



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA
DE CONSTRUCCIONES

**Diseño, análisis económico de la estructura de tres plantas de
acero del área de administración de la facultad de ciencia y
tecnología combinando pórticos resistentes a momento y
pórticos simples.**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON MENCIÓN EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autor:
XAVIER SANTIAGO GENOVEZ ORELLANA

Director:
JOSÉ FERNANDO VÁSQUEZ CALERO

CUENCA – ECUADOR

2015

DEDICATORIA:

"Si he logrado ver más lejos, ha sido porque he subido a hombros de gigantes". – Sir Isaac Newton.

A mis padres y mis hermanas por la paciencia y los consejos brindados.

Para Nataly Torres, mi gran apoyo, mi guía y mi consejera, por toda la paciencia y el apoyo brindado durante esta etapa de mi vida.

Para mis abuelos Emanuel y Guillermo por ser el mayor ejemplo de humildad y honradez en mi vida.

AGRADECIMIENTOS:

Expreso mis agradecimientos para mi padre, por su apoyo y por la ayuda brindada con sus conocimientos para la realización de este trabajo de graduación.

Mis más sinceros agradecimientos al Ing. Fernando Zalamea por la sugerencia de mi tema de trabajo de graduación.

Una extensiva gratitud para mi director del trabajo de graduación Ing. José Vásquez, por sus consejos y su orientación a lo largo de la realización de este trabajo.

“DISEÑO, ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA ESTRUCTURA DE TRES PLANTAS DE ACERO DEL ÁREA DE ADMINISTRACIÓN DE LA FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA COMBINANDO PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO Y PÓRTICOS SIMPLES.”

RESUMEN

El presente trabajo expone la tecnología utilizada en diseño estructural sismorresistente en el mundo, las ventajas de aplicar nuevas tecnologías de diseño en la proyección y ejecución en la infraestructura local; se analizan también las ventajas de la Norma NEC 11 sobre la INEN 5-2001

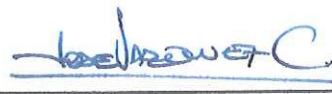
Se realizó el estudio de los principios que rigen en los pórticos especiales de acero resistentes a momento (PEARM), y se analizaron las ventajas de utilizar este sistema a la hora de proyectar estructuras. Se valoró el desempeño de las conexiones precalificadas que unen los miembros estructurales frente a cargas sísmicas con resultados presentados en gráficos que pretenden exponer mejor la capacidad de estas conexiones. La factibilidad de este proyecto se analizó mediante la evaluación de parámetros como economía, capacidad tecnológica y de mano de obra para ejecutar un diseño con estas características.

Palabras claves: Tecnología, estructural, sismorresistente, acero, momento, desempeño, precalificadas.



Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



José Fernando Vásquez Calero

Director de Tesis



Xavier Santiago Genovez Orellana

Autor

**"DESIGN AND ECONOMIC ANALYSIS OF A STEEL THREE-STOREY
STRUCTURE OF THE ADMINISTRATION AREA AT THE FACULTY
OF SCIENCE AND TECHNOLOGY, COMBINING STEEL MOMENT
FRAMES AND STRUCTURAL FRAMES"**

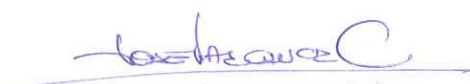
ABSTRACT

This paper discusses the technology used in seismic-resistant structural design worldwide; the benefits of applying new design technologies in the planning and execution in the local infrastructure; and the analysis of the NEC 11 Standard advantages over the INEN 5-2001 Standard. We conducted a study of the principles governing the Special Steel Moment Resisting Frames (SSMRF), and analyzed the advantages of using this system when designing structures. We carried out a performance evaluation of the prequalified connections, which links the structural members against seismic loads, with the results presented in graphics, so as to present in a better way the capacity of these connections. The feasibility of this project was analyzed by evaluating parameters such as economy, technological capacity, and manpower to execute a design with these characteristics.

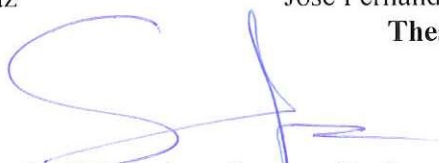
Keywords: Technology, Structural, Seismic- Resistant, Steel, Moment, Performance, Prequalified.



Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director



José Fernando Vásquez Calero
Thesis Director



Xavier Santiago Genovez Orellana
Author



UNIVERSIDAD DE AZUAY
Dpto. Idiomas



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA:	ii
AGRADECIMIENTOS:	iii
ABSTRACT:	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1: FUNDAMENTOS TEÓRICOS	7
1.1 Acero Estructural	7
1.1.1 Generalidades del Acero Estructural	7
1.1.2 Características Estructurales	9
1.1.3 Ventajas del acero estructural	11
1.1.4 Desventajas del acero estructural	12
1.2 Aspectos Estructurales en Edificaciones	13
1.2.1 Introducción	13
1.2.2 Cargas Horizontales en edificios	14
1.2.3 Problemática en edificios de altura	16
1.3 Tipología Estructural	17
1.3.1 Elementos principales	17
1.3.2 Elementos de distribución	20
1.3.3 Ventajas y desventajas de la tipología estructural expuesta	21
1.4 Diseño sismorresistente	21
1.4.1 Introducción	21
1.4.2 Parámetros de los terremotos	22
1.4.3 Diseño Estructural	26

1.5	Coeficiente de reducción de respuesta estructural, factor R.....	32
1.5.1	Factor R.....	32
1.5.2	Coeficiente de reducción de respuesta estructural de algunos tipos de estructuras de acero.....	33

CAPÍTULO 2: PÓRTICOS ESPECIALES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO..... 38

2.1	Introducción a los PEARM	38
2.1.2	Desarrollo histórico de los PEARM.....	39
2.1.3	Comportamiento sísmico de PEARM.....	44
2.1.4	Dimensionamiento de los PEARM.....	48
2.1.5	Límites de deriva y resistencia.....	49
2.1.6	Consideraciones para el diseño de PEARM.....	50

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS NORMATIVO DE LA ESTRUCTURA..... 59

3.1	Introducción.....	59
3.1.1	Descripción del proyecto.....	59
3.2	Determinación de parámetros de diseño.....	62
3.2.1	Análisis y agrupación de cargas a las que estará expuesta la estructura.	62
3.2.2	Carga Viva.....	63
3.2.3	Metodología de diseño sismo-resistente. INEN 5-2001	66
3.2.4	Metodología de diseño sismo-resistente. NEC	72

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA. 82

4.1	Combinaciones de carga.	82
4.2	Derivas de piso.	82
4.3	Prediseño de los miembros estructurales.	84
4.3.1	Resultados del análisis de la estructura.	86
4.3.2	Prediseño de la losa.	88
4.3.3	Verificación de la viga 7.	89
4.3.4	Verificación de la columna 5.	97
4.4	Comprobación del criterio columna fuerte-viga débil.	107
4.4.1	Comprobación de la relación de momento en el nudo 11-Primer piso	108
4.5	Diseño de las alternativas de conexiones.	114
4.5.1	Diseño de la conexión de placa extrema extendida empernada no rigidizada.	120
4.5.2	Diseño de la conexión de placa extrema extendida empernada rigidizada.	132
4.6	Diseño de las placas base.	147

