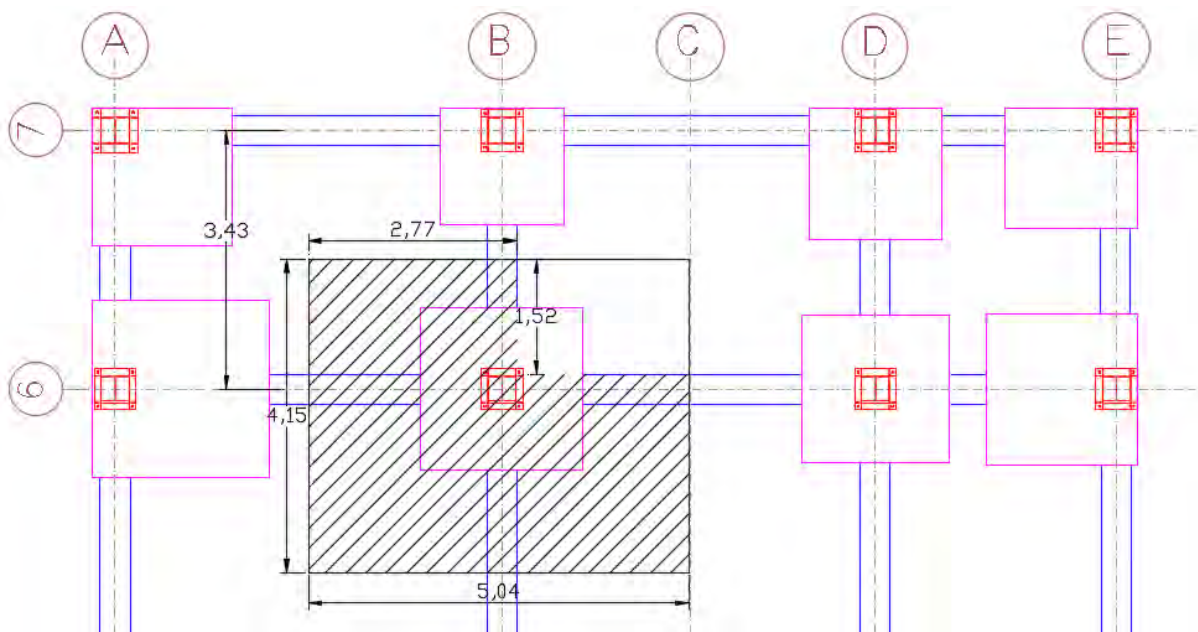


Figura 4-9. **Planta de cimentación.**
Fuente: Elaborado por los autores.

A. Columna Central B6

I. Metrado de Cargas

$$Q_v = CM + CV$$

Donde:

Q_v = Carga vertical

CM = Carga Muerta = 66.63 tn (del programa Cype 3D)

CV = Carga Viva

- **Reducción de Carga Viva (CV) Según norma de Cargas (E-0.20) en columna central**

$$L_o = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (Carga viva en oficinas Ref: RNE E.020)}$$

A_t = Area tributaria (m^2) de la figura 4-9

$$A_t = (5.04 * 4.15 - 2.27 * 1.54) = 17.40m^2$$

Carga Viva Techo = 100 kg/m^2

A_i = Area de influencia del elemento estructural en m^2 , que se calculara mediante:

$$A_i = kA_t \quad A_i > 40m^2 \text{ (para que sea aplicable la reducción)}$$

$k = 2$ (Factor de carga viva sobre elemento-Columna ver tabla 3 de la Norma E-20)

Calculando el Área tributaria total:

$$\Sigma A_t = 6(17.40) + (5.04 * 4.15) = 125.32m^2$$

Reemplazando: $A_i = kA_t$

$$A_i = 2(125.32) = 250.64m^2 > 40m^2 \text{ (Aplicable Reduccion)}$$

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

Donde:

L_r = Intensidad de carga viva reducida

L_o = Intensidad de carga viva sin reducir (Tabla 1 del RNE E – 20)

$$L_r = 250 \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{250.64}} \right)$$

$$L_r = 135 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0.5L_o \text{ (según norma E-20)}$$

$$L_r = 135 \frac{kg}{m^2} > 125 \frac{kg}{m^2} \dots \dots ok$$

$$\text{Entonces: } CV = (100 + 135 * 6)(17.40) = 15834 \text{ kg}$$

$$CV = 15.83 \text{ tn}$$

Luego tenemos:

$$Q_v = CM + CV$$

$$Q_v = 66.63 + 15.83 = 82.46 \text{ tn}$$

$$Q_h = 3.46 \text{ tn} \text{ (Del programa Cype 3D)}$$

$$M = 4.66 \text{ tn} \text{ (Del programa Cype 3D)}$$

$$\text{Luego se determina la Excentricidad: } e = \frac{M}{Q_v} = \frac{4.66 \text{ tn.m}}{82.46 \text{ tn}} = 0.056 \text{ m}$$

II. Dimensionamiento por Corte.

$$q_c = S_c \cdot i_c \cdot C \cdot N_c$$

q_c : Capacidad de carga de suelos cohesivos

N_c : Factor de capacidad de carga (Meyerhof)

Para $\theta = 0^\circ$, entonces $N_c = 5.14$ (arcilla aturada)

$$\text{Del estudio de mecanica de suelos: } q_u = 2.34 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Si } C_{uu} = \frac{q_u}{2} \text{ (Cohesión)}$$

$$C = 1.17 \frac{kg}{cm^2} = 11.7 \frac{tn}{m^2} \text{ (Cohesión del suelo)}$$

- **Efecto no superpuesto.**

Considerando únicamente Inclinación

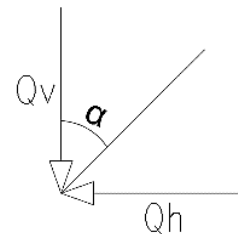
Factor de corrección por la forma:

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \text{Si } B' = L' = B \text{ zapata cuadrada}$$

$$S_c = 1 + 0.2 = 1.2$$

Factor de corrección por la Inclinación (Meyerhof):

$$i_c = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \quad \text{Si: } \tan \alpha = \frac{Q_h}{Q_v} = \frac{3.46 \text{ tn}}{82.46 \text{ tn}} \quad \text{Entonces } \alpha = 2.40^\circ$$



$$\text{Entonces: } i_c = \left(1 - \frac{2.40}{90}\right)^2 = 0.947$$

$$\text{Reemplazando en: } q_c = S_c \cdot i_c \cdot C \cdot N_c$$

$$q_c = (1.2)(0.947)(11.7)(5.14) = 68.34 \frac{tn}{m^2}$$

Presión admisible por corte en suelos cohesivos

$$\text{Si } q_{adm} = \frac{q_c}{FS}, \quad FS : (\text{Factor de seguridad frente a una falla por corte})$$

$$FS = 3 \text{ (Para cargas estáticas)}$$

$$q_{adm} = \frac{q_c}{3} = \frac{68.34}{3} = 22.78 \frac{tn}{m^2} = \mathbf{2.278 \frac{kg}{cm^2}}$$

Presión Aplicada

$$q_{aplic} = \frac{Q_v}{B'L'} = \frac{Q_v}{B^2} = \frac{82.46}{B^2}$$

$$q_{adm} \leq q_{aplic} \text{ (Para que la cimentación sea estable)}$$

$$22.78 \leq \frac{82.46}{B^2}$$

$$\text{Entonces } B = 1.89m \quad \text{Asumimos } B = 1.90m$$

Considerando únicamente excentricidad (sin inclinación)

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}; \quad \text{si } B' = B - 2e$$

$$\text{Entonces: } S_c = 1 + 0.2 \frac{(B-2(0.056))}{B}, \quad i_c = 1$$

$$\text{Reemplazando en: } q_c = S_c \cdot i_c \cdot C \cdot N_c$$

$$q_c = \left(1 + 0.2 \frac{(B-0.112)}{B}\right) (1)(11.7)(5.14)$$

$$q_c = 60.14 \left(\frac{1.2B - 0.022}{B}\right)$$

$$\text{Si } q_{adm} = \frac{q_c}{3} = \frac{60.14}{3} \left(\frac{1.2B-0.022}{B}\right) = 20.05 \left(\frac{1.2B-0.022}{B}\right)$$

$$q_{aplic} = \frac{Q_v}{B'L'} = \frac{82.46}{B(B - 0.112)}$$

$$q_{adm} = q_{aplic}$$

$$20.05 \left(\frac{1.2B - 0.022}{B} \right) = \frac{82.46}{B(B - 0.112)}$$

$$1.2(B - 0.019)(B - 0.112) = 4.022$$

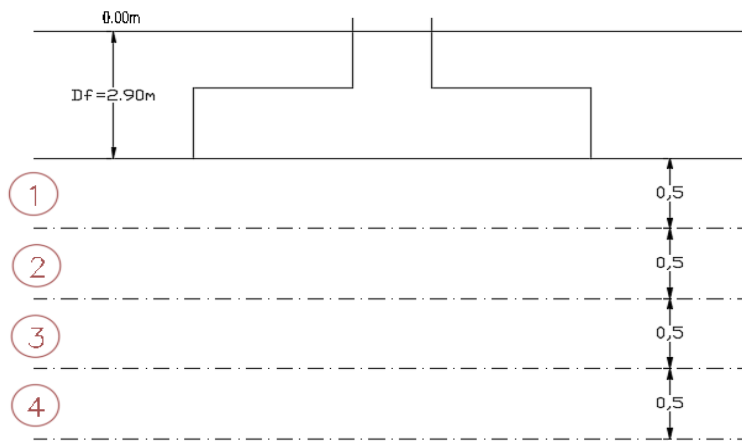
$$(B - 0.019)(B - 0.112) = 3.40$$

$B = 1.91$ Entonces tomamos el mayor valor $B = 2.00m$

Se asume dimensiones por corte 2.00m x 2.00m y con estos valores excede los 2.5cm de asentamiento entonces se asume otro valor superior a 2.00m.

Por lo tanto, se toma la siguiente dimensión de 2.20m x 2.20m para reducir el asentamiento.

III. Verificación por Asentamiento



$$\gamma_m = 2.05 \text{ gr/cm}^3$$

$$Cc = 0.138$$

$$Si : Cr = 15\%Cc$$

$$Cr = 0.021$$

Cc : Índice de Compresibilidad Cr : Índice de Recompression

Determinando el Incremento de Preconsolidación (IPC)

$$IPC = P_c - P_o$$

$P_c = 2.28 \text{ kg/cm}^2$ (Presión de Preconsolidación Del ensayo de la curva de Consolidación)

$P_o = 0.32 \text{ kg/cm}^2$ (Del ensayo de Consolidación Unidimensional)

Reemplazando:

$$IPC = 2.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 0.32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$IPC = 1.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$Si \quad P_o = \gamma_m h_1$$

P_{oi} = Presion efectiva en el medio de cada sub estrato.

- $P_{oi} = P_o$
- $P_{ci} = IPC + P_{oi}$
- $\Delta P = q \cdot I_z$ q : Carga transmitida I_z : Factor de influencia

Hallamos el valor de “q” = q_{aplic}

$$Q_v = CM + 0.5 CV$$

Si $CM = 66.63 \text{ tn}$

$$CV = (100 + 250 \times 6)(17.40) = 27\,840 \text{ kg}$$

$$CV = 27.84 \text{ tn}$$

Reemplazando:

$$Q_v = 66.63 + 0.5(27.84) = 80.55 \text{ tn}$$

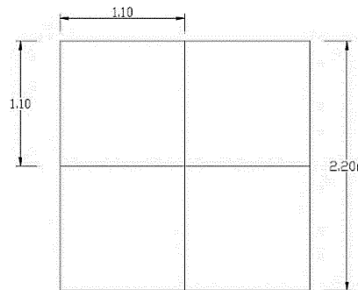
$$Q_v = 80.55 \text{ tn}$$

$$q_{aplic} = \frac{Q_v}{B'L'} = \frac{80.55}{B(B - 0.112)} = \frac{80.55}{2.20(2.20 - 0.112)}$$

$$q_{aplic} = 17.42 \text{ tn/m}^2$$

Calculamos “m” y “n”

$$m = \frac{X}{z_i} \quad n = \frac{Y}{z_i}$$



- Caso “A” Arcilla normalmente Consolidado ($P_{oi} = P_{ci}$)

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_o} \cdot Cc \cdot \log \left(\frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

- Caso “B” Arcilla normalmente Consolidado ($P_{oi} < P_{ci}$) entonces $P_o + \Delta P < P_c$

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_o} \cdot Cr \cdot \log \left(\frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

- Caso “C” Arcilla normalmente Consolidado ($P_{oi} < P_{ci}$) entonces $P_o + \Delta P > P_c$

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_o} \cdot \left(Cr \cdot \log \left(\frac{P_c}{P_o} \right) + Cc \cdot \log \left(\frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right) \right)$$

$$Df = 2.90m \quad B = 2.20m$$

Tabla 4.8. Cálculo del asentamiento de la zapata B6.

SUB ESTRATOS	$Prof_i$	P_{oi}	P_{ci}	Z_i	m_i	n_i	I_z	ΔP	ΔP_i $= 4\Delta P$	P_{oi} $+ \Delta P_T$	CASO	ΔH_i
1	3.15	6.46	26.06	0.25	4.4	4.4	0.249	4.34	17.35	23.81	B	0.703
2	3.65	7.48	27.08	0.75	1.47	1.47	0.212	3.69	14.77	22.25	B	0.636
3	4.15	8.51	28.11	1.25	0.88	0.88	0.158	2.75	11.01	19.52	B	0.505
4	4.65	9.53	29.13	1.75	0.63	0.63	0.108	1.88	7.53	17.06	B	0.364
Σ 2.208 cm												

Fuente: Elaborado por los autores.

$$\Delta H < \delta_{max}$$

$$2.208 \text{ cm} < 2.50 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

B. Columna Lateral B7

I. Metrado de cargas

$$Q_v = CM + CV$$

Donde:

CM = Carga Muerta = 35.45 tn (del programa Cype 3D)

CV = Carga viva

- **Reducción de CV en columna lateral**

$$L_o = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (Carga viva en oficinas Ref: RNE E.020)}$$

$$A_i = \text{Area tributaria (m}^2\text{)}$$

$$A_i = kA_t \quad A_i > 40\text{m}^2$$

$$k = 2 \text{ (Columna)}$$

$$\Sigma A_t = 7(5.04 * 1.72) = 60.68\text{m}^2$$

$$\text{Reemplazando: } A_i = kA_t$$

$$A_i = 2(60.68) = 121.36\text{m}^2 > 40\text{m}^2 \text{ (Aplicable Reduccion S/C)}$$

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

$$L_r = 250 \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{121.36}} \right)$$

$$L_r = 166.89 \frac{kg}{m^2} > 0.5L_o$$

$$L_r = 166.89 \frac{kg}{m^2} > 125 \frac{kg}{m^2} \dots \dots ok$$

Entonces: $CV = (100 + 166.89 * 6)(5.40 * 1.72) = 9547.31 \text{ kg}$

$CV = 9.55 \text{ tn}$

Entonces reemplazamos: $Q_v = 35.45 + 9.55 = 45 \text{ tn}$

$$Q_v = 45 \text{ tn}$$

$Q_h = 2.57 \text{ tn}$ (Del programa Cype 3D)

$M = 5.32 \text{ tn}$

$$e = \frac{M}{Q_v} = \frac{5.32}{45} = 0.118$$

II. Dimensionamiento por Corte.

$$q_c = S_c \cdot i_c \cdot C \cdot N_c$$

$\theta = 0^\circ$ entonces $N_c = 5.14$

$$C = 1.17 \frac{kg}{cm^2} = 11.7 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = 2.34 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Efecto no superpuesto.**

Considerando únicamente Inclinación

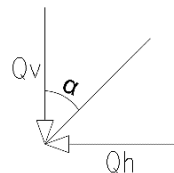
$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \text{Si } B' = B - 2e = B - 2(0.118) = B - 0.236$$

$$S_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B - 0.236}{B} \right)$$

$$i_c = \left(1 - \frac{\alpha}{90} \right)^2$$

$$i_c = \left(1 - \frac{3.26}{90} \right)^2 = 0.929$$

$$\tan \alpha = \frac{Q_h}{Q_v} = \frac{2.57 \text{ tn}}{45 \text{ tn}} \quad \text{Entonces } \alpha = 3.26^\circ$$



Reemplazando en: $q_c = S_c \cdot i_c \cdot C \cdot N_c$

$$q_c = \left(1 + 0.2 \left(\frac{B - 0.236}{B}\right)\right) (0.929)(11.7)(5.14)$$

$$q_c = 55.87 \left(1 + 0.2 \left(\frac{B - 0.236}{B}\right)\right)$$

$$q_{adm} = \frac{q_c}{FS} = \frac{55.87}{3} \left(\frac{1.2B - 0.047}{B}\right) = 18.62 \left(\frac{1.2B - 0.047}{B}\right)$$

$$q_{aplic} = \frac{Q_v}{B'L'} = \frac{45}{B(B - 0.236)}$$

$$q_{adm} \leq q_{aplic}$$

$$18.62 \left(\frac{1.2B - 0.047}{B}\right) = \frac{45}{B(B - 0.236)}$$

$$18.62 \times 1.2(B - 0.039)(B - 0.236) = 45$$

$$(B - 0.039)(B - 0.236) = 2.014$$

$$B = 1.56 \quad \text{Entonces redondeando} \quad B = 1.60\text{m}$$

III. Verificación por Asentamiento

- $P_o = \gamma_m h_1$
- $P_{oi} = P_o$
- $P_{ci} = IPC + P_{oi}$
- $\Delta P = q \cdot I_z$ q : Carga transmitida I_z : Factor de influencia

Hallamos el valor de “q” = q_{aplic}

$$Q_d = CM + 0.5 S/C$$

Si $CM = 35.45 \text{ tn}$ (del programa)

$$CV = (100 + 250 \times 6)(5.40 \times 1.72) = 14\,860.8 \text{ kg}$$

$$CV = 14.86 \text{ tn}$$

$$Q_d = 35.45 + 0.5(14.86) = 42.88 \text{ tn}$$

$$q_{aplic} = \frac{Q_v}{B'L'} = \frac{42.88}{B(B - 0.236)} = \frac{42.88}{1.60(1.60 - 0.236)}$$

$$q_{aplic} = 19.65 \text{ tn/cm}^2$$

$$Df = 2.90m \quad B = 1.60m$$

Tabla 4.9. Cálculo de asentamiento de la columna B7.

SUB ESTRATOS	P_{oi}	P_{ci}	Z_i	m_i	n_i	I_z	ΔP	$\frac{\Delta P_i}{= 4\Delta P}$	$P_{oi} + \Delta P_T$	CASO	ΔH_i	
1	3.15	6.46	26.06	0.25	3.2	3.2	0.245	4.81	19.24	25.72	B	0.762
2	3.65	7.48	27.08	0.75	1.07	1.07	0.176	3.46	13.82	21.36	B	0.602
3	4.15	8.51	28.11	1.25	0.64	0.64	0.114	2.24	8.96	17.47	B	0.421
4	4.65	9.53	29.13	1.75	0.46	0.46	0.072	1.41	5.64	15.19	B	0.280
Σ 2.065 cm												

Fuente: Elaborado por los autores.

$$\Delta H < \delta_{max}$$

$$2.065 \text{ cm} < 2.50 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

➤ Asentamiento Diferencial

La diferencia entre dos elementos adyacentes unidos por un elemento en una estructura es su asentamiento diferencial.

La magnitud del desplazamiento vertical de una sola zapata representa el ángulo total del asiento.

$$\delta = \delta_{TB} - \delta_{TA}$$

➤ Distorsión Angular

Es el producto de la distancia diferencial entre asientos y la distancia entre columnas adyacentes con diferente disposición de asientos o entre dos puntos cualesquiera con diferente disposición de asientos.

$$\alpha = \frac{\delta}{L} = \frac{\delta_{TB} - \delta_{TA}}{L}$$

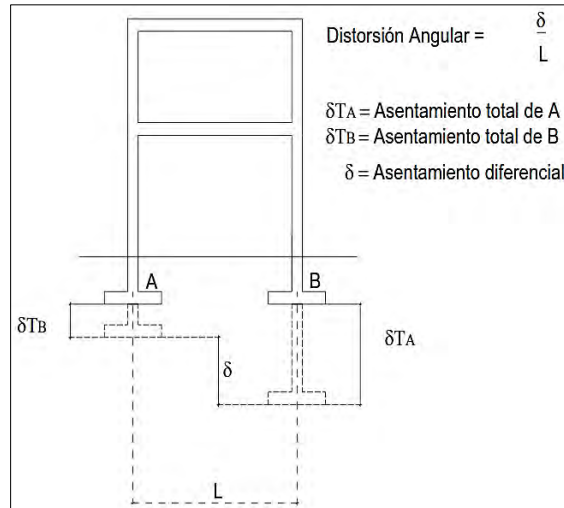


Figura 4-10. Asentamiento diferencial.
Fuente: (RNE, 2018)

TABLA N° 8 DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Figura 4-11. Tabla de distorsión angular.
Fuente: (RNE, 2018)

Tenemos:

$$\delta_{TB} = 2.208 \text{ cm}$$

$$\delta_{TA} = 2.065 \text{ cm}$$

$$L = 3.43\text{m} = 343\text{cm}$$

$$\delta = 2.208 - 2.065 = 0.143\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{\delta}{L} = \frac{\delta_{TB} - \delta_{TA}}{L}$$

$$\alpha = \frac{0.143\text{cm}}{343\text{cm}} = \frac{1}{2398.60} < \frac{1}{150} \dots \text{ok}$$

Entonces según la figura 4-11 la distorsión angular es menor 1/150 (Límite en que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales).

4.6. DISEÑO DE SISTEMAS DE ANCLAJE PARA COLUMNAS

4.6.1. Planchas de apoyo para columnas.

Las planchas de apoyo sirven para transferir las cargas y momentos de las columnas a las zapatas y fundaciones, el análisis se realizará para la columna B-6.

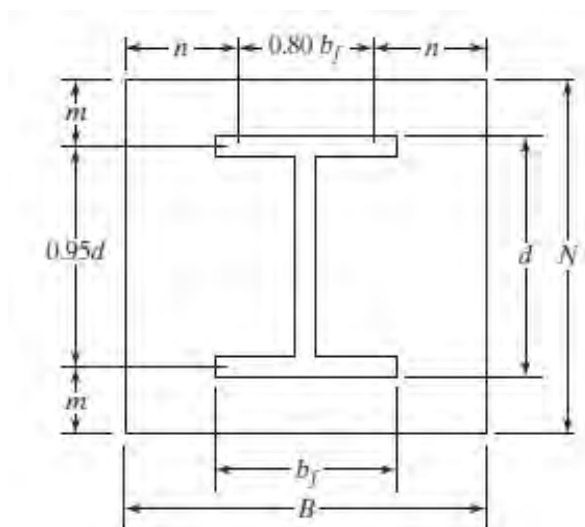


Figura 4-12. Diseño de plancha de anclaje para el perfil W.
Fuente: Elaborado por los autores.

$$P_u = 0.85 F'_c A_1$$

$$A_1 = \frac{P_u}{0.85 F'_c}$$

Donde:

F'_c = Resistencia del concreto a la compresión.

A_1 = Área de la plancha de acero.

P_u = 167.159 ton (mediante calculo computacional)

$$A_1 = \frac{167159 \text{ kg}}{(0.85) \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 936.46 \text{ cm}^2$$

Para resistir la fuerza de compresión necesitamos una plancha de acero con un área mínima de 936.46 cm^2 , y si asumimos que la forma de la plancha de apoyo será cuadrada, entonces el lado de la plancha será de $\cong 30 \text{ cm}$.

Adicionalmente al área mínima necesaria tenemos que considerar los atiesadores de base, el manual AISC proporciona consideraciones mínimas que deben cumplir los atiesadores:

- El lado del atiesador más la mitad del espesor del alma debe ser mayor o igual que un tercio de la base del perfil

$$\text{Lado Atiesador} = \frac{36.83 \text{ cm}}{3} - \frac{1.12 \text{ cm}}{2} = 11.72 \text{ cm}$$

Entonces el lado total de la plancha de acero será de $30+2 \times 11.72 \cong 55 \text{ cm}$

Ahora para determinar el espesor de la plancha base, nos basamos en la metodología adoptada por Jack McCormac. Según este autor el espesor de la plancha será:

$$e_{req} = L \sqrt{\frac{2 P_u}{0.9 f_y B N}}$$

Siendo “L” el mayor de las siguientes expresiones:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{55 - 0.95(35.56)}{2} = 10.609$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{55 - 0.8(36.83)}{2} = 12.768$$

$$n' = \frac{\sqrt{d b_f}}{4} = \frac{\sqrt{35.56 \times 36.83}}{4} = 9.047$$

$$e_{req} = 12.768 \sqrt{\frac{2 (167159)}{0.9 (2548.42)(55)(55)}} = 27.8 \text{ mm} \cong 28 \text{ mm}.$$

4.6.2. Diseño de Anclajes.

Los anclajes deben diseñarse para las condiciones más críticas producidas por la envolvente de cargas, para nuestro caso los anclajes serán diseñados para resistir los esfuerzos de tracción.