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LAS CONEXIONES PROPUESTAS..... 152

5.1	Introducción.....	152
5.2	Análisis de Conexión Tipo 4E.....	152
5.2.1	Análisis de la línea de rendimiento.	153
5.3	Análisis de Conexión Tipo 4ES	156
5.3.1	Análisis de la línea de rendimiento.	156

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA ESTRUCTURA..... 159

6.1	Cantidades de obra.	159
-----	--------------------------	-----

CAPÍTULO 7: PLAN DE MANEJO AMBIENTAL..... 161

7.1	Introducción.....	161
7.2	Objetivos.	161
7.3	Alcance.....	161
7.4	Estructura del Plan de Manejo Ambiental.....	162
7.5	Desarrollo del Plan de Manejo Ambiental.	162
7.5.1	Programa de prevención.....	162
7.5.2	Programa de mitigación.	164
7.5.3	Programa de gestión y manejo de desechos.....	164

CONCLUSIONES RECOMENDACIONES..... 166

BIBLIOGRAFÍA 175

ANEXOS 178

Anexo A 178

A.1.	Especificación técnica Kubilosa	178
------	---------------------------------------	-----

Anexo B 180

	Propuesta arquitectónica.....	180
--	-------------------------------	-----

B.1.	Planos arquitectónicos.....	180
------	-----------------------------	-----

Anexo C 184

Presupuesto y APU Estructural	184
C.1. Propuesta con sistema PEARM de acero estructural A36	184
C.2. Propuesta de pórticos gravitacionales de acero estructural A36.....	198
Anexo D	212
Planos Estructurales	212

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Curvas típicas de esfuerzo-deformación de una prueba de tensión de acero estructural.	10
Figura 1.2 Cargas de viento sobre un edificio.....	15
Figura 1.3 Cargas sísmicas sobre un edificio.....	16
Figura 1.4 Pórtico: (a) Deformada (b) Modo de deformación de corte.	18
Figura 1.5 Muros de corte de hormigón armado en edificaciones.	19
Figura 1.6 Muro de corte: (a) Deformada (b) Modo de deformación de flexión.....	19
Figura 1.7: Configuraciones típicas de PEARM.....	34
Figura 1.8: Configuraciones típicas de Pórticos con arriostramiento concéntrico.....	35
Figura 1.9: Configuraciones típicas de Pórticos con arriostramiento concéntrico.....	35
Figura 1.10: Configuraciones típicas de Pórticos arriostrados excéntricamente.	36
Figura 1.11: Detalle del nudo y excentricidad en un pórtico arriostrado excéntricamente.....	37
Figura 2.1: Temprana conexión a momento típica, consistía en placas triangulares rígidas, ángulos, y remaches uniendo columnas y vigas.....	40
Figura 2.2: Conexión remachada, no rigidizada mediante ángulos de apoyo.....	41
Figura 2.3: Conexión soldada, atornillada no reforzada.	42
Figura 2.4: Corte para detalle de la conexión soldada, atornillada no reforzada.	43
Figura 2.5: Fallo por excesiva deformación local.....	45
Figura 2.6: Pandeo lateral-torsional.	45
Figura 2.7: Formación de un mecanismo de una sola planta.	47
Figura 2.8: Mecanismo idealizado de desplazamientos laterales, para columnas con criterio de diseño columna fuerte-viga débil.....	52
Figura 3.1: Estructuración de pórticos especiales resistentes a momento.	60
Figura 3.2: Configuración en planta medidas en metros.....	60
Figura 3.3: Configuración en elevación eje 1 medidas en metros.	61
Figura 3.4: Configuración en elevación eje A medidas en metros.	61
Figura 3.5: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.	67
Figura 3.6: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	71
Figura 3.7: Linealización equivalente	72

Figura 3.8: Curvas de peligro sísmico, Cuenca.....	74
Figura 3.9: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	78
Figura 3.10: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	80
Figura 4.1: Derivas de piso obtenidas del análisis dinámico de la estructura.....	84
Figura 4.2: Secciones utilizadas para vigas.....	85
Figura 4.3: Secciones utilizadas para columnas.....	86
Figura 4.4: Diagrama de momentos de acuerdo a la combinación de carga establecida.....	87
Figura 4.5: Diagrama de cortante de acuerdo a la combinación de carga establecida.	87
Figura 4.6: Diagrama de fuerza axial de acuerdo a la combinación de carga establecida.....	88
Figura 4.7: Detalle de losa tipo Deck.....	89
Figura 4.8: Nomograma-desplazamientos permitidos (Pórticos resistentes a momento.....	99
Figura 4.9: Proyección de la resistencia a momento esperada de la viga.	109
Figura 4.10: Limitaciones de los parámetros de precalificación.....	115
Figura 4.11: Selección de diámetro y longitud de perno.	118
Figura 4.12: Rotación de la tuerca desde la condición ceñido-apretado hasta el pretensado de vuelta de tuerca.	119
Figura 4.13 Dimensiones para el diámetro nominal del agujero para el perno.....	119
Figura 4.14: Recomendaciones para el proceso de soldadura.....	128
Figura 4.15: Detalle en plano de la conexión.....	132
Figura 4.16: Detalle en elevación de la conexión.	132
Figura 4.17: Detalle en plano de la conexión.....	146
Figura 4.18: Detalle en elevación de la conexión.	147
Figura 5.1: Mecanismo de la línea de rendimiento. Conexión Tipo 4E.	154
Figura 5.2: Mecanismos de las líneas de rendimiento. Conexión Tipo 4ES.	157
Figura C.1: Comparación de la carga viva total considerada.....	167
Figura C.2: Valor de la energía acumulada en las conexiones propuestas.	170
Figura C.3: Capacidad a momento de cada una de las conexiones propuestas.....	171
Figura C.4: Esfuerzo de corte <i>Vd</i> en las conexiones propuestas.	171

Figura C.5: Momento M_f en las conexiones propuestas.....	172
Figura C.6: Presupuesto de las alternativas estructurales.	173