En el capítulo anterior se desarrolló las dimensiones de la placa base, en función a los resultados obtenidos asumimos que en la zona de tracción crítica estarán presentes 3 pernos de anclaje.

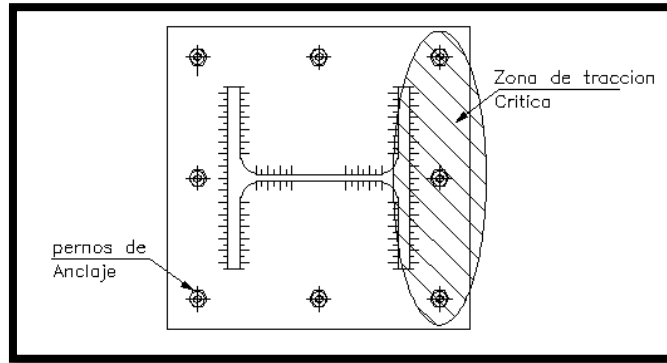


Figura 4-13. **Diseño de Anclaje**
Fuente: Elaborado por los autores.

a) Diseño por tracción a los pernos.

Mediante el cálculo computacional se obtiene una fuerza de tracción de 54tn, producto de la acción sísmica. Entonces cada perno deberá resistir una fuerza de 18tn.

Para determinar la resistencia a la tracción de un perno de anclaje, utilizamos la siguiente formula:

$$N_{sa} = \phi A_{se} f_u$$

N_{sa} = resistencia nominal de un anclaje dentro de un grupo de anclajes a la traccion

A_{se} = area efectiva de la seccion transversal del anclaje en traccion

f_u = resistencia especificada a la traccion del acero de anclaje

ϕ = factor de reduccion de resistencia.

Debido a la considerable fuerza de tracción que estará presente en cada perno, asumimos un diámetro de 1 3/8". Siendo su área efectiva transversal 7.45cm².

$$N_{sa} = 0.75 \cdot 7.45\text{cm}^2 \cdot 4218 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 23568 \text{ kg}.$$

Como se puede apreciar la fuerza resistente del perno es mayor a la fuerza actuante, por consiguiente, el diámetro escogido es correcto.

b) Longitud de desarrollo para el perno de anclaje.

De acuerdo al cálculo tenemos pernos de anclaje de 1 3/8", y para mejorar la adherencia en el concreto le haremos ganchos estándar.

La norma de concreto armado E 060. En su capítulo 12.5, nos da las pautas para calcular la longitud de desarrollo de los pernos de anclaje.

$$L = \left(0.075 \Psi_e \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db$$

Ψ_e y $\lambda = 1$ (por recomendación de la norma E 060)

$$L = \left(0.075 (1)(1) \frac{4200}{\sqrt{210}} \right) 3.49 \text{ cm} = 75.86 \text{ cm} \cong 80 \text{ cm}.$$

4.7. DISEÑO DE CONEXIONES

4.7.1. Conexiones Soldadas

Soldaduras de filete o de ángulo es un proceso mediante el cual se unen partes metálicas mediante el uso del arco eléctrico, calentando sus superficies a un estado plástico permitiendo que sus partes fluyan y se unan con la adición de un metal aporte (electrodo).

Las soldaduras del tipo filete son más resistentes a los esfuerzos de tensión y compresión.

Para hallar el área efectiva de una soldadura de filete se multiplicará la longitud efectiva por la garganta efectiva, la garganta efectiva es la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura.

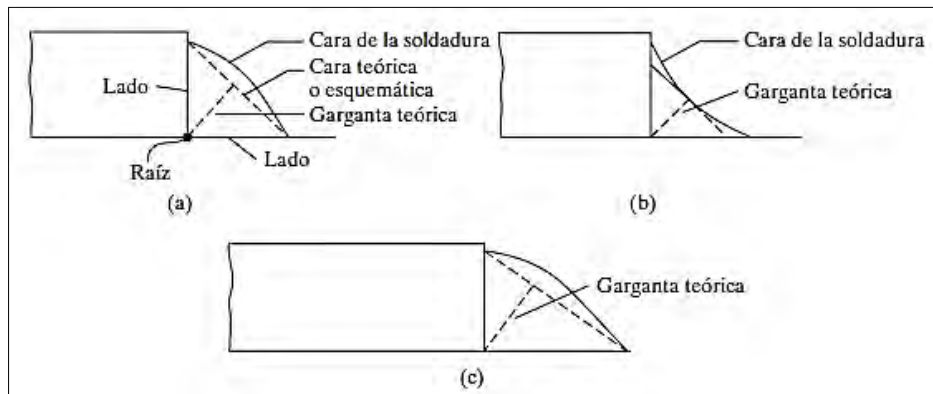


Figura 4-14. **Detalle de soldadura.**

Fuente: Jack C. McCormac- Diseño de Estructuras de Acero.

Para el diseño de las uniones soldadas del tipo filete tenemos que seguir todos los criterios establecidos en el manual AISC capítulo J2.4. El cual señala lo siguiente:

El tamaño máximo de soldadura en ángulo o filete para las partes conectadas debe ser:

- a) A lo largo del material con un espesor máximo no superior a 6 mm.
- b) A lo largo de los bordes del material con un espesor mayor o igual a 6 mm, pero no mayor que el espesor del material de menos de 2 mm.

Si las soldaduras están diseñadas para resistencia, la longitud mínima efectiva es cuatro veces esa longitud; en caso contrario, deberá tenerse en cuenta que el tamaño de la soldadura no exceda de la cuarta parte de su longitud efectiva.

c) La longitud efectiva de las soldaduras filete deberá determinarse de la siguiente manera:

- Para soldaduras filete de peso extremo con una longitud efectiva igual o mayor a 100 veces el diámetro de la empanada.
- Cuando la longitud de la soldadura de filete de carga extrema excede 100 veces el tamaño de la longitud de la soldadura la longitud efectiva debe ser determinado multiplicando la longitud real por el factor de reducción β , determinado a continuación.

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left(\frac{L}{w} \right) \leq 1.0$$

Donde:

L: Longitud existente de la soldadura en los extremos cargados

W: tamaño de la soldadura.

Resistencia: “La resistencia de cálculo ϕR_n de las uniones soldadas debería ser el valor más bajo entre la resistencia de cálculo "R n" de las uniones soldadas y la resistencia de cálculo "R n" de las uniones soldadas determinadas de acuerdo con los límites de fallo por desgarro, corte y soldadura” (RNE, 2008).

Para el metal base:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM}$$

Para el metal de soldadura:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

Donde:

A_{BM} = Área de la sección transversal del metal base.

A_{we} = Área efectiva de la soldadura.

F_{nBM} = Tensión nominal del metal base.

F_{nw} = Tensión nominal del metal de soldadura.

TABLA J2.5 (continuación)					
Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{tms} y F_{ms}) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{we} y A_{wm}) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ⁽¹⁾⁽²⁾
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60F_{tms}$ ⁽³⁾	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60F_{tms}$	Ver J2.3a	
⁽¹⁾ Para metal de soldadura compatible con metal base ver la Sección 3.3 de AWS D1.1/D1.1M. ⁽²⁾ Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia un nivel mayor que aquel compatible con metal base. ⁽³⁾ Se pueden usar metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con metal base para soldaduras de tope entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde la alta condición de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones, la junta soldada puede ser detallada y la soldadura puede ser diseñada utilizando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 80$, $\Omega = 1,88$ y $0,60F_{tms}$ como resistencia nominal. ⁽⁴⁾ Alternativamente, se permiten las disposiciones de la Sección J2.4(b).					

Figura 4-15. Tabla de resistencia disponible de juntas soldadas.

Fuente: Manual AISC.

Con las recomendaciones antes desarrolladas procedemos a desarrollar la unión escogida para nuestro proyecto, esta unión se ubica en la intersección de los ejes 5 y B.

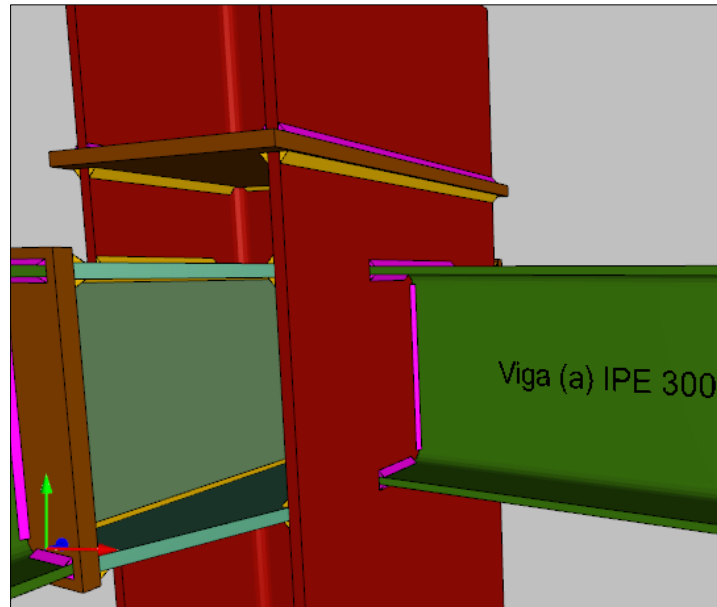


Figura 4-16. Vista de la unión a diseñar de la columna B5 y viga eje 5 tramo(B-E).
Fuente: CYPE 3D.

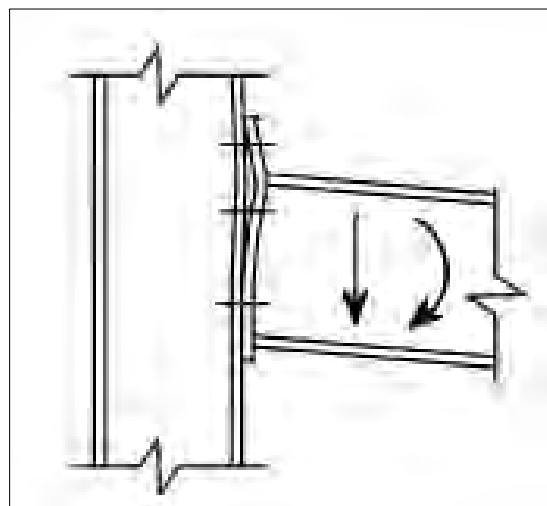


Figura 4-17. Deformación de la unión debido a los esfuerzos de corte y momento.
Fuente: Elaborado por los autores.

En este caso en especial la soldadura diseñar será la que une a la Viga (a) con la columna. Los esfuerzos presentes en la unión seleccionada son de corte y momento, tal como se aprecia en la figura superior.

La metodología seguida para el diseño de la soldadura es la siguiente:

- Para determinar el cordón de soldadura en el ala superior asumimos que la totalidad del momento actuara en el ala superior.

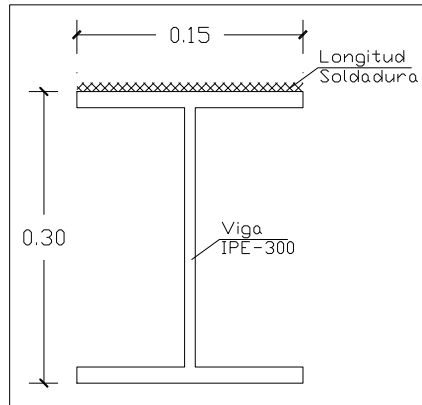


Figura 4-18. Ubicación de la soldadura a diseñar en el ala de la Viga IPE.
Fuente: Elaborado por los autores.

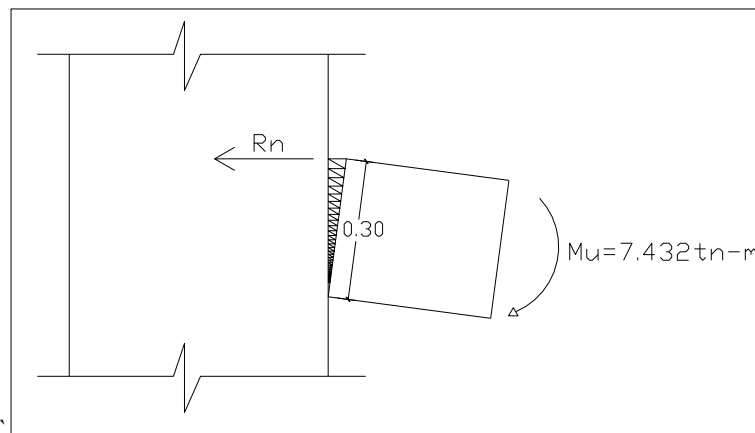


Figura 4-19. Esfuerzos actuantes para el diseño de la soldadura del ala superior.
Fuente: Elaborado por los autores.

Para este caso el electrodo a usar para las uniones soldadas es del tipo E60XX

Con una resistencia mínima a la tensión de 415 Mpa. (4231.82 kg/cm²)

Para el diseño de la soldadura en el ala superior de la viga, hacemos uso del esfuerzo de momento actuante en el nudo.

El momento flector en la unión viga columna tiene un valor de 7.432 tn-m.

$$\Sigma M_n = \Sigma M_d$$

$$(R_n)(0.30m) = 7.432 \text{ tn} - m$$

$$R_n = 24.773 \text{ tn}$$

$$R_n = F_{nw} A_{we} = 24773 \text{ kg}$$

$$(0.60)(0.75)(4231.82) A_{we} = 24773 \text{ kg}$$

$$A_{we} = 13.01 \text{ cm}^2$$

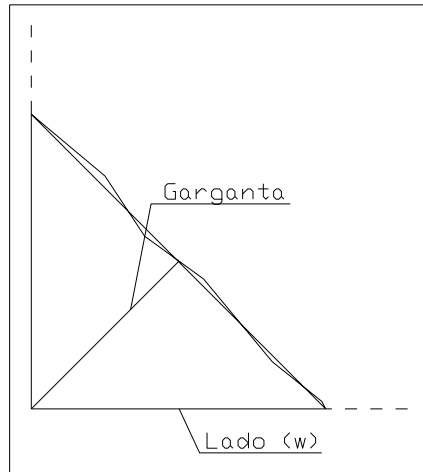


Figura 4-20. Partes del cordón de Soldadura.
Fuente: Elaborado los autores.

El área efectiva de la soldadura es el producto de la garganta por la longitud efectiva, entonces:

$$A_{we} = (15cm)(G) = 13.01 \text{ cm}^2$$

$$G = 0.8673 \text{ cm} = 8.67 \text{ mm} \cong \mathbf{9 \text{ mm.}}$$

Para diseñar la soldadura del alma, asumiremos que la fuerza de diseño será el esfuerzo cortante y que actuará únicamente en la soldadura del alma.

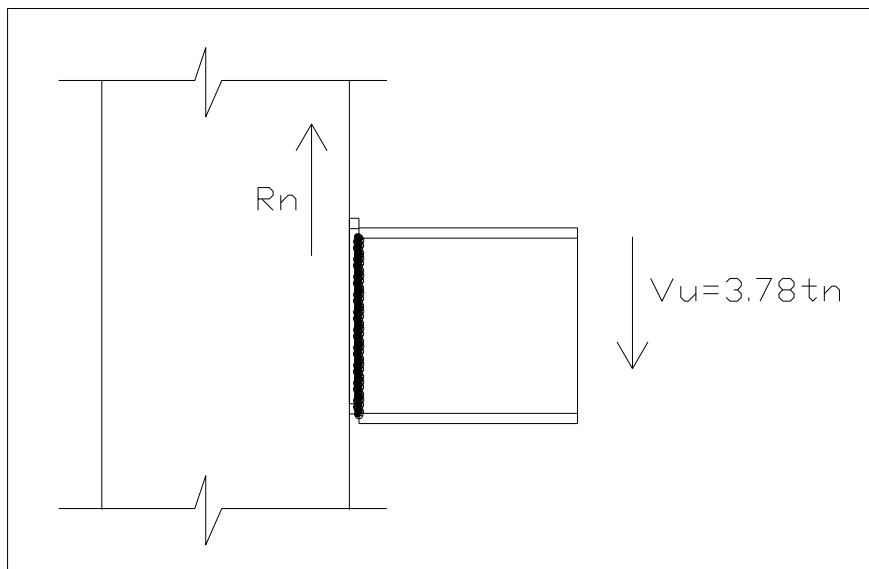


Figura 4-21. Esfuerzos actuantes para el diseño de la soldadura del alma de la viga.
Fuente: Elaborado por los Autores.

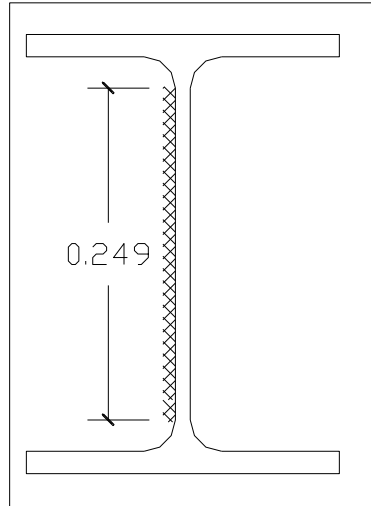


Figura 4-22. Ubicación de la soldadura a diseñar en el alma de la Viga IPE.
Fuente: Elaborado por los autores.

$$R_n = 3.78tn = F_{nw}A_{we}$$

$$3780kg = (0.75)(0.60) \left(4231.82 \frac{kg}{cm^2} \right) A_{we}$$

$$A_{we} = 1.985 cm^2$$

$$A_{we} = (24.9cm)(w) = 1.985 cm^2$$

$$w = 0.79 mm$$

El tamaño de soldadura del alma para resistir el corte es menor a 1mm, pero el manual AISC proporciona una tabla de tamaños mínimos de soldadura tipo filete.

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Figura 4-23. Tabla de Tamaño mínimo de soldadura de filete.
Fuente: Manual AISC.

El espesor de la parte unida más delgada corresponde al alma del perfil IPE 300, y es igual a 7.1mm. Entonces el tamaño mínimo de soldadura filete en el alma es **5mm**.

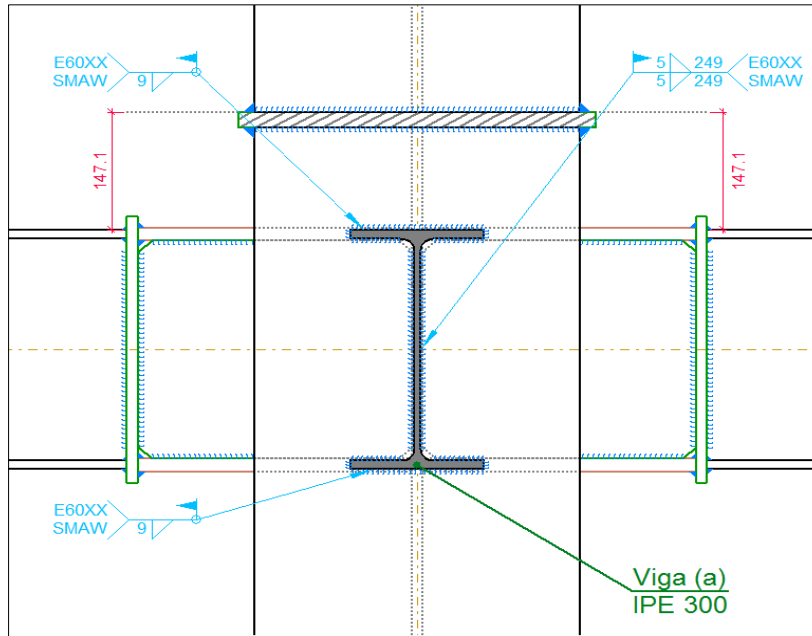


Figura 4-24. **Tamaño de las soldaduras para la Viga IPE.**
 Fuente: Elaborado por los autores.

CAPITULO V

5. ANÁLISIS DE COSTOS - PRESUPUESTOS Y PROGRAMACIÓN

5.1. METRADOS.

A continuación, se muestra el resumen de metrados en la tabla 5.1 que corresponde al proyecto de la tesis: “Diseño estructural en Acero del edificio Comercial Manuel Prado Utilizando el Cype 3D”. Se desarrolló el proyecto con el uso del programa S10 costos y presupuestos.

Tabla 5.1. Resumen de metrados.

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO
01	ESTRUCTURAS		
01.01	MOVIMIENTOS DE TIERRAS		
01.01.01	Excavaciones		
01.01.01.01	Excavación masiva en nivelación de terreno	m3	400.71
01.01.01.02	Excavaciones para zapatas con equipo	m3	159.58
01.01.01.03	Excavaciones para vigas de conexión	m3	40.76
01.01.01.04	Excavación simple para cimientos corridos	m3	5.32
01.01.01.05	Perfilado y compactado de terreno de zapatas	m2	88.61
01.01.01.06	Perfilado y compactado de terreno en vigas de conexión	m2	33.96
01.01.02	Rellenos y compactados		
01.01.02.01	Rellenos y compactado con material de préstamo en zapatas	m3	105.99
01.01.02.02	Rellenos y compactado con material de préstamo en vigas de conexión	m3	15.34
01.01.02.03	Rellenos y compactado con material de préstamo en rampa de acceso	m3	24.28
01.01.03	Nivelación interior y apisonado		
01.01.03.01	Nivelación interior y apisonado	m2	277.74
01.01.04	Eliminación de material excedente		
01.01.04.01	Acarreo interno de material excedente de excavación hasta 50m	m3	99.60
01.01.04.02	Eliminación de material excedente con equipo hasta 20km	m3	560.42
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.02.01	Cimientos corridos		
01.02.01.01	Concreto cimientos corridos 1:10 +30%p.g.	m3	4.44
01.02.02	Solados		
01.02.02.01	Solado concreto 1:10 c:h	m2	88.61
01.02.03	Sobrecimiento		
01.02.03.01	Concreto sobrecimiento 1:8+25%pm	m3	0.83
01.02.03.02	Encofrado y desencofrado para sobrecimientos	m2	11.09
01.02.04	Falso piso		
01.02.04.01	Falso piso mezcla c:h 1:6 e=6" (inc. cama de piedra)	m2	277.74
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.03.01	Zapatas conectadas		
01.03.01.01	Concreto f'c = 210 kg/cm2 en zapatas conectadas	m3	53.19

01.03.01.02	Encofrado y desencofrado en zapatas conectadas	m2	203.22
01.03.01.03	Acero en zapatas conectadas	kg	2184.60
01.03.02	Vigas de conexión		
01.03.02.01	Concreto f'c = 210 kg/cm2 en vigas de conexión	m3	33.42
01.03.02.02	Encofrado y desencofrado para vigas de conexión	m2	167.12
01.03.02.03	Acero en vigas de conexión	Kg	3909.25
01.03.03	Pedestal		
01.03.03.01	Concreto f'c = 210 kg/cm2 en pedestal	m3	13.01
01.03.03.02	Encofrado y desencofrado para pedestal	m2	75.24
01.03.03.03	Acero en pedestal	Kg	2296.43
01.03.03.04	Placa base	m2	11.83
01.03.03.05	Pernos de anclaje	und	156.00
01.03.04	Sobrecimiento armado		
01.03.04.01	Concreto f'c = 210 kg/cm2 en sobrecimiento	m3	32.67
01.03.04.02	Encofrado y desencofrado para sobrecimientos	m2	160.18
01.03.04.03	Acero en sobrecimiento	Kg	827.55
01.04	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
01.04.01	Columnas		
01.04.01.01	Suministro perfil w14x90 (a36)	Kg	56589.49
01.04.01.02	Suministro perfil w10x60 (a36)	Kg	4922.66
01.04.01.03	Trazado para corte	m	213.52
01.04.01.04	Trazado para perforaciones	pto	156.00
01.04.01.05	Corte en acero estructural	m	213.52
01.04.01.06	Esmerilado en acero estructural	m	427.04
01.04.01.07	Perforación de perfiles	pto	156.00
01.04.01.08	Soldadura de perfil rigidizador y placa base	m	133.15
01.04.01.09	Soldadura de perfil y plancha conectora	m	710.45
01.04.01.10	Pintura base epoxica	m2	1004.20
01.04.01.11	Pintura acabado	m2	1004.20
01.04.02	Vigas		
01.04.02.01	Suministro perfil ipe 300 (a36)	Kg	44568.70
01.04.02.02	Suministro perfil ipe 240 (a36)	Kg	1070.20
01.04.02.03	Suministro perfil ipe 200 (a36)	Kg	1340.87
01.04.02.04	Trazado para corte	m	170.66
01.04.02.05	Corte en acero estructural	m	170.66
01.04.02.06	Esmerilado en acero estructural	m	341.32
01.04.02.07	Soldadura de perfil rigidizador y cartela	m	2303.14
01.04.02.08	Pintura base epoxica	m2	1493.52
01.04.02.09	Pintura acabada	m2	1493.52
01.04.03	Arriostres		
01.04.03.01	Suministro perfil W10x22 (A36)	Kg	10683.35
01.04.03.02	Suministro perfil W10x19 (A36)	Kg	1350.65
01.04.03.03	Trazado para corte	m	50.68
01.04.03.04	Corte en acero estructural	m	50.68
01.04.03.05	Esmerilado en acero estructural	m	101.36

01.04.03.06	Soldadura de perfil y rigidizador	m	409.36
01.04.03.07	Soldadura de perfil y columna	m	125.44
01.04.03.08	Pintura base epoxica	m2	361.68
01.04.03.09	Pintura acabado	m2	361.68
01.04.04	Rigidizadores		
01.04.04.01	Suministro de plancha estructural en columnas y pedestal	kg	620.60
01.04.04.02	Suministro de plancha estructural en vigas	kg	5960.61
01.04.04.03	Suministro de plancha estructural en arriostres	kg	4612.05
01.04.04.04	Trazado para corte	m	1700.45
01.04.04.05	Corte en acero estructural	m	1700.45
01.04.04.06	Esmerilado en acero estructural	m	3400.90
01.04.04.07	Pintura base epoxica	m2	227.90
01.04.04.08	Pintura acabado	m2	227.90
01.04.05	Chapa		
01.04.05.01	Suministro de plancha estructural en columnas	Kg	3082.69
01.04.05.02	Suministro de plancha estructural en vigas y rigidizador	Kg	3253.09
01.04.05.03	Trazo para corte	m	793.54
01.04.05.04	Corte en acero estructural	m	793.54
01.04.05.05	Esmerilado en acero estructural	m	1587.08
01.04.05.06	Pintura base epoxica	m2	117.17
01.04.05.07	Pintura acabado	m2	117.17
01.04.06	Losa Colaborante		
01.04.06.01	Suministro de placa colaborante 60mm calibre 20	m2	1793.53
01.04.06.02	Concreto f'c = 210 kg/cm2 en losa	m3	206.26
01.04.06.02	Acero en losa colaborante	Kg	4447.95
01.04.07	Escaleras		
01.04.07.01	Escalera integrada	Tramo	7.00

Fuente: Elaboración propia.

El metrado detallado se encuentra desagregado en el Anexo 9.

5.2. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS.

Los precios de mano de obra de Operario, Oficial y Peón que se colocaran en los análisis de costos unitarios son los precios vigentes, acorde al convenio de negociación colectiva 2019-2020 firmado por Capeco y la Federación de Trabajadores de Construcción Civil del Perú. Estos jornales tienen vigencia desde el 01 de junio del 2019 hasta el 31 de mayo del 2020. Para efectos del presupuesto, se llevará a nivel de costo directo.

El análisis de costos Unitarios se encuentra desagregado en el Anexo 7.

5.3. COSTOS DIRECTOS.

Los costos que pueden estar directamente relacionados con un trabajo específico se conocen como costos directos.

“El costo total de todos los materiales, mano de obra (incluidos los honorarios legales), equipos, herramientas y otros componentes necesarios para una operación se conoce como costo directo”.

“Estos costos directos, que se examinan para cada una de las partes que componen una obra de arte, pueden variar en la aproximación según el resultado deseado. Sin embargo, aumentar el importe de la refinanciación de la misma no siempre se traduce en una mayor precisión porque siempre existirán diferencias entre las distintas estimaciones de los costes de una misma parte. Esto se debe a los diversos criterios que se pueden usar, así como a la experiencia del ingeniero en la creación de esos criterios” (Costos y presupuestos en edificación-capeco)

En resumen, los costos directos son aquellos que quedan insumidos en una obra.

Representan los costos directos:

- Mano de Obra.
- Materiales.
- Equipo y herramientas.

“El costo directo de este proyecto está dado por la suma de costos parciales en la hoja de presupuesto. Los costos parciales son resultado de multiplicar los precios unitarios por los metrados”.

Presupuesto

Presupuesto **0801001 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO COMERCIAL MANUEL PRADO UTILIZANDO EL CYPE 3D**
 Subpresupuesto **001 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO COMERCIAL MANUEL PRADO UTILIZANDO EL CYPE 3D**
 Cliente **COORPORACION AYAR** Costo al **03/01/2020**
 Lugar **CUSCO - CUSCO - CUSCO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	ESTRUCTURAS				1,103,259.43
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				34,843.63
01.01.01	EXCAVACIONES				7,495.23
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA EN NIVELACION DE TERRENO	m3	400.71	6.66	2,668.73
01.01.01.02	EXCAVACION PARA ZAPATAS CON EQUIPO	m3	159.58	8.26	1,318.13
01.01.01.03	EXCAVACION PARA VIGAS DE CONEXION	m3	40.76	33.95	1,383.80
01.01.01.04	EXCAVACION SIMPLE PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	5.32	33.95	180.61
01.01.01.05	PERFILADO Y COMPACTADO DE TERRENO EN ZAPATAS	m2	88.61	15.86	1,405.35
01.01.01.06	PERFILADO Y COMPACTADO DE TERRENO EN VIGAS DE CONEXION	m2	33.96	15.86	538.61
01.01.02	RELLENOS Y COMPACTADOS				12,194.84
01.01.02.01	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO EN ZAPATAS	m3	105.99	83.75	8,876.66
01.01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO EN VIGAS DE CONEXION	m3	15.34	83.75	1,284.73
01.01.02.03	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO EN RAMPA DE ACCESO	m3	24.28	83.75	2,033.45
01.01.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO				1,980.29
01.01.03.01	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	277.74	7.13	1,980.29
01.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				13,173.27
01.01.04.01	ACARREO INTERNO DE MATERIAL EXCEDENTE DE EXCAVACION HASTA 50M	m3	99.60	19.39	1,931.24
01.01.04.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO HASTA 20 KM	m3	560.42	20.06	11,242.03
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				12,904.40
01.02.01	CIMIENTOS CORRIDOS				937.91
01.02.01.01	CONCRETO CIMIENTOS CORRIDOS 1:10 + 30% P.G	m3	4.44	211.24	937.91
01.02.02	SOLADOS				3,127.93
01.02.02.01	SOLADO CONCRETO 1:10 C.H	m2	88.61	35.30	3,127.93
01.02.03	SOBRECIMIENTO				864.64
01.02.03.01	CONCRETO SOBRECIMIENTO 1.8+25% PM	m3	0.83	271.05	224.97
01.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SOBRECIMIENTOS	m2	11.09	57.68	639.67
01.02.04	FALSO PISO				7,973.92
01.02.04.01	FALSO PISO MEZCLA C:H 1:6 E=6" (INC. CAMA DE PIEDRA)	m2	277.74	28.71	7,973.92
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				143,582.01
01.03.01	ZAPATAS CONECTADAS				40,809.33
01.03.01.01	CONCRETO $f_c = 210$ kg/cm ² EN ZAPATAS CONECTADAS	m3	53.19	355.43	18,905.32
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS CONECTADAS	m2	203.22	59.84	12,160.68
01.03.01.03	ACERO EN ZAPATAS CONECTADAS	kg	2,184.60	4.46	9,743.32
01.03.02	VIGAS DE CONEXION				39,314.19
01.03.02.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ² EN VIGAS DE CONEXION	m3	33.42	355.43	11,878.47
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS DE CONEXION	m2	167.12	59.84	10,000.46
01.03.02.03	ACERO EN VIGAS DE CONEXION	kg	3,909.25	4.46	17,435.26
01.03.03	PEDESTAL				38,570.56
01.03.03.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ² EN PEDESTAL	m3	13.01	355.43	4,624.14
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PEDESTAL	m2	75.24	59.84	4,502.36
01.03.03.03	ACERO EN PEDESTAL	kg	2,290.43	4.46	10,242.08
01.03.03.04	PLACA BASE	m2	11.83	650.50	7,695.42
01.03.03.05	PERNOS DE ANCLAJE	und.	156.00	73.76	11,506.56
01.03.04	SOBRECIMIENTO ARMADO				24,887.94
01.03.04.01	CONCRETO $f_c = 210$ kg/cm ² EN SOBRECIMIENTO ARMADO	m3	32.67	355.43	11,611.90
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN SOBRECIMIENTO ARMADO	m2	160.18	59.84	9,585.17
01.03.04.03	ACERO EN SOBRECIMIENTO ARMADO	kg	827.55	4.46	3,690.87
01.04	ESTRUCTURAS METALICAS				911,929.39
01.04.01	COLUMNAS				252,877.05
01.04.01.01	SUMINISTRO PERFIL W14X90 (A36)	kg	56,589.49	3.30	186,745.32
01.04.01.02	SUMINISTRO PERFIL W10X60 (A36)	kg	4,922.66	3.30	16,244.78
01.04.01.03	TRAZADO PARA CORTE	m	213.52	4.79	1,022.76
01.04.01.04	TRAZADO PARA PERFORACIONES	pto.	156.00	0.96	149.76
01.04.01.05	CORTE EN ACERO ESTRUCTURAL	m	213.52	4.83	1,031.30
01.04.01.06	ESMERILADO EN ACERO ESTRUCTURAL	m	427.04	1.41	602.13

Presupuesto

Presupuesto **0801001 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO COMERCIAL MANUEL PRADO UTILIZANDO EL CYPE 3D**
 Subpresupuesto **001 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO COMERCIAL MANUEL PRADO UTILIZANDO EL CYPE 3D**
 Cliente **COORPORACION AYAR** Costo al **03/01/2020**
 Lugar **CUSCO - CUSCO - CUSCO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01.04.01.07	PERFORACIONES DE PERFILES	pto	156.00	1.48	230.88
01.04.01.08	SOLDADURA DE PERFIL RIGIDAZOR Y CARTELA	m	133.15	27.29	3,633.66
01.04.01.09	SOLDADURA DE PERFIL Y PLANCHA CONECTORA	m	710.45	41.55	29,519.20
01.04.01.10	PINTURA BASE EPOXICA	m2	1,004.20	6.29	6,316.42
01.04.01.11	PINTURA ACABADO	m2	1,004.20	7.35	7,380.87
01.04.02	VIGAS				246,380.55
01.04.02.01	SUMINISTRO PERFIL IPE 300 (A36)	kg	44,568.70	3.30	147,076.71
01.04.02.02	SUMINISTRO PERFIL IPE 240 (A36)	kg	1,070.20	3.30	3,531.66
01.04.02.03	SUMINISTRO PERFIL IPE 200 (A36)	kg	1,340.87	3.30	4,424.87
01.04.02.04	TRAZADO PARA CORTE	m	170.66	4.79	817.46
01.04.02.05	CORTE EN ACERO ESTRUCTURAL	m	170.66	4.83	824.29
01.04.02.06	ESMERILADO EN ACERO ESTRUCTURAL	m	341.32	1.41	481.26
01.04.02.07	SOLDADURA DE PERFIL RIGIDAZOR Y CARTELA	m	2,303.14	27.29	62,852.69
01.04.02.08	PINTURA BASE EPOXICA	m2	1,493.52	6.29	9,394.24
01.04.02.09	PINTURA ACABADO	m2	1,493.52	7.35	10,977.37
01.04.03	ARRIOSTRES				59,870.68
01.04.03.01	SUMINISTRO PERFIL W10X22 (A36)	kg	10,683.35	3.30	35,255.06
01.04.03.02	SUMINISTRO PERFIL W10X19 (A36)	kg	1,350.65	3.30	4,457.15
01.04.03.03	TRAZADO PARA CORTE	m	50.68	4.79	242.76
01.04.03.04	CORTE EN ACERO ESTRUCTURAL	m	50.68	4.83	244.78
01.04.03.05	ESMERILADO EN ACERO ESTRUCTURAL	m	101.36	1.41	142.92
01.04.03.06	SOLDADURA DE PERFIL RIGIDAZOR	m	409.36	27.29	11,171.43
01.04.03.07	SOLDADURA DE PERFIL Y COLUMNA	m	125.44	27.29	3,423.26
01.04.03.08	PINTURA BASE EPOXICA	m2	361.68	6.29	2,274.97
01.04.03.09	PINTURA ACABADO	m2	361.68	7.35	2,658.35
01.04.04	RIGIDIZADORES				54,483.97
01.04.04.01	SUMINISTRO DE PLANCHA ESTRUCTURAL EN COLUMNAS Y PEDESTAL	kg	620.60	2.70	1,675.62
01.04.04.02	SUMINISTRO DE PLANCHA ESTRUCTURAL EN VIGAS	kg	5,960.61	2.70	16,093.65
01.04.04.03	SUMINISTRO DE PLANCHA ESTRUCTURAL EN ARRIOSTRES	kg	4,612.05	2.70	12,452.54
01.04.04.04	TRAZADO PARA CORTE	m	1,700.45	4.79	8,145.16
01.04.04.05	CORTE EN ACERO ESTRUCTURAL	m	1,700.45	4.83	8,213.17
01.04.04.06	ESMERILADO EN ACERO ESTRUCTURAL	m	3,400.90	1.41	4,795.27
01.04.04.07	PINTURA BASE EPOXICA	m2	227.90	6.29	1,433.49
01.04.04.08	PINTURA ACABADO	m2	227.90	7.35	1,675.07
01.04.05	CHAPA				28,576.44
01.04.05.01	SUMINISTRO DE PLANCHA ESTRUCTURAL EN COLUMNAS	kg	3,082.69	2.70	8,323.26
01.04.05.02	SUMINISTRO DE PLANCHA ESTRUCTURAL EN VIGAS Y RIGIDIZADOR	kg	3,253.09	2.70	8,783.34
01.04.05.03	TRAZADO PARA CORTE	m	793.54	4.79	3,801.06
01.04.05.04	CORTE EN ACERO ESTRUCTURAL	m	793.54	4.83	3,832.80
01.04.05.05	ESMERILADO EN ACERO ESTRUCTURAL	m	1,587.08	1.41	2,237.78
01.04.05.06	PINTURA BASE EPOXICA	m2	117.17	6.29	737.00
01.04.05.07	PINTURA ACABADO	m2	117.17	7.35	861.20
01.04.06	LOSA COLABORANTE				261,740.67
01.04.06.01	SUMINISTRO DE PLACA COLABORANTE 60MM CALIBRE 20	m2	1,793.53	94.00	168,591.82
01.04.06.02	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN LOSA	m3	206.26	355.43	73,310.99
01.04.06.03	ACERO EN LOSA COLABORANTE	kg	4,447.95	4.46	19,837.86
01.04.07	ESCALERAS				14,000.00
01.04.07.01	ESCALERA INTEGRADA	Tramo	7.00	2,000.00	14,000.00
Costo Directo					1,103,259.43

SON : UN MILLON CIENTO TRES MIL DOSCIENTOS CINCUENTINUEVE Y 43/100 NUEVOS SOLES

Figura 5-1. Presupuesto.
Fuente: S10

El Presupuesto del componente de estructuras, de la edificación comercial Manuel Prado tiene un costo directo de S/. 1, 103,259.43 (Un millón ciento tres mil doscientos cincuentinueve y 43/100 Nuevos Soles).

- **Determinación del costo por metro cuadrado.**

Se tiene un área total construida de: 2154.95 m²

Entonces:

$$\text{Costo por metro cuadrado} = \frac{\text{S/ } 1,103,259.43}{2154.95 \text{ m}^2} = \text{S/ } 511.97 \text{ por m}^2$$

5.4. COSTOS INDIRECTOS.

Son los que no se aplicarán a un juego en particular.

Inciden en el coste total de la obra.

Observaciones generales y útiles.

Los costos indirectos, guarda relación con los costos que son parte del gasto general que se utilizan para la ejecución de trabajos, estos no son considerados en los costos directos que realizar la empresa contratista, como son los gastos administrativos, de organización, dirección técnica, supervisión, vigilancia, construcción de instalaciones en general, los cuales son indispensables para la realización de trabajos específicos, a ello se incluye gastos de transporte de maquinaria o equipo de construcción hasta la obra, imprevistos y prestaciones laborales.

Estos cálculos de Costos indirectos son calculados por el dueño o administrador de su propio proyecto, es el responsable de realizar este tipo de cálculo en el periodo de análisis como: Gastos de operación de la oficina (central y de campo) para la obra, sueldos y los puntos vistos anteriormente.

Tipos de gastos Indirectos en la Obra.

Los gastos indirectos por obra en un presupuesto de obra se dividen en dos:

- Costo indirecto de operación.
- Costo indirecto de campo.

a) Costo Indirecto de operación.

Dentro de los costos indirectos de operación se verifican varios tipos de gastos los cuales son:

- ✓ **Costos técnicos administrativos:** Este tipo de coste incluye los gastos de agua, luz, teléfono, altavoces, mantenimiento o reparación de oficinas, etc.
- ✓ **Alquileres y depreciaciones:** Registra dentro de los egresos gastos como el alquiler de las oficinas, combustible, el mantenimiento de equipos de computación y otros.
- ✓ **Seguros:** Son los registros que egresas al sector salud, asimismo cubre accidentes, incendios, etc.
- ✓ **Materiales de consumo o consumibles:** Registra el costo de papelería, consumo de tintas, material de limpieza, etc.

Capacitación: En caso de realizar alguna inversión en capacitaciones para el personal el gasto estará cubierto en esta área.

a) Costos indirectos de campo

Aquí se realiza las actividades que generan costos fueran de la oficina y que corresponden al sitio donde se efectúa la obra, como los citados a continuación:

- ✓ **Costos técnicos y administrativos:** Se registran los pagos realizados a terceros, profesionales que contribuyeron al proyecto con su trabajo pero que no están incluidos en el análisis de costos directos como mano de obra o subcontratistas.
- ✓ **Traslados y comunicación:** Aquí, llevaremos un registro de los gastos en que incurre el personal por concepto de traslado al lugar de trabajo del proyecto, que también cubre el seguimiento. (radio, teléfono, etc.).
- ✓ **Construcciones provisionales:** Los costos de construcción de cualquier tienda, depósito o lugar de trabajo cercano a la construcción se registrarán en este casillero.
- ✓ **Imprevistos y consumos:** Se registran todos los consumibles relacionados con el trabajo, así como los animales inesperados que puedan surgir.
- ✓ **Seguridad:** Esta información debe registrarse en este archivador cada vez que los miembros del personal sean contratados, transferidos o trabajen en nuestra propiedad y deban estar cubiertos por un seguro u otras pólizas que protejan al personal que trabaja.

5.4.1. Análisis de Gastos Generales.

Todos los gastos en los que incurre una empresa constructora que no se reflejan directamente en el producto terminado se denominan " Costos indirectos " o gastos incurridos por una

empresa encargada de supervisar el proceso de construcción y mantener su funcionamiento eficaz y eficiente desde el principio .para terminar.

Estos gastos se conocen comúnmente como " costos operativos" e incluyen costos de movimiento de maquinaria, ocupación de equipos, electricidad, agua, gas, comunicación (teléfonos celulares), vehículos especialmente diseñados para su uso en la construcción y el transporte (autobuses, camiones), gastos de viaje , seguro de viaje , fijo y /o permanente salarios de los empleados . Los gastos adicionales incluyen los incurridos por la oficina corporativa de la empresa constructora, que son gastos de administración.

Los impuestos sobre intereses, amortización e ingresos no están incluidos en el total de gastos. El término "amortización" se refiere a activos fijos (como maquinaria y equipo) y permite que una organización distribuya los costos de esos activos a lo largo de varios años.

El término "GG" se utiliza con frecuencia para referirse a los gastos que son necesarios para mantener una actividad pero que no están directamente relacionados con los bienes o servicios proporcionados, es decir, no aumentan los beneficios o la utilidad de la empresa.

Los gastos generales deben ser pagados de forma continua a lo largo de la duración del proyecto independientemente del nivel de actividad de la empresa y deben ser incurridos en cada etapa de pago en su totalidad. Son cruciales para determinar cuánto debe cobrar una empresa por sus bienes o servicios para recibir el pago total, que forma parte de los costos fijos.

Tabla 5.2. Relación de Gasto Generales

GASTOS GENERALES (Relación enumerativa no limitativa)	
I.- Gastos Generales no relacionados con el tiempo de ejecución de obra	
a) Gastos de Licitación y Contratación	
Gastos en documentos de representación (por compra de bases de licitación, planos, etc.).	
Gastos de visitas a obra (por pasajes, viáticos, etc., para observar el lugar de la futura construcción).	
Gastos notariales (como consecuencia de la licitación y contratación).	
Gastos de aviso de convocatoria y de buena pro (pagados por quien obtenga la buena pro, según las normas vigentes).	
Gastos de garantía para la propuesta (por la tasa y comisión de la entidad financiera que otorga la fianza).	
Gastos de garantía por los adelantos (por la tasa y comisión de la entidad financiera que otorga la garantía).	
Gastos de elaboración de propuesta (por los honorarios de personal especializado, impresión, etc.).	
Gastos de estudios de programación (por honorarios de personal especializado, impresión, eventualmente empleo de sistemas de computación, etc.).	
Gastos de estudios de suelos (cuando se exijan en forma específica).	
b) Gastos Indirectos Varios	
Gastos de licitaciones no otorgadas (porque las obras ejecutadas tienen que absorber los gastos de licitaciones no otorgadas).	
Gastos legales y notariales (no aplicables a una obra específica sino a la organización en general).	
Inscripción en el Registro Nacional de Contratistas de Obras Públicas (correspondiente a la organización en general).	
Patentes y regalías (por derechos de uso que generalmente son de aplicación en todas las obras).	
Seguros contra incendios, robos, etc. (Seguro de todas las instalaciones de la empresa).	
Investigaciones (cuyos resultados son generalmente de aplicación en todas las obras).	
Consultores y asesores (por licencias y obligaciones con el Fisco, sin incluir los impuestos que por ley corresponden al contratista).	
Carta Fianza por beneficios sociales para los trabajadores.	
II.- Gastos Generales relacionados con el tiempo de ejecución de obra	
a) Gastos de administración de obra	
Sueldos, bonificaciones y beneficios sociales del personal técnico administrativo (Residente, personal técnico personal administrativo, maestro de obra).	
Sueldos, bonificaciones y beneficios sociales del personal de control y ensayo de materiales.	
Gastos por traslado de personal.	
Seguro de accidentes del personal técnico administrativo.	
Seguro para terceros y propiedades ajenas que puede incluir o no al personal de inspección de la Entidad Licitante según lo indique las bases.	
Seguro de accidentes individuales cubriendo viajes para ingenieros y técnicos.	
Papelería y útiles de escritorio	
Copias de documentos y duplicado de planos.	
Artículos de Limpieza.	
Amortización de instrumentos de ingeniería y equipo de oficina.	
Pasajes y viáticos por viajes circunstanciales de personal de la obra.	
Gastos de operación y depreciación de vehículos.	
Botiquín.	
Facilidad de transporte para alimentos.	
Derechos de vía o servidumbre temporal.	
Derechos de ocupación de vía pública.	
Derechos de uso de terrenos temporales.	
Derecho de uso de canteras.	
Costo de talleres de mantenimiento y reparación.	
Costo de luz, teléfono y gabelas.	

b) Gastos de administración en oficina

Dietas de Directorio

Sueldos, bonificaciones y beneficios sociales del personal directivo.

Sueldos, bonificaciones y beneficios sociales del personal administrativo.

Alquiler de locales.

Correo, telégrafo, radio.

Alumbrado, agua, teléfono, gabelas.

Impresos, papelería y útiles de escritorio.

Copias de documentos y duplicado de planos, fotografías.

Artículos de Limpieza.

Inscripción y afiliación a instituciones.

Suscripción a revistas y publicaciones.

Amortización de equipos de oficina.

Gastos de operación y depreciación de vehículos.

Pasajes y viáticos de personal de inspección y control.

b) Gastos financieros relativos a la obra

Gastos en renovación de garantía por los adelantos (por la tasa y comisión de la entidad financiera que renueva la garantía).

Intereses de sobregiros.

Intereses de letras.

Perdida en intereses de Bonos de Tesorería o similares.

Gastos en otros compromisos financieros.

Monto que debe depositar el contratista de la banca comercial para obtener una carta fianza por adelanto directo y/o para materiales.