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Algunos tipos de acero y sus propiedades.....	8
Tabla 2.1: Conexiones precalificadas resistentes a momento.....	56
Tabla 2.2: Conexiones precalificadas resistentes a momento.....	57
Tabla 3.1: Cargas muertas uniformemente distribuidas.....	63
Tabla 3.2: Cargas vivas uniformes.....	64
Tabla 3.3: Reducción de las cargas vivas unitarias totales.	64
Tabla 3.4: Cargas mínimas uniformemente distribuidas L0 y cargas mínimas concentradas.....	65
Tabla 3.5: Factor KLL de carga viva de elementos estructurales.	66
Tabla 3.6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	66
Tabla 3.7: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	67
Tabla 3.8: Coeficiente de suelo S y coeficiente Cm.	69
Tabla 3.9: Coeficientes de reducción de respuesta estructural R.....	69
Tabla 3.10: Valores para el cálculo del cortante basal de diseño.....	70
Tabla 3.11: Distribución del cortante basal.....	72
Tabla 3.12: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	73
Tabla 3.13: Valores de Fa,Fd y Fs.	75
Tabla 3.14: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	76
Tabla 3.15: Valores de Cty α	76
Tabla 3.16: Distribución del cortante basal.....	81
Tabla 4.1: Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.	83
Tabla 4.2: Valores de las derivas de piso.....	83
Tabla 4.3: Propiedades del material.....	85
Tabla 4.4: Secciones utilizadas para vigas.....	85
Tabla 4.5: Secciones utilizadas para columnas.....	85
Tabla 4.6: Miembros más solicitados.....	86
Tabla 4.7: Resumen verificación por flexión-viga 7.....	95
Tabla 4.8: Resumen verificación por corte-viga 7.....	96
Tabla 4.9: Resumen verificación por compresión-columna 5.....	103
Tabla 4.10: Resumen verificación por flexión-columna 5.....	104

Tabla 4.11: Resumen verificación por corte-viga 7.....	105
Tabla 4.12 Resumen de perfiles utilizados en las vigas.....	106
Tabla 4.13 Resumen de perfiles utilizados en las columnas.....	107
Tabla 4.14: Resumen verificación criterio columna fuerte-viga débil nudos piso 1.	112
Tabla 4.15 Resumen verificación criterio columna fuerte-viga débil nudos piso 2.....	113
Tabla 4.16: Resumen verificación criterio columna fuerte-viga débil nudos piso 3/cubierta.....	114
Tabla 4.17: Resumen verificación relación <i>Lb/db</i> pisos 1 y 2.....	116
Tabla 4.18 Resumen verificación relación <i>Lb/db</i> piso 3.	117
Tabla 5.1: Resumen resultados conexión tipo 4E.	153
Tabla 5.2: Resumen resultados conexión tipo 4ES.....	156
Tabla 6.1: Cantidades de obra alternativa con sistema PEARM.	159
Tabla 6.2: Cantidades de obra alternativa con sistema PEARM.	160
Tabla 7.1: Modelo de la medida de seguimiento y acompañamiento del componente ambiental durante la construcción.....	163
Tabla 7.2: Modelo de la medida de seguimiento y control para el suministro de pétreos y otros materiales.....	164
Tabla 7.3: Medida para el manejo y disposición final de los desechos industriales y domésticos.....	165

Genovez Orellana Xavier Santiago
Trabajo de Graduación
Ing. Vásquez Calero José Fernando Msc.
Julio, 2015

“DISEÑO, ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA ESTRUCTURA DE TRES PLANTAS DE ACERO DEL ÁREA DE ADMINISTRACIÓN DE LA FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA COMBINANDO PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO Y PÓRTICOS SIMPLES.”

INTRODUCCIÓN

Generalidades

Dentro de la rama estructural en la ingeniería civil, uno de los factores de mayor incidencia de problemas a resolver son los sismos, los cuales producen pérdidas de vidas humanas, daños en la infraestructura civil y pérdidas económicas. Es por esto que se debe dar la importancia adecuada al diseño estructural de un edificio, con la finalidad de reducir el riesgo sísmico, ya que la terminología utilizada así lo define, la sismorresistencia implica dar la suficiente seguridad a un edificio durante la ocurrencia de un evento sísmico para que se tenga tiempo de actuar y llevar a cabo un desalojo oportuno de los ocupantes de una edificación, y se generen los menores daños tanto económicos como estructurales de esta.

En la actualidad se contempla en las normas y reglamentos de construcción el tema de sismorresistencia, teniendo el profesional de la rama estructural la necesidad de revisar en su totalidad la problemática de la construcción sismorresistente y ser consecuente con las obligaciones y responsabilidades que el tema conlleva. Los ingenieros estructurales deben tener una capacitación que represente una acción efectiva que permita reducir la vulnerabilidad de las edificaciones diseñadas.

Es necesario que el profesional estructuralista conozca y analice las normas de construcción, con responsabilidad y ética, ya que estas son una guía para poder realizar estudios y diseños estructuralmente seguros; el estudio de las normas de construcción permiten tener un acercamiento adecuado a las necesidades y parámetros de diseño a los que se debe regir el profesional. El diseño estructural está basado en los métodos establecidos en los códigos de construcción, pero es de gran importancia tener en cuenta que la mayor parte de las cargas consideradas en las estructuras son bajas, resultando en un comportamiento estructural en el rango elástico.

Las estructuras que se encuentren sometidas a fuerzas provocadas por un sismo fuerte pueden ser llevadas más allá de su límite elástico, es por esta razón que aunque el código de construcción NEC pueda dar una guía confiable acerca del rendimiento de cada uno de los miembros estructurales, pueda quedar fuera de su alcance la descripción del comportamiento esperado de la estructura diseñada como un todo bajo la acción de estas fuerzas y más aun de la normativa anterior la INEN 5-2001.

Es por esta razón que se analizarán las normas NEC, la que actualmente se utiliza para diseñar en el país y la INEN 5-2001, para realizar un estudio comparativo de ambas, concluyendo porque se dejó de utilizar la INEN 5-2001 y cuáles son las ventajas de utilizar la actual sobre la anterior. Este análisis previo servirá de guía al momento de diseñar la estructura propuesta en el área administrativa de la Facultad de Ciencia y Tecnología para obtener un diseño seguro y económicamente viable con la nueva norma, e introduciendo el concepto de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) sobre los cuales se realizará un estudio sobre sus características estructurales y las recomendaciones sísmicas más relevantes contempladas en el ANSI/AISC 341-05.

Debido a requerimientos de espacio en la ciudad se ha visto incrementada la construcción de edificios, ya sean para vivienda o bien para oficinas, esto debido a que es una importante vía de expansión en altura en la ciudad, por comodidad y

por cercanía a zonas comerciales las cuales quedan dentro del casco urbano de esta. Es por ello que el autor considera necesario el estudio de un nuevo sistema de diseño y de construcción introduciendo los PEARM como recurso estructural.

Motivación de la investigación

El desarrollo de este trabajo responde a la evaluación por parte del autor, de la posibilidad de aplicar un diseño estructural con pórticos especiales de acero resistentes a momento, basándose en la comparación de las normas INEN 5-2001 y NEC, de manera que cumplan su función estructural y su aplicación sea factible tanto en la parte económica como de tiempos de ejecución. Es indispensable desarrollar mayor investigación dentro del campo estructural en la ingeniería civil en el área de la sismorresistencia en nuestro país, pues no se cuenta con bibliografía actualizada o datos precisos en nuestra población, que puedan ayudar con la problemática expuesta.

Problemática

Se puede ejemplificar el problema del mal diseño o la mala práctica de la construcción de un PEARM, en los terremotos ocurridos en Northridge, Los Ángeles en 1994 y Kobe, Japón en 1995, ya que los edificios que consideraban PEARM sufrieron fracturas prematuras inesperadas en las conexiones soldadas. Los PEARM son los sistemas frecuentemente utilizados en la construcción en edificios en otros países. Al momento del diseño se tienen ciertos criterios que se asocian a modos de falla estructurales no dúctiles ante la presencia de cargas sísmicas, razón por la cual puede derivar en un desempeño inadecuado ante sismos moderados o severos (EMÉN, 2009).

Por esto es de vital importancia al momento de proyectar el diseño de estos miembros estructurales se tenga el criterio adecuado en cuanto a las conexiones que unirán cada elemento, de manera que se puedan obtener fallos dúctiles ante cargas sísmicas, lo cual permita manejar un rango de seguridad adecuado ante estos posibles

eventos. Otro gran inconveniente de los diseños estructurales es la elección de la norma adecuada para el diseño que se va a ejecutar, ya que los parámetros pueden variar de una norma a otra.

Estado del arte

Aunque el concepto de un pórtico especial de acero resistente a momento es un desarrollo relativamente reciente en los códigos de construcción, los pórticos de acero han venido siendo usados por más de 100 años que data de los primeros usos del acero en la construcción. Los pórticos especiales de acero resistentes a momento a menudo son utilizados como parte de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en edificios diseñados para resistir terremotos con una disipación sustancial de energía inelástica (HAMBURGUER et al 2009).

Por lo general las vigas de los PEARM son fabricadas mediante el uso de perfiles “I” soldados y las columnas están conformadas por perfiles tubulares rectangulares para cuya fabricación se utilizan planchas soldadas (CASSAGNE ROJAS, 2009); para estos dos componentes se utilizan en la mayor parte de los casos perfiles doblados en frío y soldaduras de filete. Según lo investigado, para realizar este Protocolo de Trabajo de Grado, en el país no se cuenta con la suficiente investigación sobre pórticos especiales de acero resistentes a momento, debido a que tradicionalmente se han proyectado y ejecutado construcciones principalmente en hormigón armado como principal alternativa, ya que se tiene una investigación más avanzada en cuanto a este material de construcción, es por eso que se propone este tema, con la finalidad de que sirva como recurso de investigación e impulso para la ejecución de proyectos estructurales en acero.

Objetivo General

Verificar mediante una comparación normativa la alternativa de diseño bajo las normas INEN 5-2001 y NEC, cuales son las ventajas de utilizar actualmente la norma NEC sobre la INEN 5-2001 y ejemplificar la eficiencia costo beneficio y seguridad estructural que brinda la norma NEC. Realizar una evaluación económica,

tecnológica y ambiental de la propuesta de diseño de la norma vigente en el sitio de implantación, ofreciendo una alternativa viable de construcción.

Objetivos Específicos

- Concebir un sistema estructural alternativo que permita generar una eficiencia costo-beneficio en cuanto a los aspectos de proceso constructivo vs seguridad estructural, y comparar este con el sistema tradicional de diseño utilizado en el país.
- Evaluar el comportamiento dinámico de la estructura en la zona en donde se va a proyectar la estructura y comparar las alternativas mediante las normas INEN 5-2001 y NEC.
- Determinar el nivel de desempeño sísmico de las dos variantes propuestas.
- Realizar una evaluación económica de los dos modelos de estructura y realizar el cronograma valorado de trabajo.
- Realizar el estudio de Impacto Ambiental que generaría un proyecto de estas características.

Metodología

El presente trabajo contempla el diseño y estudio económico de una estructura de acero, por lo cual se aplicarán conocimientos de la ingeniería en cuanto a estructuras y estudios económicos, es por esto que se aplicará el procedimiento metodológico de investigación aplicada. En este trabajo de grado inicialmente se dará un estudio teórico sobre los pórticos especiales resistentes a momento, la investigación será netamente teórica, para luego pasar a evaluar datos que resulten del diseño en sí de la estructura, para al final lograr un adecuado diseño. Los datos más relevantes que se recolectarán serán los de costos de diseño y proyección para evaluar si es conveniente su aplicación en el medio local.

Alcances y resultados esperados

- Con el sistema estructural alternativo planteado se espera generar un diseño seguro y estable que tenga respuestas favorables ante cargas producidas por sismos. Los resultados de las conexiones diseñadas se presentarán con gráficos y tablas explicativas que permitan ver el desempeño de éstas en los miembros estructurales.
- Dar un criterio formal acerca de las ventajas que ofrece la norma vigente NEC sobre la anterior INEN 5-2001 y concluir porque es más conveniente proyectar en el medio local un diseño con la norma actual.
- Aportar con los resultados de la evaluación económica, tecnológica, ambiental, de plazos de construcción, en cuanto a equipo y personal de los modelos propuestos para que sea una guía a la hora de proyectar y construir edificaciones de este tipo.
- Obtener resultados de factibilidad ambiental de emplazamiento de estructuras de este tipo, además de aportar con la documentación requerida por las entidades del país para este tipo de evaluaciones ambientales.

CAPÍTULO 1:

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

En este capítulo se realiza una breve introducción a las generalidades y propiedades del acero estructural, el cuál es el material que prima en este estudio, como materiales de construcción especialmente en edificios, de manera de tener claros los conceptos, ventajas y desventajas de cada uno de ellos al momento de realizar los diseños a ser comparados bajo los aspectos de seguridad estructural y económico. Además se abordan los temas referentes a los aspectos estructurales en edificaciones, tipología estructural y diseño sismo-resistente.

1.1 Acero Estructural

1.1.1 Generalidades del Acero Estructural

El acero estructural es el más versátil de los materiales de construcción, este es de fabricación industrial lo cual garantiza un adecuado control de su calidad, ha sido desarrollado para la construcción gracias a sus propiedades mecánicas y químicas. El material se define como una aleación de hierro, carbono y en menor porcentaje de otros elementos como el silicio, fósforo azufre y oxígeno, las características específicas que ofrece este material dependen de la cantidad de carbono que este tenga, pero no superior al 2 %, y de otros elementos utilizados durante su producción como níquel, titanio, wolframio, cromo, vanadio entre otros.

Las formas más comunes del acero estructural son perfiles con formas de I, H, L, T, [, O, cuya utilización se da en edificios, cables para puentes colgantes atirantados, torones utilizados en miembros de concreto preesforzado, mallas electro soldadas etc. Características como una máxima resistencia y capacidad de tensión, elongación mínima y una relación de máxima resistencia sobre máxima fluencia hacen del acero un material esencial en la construcción moderna. Además cuenta con beneficios

como bajo peso de la estructura, amplios espacios de obra, agilidad en montaje y menor tiempo de construcción comparado con el hormigón armado. En la Tabla 1.1, se presentan algunos tipos de acero contemplados en la American Society for Testing and Materials (ASTM).