Referencia: Costos y Presupuestos en Edificación – Capeco

5.5. PROGRAMACIÓN DE OBRA

5.5.1. Diagramas CPM (Diagramas de Flechas).

Este programa CPM (Critical Path Method) a través de diagrama es un algoritmo utilizado para calcular tiempos y plazos a lo largo de la planificación de nuestro proyecto. El objetivo principal es determinar la duración del proyecto, teniendo cada actividad una duración estimada. La duración de todo proyecto está determinada por la duración de las actividades que componen la ruta crítica; cualquier diferencia con otras rutas que no sean la ruta crítica se denomina tiempos de holgura.

Por el método de diagrama de flechas: Cree siempre una red o diagrama que enumere todas las actividades relacionadas con el proyecto, ilustre una secuencia lógica para llevar a cabo el proyecto y especifique cómo una actividad depende de las demás. Las uniones entre una

actividad y otra están representadas por Nodos, y las actividades mismas están representadas por flechas. Para la elaboración del diagrama de flechas se sigue la siguiente secuencia.

- Identificamos todas las actividades del proyecto.
- Establecemos relación y secuencia entre las actividades (Relación de orden).
- Definimos los tiempos en las actividades según rendimiento y cuadrillas.
- Identificamos la ruta crítica y las holguras de las actividades del proyecto

Tabla 5.3. Identificación de actividades y sus predecesoras

CÓDIGO	ACTIVIDADES	PREDECESORA	DURACIÓN (DIAS)	OCURRENCIA TEMPRANA		OCURRENCIA TARDÍA		HOLGURA
				INICIO	FIN	INICIO	FIN	
A	MOVIMIENTOS DE TIERRAS	-	8	0	8	0	8	0
B	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	A	2	8	10	8	10	0
C	ZAPATAS CONECTADAS	B	9	10	19	10	19	0
D	VIGAS DE CONEXIÓN	B	6	10	16	17	23	7
E	PEDESTAL	C	14	19	33	19	33	0
F	SOBRECIMIENTO ARMADO	D	10	16	26	23	33	7
G	COLUMNAS METÁLICAS	E,F	35	33	68	33	68	0
H	VIGAS METÁLICAS	E,F	28	33	61	35	63	2
I	ARRIOSTRES	H	5	61	66	63	68	2
J	RIGIDIZADORES Y CHAPA	E,F	10	33	43	58	68	25
K	LOSA COLABORANTE	G,I,J	24	68	92	68	92	0
L	ESCALERAS	G,I,J	10	68	78	82	92	14

Fuente: Elaborado por los autores

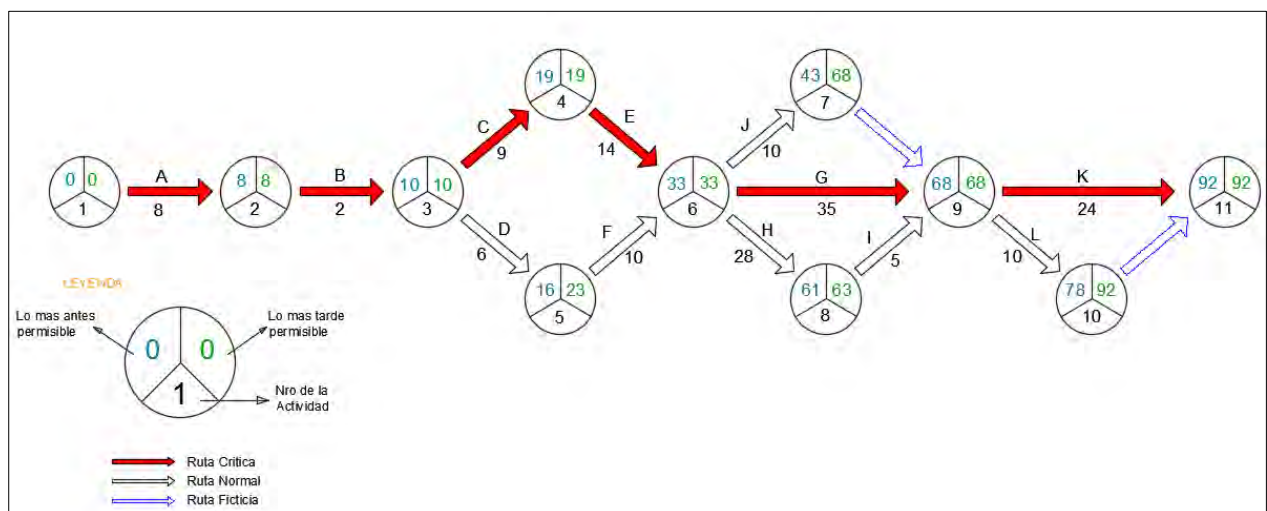


Figura 5-2. Diagrama de Flechas del Proyecto.

Fuente: Elaborado por los autores

5.5.2. Actividad Ficticia.

El término "actividades ficticias" se refiere a actividades imaginadas que tienen lugar dentro de un diagrama de red únicamente con el propósito de establecer relaciones de precedencia y

para las cuales no se asigna tiempo. Permite dibujar redes con las relaciones de precedencia adecuadas; esto está representado por una línea perforada. En el caso de nuestro proyecto tenemos dos actividades ficticias:

- La actividad de Rigidizadores y chapas (J) Son las que deben culminar en el mismo tiempo de las columnas, vigas y arriostres.
- La actividad de Escaleras (L) deben terminar en el mismo tiempo al finalizar el proyecto.

5.5.3. Diagrama De Barras.

El Diagrama de barra nos muestra la programación general de las actividades del presente proyecto. El proceso de ejecución del proyecto se determina una vez que se ha completado la estimación de costos. Esto implica tomar en cuenta las variables que afectan el alcance del proyecto y calcular el tiempo que tomará completar la construcción del edificio comercial. Para visualizar la programación del proyecto se utiliza el diagrama de Gantt (diagrama de barras), un tipo de diagrama lineal en el que las barras se dibujan horizontalmente e indican las actividades, sus tiempos de inicio y finalización. Este diagrama le permite ejercer un control de tiempo sobre el proyecto. Para el cálculo del tiempo de ejecución de la obra se utilizó el programa informático Project.

El tiempo para la ejecución para dicho proyecto es 92 días hábiles (laborables)

Inicia el 06 de enero del 2020

Finaliza el 21 de abril del 2020

Dicha programación se muestra en el Anexo 10.

CAPITULO VI

6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO Y CONCRETO

INTRODUCCIÓN:

Luego de haber diseñado el edificio en acero y obtenido los resultados del costo directo y su respectiva programación de obra, procedemos a realizar un comparativo de estos con edificaciones de concreto armado con características similares a la presente tesis, cabe resaltar que los resultados de costos y tiempos para las edificaciones de concreto armado fueron obtenidos del archivo de tesis y proyectos de la biblioteca especializada

En la siguiente tabla se realiza un comparativo entre materiales de lo analizado en acero y concreto armado este último es basado en el mercado actual.

6.1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

6.1.1. Concreto

Los beneficios y desventajas de usar concreto reforzado para construir edificios residenciales y comerciales se analizan con más detalle en la siguiente tabla.

Tabla 6.1. Ventajas y desventajas del concreto.

Ventajas	Desventajas
Durable a lo largo del tiempo	Poca resistencia a la tracción
Gran resistencia a la compresión	Requiere encofrado
Resistente al efecto del agua.	No se pueden cubrir grandes luces sin aumentar las dimensiones de las secciones
Se le puede dar la forma que uno desee.	
Confiere carácter monolítico.	Requiere permanente control de calidad
No requiere mano de obra muy calificada	

Fuente: Elaborado por los autores.

6.1.2. Acero estructural

La siguiente tabla ilustra los beneficios y desventajas del uso de estructuras de construcción metálicas en la construcción de edificios residenciales y comerciales.

Tabla 6.2. Ventajas y desventajas del acero estructural.

Ventajas	Desventajas
Alta resistencia	Fatiga frágil
Elasticidad	
Ductilidad	
Uniformidad	
Permite realizar la ampliación de estructuras existentes.	Susceptibilidad al pandeo
Mediante conexiones facilita unir diversos miembros.	
Rapidez de montaje.	Costo de mantenimiento
Se puede reutilizar.	

Fuente: Elaborado por los autores.

6.2. COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

En la tabla siguiente, se comparan las características del empleo de ambos materiales.

Tabla 6.3. Comparativo de sistemas estructurales entre acero y concreto

SISTEMA ESTRUCTURAL		
	ACERO	CONCRETO
Mano de Obra	Se requiere Mano de Obra Calificada y/o especializada en acero.	No requiere mano de obra muy Calificada.
Encofrado	No se requiere encofrado.	Requiere e Incluye habilitación, vaciado y desencofrado.
Tiempo	El montaje de la estructura de acero no requiere de un tiempo considerable.	Requiere de más tiempo para la ejecución de dicha estructura.
Agua	No es resistente al agua, puesto que requiere de pintura anticorrosiva para contrarrestar el agua.	Es resistente al agua en fines estructural.
Mantenimiento	Tiene alto costo de mantenimiento.	Es menor en el costo de mantenimiento.
Precio	Aproximadamente es similar al precio del concreto.	Relativamente menor Precio.
Acabado	Acabado uniforme, debido a los perfiles Fabricados.	Requiere control permanente al momento del vaciado y vibrado.
Reciclaje	Es un material reciclable.	No es un material reciclable.

Fuente: Elaboración Propia.

6.3. DESCRIPCIÓN DE LOS PROYECTOS EN CONCRETO ARMADO SELECCIONADOS PARA EL COMPARATIVO.

Estos proyectos son seleccionados para el comparativo por su similitud en cuanto a dimensiones en planta y número de niveles.

Los proyectos fueron obtenidos de la Biblioteca especializada de la facultad de Ingeniería Civil de la Unsaac.

a) Proyecto: “Diseño Estructural De Un Edificio Multifamiliar En La Urb. San Borja Alta, Distrito De Wanchaq, Provincia Del Cusco”.

- **Ubicación:**

Dirección: URB. SAN BORJA ALTA MZ. C Lote 20 JR. ANCASH

Distrito: WANCHAQ

Provincia: CUSCO

Región: CUSCO

- **Linderos y medidas perimétricas**

Sus linderos son los siguientes:

Por el frente (lindero colindante con la calle): 10.16 ml

Por la derecha (lindero colindante con terreno de terceros): 19.95 ml

Por la izquierda (lindero colindante con terreno de terceros): 19.87 ml

Por el fondo (Lindero colindante con terceros): 9.88 ml

- **Edificio Multifamiliar:**

El área netamente construida corresponde a 1,247.22 m² y resulta de 169.23 m² en el semi-sótano, 176.84 m² en el primer nivel y de 901.15 m² del segundo al sexto nivel.

El Edificio multifamiliar consta de Departamentos entre 61.00 m² y 85.65 m² (aprox.) de área techada, con 02 y 03 dormitorios en su mayoría. Contando en total con 12 departamentos y 04 estacionamientos simples distribuidos en el Semisótano.

El anteproyecto se ha trabajado bajo las normas del reglamento Nacional de Edificaciones y El Plan de Desarrollo Urbano Cusco al 2023, emitido por la Municipalidad provincial de esta ciudad.

Presupuesto

Presupuesto 0801015 PROYECTO PARA OPTAR AL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN LA URB. SAN BORJA ALTA, DISTRITO DE WANCHAQ, PROVINCIA DEL CUSCO".
 Cliente UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO Costo al 23/02/2017
 Lugar CUSCO - CUSCO - CUSCO

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	PROYECTO PARA OPTAR AL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN LA URB. SAN BORJA"				606,777.99
01.01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD.				36,116.76
01.01.01	OBRAS PROVISIONALES				24,921.55
01.01.01.01	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES				6,023.57
01.01.01.01.01	CONSTRUCCION DE ALMACENES	und	1.00	2,031.16	2,031.16
01.01.01.01.02	CONSTRUCCION DE OFICINAS	M2	12.00	169.49	2,033.88
01.01.01.01.03	INSTALACION ARPILLERAS PUNTALES	m	12.00	35.70	428.40
01.01.01.01.04	CASETA DE GUARDIANA	M2	1.50	112.44	168.66
01.01.01.01.05	CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA	und	1.00	1,361.47	1,361.47
01.01.01.02	INSTALACIONES PROVISIONALES				2,478.04
01.01.01.02.01	INSTALACION PROVISIONAL DE LETRINAS	GLB	1.00	464.72	464.72
01.01.01.02.02	INSTALACION PROVISIONAL DE AGUA	GLB	1.00	1,150.00	1,150.00
01.01.01.02.03	INSTALACION PROVISIONAL DE DESAGUE	GLB	1.00	398.60	398.60
01.01.01.02.04	INSTALACION PROVISIONAL DE ENERGIA ELECTRICA	GLB	1.00	464.72	464.72
01.01.01.03	DEMOLICIONES Y RETIROS				8,989.26
01.01.01.03.01	DEMOLICION DE COLUMNAS Y VIGAS DE C"A"	M3	0.50	327.44	163.72
01.01.01.03.02	DEMOLICION DE CONSTRUCCION DE ADOBE	M3	107.90	19.92	2,149.37
01.01.01.03.03	RETIRO DE PUERTAS Y VENTANAS	GLB	1.00	432.00	432.00
01.01.01.03.04	ELIMINACION DE DEMOLICIONES, D=20 KM	M3	140.92	44.31	6,244.17
01.01.01.04	TRABAJOS PRELIMINARES				3,046.72
01.01.01.04.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	204.00	1.23	250.92
01.01.01.04.02	ELIMINACION DE OBSTRUCCIONES	M2	204.00	1.45	295.80
01.01.01.04.03	MOVILIZACION DE CAMPAMENTO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	GLB	1.00	2,500.00	2,500.00
01.01.01.05	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO				4,383.96
01.01.01.05.01	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	204.00	0.91	185.64
01.01.01.05.02	TRAZO DURANTE LA EJECUCION DE LA OBRA	M2	1,428.00	2.94	4,198.32
01.01.02	SEGURIDAD Y SALUD				11,195.21
01.01.02.01	ELABORACION IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	GLB	1.00	1,694.92	1,694.92
01.01.02.02	EQUIPOS DE PROTECCION INDIVIDUAL	GLB	1.00	2,271.80	2,271.80
01.01.02.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	GLB	1.00	1,351.31	1,351.31
01.01.02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	GLB	1.00	3,035.99	3,035.99
01.01.02.05	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD	GLB	1.00	1,271.19	1,271.19
01.01.02.06	RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO	GLB	1.00	1,570.00	1,570.00
01.02	ESTRUCTURAS				570,661.23
01.02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				40,201.11
01.02.01.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA	M3	487.33	3.50	1,705.66
01.02.01.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	128.71	25.70	3,307.85
01.02.01.03	NIVELACION INTERIOR APISONADO MANUAL	M2	99.08	4.27	423.07
01.02.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE, D=20 KM	M3	466.20	74.57	34,764.53
01.02.02	CONCRETO SIMPLE				2,702.46
01.02.02.01	SOLIDOS CONCRETO F'c= 100 kg/cm2 h=0.10	M2	94.79	28.51	2,702.46
01.02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				527,757.66
01.02.03.01	ZAPATAS				7,884.23
01.02.03.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210 Kg/cm² EN ZAPATAS	M3	11.16	402.24	4,489.00
01.02.03.01.02	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN VIGAS DE ZAPATAS	kg	705.87	4.81	3,395.23
01.02.03.02	VIGAS DE CIMENTACION				23,298.22
01.02.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210 Kg/cm² EN VIGAS DE CIMENTACION	M3	27.98	402.24	11,254.68
01.02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	M2	47.04	60.06	2,825.22
01.02.03.02.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN VIGAS DE CIMENTACION	kg	1,916.49	4.81	9,218.32
01.02.03.03	VIGAS DE CONEXION				9,327.96
01.02.03.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210 Kg/cm² EN VIGAS DE CONEXION	M3	5.78	430.32	2,487.25
01.02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS DE CONEXION	M2	46.24	60.06	2,777.17
01.02.03.03.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN VIGAS DE CONEXION	kg	844.81	4.81	4,063.54
01.02.03.04	PLACAS				70,741.26
01.02.03.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210 Kg/cm² EN PLACAS	M3	53.73	401.33	21,563.46
01.02.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE PLACAS	M2	601.50	46.99	28,264.49
01.02.03.04.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN PLACAS	kg	4,356.94	4.80	20,913.31
01.02.03.05	COLUMNAS				71,551.93
01.02.03.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210 Kg/cm² EN COLUMNAS	M3	38.25	400.54	15,320.66
01.02.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	M2	433.22	58.22	25,222.07
01.02.03.05.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	6,460.25	4.80	31,009.20
01.02.03.06	VIGAS				128,348.44
01.02.03.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210 Kg/cm² EN VIGAS	M3	67.01	402.77	26,989.62
01.02.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	M2	450.54	123.98	55,857.95
01.02.03.06.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN VIGAS	kg	9,459.64	4.81	45,500.87
01.02.03.07	LOSAS ALIGERADAS				142,107.64
01.02.03.07.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210 Kg/cm² EN LOSA ALIGERADA	M3	84.06	403.56	33,923.25
01.02.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN DE LOSA MACIZA	M2	955.24	69.53	66,417.84
01.02.03.07.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN LOSAS MACIZA	kg	6,256.89	4.80	30,033.07
01.02.03.07.04	BLOQUE DE TECNOPOR DE 0.30X3.00X0.15 PARA LOSAS ALIGERADAS	und	796.03	14.74	11,733.48
01.02.03.08	LOSAS MACIZAS				2,473.16
01.02.03.08.01	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=210 Kg/cm² EN LOSA MACIZA	M3	1.23	441.89	543.52

Presupuesto

Presupuesto 0801015 PROYECTO PARA OPTAR AL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN LA URB. SAN BORJA ALTA, DISTRITO DE WANCHAQ, PROVINCIA DEL CUSCO".
 Cliente UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO Costo al 23/02/2017
 Lugar CUSCO - CUSCO - CUSCO

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01.02.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA MACIZA	M2	8.19	108.84	891.40
01.02.03.08.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	kg	216.30	4.80	1,038.24
01.02.03.09	ESCALERAS				20,901.64
01.02.03.09.01	CONCRETO PREMEZCLADO Fc=210 Kg/cm ³ EN ESCALERAS	M3	14.81	419.30	6,209.83
01.02.03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ESCALERAS	M2	149.89	36.75	5,508.46
01.02.03.09.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN ESCALERAS	kg	1,909.22	4.81	9,183.35
01.02.03.10	MUROS DE SOSTENIMIENTO				51,123.18
01.02.03.10.01	CONCRETO PREMEZCLADO Fc=210 Kg/cm ³ EN MUROS DE SOSTENIMIENTO	M3	36.55	402.12	14,897.49
01.02.03.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE MUROS DE SOSTENIMIENTO	M2	365.53	46.99	17,176.25
01.02.03.10.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 EN MUROS DE SOSTENIMIENTO	kg	4,010.30	4.80	19,249.44
COSTO DIRECTO					606,777.99

Figura 6-1. Presupuesto del Proyecto: “Diseño Estructural De Un Edificio Multifamiliar En La Urb. San Borja Alta, Distrito De Wanchaq, Provincia Del Cusco”.

Fuente: (Rosa Rivera & Pochuanca Flores, 2017)

Costo Directo: S/ 606 777.99

Plazo de ejecución de la obra:

La duración del proyecto es de (120) días calendarios de acuerdo al cronograma de ejecución de obra proyectado.

b) “Diseño Y Análisis Estructural De Un Edificio Multifamiliar De Seis Niveles, Distrito San Jerónimo, Provincia Y Departamento Del Cusco”.

• **Ubicación:**

Dirección: APV. “AVENALES DE MARKARO”, AV. CIRCUNVALACIÓN NORTE S/N

Distrito: SAN JERONIMO

Provincia: CUSCO

Región: CUSCO

• **Edificio Multifamiliar:**

Área: 267.76m², Perímetro: 98.59 ml

El área netamente construida corresponde a 1,860.51 m² y resulta de 267.76 m² en el semi-sótano, 221.99 m² en el primer nivel y de 1370.76 m² del segundo al sexto nivel.

• **Linderos:**

Por el frente: Av. Circunvalación Norte. 14.40

Por el fondo: Con la Prop. del Sr. Eddy Cesar Tito y con la Prop. De la Sra. Regina Puma Atayupanqui. 13.00

Por la derecha: Con la Prop. De la Sra. Senovia Puma Atayupanqui. 32.50

Por la izquierda: APV. Terrasol 38.69

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				44,308.96
01.01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES				44,308.96
01.01.01	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES				4,990.53
01.01.01.01	OFICINAS	m2	6.00	121.98	731.88
01.01.01.02	CASETA DE GUARDIANA	m2	4.00	114.10	456.40
01.01.01.03	SERVICIOS HIGIENICOS	m2	1.50	688.61	1,032.92
01.01.01.04	CERCO CON ARPILLERA ALTURA H=3.0 mt.	m	116.80	23.71	2,769.33
01.01.02	INSTALACIONES PROVISIONALES				4,372.80
01.01.02.01	AGUA PARA LA CONSTRUCCION	mes	12.00	159.40	1,912.80
01.01.02.02	ENERGIA ELECTRICA PROVICIONAL	mes	12.00	205.00	2,460.00
01.01.03	TRABAJOS PRELIMINARES				595.21
01.01.03.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	265.72	2.24	595.21
01.01.04	DEMOLICIONES				3,042.49
01.01.04.01	DEMOLICION DE MUROS DE ADOBE	m3	265.72	11.45	3,042.49
01.01.05	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO				7,110.57
01.01.05.01	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	265.72	26.75	7,108.01
01.01.05.02	REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	glb	1.00	2.56	2.56
01.01.06	SEGURIDAD Y SALUD				24,197.36
01.01.06.01	EQUIPOS DE PROTECCION INDIVUAL	und	30.00	563.50	16,905.00
01.01.06.02	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	glb	2.00	1,271.18	2,542.36
01.01.06.03	SENAIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	glb	1.00	1,250.00	1,250.00
01.01.06.04	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	glb	1.00	3,500.00	3,500.00
02	ESTRUCTURAS				693,165.79
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				22,382.56
02.01.01	NIVELACION DEL TERRENO				595.30
02.01.01.01	NIVELACION	m2	265.76	2.24	595.30
02.01.02	EXCAVACIONES				899.87
02.01.02.01	EXCAVACIONES MASIVAS	m3	172.72	5.21	899.87
02.01.03	RELLENOS				55.61
02.01.03.01	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	3.37	16.50	55.61
02.01.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	265.72	6.76	1,796.27
02.01.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	169.34	112.41	19,035.51
02.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				14,976.17
02.02.01	CIMIENTOS CORRIDOS				1,550.56
02.02.01.01	CONCRETO f'c=100kg/cm2+30% P.G PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m3	5.40	287.14	1,550.56
02.02.02	SOLADOS CONCRETO E=10cm MEZCLA 1:10	m2	10.80	52.73	569.48
02.02.03	BASES DE CONCRETO				2,337.23
02.02.03.01	CONCRETO f'c 210kg/cm2 BASES DE CONCRETO	m3	5.40	267.22	1,442.99
02.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA BASES DE CONCRETO	m2	27.00	33.12	894.24
02.02.04	SOBRECIMENTOS				1,802.24
02.02.04.01	CONCRETO f'c=175kg/cm2+30% P.M. PARA SOBRECIMENTOS	m3	5.40	330.13	1,782.70
02.02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA SOBRECIMENTOS	m2	0.73	26.77	19.54
02.02.05	RAMPAS				994.76
02.02.05.01	CONCRETO f'c=175kg/cm2 + 30% P.M. PARA RAMPAS	m3	2.94	330.13	970.58
02.02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA RAMPAS	m2	0.73	33.12	24.18
02.02.06	FALSO PISO MEZCLA C:H - 1:6 E=20cm (INCLUYE CAMA DE PIEDRA)	m2	221.83	34.81	7,721.90
02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				655,807.06
02.03.01	LOSAS DE CIMENTACION				49,809.90
02.03.01.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 PARA LOSAS DE CIMENTACION	m3	120.87	288.15	34,828.69
02.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSAS DE CIMENTACION	m2	161.60	33.12	5,352.19

02.03.01.03	ARMADURA DE ACERO LOSAS DE CIMENTACION	kg	2,383.42	4.04	9,629.02
02.03.02	MUROS DE CONTENCIÓN				25,290.39
02.03.02.01	CONCRETO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ PARA MUROS DE CONTENCIÓN	m3	42.73	288.15	12,312.65
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA MUROS DE CONTENCIÓN	m2	391.84	33.12	12,977.74
02.03.03	COLUMNAS				90,800.45
02.03.03.01	CONCRETO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ PARA COLUMNAS	m3	55.79	475.91	26,551.02
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA COLUMNAS	m2	638.56	33.12	21,149.11
02.03.03.03	ARMADURA DE ACERO EN COLUMNAS	kg	10,618.8 g	4.04	42,900.32
02.03.04	PLACAS				148,300.88
02.03.04.01	CONCRETO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ PARA PLACAS	m3	129.54	475.91	61,649.38
02.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA PLACAS	m2	1,176.05	33.12	38,950.78
02.03.04.03	ARMADURA DE ACERO EN PLACAS	kg	11,807.1 1	4.04	47,700.72
02.03.05	VIGAS				188,502.49
02.03.05.01	CONCRETO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ PARA VIGAS	m3	133.43	380.68	50,794.13
02.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	m2	1,381.57	33.12	45,757.60
02.03.05.03	ARMADURA DE ACERO EN VIGAS	kg	22,760.0 g	4.04	91,950.76
02.03.06	LOSAS				128,250.71
02.03.06.01	LOSAS ALIGERADAS				128,250.71
02.03.06.01 .01	CONCRETO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ PARA LOSAS ALIGERADAS	m3	147.61	380.68	56,192.17
02.03.06.01 .02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS ALIGERADAS	m2	1,845.08	33.12	61,109.05
02.03.06.01 .03	ARMADURA DE ACERO EN LOSAS ALIGERADAS	kg	1,863.18	4.04	7,527.25
02.03.06.01 .04	BLOQUES DE TECNOPOR $h=15\text{cm}$ PARA LOSAS ALIGERADAS	m	937.60	3.65	3,422.24
02.03.07	ESCALERAS				12,377.21
02.03.07.01	CONCRETO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ PARA ESCALERAS	m3	11.85	346.01	4,100.22
02.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ESCALERAS	m2	66.33	59.55	3,949.95
02.03.07.03	ARMADURA DE ACERO EN ESCALERAS	kg	1,071.05	4.04	4,327.04
02.03.08	RAMPA PEATONAL				2,272.99
02.03.08.01	CONCRETO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ PARA RAMPA PEATONAL	m3	2.01	346.01	695.48
02.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN RAMPA PEATONAL	m2	12.11	59.55	721.15
02.03.08.03	ARMADURA DE ACERO EN RAMPA PEATONAL	kg	211.97	4.04	856.36
02.03.09	TANQUE CISTERNA				10,402.04
02.03.09.01	CONCRETO $f_c=210\text{kg/cm}^2$ EN TANQUE CISTERNA	m3	11.23	380.68	4,275.04
02.03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN TANQUE CISTERNA	m2	70.71	40.37	2,854.56
02.03.09.03	ARMADURA DE ACERO EN TANQUE CISTERNA	kg	810.01	4.04	3,272.44

Figura 6-2. Presupuesto del proyecto: Diseño Y Análisis Estructural De Un Edificio Multifamiliar De Seis Niveles, Distrito San Jerónimo, Provincia Y Departamento Del Cusco.