Tabla 0.1 Algunos tipos de acero y sus propiedades.

Designación ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y en kg/cm^2	Resistencia mínima especificada a la tensión F_u en kg/cm^2
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	2531 pero 2250 si el espesor es mayor de 8 plg.	4078 - 5624
A529	Al carbono	Perfiles, placas hasta 1=2 plg.	Similar al A36	2953	4218 - 5976
A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 8 plg.	Similar al A36	2812 - 3515	4218 - 4921
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica.	Perfiles, placas y barras hasta 4 plg.	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante.	2953 - 3515	4429 - 4921
A514	Templados y revenidos	Placas solo hasta 4 plg.	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductilidad es importante.	6327 - 7031	7031 - 9140

Fuente: (MCCORMAC, 2006)

1.1.2 Características Estructurales

Es necesario conocer sus características elásticas, inelásticas, de fractura y de fatiga de un elemento (RESEARCH Council on Structural Connections, 2010) de acero para poder evaluar si es adecuado para conformar un miembro estructural de una estructura en particular. La elasticidad del acero es la capacidad que tiene el material para poder recobrar la forma inicial después de este haber sido cargado y descargado. La fatiga del material se presenta cuando ha sido aplicado un esfuerzo repetidamente sobre su límite de tenacidad a través de diversos ciclos de carga y descarga. La ductilidad se define como la capacidad del material de deformarse sin fractura en el rango inelástico, es decir más allá del límite elástico.

Cuando al acero es cargado en un estado de esfuerzos de tensión simple, el material presenta un punto de fluencia definido, ligeramente mayor que el del límite elástico. Si este es cargado más allá de su límite de fluencia, la ductilidad permite que experimente alargamientos inelásticos grandes. Por último el acero alcanza su resistencia última de fractura y el espécimen se fractura. La carga de tensión en fractura dividida entre el área original del espécimen sin carga es denominada resistencia última de tensión.

Las propiedades mecánicas del acero que describen resistencia, ductilidad y otras vienen dadas en términos de comportamiento mediante una prueba de tensión simple. En la Figura 1.1 (b) se muestra la porción inicial de la curva esfuerzo-deformación, mientras que en la Figura 1.1(a) se muestra la curva completa resultado de la prueba de tensión simple, se define que la capacidad de soportar cargas en vigas y columnas de acero vienen determinadas en gran parte dentro del entorno de la Figura 1.1(b).

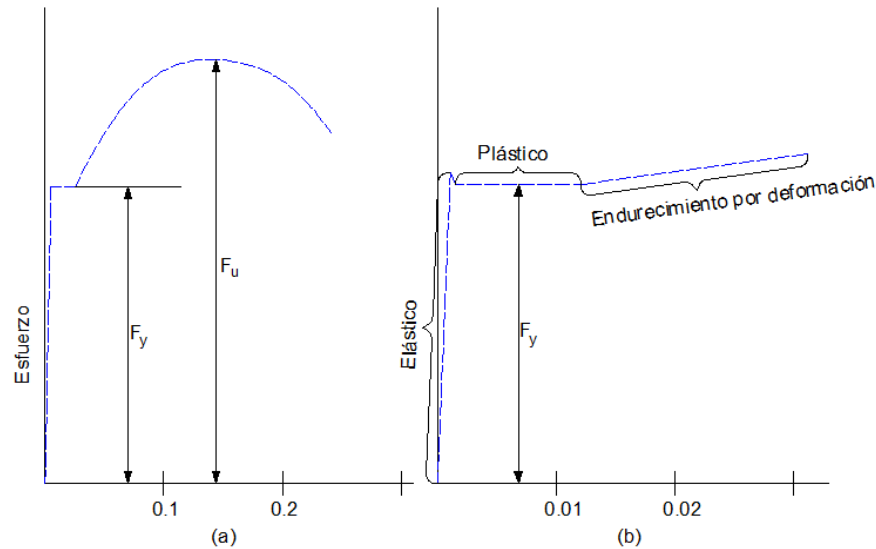


Figura 1.1 Curvas típicas de esfuerzo-deformación de una prueba de tensión de acero estructural.

Fuente (MCCORMAC, 2006)

El módulo de elasticidad E , se define como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación dentro del rango elástico y su valor es $E = 2038903 \text{ kg/cm}^2$. En el acero estructural el punto de fluencia es la propiedad más importante, la cual diferencia estos aceros de otros tipos. Es importante destacar que el punto de fluencia puede variar dependiendo de la temperatura, la velocidad de la prueba y las características geométricas y físicas del espécimen.

Después de la fluencia inicial el espécimen se alarga en el rango plástico sin presentar el esfuerzo un cambio apreciable, la fluencia se presenta en regiones localizadas las cuales se endurecen por deformación, esto significa que se vuelven más resistentes obligando a que la fluencia se presente en otro lugar. Luego de que se ven agotadas las regiones elásticas a deformaciones de 4 a 15 veces la deformación elástica el esfuerzo comienza a incrementarse y se inicia el endurecimiento o aumento de resistencia por deformación más general. El punto de fluencia definido y el rango de esfuerzos de fluencia plana en la Figura 1.1(a), son características especiales de aceros estructurales sin tratamiento térmico.

1.1.3 Ventajas del acero estructural

- **Resistencia:** El acero estructural ofrece una alta resistencia por unidad de peso, lo cual implica estructuras de menor peso, esta característica es importante en obras como puentes que cubran grandes claros, edificaciones de considerable altura y en estructuras que cuenten con malas condiciones de cimentación.
- **Uniformidad:** Las propiedades del acero no sufren cambios significativos con el tiempo, lo cual si ocurre en estructuras de hormigón armado.
- **Durabilidad:** Esta característica depende del mantenimiento, si es adecuado durarán indefinidamente. Sin embargo investigaciones en aceros estructurales modernos indican que bajo ciertas condiciones del medio ambiente en donde se utilicen los miembros estructurales de acero no es necesario un mantenimiento a base de pintura.
- **Ductilidad:** Se define así a la capacidad del material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Si un acero con bajo contenido de carbono es sometido a tensión presenta una reducción considerable de la sección transversal y gran alargamiento en el punto de falla antes de que se produzca la fractura. Un material que no cuente con esta propiedad será duro y frágil, este presentará ruptura al ser sometido a un golpe repentino. La ductilidad permite el fluído local de las concentraciones de esfuerzos en varios puntos, evitando de esta manera que se produzcan fallas prematuras. Si una estructura dúctil es sobrecargada sus grandes deflexiones evidencian de manera visual la inminencia de la falla.
- **Tenacidad:** Se define como la propiedad de un material de absorber energía en grandes cantidades. Los aceros estructurales cuentan con esta característica al tener resistencia y ductilidad. Los miembros de acero que son cargados hasta presentar grandes deformaciones son capaces aún de resistir grandes esfuerzos, esta propiedad es importante ya que implica que

los miembros de acero pueden ser sometidos a grandes deformaciones durante la fabricación y montajes sin presentar fracturas.

- **Ampliaciones de estructuras existentes:** Las estructuras de acero ofrecen gran adaptación a posibles adiciones, pudiéndose de esta manera añadir miembros estructurales a estructuras existentes.
- Facilidad de unión de varios miembros estructurales por medio de diversos tipos de conectores como soldaduras, pernos y remaches.
- Ofrece también la posibilidad de prefabricar los miembros estructurales, rapidez de montaje de la estructura y una buena resistencia a la fatiga.

1.1.4 Desventajas del acero estructural

- **Costo de mantenimiento:** Los aceros son susceptibles a la corrosión por exposición en el medioambiente al aire y al agua, siendo esta una razón para realizar un pintado periódico de los miembros estructurales (MCCORMAC, 2006)
- **Costo de protección contra el fuego:** Los aceros presentan resistencias reducidas durante incendios, ya que el acero es un excelente conductor del calor los miembros sin protección pueden llegar a transmitir el suficiente calor para debilitar los miembros estructurales adyacentes, es por esto que se debe proteger a los miembros con materiales con características aislantes o acondicionar sistemas de rociadores que cumplan con los requisitos estipulados en la Código de Construcción vigente.
- **Susceptibilidad al pandeo:** Los elementos largos y esbeltos sometidos a compresión son susceptibles a pandeo; es por esto que utilizar miembros de acero como columnas largas y esbeltas no es muy económico, ya que se utilizaría bastante material para tratar de rigidizarlas.

- **Falla por fatiga:** En miembros estructurales de acero se puede producir una falla por fatiga con la acción de cargas considerablemente menores que la carga de rotura elástica. La resistencia en miembros estructurales de acero se ve reducida si estos están sometidos a un gran número de inversiones del signo del esfuerzo o a un gran número de cambios de magnitud del esfuerzo de tensión. (MCCORMAC, 2006).
- **Fractura frágil:** Los miembros estructurales de acero pueden llegar a perder su ductilidad, ocasionando una fractura frágil en lugares donde estén concentrados los esfuerzos.

1.2 Aspectos Estructurales en Edificaciones

1.2.1 Introducción

En la actualidad en el país y la ciudad la construcción de edificios altos se ha visto incrementada en muchos casos por soluciones habitacionales al aumentar la demanda de viviendas y en otros casos debido a empresas pequeñas, medianas y grandes que requieren el funcionamiento de oficinas para desarrollar sus actividades comerciales, educativas entre otras. Lo que se intenta con edificaciones de altura es optimizar recursos obteniendo una mayor cantidad de superficie construida posible de modo que se disminuya el peso del valor unitario del terreno en el costo total en sectores de alta demanda y de mayor costo. Esto en términos económicos quiere decir que el valor del terreno depende de la superficie posible de construcción y si no se logra un óptimo aprovechamiento de dicha superficie implica un desperdicio de recursos en la inversión inicial.

En la ciudad un gran porcentaje de las edificaciones han sido diseñadas y construidas mediante hormigón armado, evidenciando la preferencia de este material de los profesionales estructuralistas y que aún en el país y ciudad son pocas las edificaciones que cuentan con estructuras de acero, mientras que en países desarrollados en cambio, ocurre lo contrario ya que la mayor parte de las edificaciones de altura tienen al acero estructural como principal insumo a la hora de

diseñar y construir. Las estructuras de acero en los edificios tienen como características un costo equivalente o menor al de estructuras de hormigón armado, niveles de seguridad similares en cuanto a resistencia, estabilidad y ductilidad y un comportamiento sísmico con características dentro de los rangos que manejan las estructuras en hormigón armado.

La estructura que conforma la edificación debe estar diseñada para que tenga resistencia y rigidez. La resistencia es necesaria para garantizar una seguridad mínima ante posibles colapsos, de manera que se tenga un tiempo suficiente para evacuación ante un evento que ponga en riesgo a la estructura; la rigidez de la edificación permite evitar deformaciones excesivas, ya que éstas podrían conducir a fallas en elementos no estructurales como ventanas, revestimientos, etc.; controlar vibraciones ya que si tienen un alto grado de ocurrencia ponen en riesgo el confort de los ocupantes y afectan el uso de maquinaria sensible, por último se exige una determinada rigidez mínima para contribuir a la estabilidad del edificio. En resumen se concluye que la estructura debe ser lo suficientemente resistente y rígida, en estructuras sismorresistentes se debe agregar la característica de ductilidad.

1.2.2 Cargas Horizontales en edificios.

1.2.2.1 Cargas por viento

En edificaciones de altura una característica importante desde el punto de vista estructural es que predominan las fuerzas horizontales sobre las verticales, por esta razón en el diseño de la estructura tendrán una importancia especial los estados de carga debidos a cargas variables o accidentales, este tipo de cargas por lo general están dadas por sismos o por vientos. La presión que ejerce el viento en edificaciones de altura tiene una incidencia lateral, esta incidencia en edificios que no sean muy esbeltos o flexibles, es decir cuando su periodo natural de vibración se encuentre por debajo de 1 segundo, puede considerarse en una presión lateral que se encuentre actuando estáticamente. Estas presiones de viento van a variar en dependencia directa de la altura de la edificación pero pueden tomarse, en edificios prismáticos

como un conjunto de fuerzas laterales que estén uniformemente distribuidas a lo largo de la altura de la edificación, tal como se puede ver en la Figura 1.2

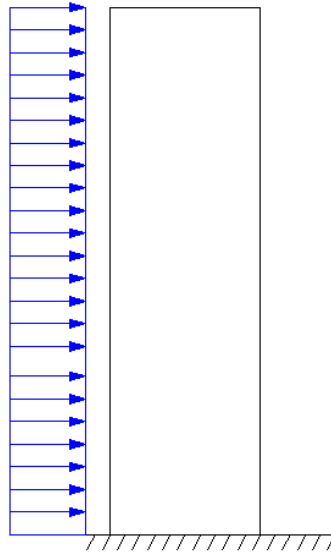


Figura 1.2 Cargas de viento sobre un edificio.

Fuente: Autor

1.2.2.2 Cargas sísmicas

Ya que la actividad sísmica varía con la región, en zonas de alto riesgo las cargas producidas por sismos son determinantes en los diseños estructurales. La acción que ejerce el sismo sobre la edificación se presenta como un movimiento de la base de la edificación, es por esto que para cálculos sismorresistentes en edificios se suele remplazar ésta acción sísmica por un conjunto de fuerzas estáticas horizontales equivalentes similar a las cargas por viento. La variación de estas fuerzas con la altura supone una distribución variable linealmente con la altura como se puede observar en la Figura 1.3. En algunos casos a esta distribución suele agregarse una carga concentrada en el extremo superior para mejorar la representación de las fuerzas equivalentes.