Fuente: (Vargas Quispe & Bayona Palomino, 2016)

Costo Directo: S/ 693 165.79

Plazo de ejecución de la obra:

Programación: El presente proyecto tiene una programación de 185 días hábiles

c) **“Análisis Y Diseño Estructural Del Edificio Multifamiliar Ubicado En Av. Faucaypampa Lote D2-9, Del Distrito De San Jerónimo, Provincia Y Departamento Del Cusco”.**

- **Ubicación:**

Dirección: APV. FAUCAYPAMPA LOTE D2-9

Distrito: SAN JERONIMO

Provincia: CUSCO

Región: CUSCO

- **Linderos:**

Por el frente, con la Calle Ayar Manco, en línea recta de 11.80m.

Por la derecha, colindante con la propiedad de la Familia Berreras, en línea recta de 22.30m.

Por la izquierda, colindante con propiedad privada, en línea recta de 22.30m.

Por la izquierda, colindante con propiedad privada, en línea recta de 11.80m.

- **Edificio Multifamiliar:**

Área: 263.14 m² y Perímetro: 68.20 m

El proyecto se construirá sobre un total de 263,14 m² de terreno, e incluirá una semi - plaza para estacionamiento y 14 apartamentos distribuidos en siete niveles, sumando un total de 1841,98 m² de área construida .El sistema estructural está compuesto por zapatas aisladas y continuas, vigas de cimentación, montantes de contención, placas, columnas, vigas, lasas aligeradas en una sola dirección y losa maciza.

Presupuesto 0102004 VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 Subpresupuesto 001 VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 Cliente Human Berreras. Albert
 Lugar CUSCO - CUSCO - SAN JERONIMO

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRA S P ROVISIONA LES				6,509.75
0101	CERCO P ROVISIONAL CON CALAMINA	m	6120	43.79	2879.96
0102	INSTALACION P ROVISIONAL DE AGUA Y DESAGUE	gb	100	550.00	550.00
0103	INSTALACION P ROVISIONAL DE ENERGIA ELECTRICA	gb	100	450.00	450.00
0104	INSTALACION DE INTERNET, TELEFONIA Y COMUNICACION	gb	100	350.00	350.00
0105	CONSTRUCCION DE OFICINA, ALMACEN, COMEDOR,	m2	3000	59.22	1778.80
0106	CARTEL DE OBRA	und	100	703.20	703.20
02	OBRA S P RELIMINARE S				43,747.03
0201	OBRA S PRELIM INARE S GENERA LE S				23,246.29
020101	LIM PEZA DE TERRENO	m2	22184	2.09	463.66
020102	LIM PEZA DURANTE LA EJECUCION DE LA OBRA	m2	22184	1.01	224.06
020103	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	22184	3.12	692.44
020104	TRAZO, NIVEL Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION DE	m2	22184	2.29	508.01
020105	TABLA ESTACADO PARA EXCAVACIONES, ESTRUCTURAS, POZOS, CAMARAS SUBTERRANEAS, ETC	m2	64488	33.12	21358.43
0202	DEM OLICIONES				1,050.00
020201	DEM OLICION DE CONSTRUCCIONES EXISTENTES	gb	100	450.00	450.00
020202	ELIM INACION DE DEM OLICIONES	gb	100	600.00	600.00
0203	SEGURIDAD Y SALUD				19,450.74
020301	ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	gb	100	3,000.00	3,000.00
020302	EQUIPOS DE PROTECCION INDIVIDUAL	gb	100	11,060.40	11,060.40
020303	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	gb	100	1,679.25	1,679.25
020304	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	gb	100	748.54	748.54
020305	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	gb	100	1,270.00	1,270.00
020306	RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO.	gb	100	1,692.55	1,692.55
03	E STRUCTURA S				978,458.83
0301	MOVIMIENTO DE TIERRA S				21,868.62
030101	EXCAVACION MASMA CON EQUIPO PESADO	m3	84895	7.58	6,435.04
030102	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	m3	277	40.91	113.32
030103	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	10953	31.94	3,498.39
030104	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	313.12	3.06	958.56
030105	ELIM INACION DE MATERIAL EXCEDENTE DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO	m3	92773	11.71	10,863.72
0302	OBRA S DE CONCRETO SIMPLE				12,798.97
030201	CONCRETO SOLADO e= 2" f'c=80 kg/cm2	m2	15430	33.04	5,098.07
030202	CONCRETO f'c=140 kg/cm2 +30%P.M. EN CIMIENTOS	m3	185	193.22	357.46
030203	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO	m2	590	55.40	326.86
030204	CONCRETO f'c=140 kg/cm2 EN SOBRECMIENTOS	m3	0.44	320.57	141.05
030205	CONCRETO FALSOPISO M E ZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON	m2	20240	33.97	6,875.53
0303	OBRA S DE CONCRETO ARMADO				943,491.24
030301	ZAPATAS				27,953.78
03030101	ACERO CORRUGADO PARA ZAPATAS FY= 4200 kg/cm2	kg	2,465.99	4.36	10,751.72
03030102	CONCRETO EN ZAPATAS f'c=210 kg/cm2	m3	5076	338.89	17,202.06
030302	VIGA DE CIMENTACION				20,497.54
03030201	ACERO CORRUGADO PARA VIGA DE CIMENTACION FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	2,324.67	4.36	10,135.56

03.03.02.02	ENCOFRADO EN VIGA DE CIMENTACION	m2	113.11	32.65	3,693.04
03.03.02.03	CONCRETO VIGAS DE CIMENTACION f'c=210 kg/cm2	m3	19.40	343.76	6,668.94
03.03.03	SOBRECIMIENTO ARMADO				5,787.81
03.03.03.01	ACERO CORRUGADO PARA SOBRECIMIENTO ARMADO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	340.70	4.00	1,362.80
03.03.03.02	ENCOFRADO EN SOBRECIMIENTO ARMADO	m2	74.63	33.94	2,532.94
03.03.03.03	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO ARMADO f'c=210 kg/cm2	m3	5.60	337.87	1,892.07
03.03.04	MUROS DE CONTENCION				16,935.70
03.03.04.01	ACERO CORRUGADO PARA MURO DE CONTENCION FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,372.40	4.55	6,244.42
03.03.04.02	ENCOFRADO MURO DE CONTENCION 1CARA	m2	157.61	33.12	5,220.04
03.03.04.03	CONCRETO MUROS DE CONTENCION f'c=210 kg/cm2	m3	15.76	347.16	5,471.24
03.03.05	LOSA MACIZA EN RAMPA				16,959.21
03.03.05.01	ACERO CORRUGADO PARA LOSA MACIZA EN RAMPA FY=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,260.05	4.27	5,380.41
03.03.05.02	ENCOFRADO LOSA MACIZA EN RAMPA	m2	8.64	26.62	230.00
03.03.05.03	CONCRETO LOSA MACIZA EN RAMPA f'c= 210 kg/cm2	m3	33.72	336.56	11,348.80
03.03.06	PLACAS				255,317.97
03.03.06.01	ACERO CORRUGADO PARA PLACAS FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	9,254.16	4.17	38,589.85
03.03.06.02	ENCOFRADO EN PLACAS	m2	66.79	42.20	2,818.54
03.03.06.03	CONCRETO PLACAS f'c=210 kg/cm2	m3	616.17	347.16	213,909.58
03.03.07	COLUMNAS				100,681.72
03.03.07.01	ACERO CORRUGADO PARA COLUMNAS FY= 4200 kg/cm2	kg	10,083.67	4.41	44,468.98
03.03.07.02	ENCOFRADO COLUMNAS	m2	629.80	56.01	35,275.10
03.03.07.03	CONCRETO COLUMNAS f'c=210 kg/cm2	m3	57.93	361.43	20,937.64
03.03.08	VIGAS				198,180.24
03.03.08.01	ENCOFRADO DE VIGA	m2	1,338.24	44.29	59,270.65
03.03.08.02	ACERO CORRUGADO PARA VIGA FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	22,952.78	4.04	92,729.23
03.03.08.03	CONCRETO VIGAS f'c=210 kg/cm2	m3	136.60	338.07	46,180.36
03.03.09	LOSAS ALIGERADAS				133,714.45
03.03.09.01	ENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA	m2	1,103.91	33.84	37,356.31
03.03.09.02	ACERO CORRUGADO PARA LOSAS ALIGERADAS FY= 4200	kg	9,305.95	4.17	38,805.81
03.03.09.03	COLOCADO DE POLIESTILENO PARA LOSA ALIGERADA	m2	868.98	28.82	25,044.00
03.03.09.04	CONCRETO LOSAS ALIGERADAS f'c= 210 kg/cm2	m3	96.59	336.56	32,508.33
03.03.10	LOSA MACIZA				13,407.75
03.03.10.01	ENCOFRADO EN LOSA MACIZA	m2	54.72	21.39	1,170.46
03.03.10.02	ACERO CORRUGADO PARA LOSAS MACIZA FY= 4200 kg/cm2	kg	847.72	3.99	3,382.40
03.03.10.03	CONCRETO EN LOSA MACIZA f'c=210 kg/cm2	m3	26.31	336.56	8,854.89
03.03.11	CAJA DE ASCENSOR				26,955.81
03.03.11.01	ACERO CORRUGADO PARA CAJA DE ASCENSOR FY= 4200	kg	2,458.32	4.40	10,816.61
03.03.11.02	ENCOFRADO EN PLACAS DE ASCENSOR	m2	223.25	39.03	8,713.45
03.03.11.03	CONCRETO ASCENSOR f'c=210 kg/cm2	m3	21.39	347.16	7,425.75
03.03.12	ESCALERAS				25,000.49
03.03.12.01	ENCOFRADO ESCALERA	m2	131.52	56.54	7,436.14
03.03.12.02	ACERO CORRUGADO PARA ESCALERA FY= 4200 kg/cm2	kg	2,031.60	5.42	11,011.27
03.03.12.03	CONCRETO ESCALERAS f'c=210 kg/cm2	m3	18.24	359.27	6,553.08
03.03.13	COLUMNAS DE AMARRE				73,428.30
03.03.13.01	ACERO CORRUGADO PARA COLUMNAS DE AMARRE FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	6,352.02	5.00	31,760.10
03.03.13.02	ENCOFRADO COLUMNAS DE AMARRE	m2	715.26	38.67	27,659.10
03.03.13.03	CONCRETO COLUMNAS DE AMARRE f'c=175 kg/cm2	m3	38.12	367.50	14,009.10
03.03.14	VIGAS DE AMARRE				28,670.47
03.03.14.01	ACERO CORRUGADO PARA VIGA DE AMARRE FY= 4200	kg	2,802.04	5.42	15,187.06
03.03.14.02	ENCOFRADO VIGAS DE AMARRE	m2	203.41	34.08	6,932.21
03.03.14.03	CONCRETO VIGAS DE AMARRE f'c=175 kg/cm2	m3	16.34	400.93	6,551.20
	COSTO DIRECTO				1,028,415.61

Figura 6-3. Presupuesto del proyecto: "Análisis Y Diseño Estructural Del Edificio Multifamiliar Ubicado En Avp. Faucaypampa Lote D2-9, Del Distrito De San Jerónimo, Provincia Y Departamento Del Cusco".

Fuente: (Huaman Washington & Machaca Cruz, 2017)

Costo Directo: S/ 978 158.83

Plazo de ejecución de la obra:

Programación: El presente proyecto tiene una programación de 202 días hábiles

d) “Edificio Multifamiliar Villa El Sol” Ubicado En Apv. Villa El Sol A-4 En El Distrito De San Sebastián, Provincia Y Departamento Del Cusco”.

- **Ubicación:**

Dirección: AV. PRIMAVERA N°440

Distrito: SAN SEBASTIÁN

Provincia: CUSCO

Región: CUSCO

- **Edificio Multifamiliar:**

Área: 161.64 m²

Perímetro: 55.80 ml

Área total Construida: 969.24 m²

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA: LUJICET VALLE PARA RIVILLA CL ELL

RESPONSABLE: Sr. Carlos Raúl Montoya Gutiérrez, Sr. Carlos Gómez Cardenas

UBICACIÓN: Av. Villal del Sur A-4, D. A. de la Sabana Sur (San Fernando de Cochi), Departamento de Cochi y C. A. Magisterio

PARTIDA	DESCRIPCION	UND.	METRADO	PU. (M)	PARCIAL (M)
001	OBRAS PREVIOSORALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				
001.1	OBRAS PREVIOSORALES Y TRABAJOS PRELIMINARES				1495.00
001.1.1	CONDICIONES PREVIOSORALES				
001.1.1.1	TRINCHAS	M	2.00	11.40	22.80
001.1.1.2	ALMACENES	M	2.00	21.60	43.20
001.1.1.3	CASITA DE HERRAMIENTAS	M	2.00	46.70	93.40
001.1.1.4	TELAMANES	M	15.00	42.00	630.00
001.1.1.5	SEÑALES Y BARRERAS	M	2.00	10.00	20.00
001.1.1.6	SEÑALES DE PUNTO	M	2.00	18.00	36.00
001.1.1.7	CARTELES (Cableado)	M	2.00	207.00	414.00
001.1.2	INSTALACIONES PREVIOSORALES				
001.1.2.1	AGUA PARA LA CONSTRUCCION				
001.1.2.2	PROTECCION DEL SUELO	M	2.00	49.00	98.00
001.1.2.3	ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCION	M	2.00	207.00	414.00
001.1.2.4	CONCRETO Y MANO DE OBRA	M	2.00	22.00	44.00
001.1.2.5	SEÑALES PARA LA CONSTRUCCION				
001.1.2.6	CONCRETO E INSTALACION	M	1.00	430.00	430.00
001.1.2.7	SEÑALES ELCTRICAS PREVIOSORALES				
001.1.2.8	CONCRETO E INSTALACION	M	1.00	100.00	100.00
001.1.2.9	CONCRETO Y MANO DE OBRA	M	1.00	200.00	200.00
001.1.2.10	SEÑALES Y TELAMANES Y COMUNICACION PREVIOSORALES				
001.1.2.11	CONCRETO E INSTALACION	M	1.00	100.00	100.00
001.1.2.12	CONCRETO Y MANO DE OBRA	M	1.00	200.00	200.00
001.1.3	TRABAJOS PRELIMINARES				
001.1.3.1	MEJORA DEL TERRENO				
001.1.3.2	ELIMINACION DE BARRIOS Y ELEMENTOS QUE PUEDAN OBSTACULIZAR	M	20.04	7.20	144.08
001.1.3.3	ELIMINACION DE MALLA Y ARBUSTOS DE FASE DE PREPARACION	M	20.04	2.00	40.08
001.1.4	DEMOLICIONES				
001.1.4.1	DEMOLICIONES	M	20.00	21.00	420.00
001.1.4.2	ELIMINACION DE RESIDUOS	M	20.00	71.20	1424.00
001.1.5	TRAZO NIVEL Y REPLANTEO				
001.1.5.1	TRAZOS NIVEL Y REPLANTEO PRELIMINAR	M	11.20	7.00	78.40
001.1.5.2	REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	M	20.24	1.00	202.40
001.0	SEGURIDAD Y SALUD				1409.00
001.1.1	ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO				
001.1.1.1	ANÁLISIS DE PROYECTO PARA EVALUAR	M	20.00	210.00	4200.00
001.1.1.2	SEMPRÓLOGO DE PROYECTO CON CONSULTORIA	M	1.00	210.00	210.00
001.1.1.3	SEÑALACION DE VIALIDAD DEL TERRENO	M	1.00	140.00	140.00
001.1.1.4	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	M	1.00	2100.00	2100.00
001.1.2	RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO				1800.00
002	ESTRUCTURAS				
002.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				1301.00
002.1.1	REVELACION DEL TERRENO				
002.1.1.1	REVELACION	M	20.04	7.00	140.28
002.1.2	EXCAVACIONES				
002.1.2.1	EXCAVACIONES SIMPLES	M	20.00	1.00	200.00
002.1.2.2	EXCAVACIONES SIMPLES (Incluye el transporte)	M	20.00	10.00	2000.00
002.1.4	RELLENOS				
002.1.4.1	RELLENO CON MATERIALES PROPIOS	M	30.00	12.00	360.00
002.1.5	REVELACION INTERIOR Y ANCHAZO				130.00
002.1.6	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				200.00
002.2	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				1837.00
002.2.1	CIMENTACIONES				200.00
002.2.2	BUSAPATA O FALSA ZAPATA				
002.2.2.1	PARA EL CONCRETO	M	40.00	10.00	400.00
002.2.3	SOLANOS				100.00
002.2.4	BASES DE CONCRETO				
002.2.4.1	PARA EL CONCRETO	M	2.00	210.00	420.00
002.2.5	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO DE EXCAVACIONES				
002.2.5.1	PARA EL CONCRETO	M	10.00	210.00	2100.00
002.2.5.2	PARA EL ENCOFRADO Y DISTRIBUCION	M	10.00	40.00	400.00
002.2.6	SOBRECIMENTOS				
002.2.6.1	PARA EL CONCRETO	M	2.00	210.00	420.00
002.2.6.2	PARA EL ENCOFRADO Y DISTRIBUCION	M	2.00	40.00	80.00
002.2.7	FALSO PISO				200.00

OE 2.3	OBRA S DE CONCRETO ARMADO				692,082.48
OE 2.3.1	ZAPATA S				
OE 2.3.1.1	PARA EL CONCRETO	m ³	48.51	284.50	13,801.45
OE 2.3.1.2	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	3,386.34	5.02	17,049.99
OE 2.3.2	VIGA S DE CIMENTACION				
OE 2.3.2.1	PARA EL CONCRETO	m ³	33.48	338.59	11,319.12
OE 2.3.2.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	133.80	48.24	6,454.98
OE 2.3.2.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	2,882.90	3.10	8,935.77
OE 2.3.3	MURO S REFORZADO S				
OE 2.3.3.1	PLACA S				
OE 2.3.3.1	PARA EL CONCRETO	m ³	85.94	387.29	33,349.42
OE 2.3.3.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	718.33	50.33	36,153.68
OE 2.3.3.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	18,212.28	5.02	91,427.47
OE 2.3.4	COLUMNA S				
OE 2.3.4.1	PARA EL CONCRETO	m ³	58.68	387.29	23,313.77
OE 2.3.4.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	491.80	50.33	24,782.32
OE 2.3.4.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	8,455.11	5.02	42,485.78
OE 2.3.5	VIGA S				
OE 2.3.5.1	PARA EL CONCRETO	m ³	61.53	314.20	19,322.64
OE 2.3.5.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	577.33	50.33	29,087.20
OE 2.3.5.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	13,732.14	5.02	68,936.79
OE 2.3.6	LOSA S				
OE 2.3.6.1	LOSA S MACIZA S				
OE 2.3.6.1.1	PARA EL CONCRETO	m ³	0.72	349.55	252.37
OE 2.3.6.1.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	3.61	47.36	171.08
OE 2.3.6.1.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	4.40	5.02	22.10
OE 2.3.6.2	LOSA S ALIGERADA S CON VENCIONALE S				
OE 2.3.6.2.1	PARA EL CONCRETO	m ³	82.80	311.10	25,755.58
OE 2.3.6.2.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	571.13	48.51	27,707.92
OE 2.3.6.2.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	3,247.98	5.02	16,303.50
OE 2.3.6.2.4	PARA LA OBRILLA S, BLOQUE S, HUECO S O EL BLOQUE S UNIDOS	m ³	342.88	28.00	9,599.68
OE 2.3.7	ESCALERA S				
OE 2.3.7.1	PARA EL CONCRETO	m ³	9.74	375.05	3,631.99
OE 2.3.7.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	27.03	50.33	1,360.40
OE 2.3.7.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	531.84	5.01	2,664.81
OE 2.3.8	CAJA DE AJUSTE S Y SIMILARE S				
OE 2.3.8.1	PARA EL CONCRETO	m ³	44.47	387.29	17,067.48
OE 2.3.8.2	PARA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	177.88	50.33	8,982.78
OE 2.3.8.3	PARA LA ARMADURA DE ACERO	kg	5546.08	5.02	27,841.79
OE 2.4	ESTRUCTURA S DE MADERA				18,278.52
OE 2.4.1	TABLA S Y RETICULADO S				
OE 2.4.1.1	SECCIONA S	Und	6.00	779.70	4,678.20
OE 2.4.1.1	SECCION B S	Und	1.00	680.37	680.37
OE 2.4.1.1	SECCION C	Und	2.00	882.14	1,764.28
OE 2.4.2	CORREA S	Und	114.00	25.42	2,897.67
OE 2.4.3	COBERTURA S				
OE 2.5.4	CON PLANCHAS CORRUGADA S PLASTICA S	Und	70.00	96.40	6,888.00

Figura 6-4. Presupuesto de proyecto: "Edificio Multifamiliar Villa El Sol" Ubicado En Av. Villa El Sol A-4 En El Distrito De San Sebastián, Provincia Y Departamento Del Cusco".

Fuente: (Mormontoy Cardenas & Cardenas Camapa, 2015)

PARTIDA	DESCRIPCION	PARCIAL (S/.)
OE.1	OBRA S PROVISIONALE S, TRABAJOS PRELIMINARE S SEGURIDAD Y SALUD	
OE.1.1	OBRA S PROVISIONALE S, TRABAJOS PRELIMINARE S	9409.53
OE.1.2	SEGURIDAD Y SALUD	24454.34
OE.2	ESTRUCTURA S	
OE.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRA S	15811.21
OE.2.2	OBRA S DE CONCRETO SIMPLE	19197.09
OE.2.3	OBRA S DE CONCRETO ARMADO	562032.46
OE.2.4	ESTRUCTURA S DE MADERA	16278.52
OE.3	INSTALACIONE S SANITARIA S	
OE.3.1	SISTEMA DE DESAGUE Y VENTILACION	34745.88
OE.3.2	SISTEMA DE AGUA FRIA	19813.22
OE.3.3	SISTEMA DE AGUA S PLUVIALE S	2822.22

Figura 6-5. Resumen de presupuesto de Proyecto Edificio Multifamiliar Villa El Sol.

Fuente: (Mormontoy Cardenas & Cardenas Camapa, 2015)

Costo Directo: S/ 597 040.76

Plazo de ejecución de la obra:

La duración del proyecto es de (114) días calendarios de acuerdo al cronograma de ejecución de obra proyectado.

6.4. COMPARATIVO DE COSTO EN EDIFICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL Y EN CONCRETO ARMADO.

Para determinar la viabilidad de utilizar estructuras metálicas o de concreto reforzado para el diseño de viviendas multifamiliares o edificios comerciales, se desarrollará una comparación del presupuesto de los componentes estructurales de cada edificio, así como el cronograma de construcción de cada edificio en el sección siguiente.

En la siguiente tabla se muestra el costo de una edificación de concreto armado según los estudios de proyectos de edificación:

Tabla 6.4. Resumen de Costo Estructural de Proyectos de Edificación de concreto armado.

Proyectos de edificación	Costo estructural	Área construida (m ²)	Costo por m ²	Tiempo de Ejecución	m ² por día
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN LA URB. SAN BORJA ALTA, DISTRITO DE WANCHAQ, PROV. DEL CUSCO. 6 Niveles (Rosa Rivera & Pochuanca Flores, 2017)	S/ 606 777.99	1 247.22	S/ 486.50	120 días	10.40
DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS NIVELES, DIST. SAN JERÓNIMO PROV. Y DPT. CUSCO (Vargas Quispe & Bayona Palomino, 2016)	S/ 693 165.79	1 860.51	S/ 372.57	185 días	10.05
ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR UBICADO EN AV FAUCAYPAMPA DEL DIST. SAN JERÓNIMO, PROV. CUSCO Y DPTO. CUSCO 7 Niveles (Huaman Washington & Machaca Cruz, 2017)	S/ 978 158.83	1 841.98	S/ 531.04	202 días	9.12
EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA EL SOL" UBICADO EN APV. VILLA EL SOL A-4 EN EL DISTRITO DE SAN SEBASTIÁN, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DEL CUSCO- 6 Niveles (Mormontoy Cardenas & Cardenas Camapa, 2015)	S/ 597 040.76	969.24	S/ 615.99	114 días	8.50

Fuente: Biblioteca de la facultad de Ing. Civil – Unsaac.

- En la tabla 6.4 se obtiene de los proyectos de edificación de concreto armado, un promedio de S/ 501.53 nuevos soles por metro cuadrado con un promedio de tiempo de programación de ejecución de obra es de 156 días, y el promedio del área por día es 9.52 m² por día.

En la siguiente tabla 6.5 se muestra el costo y tiempo de programación de la edificación de acero estructural:

Tabla 6.5. Resumen de costo y tiempo de la estructura de acero del Edificio Comercial.

Proyecto de edificación	Costo estructural	Área construida (m²)	Costo por m²	Tiempo de Ejecución	m² por día
DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO DEL EDIFICIO COMERCIAL MANUEL PRADO UTILIZANDO EL CYPE 3D	S/1 103 259.43	2 154.95	S/ 511.97	92 días	23.42

Fuente: Elaborado por los autores.

En las Sigüientes tablas se muestra la comparación de costos y tiempos de edificios en acero y concreto.

Tabla 6.6. Comparativo de costos entre estructuras de acero y concreto

	EDIF. ACERO	EDIF. CONCRETO
Costo por m²	S/ 511.97 por m ² \$ 151.92 por m ²	S/ 501.53 por m ² \$ 148.82 por m ²
m² por día	23.42 m ² /día	9.52 m ² /día

*Tasa de cambio S/3.37 por \$1.00

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.7. Comparativo de Tiempo de programación de ejecución de obra.

	EDIF. ACERO	EDIF. CONCRETO
Tiempo	92 días	156 días

Fuente: elaborado por los autores.

CAPITULO VII

7. COMPARATIVO DE RESULTADOS ENTRE LOS SOFTWARES CYPE 3D Y SAP2000

7.1. GENERALIDADES.

7.1.1. Breve descripción del programa CYPE 3D.

CYPE 3D es un programa rápido y eficaz diseñado para realizar el cálculo de estructuras en tres dimensiones de barras de hormigón, acero, mixtas, madera y de cualquier otro material, incluido el dimensionado de uniones soldadas, uniones empernadas, así mismo es posible realizar el dimensionado y diseño de la cimentación.

7.1.2. Breve descripción del programa SAP 2000.

Para modelar, analizar y dimensionar una amplia gama de tipos de proyectos de manera completamente integrada, SAP 2000 es una aplicación con elementos terminados e interfaz 3D y dimensionamiento de una gran variedad de proyectos de ingeniería tales como puentes, edificios, presas, estadios, naves industriales, estructuras marítimas, etc.

7.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A ANALIZAR.

Para realizar el comparativo en diseño de los programas antes mencionados seleccionamos una estructura simple para fines prácticos.

La estructura seleccionada para el análisis será un cuadrilátero de dimensiones e 5m x 4m, conformada por 2 niveles con alturas de 3m para cada entrepiso.

Las columnas estarán conformadas por perfiles W8x48 (figura 5.1), y las vigas serán perfiles W8x18 (figura 5.2).

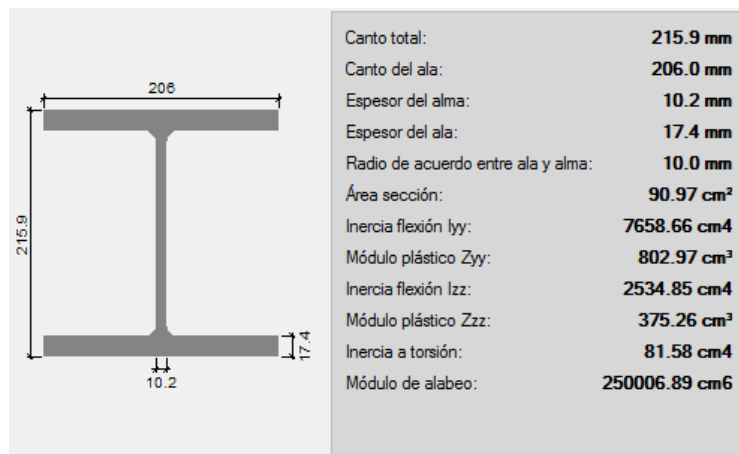


Figura 7-1. Perfil W8x48, utilizado para columnas.
Fuente: Aceros Miromina.

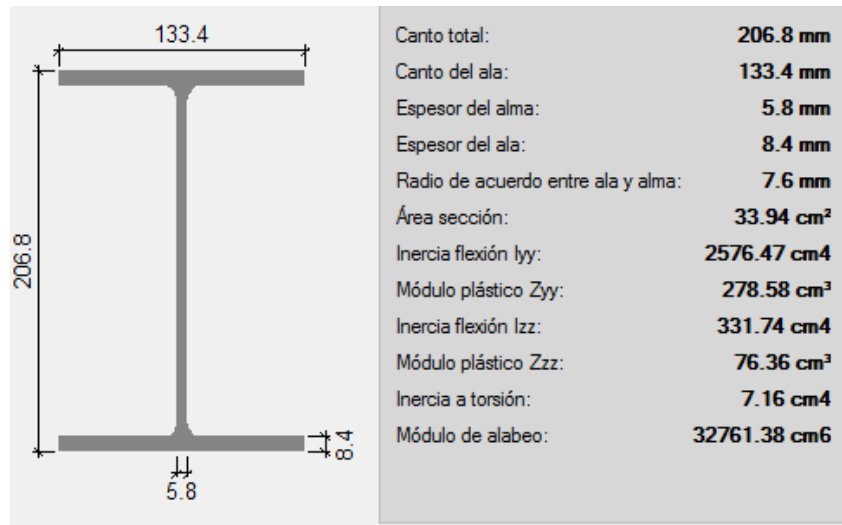


Figura 7-2. Perfil W8x18, utilizado para vigas.
Fuente: Aceros Miromina.

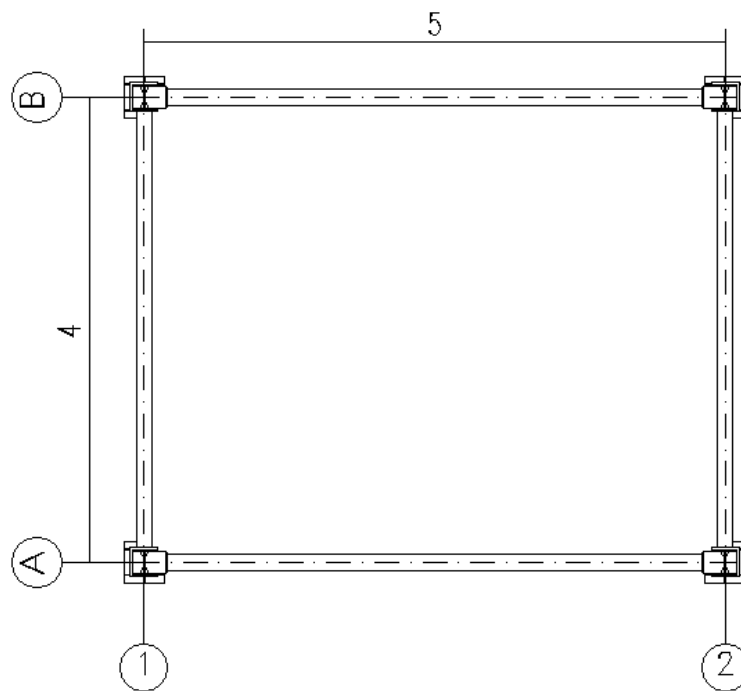


Figura 7-3. Planta de la estructura analizada.
Fuente: Elaborado por los autores.

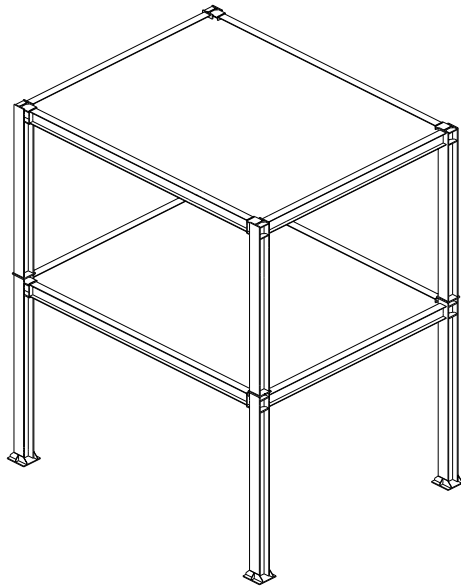


Figura 7-4. **Vista isométrica de la estructura analizada**
Fuente: Elaborado por los autores

Las cargas introducidas en la estructura serán las siguientes:

- Para la losa de entrepiso se asume que actuarán cargas muertas y cargas vivas repartidas uniformemente en toda el área, la carga muerta tendrá un valor de 110 kg/m² y la carga viva tendrá un valor de 200 kg/m².

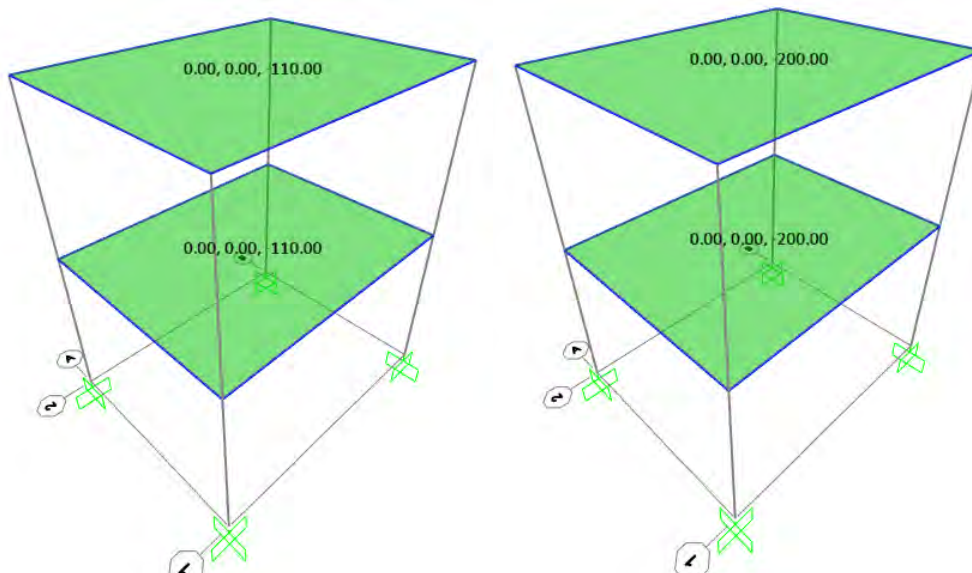


Figura 7-5 **Asignación de cargas distribuidas uniformemente en las losas**
Fuente: SAP2000

- En las vigas del primer y segundo nivel se asume que actuarán cargas muertas debidas al peso de parapetos de albañilería, y tendrá un valor de 243 kg/m.

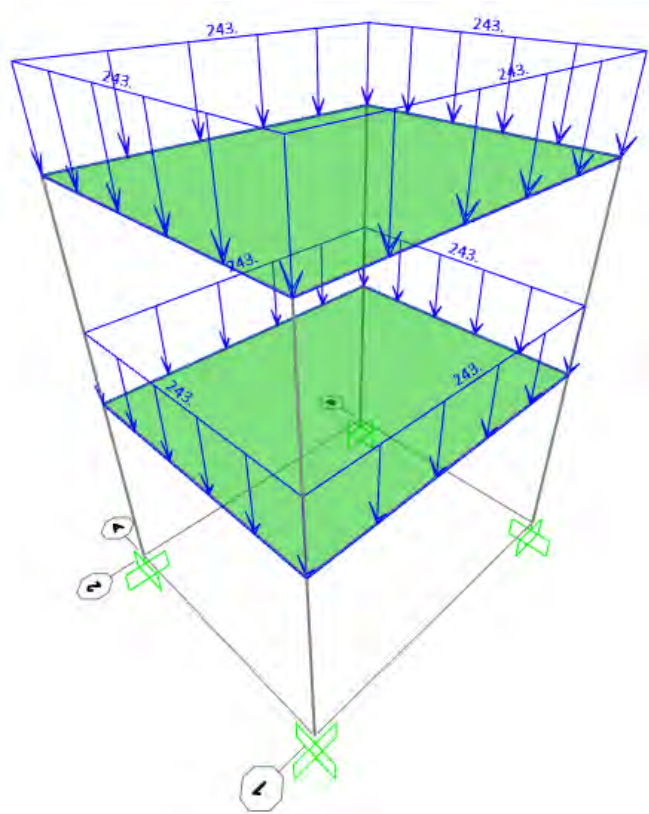


Figura 7-6. Asignación de cargas lineales sobre vigas.
Fuente: SAP2000.

7.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON CYPE 3D.



Figura 7-7. Vista isométrica de la estructura.
Fuente: Cype 3D.

7.3.1. Fuerzas axiales: En la figura 7-8 se muestra el resultado en el CYPE 3D de la fuerza axial para la envolvente de cargas para la columna metálica (W8x48), con un valor de 10.947 tn.

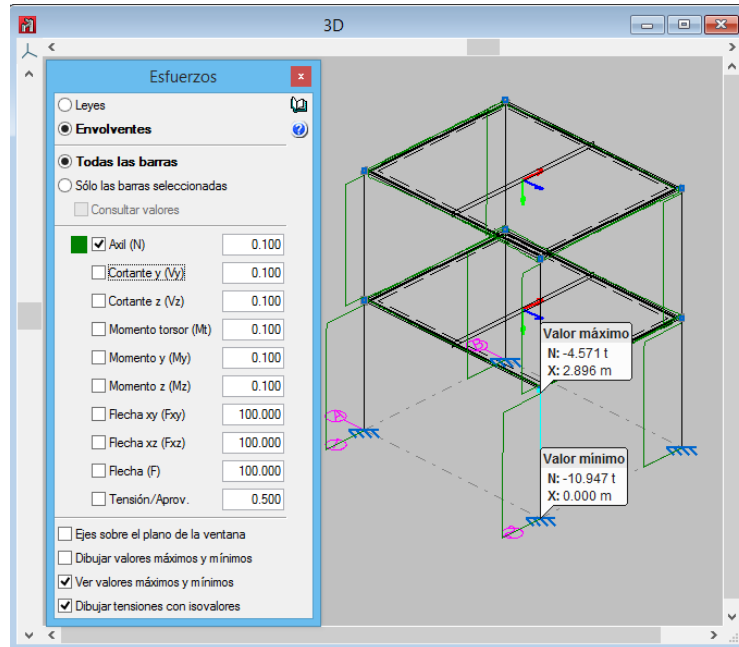


Figura 7-8. Esfuerzos axiales según CYPE 3D.
Fuente: CYPE 3D

7.3.2. Fuerzas cortantes: En la figura 7.9 se muestra el resultado en el CYPE 3D del esfuerzo cortante para la envolvente de cargas en la columna metálica (W8x48), con un valor de 1.016 tn. Así mismo en la figura 7.10 se muestra el esfuerzo cortante para la viga de 5m de longitud, obteniéndose un valor de 2.731 tn.

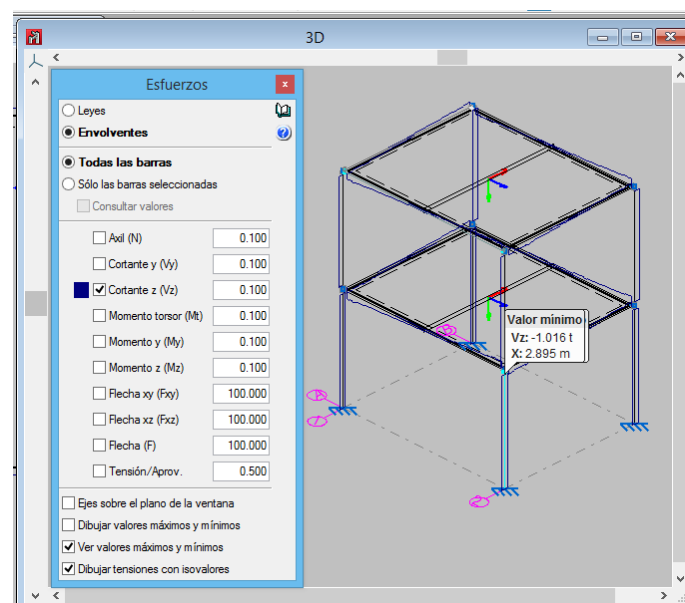


Figura 7-9. Diagrama de esfuerzos cortantes en la columna según CYPE 3D.
Fuente: CYPE 3D.

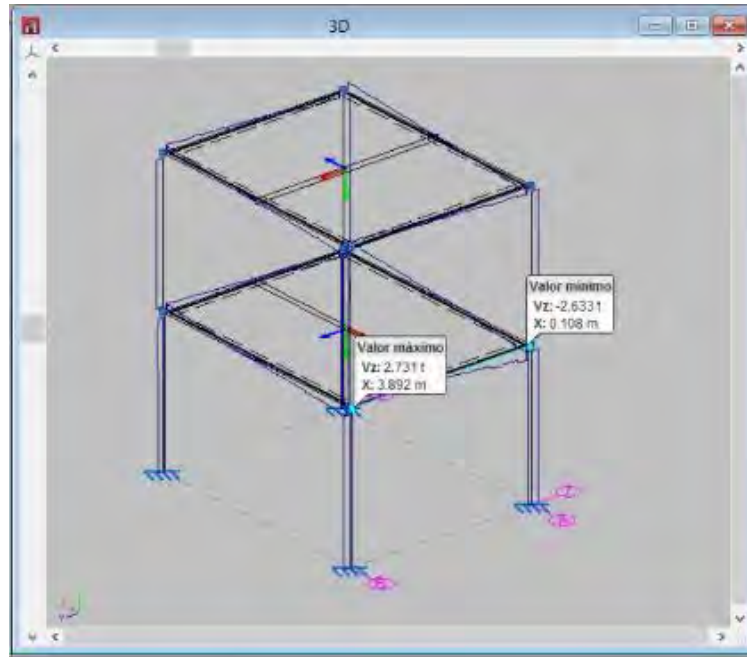


Figura 7-10. Esfuerzo cortante para la viga de 5m.
Fuente: CYPE 3D

7.3.3. Momentos flectores: En la figura 7-11 se muestra el resultado en el CYPE 3D momento flector para la envolvente de cargas para la columna metálica (W8x48), con un valor de 1.934 tn-m. Así mismo en la figura 7-12 Se muestra momento flector para la viga de 5m, obteniéndose un momento positivo de 1.446 tn-m y un momento negativo de 3.01 tn-m.

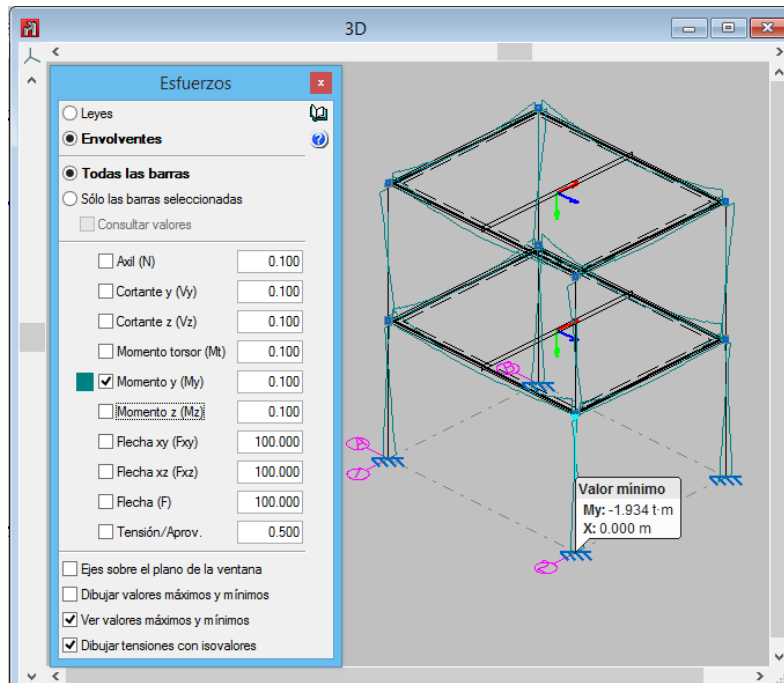


Figura 7-11 Diagrama de momentos flectores para columnas.
Fuente: CYPE 3D.

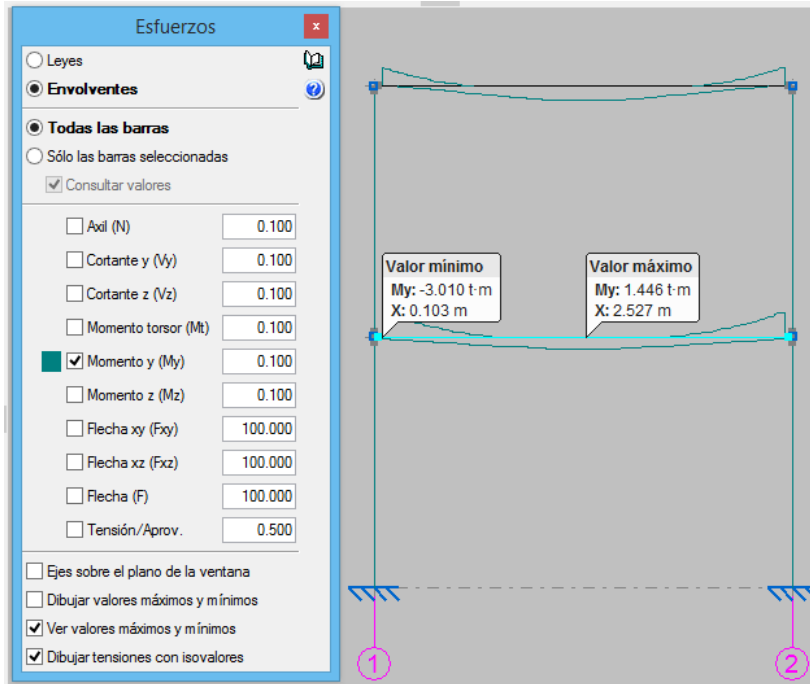


Figura 7-12. Momento flector para la viga de 5m.
Fuente: CYPE 3D

7.3.4. Flecha máxima: En la figura 7-13 se muestra la flecha o deflexión inmediata producida por la carga viva, la Norma E030 del RNE en el Artículo 9.6.2.6 se establece límites para las deflexiones máximas de pisos y techos, siendo para nuestro caso $L/360$, entonces la flecha máxima de nuestra estructura no deberá exceder el valor de $\frac{5m}{360} = 0.0138m = 13.8mm$.