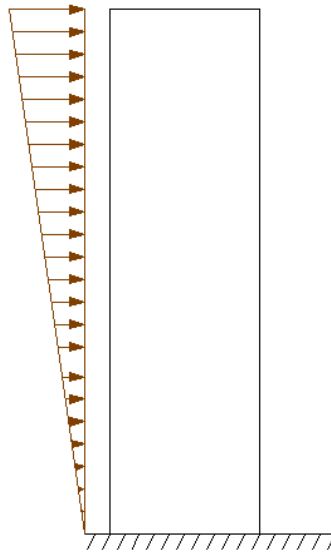


Figura 1.3 Cargas sísmicas sobre un edificio.

Fuente: Autor

1.2.3 Problemática en edificios de altura.

- Malas condiciones de soportar terremotos, pero si se tiene en cuenta este factor a la hora de diseñar, un edificio alto puede llegar a ser más resistente que uno de menor altura.
- Teniendo en cuenta que mientras mayor sea la distancia del suelo más fuerte será el viento, tenemos que los edificios altos tienen mayores problemas al soportar las cargas producidas por el viento. Es por esto que se deben tomar en cuenta en el diseño las oscilaciones horizontales.
- Los cimientos deben soportar mayor peso de estructura, por esto son más profundos, además deben ser diseñados para soportar las cargas horizontales producidas por sismos y viento.
- Debido a que se llega a tener una gran acumulación de masa vertical puede producir con el paso del tiempo a nivel geológico y geofísico desequilibrios sismológicos.

1.3 Tipología Estructural.

Una edificación de altura estará conformada por los elementos principales y los elementos de distribución, a los elementos principales podemos considerarlos como los voladizos que forman la estructura principal del edificio ya que están encargados de transmitir las fuerzas horizontales a la cimentación; en tanto que los elementos de distribución, básicamente son los que vinculan a los elementos principales, por esta razón son los encargados de distribuir las fuerzas entre los elementos principales como el caso de las losas, las cuales trabajan por solicitaciones en su plano estableciendo una vinculación entre los desplazamientos de los elementos principales.

1.3.1 Elementos principales.

1.3.1.1 Pórticos:

Los pórticos están compuestos por miembros que descansan sobre el mismo plano, las uniones entre estos elementos son conexiones rígidas. Las fuerzas y desplazamientos están en el mismo plano en el que descansa la estructura, los pares que actúan en el pórtico tienen sus vectores de momento normales al plano. Los esfuerzos resultantes internos que actúan en cualquier sección transversal de un miembro del pórtico, generalmente constituye en par de flexión, fuerza de corte y fuerza axial. Como se puede apreciar en la Figura 1.4

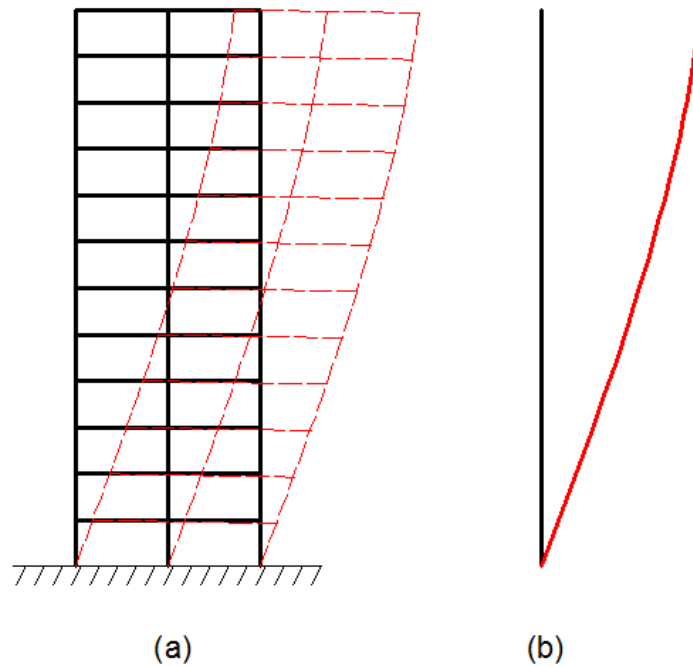


Figura 1.4 Pórtico: (a) Deformada (b) Modo de deformación de corte.

Fuente: Autor

1.3.1.2 Muro de corte:

Por lo general van desde los cimientos hasta el nivel total de altura del edificio, de forma continua, su espesor puede estar en el rango de 150mm-400mm en edificios de gran altura, un modelo de estos elementos se indica en la Figura 1.5. Este muro de corte cumple la función de rigidizar y fortalecer la estructura, el cual básicamente es una pared reforzada diseñada con la capacidad de resistir cargas horizontales y verticales, se pueden considerar muros de corte a los muros que encierran las escaleras y los núcleos de los ascensores ya que resisten además de su peso propio y cargas gravitacionales grandes. Los muros de corte son diseñados para tener un comportamiento dúctil, éstas actúan como vigas orientadas verticalmente que transmiten las cargas sísmicas a la cimentación del edificio, en la Figura 1.6 se observa su comportamiento estructural.

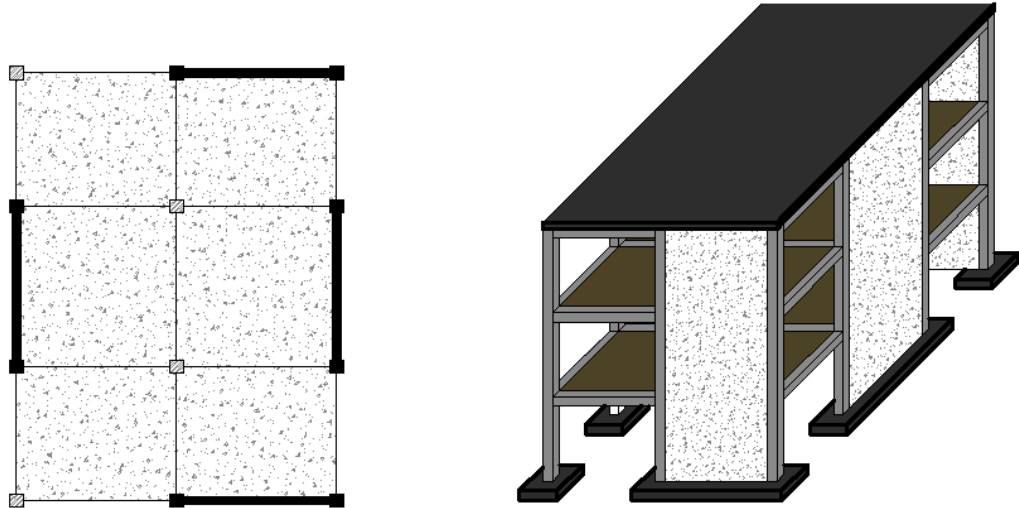


Figura 1.5 Muros de corte de hormigón armado en edificaciones.