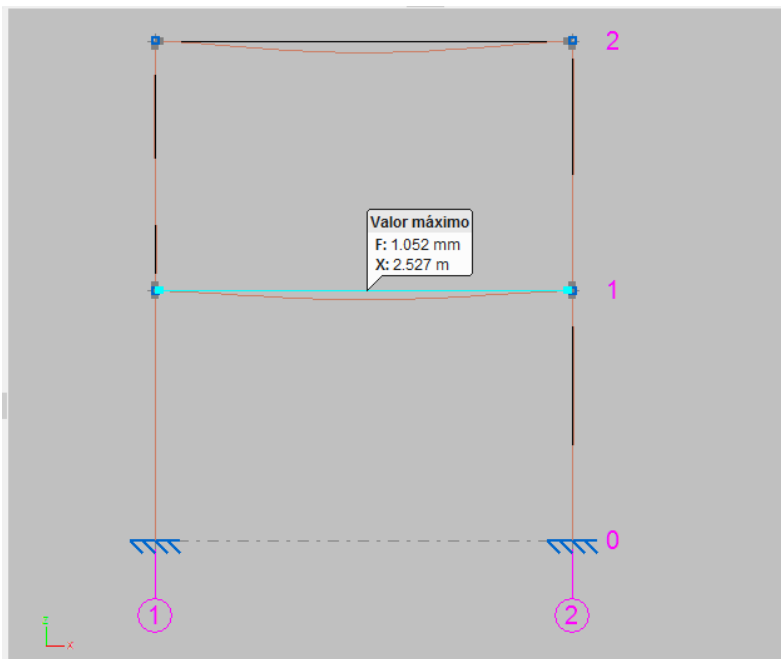


Figura 7-13 Flecha máxima producida por la carga viva.
Fuente: Cype 3D.

7.3.5. Desplazamientos laterales de nudos superiores: En la figura 7-14 se aprecia el desplazamiento lateral para el nudo ubicado en la parte superior de la estructura, el desplazamiento es producido por la acción de las fuerzas de sismo en el sentido “X”.

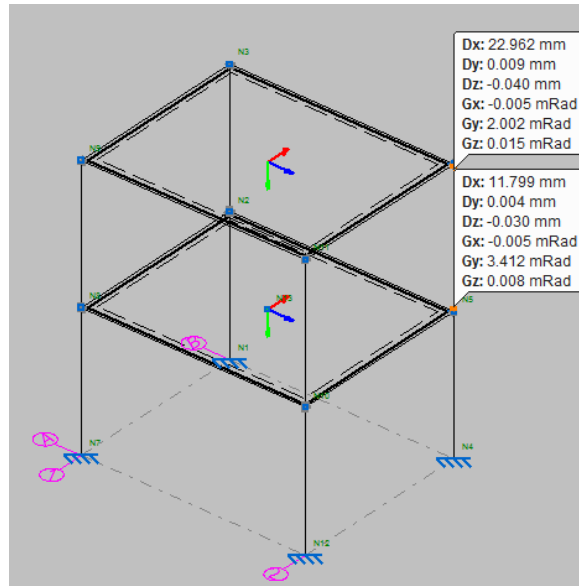


Figura 7-14. Desplazamientos laterales de nudos superiores.
Fuente: Cype 3D.

7.3.6. Comprobaciones de resistencia para vigas y columnas: En la figura 7-15 se muestra el coeficiente de aprovechamiento del perfil de la columna. Así mismo en la figura 7-16 se muestra el coeficiente de aprovechamiento de resistencia para la viga W8x18.

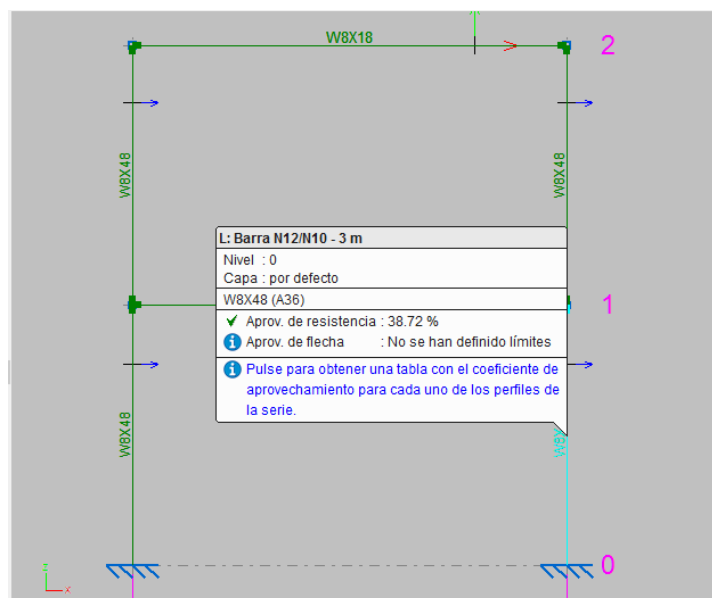


Figura 7-15 Coeficiente de aprovechamiento del perfil para la columna.
Fuente: Cype 3D

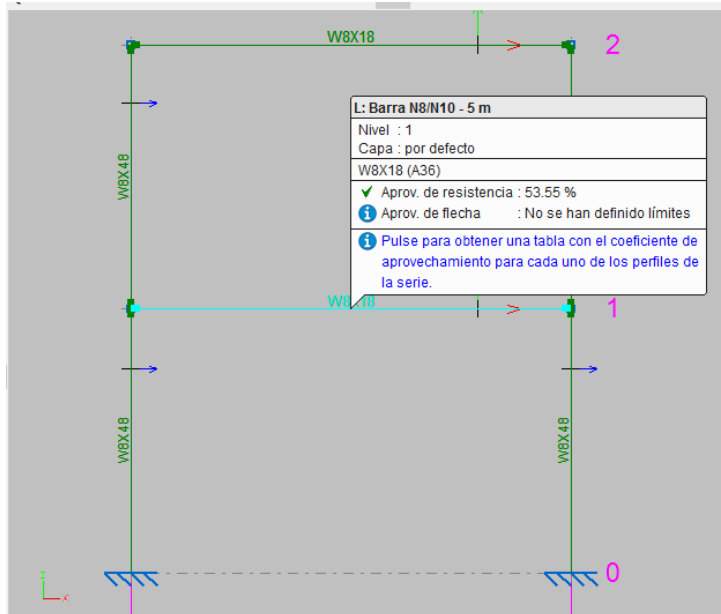


Figura 7-16 Coeficiente de aprovechamiento de resistencia para la viga W8x18.
Fuente: Cype 3D.

7.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON SAP2000.

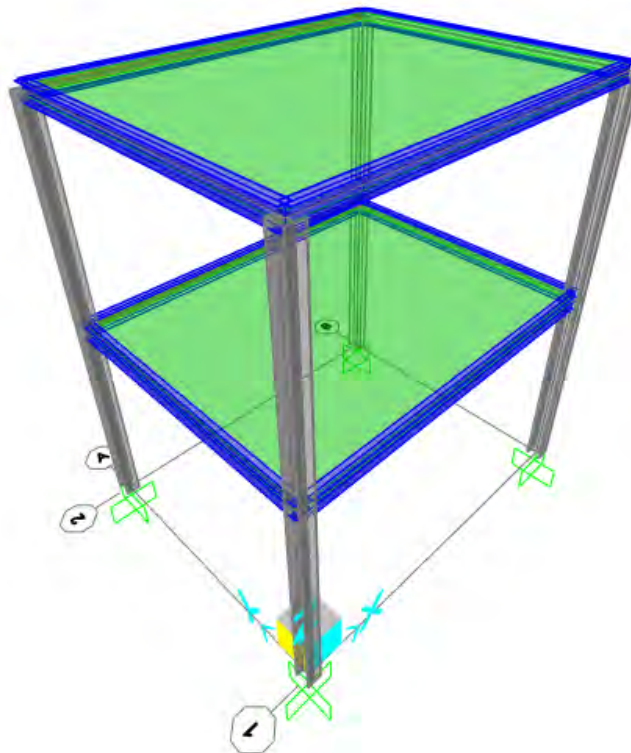


Figura 7-17. Vista isométrica de la estructura.
Fuente: SAP2000.

7.4.1. Fuerzas axiales: En la figura 7-18 se muestra el resultado en el SAP2000 de la fuerza axial para la envolvente de cargas para la columna metálica (W8x48), con un valor de 10.83 tn.

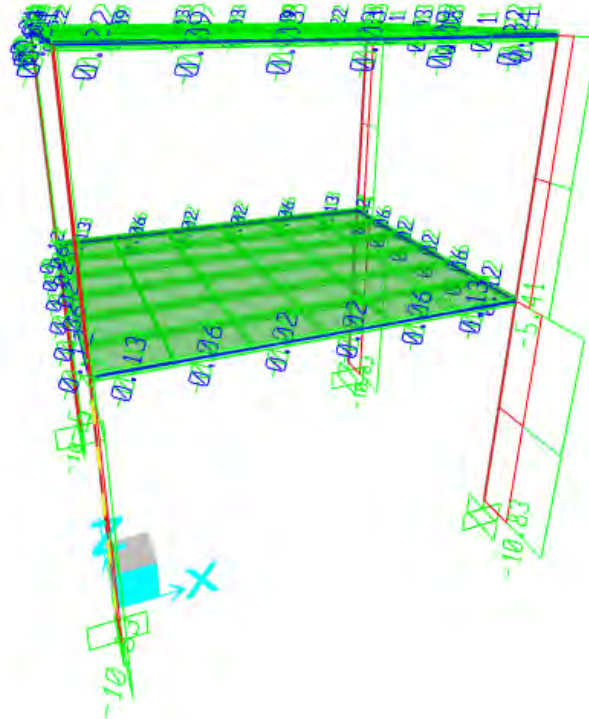


Figura 7-18 Vista isométrica de los esfuerzos axiales.
Fuente: SAP2000.

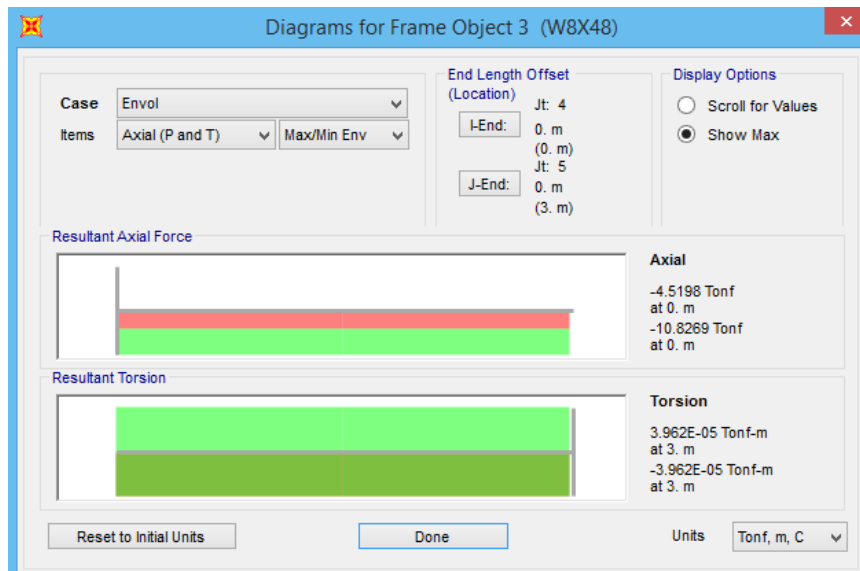


Figura 7-19 Diagrama de esfuerzos axiales para la columna.
Fuente: SAP2000.

7.4.2. Fuerzas cortantes: En la figura 7-21 se muestra el resultado en el SAP2000 del esfuerzo cortante para la envolvente de cargas en la columna metálica (W8x48), con un valor de 1.06 tn. Así mismo en la figura 7-22 se muestra el esfuerzo cortante para la viga de 5m de longitud, obteniéndose un valor de 3.01tn.

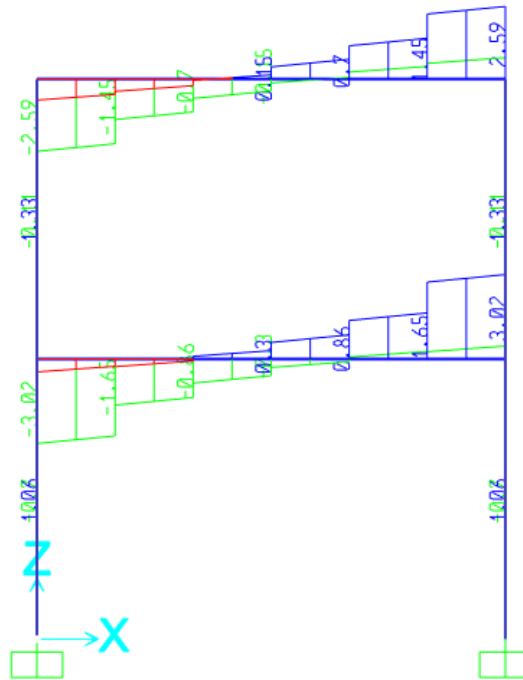


Figura 7-20. Diagrama de esfuerzos de corte en vigas y columnas.
Fuente: SAP2000.

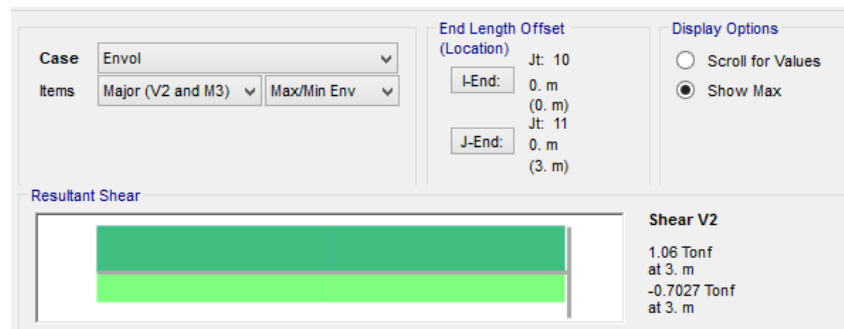


Figura 7-21 Cuadro de esfuerzos cortantes para la columna según SAP2000.
Fuente: SAP2000.

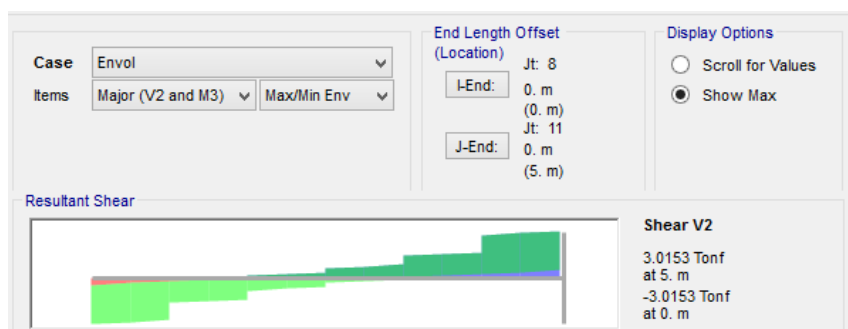


Figura 7-22. Esfuerzo cortante para la viga de 5m

Fuente: SAP2000.

7.4.3. Momentos flectores: En la figura 7-24 se muestra el resultado en el CYPE 3D momento flector para la envolvente de cargas para la columna metálica (W8x48), con un valor de 1.934 tn-m. Así mismo en la figura 7-25 Se muestra momento flector para la viga de 5m, obteniéndose un momento positivo de 1.446 tn-m y un momento negativo de 3.01 tn-m.

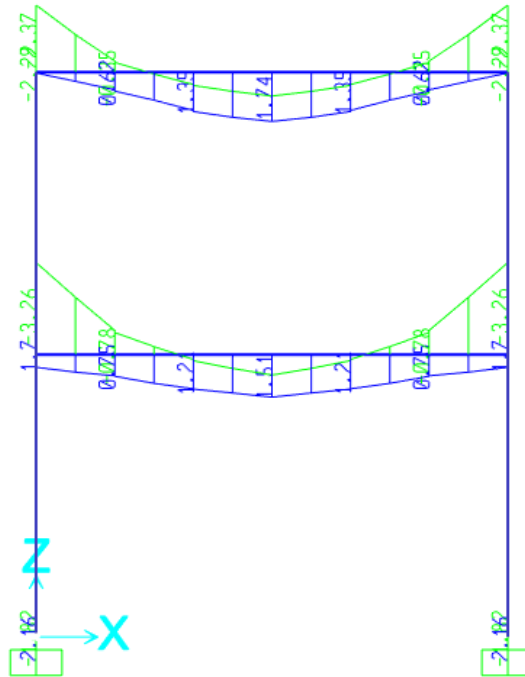


Figura 7-23. Diagrama de momento flector en vigas y columnas.

Fuente: SAP2000.

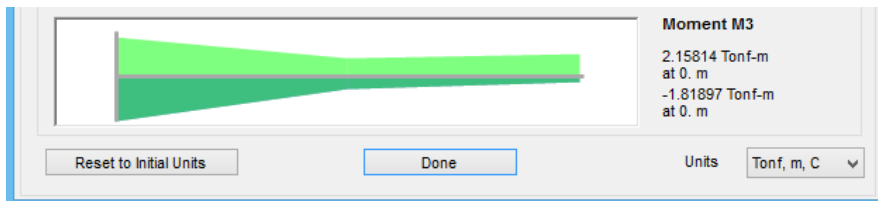


Figura 7-24. Diagrama de momentos flectores para columnas.

Fuente: SAP2000.

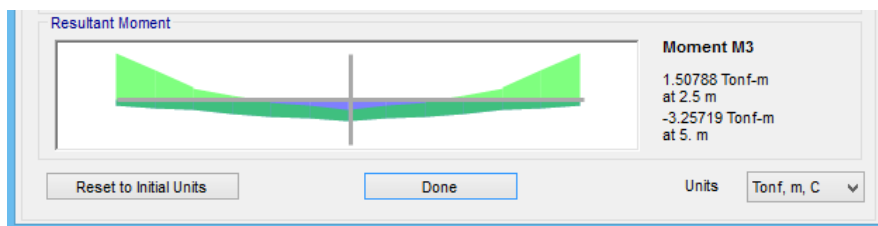


Figura 7-25. Momento flector para la viga de 5m.

Fuente: SAP2000.

7.4.4. Flecha máxima: En la figura 7-26 se muestra la flecha o deflexión inmediata producida por la carga viva, la Norma E030 del RNE en el Artículo 9.6.2.6 se establece límites para las deflexiones máximas de pisos y techos, siendo para nuestro caso $L/360$, entonces la flecha máxima de nuestra estructura no deberá exceder el valor de $\frac{5m}{360} = 0.0138m = 13.8mm$.

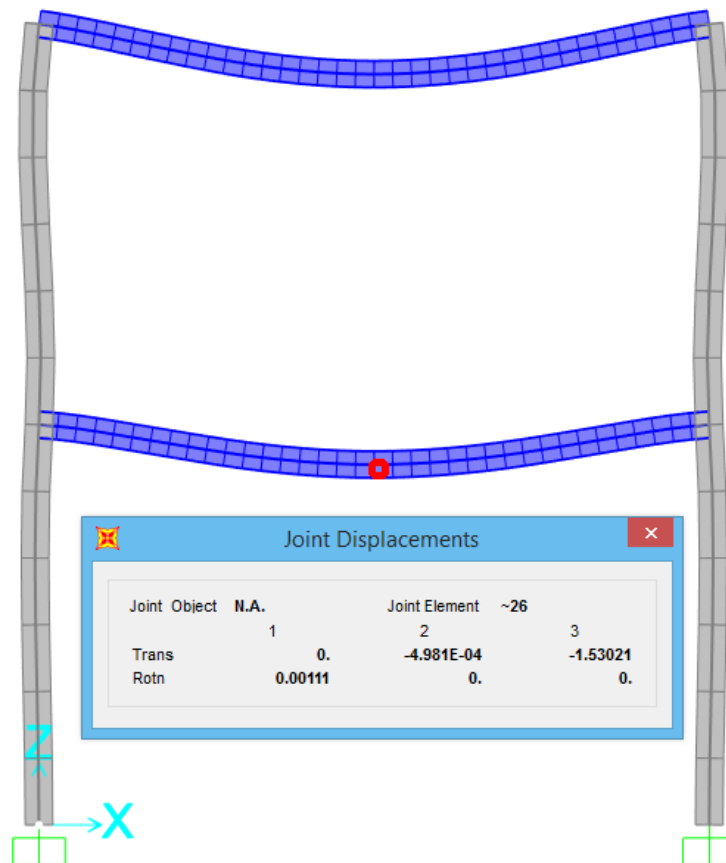


Figura 7-26. Flecha máxima producida por la carga viva.
Fuente: SAP2000.

7.4.5. Desplazamientos laterales de nudos superiores: En la figura 7-27 se aprecia el desplazamiento lateral para el nudo ubicado en la parte superior de la estructura, el desplazamiento es producido por la acción de las fuerzas de sismo el sentido “X”.



Figura 7-27. Desplazamientos laterales de nudos superiores.
Fuente: SAP2000.

7.4.6. Comprobaciones de resistencia para vigas y columnas: En la figura 7-28 se muestra el coeficiente de aprovechamiento de resistencia de los perfiles que conforman las vigas y columnas.

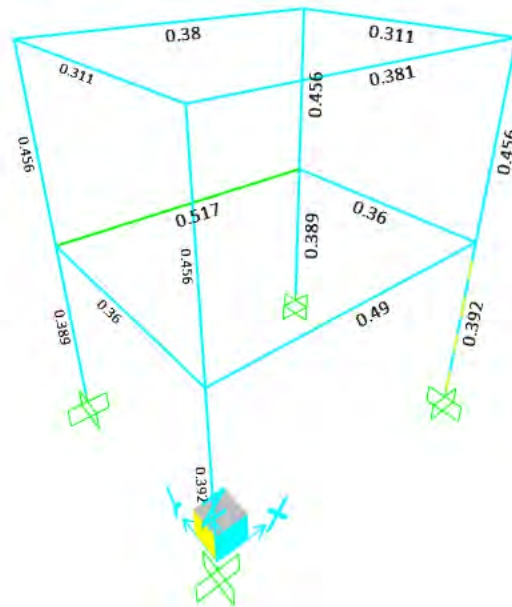


Figura 7-28. Coeficiente de aprovechamiento de los perfiles.
Fuente: SAP2000.

Tabla 7.1. Cuadro de resumen de los resultados del análisis estructural entre el CYPE 3D y SAP2000.

CUADRO RESUMEN DE LOS RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL		
Descripción de la Acción	PROGRAMAS DE ANÁLISIS	
	CYPE 3D	SAP2000
Fuerzas Axiales	10.94 tn	10.83 tn
Fuerzas de Corte Vigas	2.731 tn	3.0153 tn
Fuerzas de Corte Columnas	1.016 tn	1.06 tn
Momentos Flectores Columnas	1.934 tn-m	2.158 tn-m
Momentos Flectores Vigas	3.01 tn-m	3.26 tn-m
Flecha Máxima	1.052 mm	1.53 mm
Desplazamiento de Nudos	22.962 mm	18.73 mm
Coef. De Aprovechamiento Columnas	38.72%	39.2%
Coef. De Aprovechamiento Vigas	53.55%	51.7%

Fuente: Elaborado por los autores.

Como se aprecia en el cuadro superior los valores del análisis y diseño estructural son similares, la pequeña diferencia entre los valores es producto del método de análisis de cada programa, pues como se mencionó anteriormente el SAP2000 analiza con el método de elementos finitos, mientras en CYPE 3D analiza con el método de Matriz de rigidez.

CAPITULO VIII

8. RESULTADOS Y DISCUSIONES

Es claro que en nuestra ciudad del Cusco no se registra con mucha notoriedad construcciones de edificaciones en estructura de acero, puesto que se tiene poco conocimiento en el empleo de este material. Y en el desarrollo de la presente tesis se muestra la aplicación del acero en edificaciones, demostrando que este material puede sustituir al concreto armado.

Para lograr el análisis y diseño de la edificación en acero se recurre a la documentación bibliográfica tales como el reglamento nacional de edificaciones (RNE 2018), el manual ANSI/AISC 360-2016, el manual ANSI/AISC 341-2016, la web, etc.

➤ *En El Análisis Estructural.*

- Para el edificio en acero metálico Manuel Prado se optó por usar el sistema estructural de pórticos excéntricamente arriostrados (EBF). Del tipo de “V” invertida. Este tipo de sistema es recomendado porque combina la rigidez de los pórticos concéntricamente arriostrados y la ductilidad de los pórticos resistentes a momentos. En este tipo de sistemas el diseñador localiza el lugar donde el acero fluirá.
- El perfil seleccionado para las vigas es del tipo IPE, estos perfiles se caracterizan por presentar una relación ancho-alto inferior a 0.66 esto quiere decir que el peralte será siempre mayor al ancho de la viga, ofreciendo mayor momento de inercia en el sentido de las solicitaciones de las cargas. Según el predimensionamiento el perfil que cumple para nuestra edificación es el IPE 300.
- El perfil seleccionado para las columnas de la edificación es del tipo W, esta denominación corresponde a la norma americana y dentro de esta familia existen una gran variedad de dimensiones desde perfiles peraltados, hasta perfiles donde el peralte y ancho de la viga son similares, de acuerdo al predimensionamiento el perfil que cumple para las columnas de nuestra edificación es el W14x90
- Para el predimensionamiento de la placa colaborante nos basamos en las recomendaciones proporcionados por los fabricantes, para nuestro caso en especial usaremos la placa colaborante producido por la empresa peruana CODRYSAC.

- En las siguientes figuras se muestra el resultado del análisis estructural para la envolvente de cargas en el primer nivel de la columna “B5” (columna crítica) siendo está conformada por un perfil tipo W14x90, los resultados obtenidos corresponden a la carga axial, esfuerzos cortantes y momentos flectores en columnas.



Figura 8-1. **Carga vertical en la columna B5 primer nivel.**
Fuente: Elaborado por los autores.



Figura 8-2. **Cortante en la columna B5 primer nivel.**
Fuente: Elaborado por los autores.



Figura 8-3. **Momento resultante en la columna B5.**
Fuente: Elaborado por los autores.

- Así mismo se muestran los resultados del análisis estructural para la viga B-E del eje 5 (viga crítica), para la envolvente de las cargas.

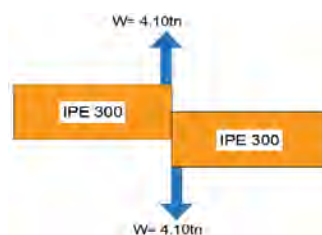


Figura 8-4. **Esfuerzo cortante en la viga B-E en el eje 5.**
Fuente: Elaborado por los autores.

El momento resultante en el perfil IPE 300 en la viga B-E del eje 5 es 7.33 tn-m en el nudo 5B y 6.26tn-m del nudo 5E.



Figura 8-5. Momento resultante que actúa sobre el perfil IPE 300, en la viga B-E primer nivel eje 5.
Fuente: Elaborado por los autores.

- Desplazamiento del edificio. A continuación, se muestra el desplazamiento de las 4 esquinas de la edificación, estos desplazamientos son producto de las fuerzas dinámicas actuantes en la edificación.

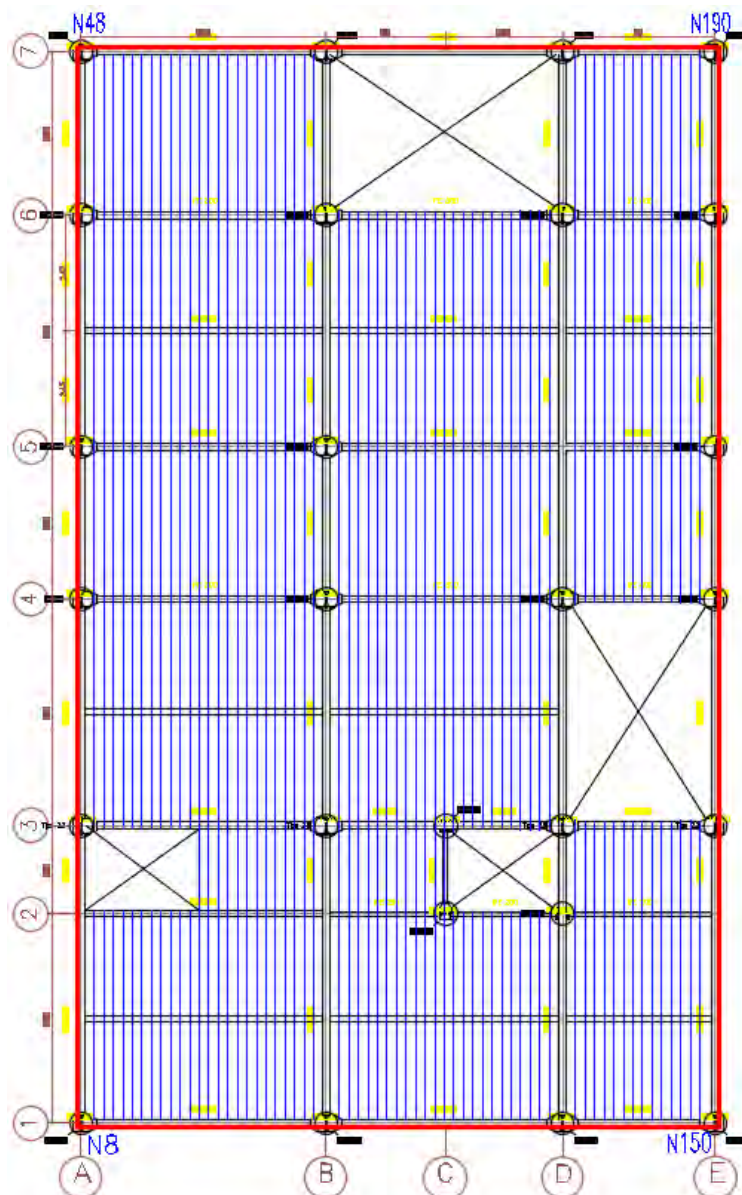


Figura 8-6. Desplazamiento de las esquinas en los nudos de la estructura.
Fuente: elaborado por los autores.

Tabla 8.1. Desplazamiento en las 4 esquinas de la estructura.

EJE	NUDO	DESPLAZAMIENTO		
		Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)
1A	N8	Dmin = -45.677	Dmin = -45.174	Dmin = -5.134
		Dmax = 46.414	Dmax = 44.107	Dmax = 2.375
1E	N150	Dmin = -45.845	Dmin = -44.542	Dmin = -1.852
		Dmax = 46.56	Dmax = 44.263	Dmax = -0.116
7A	N48	Dmin = -71.884	Dmin = -45.134	Dmin = -2.247
		Dmax = 71.364	Dmax = 44.018	Dmax = 0.375
7E	N190	Dmin = -71.857	Dmin = -44.315	Dmin = -2.462
		Dmax = 71.262	Dmax = 43.888	Dmax = 1.097

Fuente: CYPE 3D

Tabla 8.2. Desplazamientos Relativos de Entre pisos.

Nivel	Nudo	Dx (mm)	Dy (mm)	he (mm)	Dx	Dy
7	B-5	61.384	44.913	2625	0.001	0.001
6	B-5	58.51	41.546	2625	0.003	0.002
5	B-5	51.312	35.935	2625	0.004	0.003
4	B-5	42.101	29.133	2625	0.004	0.003
3	B-5	30.553	21.476	2625	0.004	0.003
2	B-5	19.21	13.317	2625	0.004	0.003
1	B-5	7.871	5.373	2625	0.003	0.002

Fuente: CYPE 3D.

De los resultados mostrados en la tabla 8.1 de desplazamientos, se obtiene la tabla 8.2 correspondiente a los desplazamientos relativos de entrepisos, los límites para la distorsión del entrepiso no deberán exceder de 0.010, este valor está establecido en la norma E030, según la siguiente figura:

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

Figura 8-7. Tabla para la distorsión del entrepiso

Fuente: (RNE, 2018)

➤ ***En El Diseño Estructural.***

Los resultados obtenidos para el diseño estructural y el análisis en acero de la edificación se encuentran dentro de las normas establecidas, del mismo modo para la revisión se toma en consideración el reglamento nacional de edificaciones E.090 (2018) y el manual AISC (2016) dentro de las consideraciones del diseño y análisis.

Interpretando los resultados obtenidos del CYPE 3D se puede observar que todas las secciones de los perfiles cumplen, ya que no trabajan al máximo de su capacidad de carga.

- Las columnas de perfil W14X90 y W10X60 en el primer nivel trabajan entre un 50 y 70 por ciento de su capacidad de carga, en el segundo y posteriores niveles las columnas trabajan entre el 20 y el 50 por ciento de su capacidad de carga, al ser perfiles metálicos se decide mantener una sección uniforme en toda la altura de la columna para garantizar el comportamiento estructural y evitar cambio de secciones en las uniones.
- Las vigas IPE 300, IPE 240 y IPE 200 se encuentran entre el 20 y 40 por ciento de su capacidad de carga por tanto también cumplen satisfactoriamente para soportar las cargas actuantes en la estructura.
- El perfil utilizado para los arriostres son de tipo W10X22 y W10X19 en el primer y segundo nivel trabajan entre un 70 y 90 por ciento de su capacidad de carga, en el resto de niveles disminuye entre el 30 y el 50 por ciento. Los arriostres están clasificados geoméricamente del tipo V invertida.
- Por lo tanto, podemos concluir que los elementos estructurales que conforman los pórticos de la edificación resisten la carga a la cual están sometidos ya que trabajan a menos del 100 por ciento de su capacidad.

➤ ***Análisis de Costos - Presupuestos y Programación.***

El costo directo de la edificación de acero ha sido determinado en el trabajo de tesis mediante el análisis, diseño, presupuesto y cronograma de ejecución de la edificación comercial realizada con estructura de acero, las edificaciones con estructuras de acero desde el punto de vista constructivo permiten una implementación segura en cortos periodos de tiempo, lo que permitiría disminuir el costo de mano de obra.

El costo directo obtenido es de S/ 1,103,259.43 este precio está ligeramente por encima del promedio de costo de las edificaciones convencionales de nuestro mercado local.

La implantación y generalización de este sistema constructivo tiene un alto impacto costo-beneficio no solo para las empresas constructoras sino también para la población en general, ya que solucionaría problemas de carácter social generados por el déficit de edificaciones y viviendas, por sus altos costos, siendo los beneficios en todos los aspectos, mayores que los costos.

➤ **Análisis Comparativo de Costos entre las Estructuras de Acero y Concreto.**

Se comenzará analizando el sistema tradicional en el que se realizan la mayoría de las construcciones, actualmente el mismo como ya se ha valorado, genera grandes gastos económicos y se dilata el tiempo de ejecución de la obra por depender de materiales como el acero corrugado y el concreto, los que de manera conjunta conforman los elementos estructurales, las mismas se realizan con una cimentación pesada, depende además de procesos lentos como el encofrado y desencofrado, la ejecución de la cimentación, además del vaciado de concreto de las vigas, losas y columnas.

En el panorama actual las construcciones en estructuras de acero no son las más comunes en nuestro medio, sin embargo, estos se realizan en cortos periodos de tiempo y resultan muy confiables, ya que los elementos estructurales se preparan en talleres lo que permite que su ejecución se acorte, porque dichos elementos llegan listos para su armado y colocación final en la obra mediante procesos de soldadura.

Para el análisis de comparativo de costos y tiempo se toma proyectos de edificaciones en concreto armado.

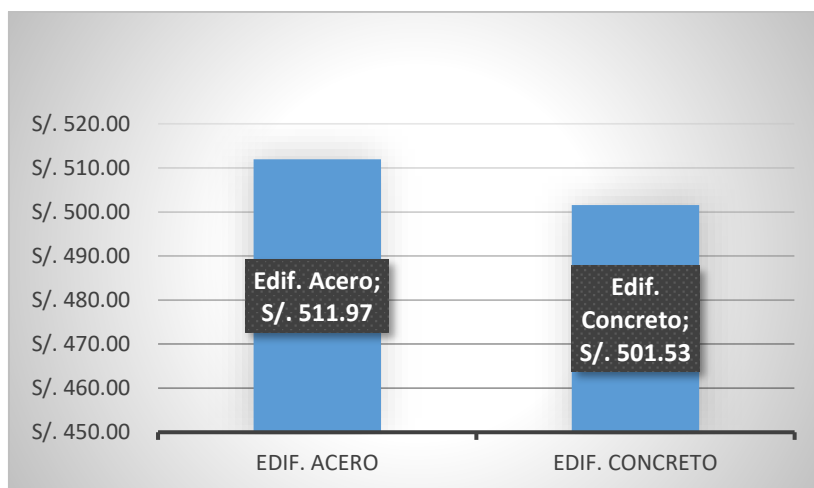


Figura 8-8. Comparativo de Precio por m2.

Se tiene el comparativo de presupuesto por metro cuadrado entre estructuras de acero y concreto, donde la diferencia de precios es de S/. 10.44, por lo que el precio por metro cuadrado del acero es ligeramente superior al de concreto armado.

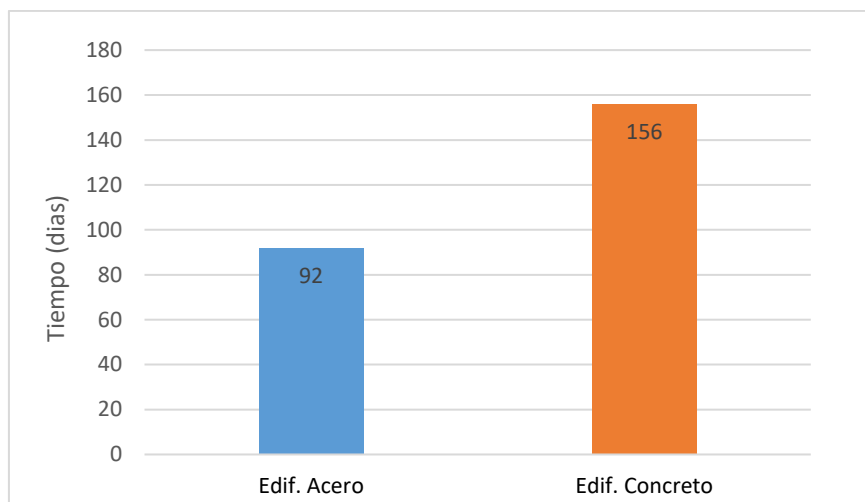


Figura 8-9. **Comparativo de tiempo de ejecución.**

Fuente: Elaborado por los Autores.

En la figura 8-9 se tiene el comparativo de tiempo de ejecución de obra entre la edificación de acero y el promedio de edificaciones de concreto armado, vemos una diferencia de 64 días laborables, lo cual es favorable para el pronto funcionamiento del edificio.

➤ **Comparativo De Software CYPE 3d Y SAP2000.**

- En cuanto al modelado de la estructura el SAP2000 presenta una ligera ventaja al presentar mayor facilidad en el dibujo.
- En cuanto a la introducción de datos y cargas ambos programas se hacen bastantes prácticos.
- Respecto al tiempo del análisis de la estructura el SAP2000 lleva ampliamente la ventaja sobre el CYPE 3D, mientras la misma estructura es analizada por el SAP en un tiempo de 5seg. El CYPE lo hace en un tiempo de 20 seg. Como comentario adicional debemos mencionar que mientras más compleja sea la edificación a analizar la diferencia se hace más notoria, como ejemplo la versión CYPE 3D del 2016 realiza el análisis del edificio comercial Manuel Prado en 6 horas, afortunadamente a lo largo de las actualizaciones del programa este tiempo fue reduciendo, ahora con la versión 2019 el análisis se realiza en 32 minutos.

- En cuanto a la visualización de resultados ambos programas son muy didácticos y fáciles de manejar, ambos muestran los diagramas y valores de los esfuerzos para la envolvente e hipótesis simples de cualquier elemento conformante de la estructura.
- En la exportación de resultados y comprobaciones el CYPE 3D lleva ampliamente la ventaja, pues realiza una exportación completa de las comprobaciones, así mismo este programa es capaz de exportar los planos generales y de detalles a un nivel de dibujo bastante bueno, simplificando de esta manera el trabajo del proyectista, como un plus adicional para nuestro medio debemos mencionar que el CYPE se encuentra en varios idiomas entre ellos el español, lo que facilita el manejo y entendimiento del programa.
- En cuanto a la amplitud de análisis de los programas el SAP2000 lleva la ventaja, pues el CYPE es muy eficiente para estructuras convencionales, pero no tiene la flexibilidad ni el amplio espectro de diseño del SAP2000.

CAPITULO IX

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1. CONCLUSIONES

1. Los perfiles de acero laminado existentes en el mercado peruano pueden ser usados como elementos estructurales en la construcción de edificaciones en la ciudad del Cusco, cumpliendo las exigencias de la normatividad peruana, garantizando el buen funcionamiento de la estructura y que permita una buena actuación ante eventos sísmicos y asimismo logrando un costo aceptable en el mercado peruano, puesto que el costo por metro cuadrado es de s/. 511.97 y de un edificio de concreto armado con características similares es de s/.501.53, la diferencia de precios es de s/.10.44 por metro cuadrado. Definiendo que el acero es ligeramente más costoso que el de concreto armado.
2. Los requerimientos de la Norma E-090 complementados con las especificaciones del manual AISC son suficientes para la realización de un análisis y diseño estructural sismorresistente.
3. El tiempo de ejecución de la Edificación en acero será 92 días laborables, este tiempo es considerablemente menor en comparación a una estructura similar de concreto armado, esta tiene un tiempo de ejecución de 156 días (según los datos recogidos de la programación de obra de dichos edificios mencionados), con una diferencia 64 días de anticipación.
4. En la comparación entre los programas CYPE 3D y SAP2000 aplicado en el análisis y diseño estructural de pórticos de acero, debemos mencionar que ambos programas cumplen satisfactoriamente con las condiciones de dibujo, introducción de datos y obtención de resultados, sin embargo, debemos remarcar que para edificaciones convencionales es mejor utilizar el CYPE 3D por la facilidad en la obtención y exportación de datos y resultados.
5. La definición del sistema estructural es parte fundamental en el análisis y diseño de la edificación. Son varios los tipos de sistemas estructurales para las edificaciones de acero, siendo una de las más recomendadas el sistema de pórticos excéntricamente arriostrado (EBF), debido que en este sistema la falla se localiza intencionalmente en los enlaces, y estos hacen de fusibles estructurales en la edificación.
6. La estructura metálica requiere de una cimentación especial debido al fuerte punzonamiento que generan los perfiles metálicos en las zapatas.

7. Los resultados de diseño obtenidos mediante el programa CYPE3D son bastante similares a los resultados obtenidos al diseñar manualmente un elemento estructural.
8. Según el estudio de suelos realizado en el área del proyecto, se obtiene que el terreno se ubica sobre un suelo que está formado por arcillosa limosa arenosa en su estrato muestreado (CL), la capacidad portante del terreno es 2.34 kg/cm^2 , La profundidad de cimentación recomendada es de $D_f = 2.90 \text{ m}$ y se verifica que los suelos ubicados en el perfil estratigráfico, no presenta características químicas que pueden afectar las mezcla de concreto.

9.2. RECOMENDACIONES

1. Para la construcción de cualquier diseño arquitectónico en hierro, recomendamos que se aplique un estricto control de calidad a los materiales utilizados ya que estos deben cumplir requisitos específicos para el correcto comportamiento y funcionamiento de la estructura. Además, estos materiales deben estar bajo la supervisión de un ingeniero especializado durante la construcción para asegurar y optimizar el diseño arquitectónico ya decidido.
2. La plancha necesita mantenimiento y supervisión periódicos. Debido a su alto potencial de corrosión, requiere recubrimientos especializados como anticorrosivos, galvanizados y pintura.
3. Teniendo en cuenta la demografía del Cusco y la alta demanda de vivienda entre los de menores recursos, se recomienda construir edificios de hierro como inversión para residencias de beneficio social porque sus costos de construcción son comparables a los de los edificios convencionales.
4. Crear un plan de contingencia en caso de incendios (uso de extintores, protección con material no inflamable, etc.) pues las estructuras de acero son vulnerables a las altas temperaturas (más de 500^o).
5. Implementación y mayor difusión de cursos de estructuras de acero, para lograr un mayor conocimiento en esta rama, para poder realizar este cambio se necesita la intervención de todos los docentes y alumnos en el proceso de enseñanza-aprendizaje, solo así se podrá introducir las construcciones de acero en nuestra sociedad.

BIBLIOGRAFÍA

- RNE. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones, Decima Segunda Edición, Megabyte S.A.C, Lima-Perú.
- Jack C. McCormac – Stephen F. Csernak (2012) Diseño de Estructuras de Acero, 5ª. Edición, Alfaomega Grupo Editor, Mexico.
- Félix Javier Correa Vigo. (2003). Tesis: Diseño de Estructuras de un Auditorio de Estructuras Metálicas. (Piura-Perú).
- Jorge Fernando Condori Montero. (2013). Tesis: Diseño de una Vivienda Multifamiliar de dos Niveles empleando Acero Estructural en el distrito de Cajamarca - (Cajamarca-Perú).
- Ricky Francisco Antonio Calizaya Vera. (2017). Tesis: Análisis de Costos-Tiempo entre Edificación Aporticada de Concreto y en Acero A36, Pabellón 3A C.E. 14753 (Piura-Perú).
- Adan Samuel Granados Soto. (2013). Tesis: Análisis y Diseño Estructural de un Edificio de Estructura Metálica, Construcción en la Ciudad de México – (México).
- AISC. (2011). American Institute of Steel Construccion. Fourteenth Edition – Estados Unidos.
- Bowles, Joseph E. (1993). Diseño de acero estructural, 4ta Edición, México.
- Braja M. Das. (2001). Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 4ta Edición, International Thomson Editores. (México).
- Luis F. Zapata Baglieto (2004) – Diseño estructural en acero.
- Chapula Cruz, S. (2014). *Procedimiento Constructivo con Estructuras Metalicas*. Mexico D.F.
- Corzo Soldevilla, D. R., & Saldaña Galvez, Y. E. (2017). *Comparacion de Diseños Estructurales de Edificaciones Metalicas con Edificaciones de Concreto Armado para Determinar el Diseño mas Rentable en la Construcion de Viviendas Multifamiliares*. Lima.
- Giraldo Gomez, H. (2005). Como se Predimensiona una Estructura. *Tecnologia y Procesos de Enseñanza aprendizaje*.
- Hernandez de la Cruz, M. G. (enero de 2008). *Construccion de Estructuras en Acero*. Obtenido de Construccion de Estructuras en Acero:

<https://es.slideshare.net/sammyronaidmejiasala/construccion-de-estructurasdeaceroli>

- Humana Washington, L., & Machaca Cruz, S. (2017). *Proyecto: Analisis y Diseño del Edificio Multifamiliar ubicado en APV. Faucaypampa, del Dist. San Jeronimo, Prov. Cusco, Dpto Cusco*. Cusco.
- McCormanc, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño De estructuras de Acero* (Quinta ed.). Mexico, D.F.: Alfaomega.
- Mendoza Nicolas, C. (2007). *Analisis y Diseño Estructural en Acero, de una Nave Industrial con las especificaciones A.I.S.C. Metodo L.R.F.D. 1993*. Mexico: Ipn-Esia.
- Mormontoy Cardenas, R. J., & Cardenas Camapa, F. (2015). *Proyecto: Edificio Multifamiliar Villa el Sol Ubicado en Apv. Villa el Sol A-4 en el Dist. Cusco, Prov. y Dpto. Cusco*. Cusco.
- Navarrete Bautista, J. C. (2003). *Secciones Compuestas de Acero-Concreto (Metodo LRFD)*. Mexico D.F.: Esia.
- RNE. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Megabyte.
- Rosa Rivera, J. E., & Pochuanca Flores, F. S. (2017). *Proyecto: Diseño Estructural de un edificio multifamiliar en la Urb. San Borja alta, Dist. Wanchaq, Prov. Cusco, Dpto. Cusco*. Cusco.
- Santiago Hernandez, L. (2005). *Tesis: Diseño de armaduras para techo*. Mexico.
- Spark, W. (5 de Septiembre de 2019). *Weather Spark*. Obtenido de El clima promedio en Cuzco Perú: <https://es.weatherspark.com/y/25926/Clima-promedio-en-Cuzco-Per%C3%BA-durante-todo-el-a%C3%B1o>
- Vargas Quipe, R., & Bayona Palomino, M. (2016). *Proyecto: Diseño y Analisis Estructural de un edificio Multifamiliar de Seis Niveles*. Cusco.
- Spark, W. (5 de Septiembre de 2019). *Weather Spark*. Obtenido de El clima promedio en Cuzco Perú: <https://es.weatherspark.com/y/25926/Clima-promedio-en-Cuzco-Per%C3%BA-durante-todo-el-a%C3%B1o>

CAPITULO IX

10. ANEXOS