Fuente: Autor

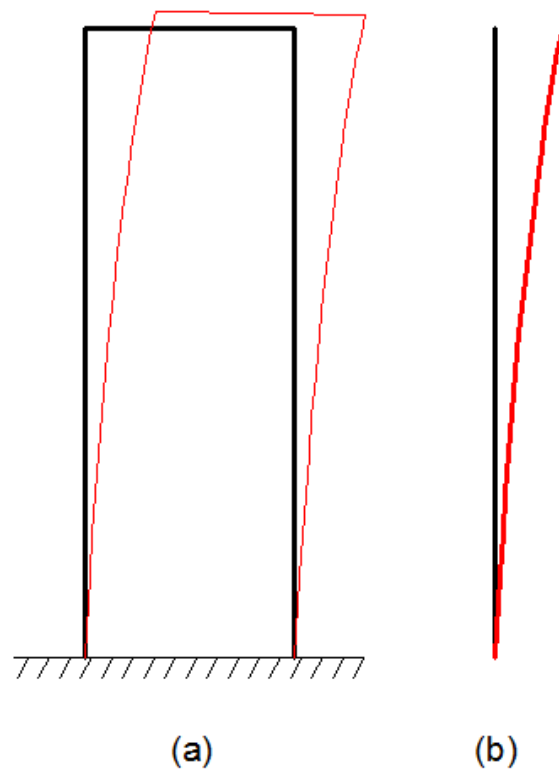


Figura 1.6 Muro de corte: (a) Deformada (b) Modo de deformación de flexión.

Fuente: Autor

1.3.2 Elementos de distribución.

Los elementos de distribución son los cuales vinculan a los elementos principales, el ejemplo más claro de estos elementos son las losas, las cargas que actúan en estos elementos son perpendiculares al plano principal, es por esto que su comportamiento estructural está dominado por la flexión. Las losas establecen una vinculación entre los deslizamientos de los elementos principales, deben estar diseñadas de manera que tengan resistencia y rigidez, siendo ésta última esencial para efectuar la distribución de fuerzas en la estructura principal.

Si la losa es rígida en su plano principal, con tres grados de libertad se describe el movimiento del piso correspondiente al plano, además se simplifica el planteo de las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones entre los miembros estructurales. Las losas macizas de hormigón armado son consideradas lo suficientemente rígidas en su plano principal, pudiendo considerarse también una losa alivianada, solamente si la capa de compresión no es inferior a los 5cm y tenga una adecuada armadura que reparta los esfuerzos.

En losas o diafragmas flexibles en su plano se debe considerar la flexibilidad y que el número de grados de libertad se incrementa, en el caso límite en el que la rigidez del diafragma es despreciable cada elemento tiene un comportamiento independiente del resto y con las cargas que estén aplicadas sobre éste, se puede analizar por separado. El método simplificado de cálculo para diafragmas se basa en la interpretación de éstos como un caso intermedio entre diafragmas con rigidez infinita y diafragmas cuya rigidez es nula. El criterio principal para tener en cuenta la flexibilidad en losas de hormigón armado es combinar un 90 % de solicitaciones para losa con rigidez infinita con un 10 % de solicitaciones para diafragmas de rigidez nula, en el caso de entrepisos trenzados la relación es del 60 % y 40 %; mientras que para entrepisos de madera el 10 % y 90 % respectivamente.

1.3.3 Ventajas y desventajas de la tipología estructural expuesta.

Los muros de corte presentan ventajas sismorresistentes ya que este tipo de elementos conforman sistemas que son difíciles de colapsar, brindan también un eficiente control de deformaciones laterales, esto debido a su alta rigidez lateral. Estos elementos minimizan el daño en elementos no estructurales de la edificación, inhibe además efectos secundarios como el efecto $P - \Delta$, el cual lo podemos definir como la aparición de esfuerzos adicionales producidos por cargas verticales que actúan en los desplazamientos horizontales de la estructura. Las desventajas de estos elementos se deben a que por su alta rigidez, presentan un bajo periodo fundamental de vibración, además de atraer esfuerzos sísmicos mayores, ya que simultáneamente las estructuras de muros de corte tienen una significativa resistencia lateral.

En cuanto a los pórticos presentan ciertas ventajas, entre estas que son estructuras mucho más flexibles que los muros de corte, este tipo de estructuras atraen menores esfuerzos sísmicos, y cuentan con la ventaja arquitectónica de ofrecer más plantas libres. Las desventajas de los pórticos se basan principalmente que son estructuras muy deformables, esto causa problemas principalmente en los elementos no estructurales de la edificación, estos pórticos pueden presentar un posible colapso ante movimientos sísmicos severos como los acontecidos en Northridge, Los Ángeles en 1994 o Kobe, Japón en 1995.

1.4 Diseño sismorresistente.

1.4.1 Introducción

El Ecuador es uno de los países con mayor intensidad sísmica en Latinoamérica, esto es debido a la convergencia de las placas tectónicas de Nazca y Sudamérica, en zonas como estas se producen en la gran mayoría de la actividad sísmica eventos de gran magnitud. Se deben identificar las fallas activas para entender la sismicidad de la zona, los estudios detallados de deformaciones recientes y actuales sirven para asociar si existe una relación entre los movimientos tectónicos y la actividad sísmica de la zona.

Lamentablemente el país a lo largo del tiempo no ha contado con una red sísmica completa que cubra la totalidad del terreno ecuatoriano, las redes regionales relativamente son recientes, es por ello que la información que tenemos al alcance en el país es limitada, por lo cual el profesional estructuralista se ha visto en la obligación de utilizar reglamentos de diseño de otros países, los cuales por obvias razones no corresponden a la realidad de nuestro país, ya que el movimiento del suelo depende de los factores locales como la fuente sísmica, la propagación y atenuación de la energía sísmica, el efecto en las capas del subsuelo, etc.

En la región austral los casos de movimientos sísmicos de gran intensidad se han registrado han sido en Loja el 20 de Enero de 1749 provocando múltiples daños en la infraestructura; en Girón el 13 de Febrero de 1913 el movimiento sísmico significó la destrucción de gran parte del pueblo. En Loja y El Oro el 10 de Diciembre de 1970 afectó seriamente a dichas provincias; en la región Sur Oriental del país siendo Macas la principal afectada, el 3 de Octubre de 1995, entre otros acontecimientos, teniendo el evento más reciente el ocurrido fuera de la región austral en Quito el 12 de Agosto de 2014 de 4.7 grados ocasionando el desprendimiento de plataformas de las montañas, principalmente en el Monte Catequillas.

1.4.2 Parámetros de los terremotos

1.4.2.1 Magnitud

Este concepto lo introdujo Richter en 1935, consiste en comparar la energía liberada por diferentes sismos; la energía total liberada por un sismo es igual a la sumatoria de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la energía disipada mediante otros fenómenos, el principal en forma de calor. La energía disipada en ondas está en el orden del 1 % al 10 % de la energía total. La magnitud caracteriza a la energía total producida durante un sismo, calculada a partir de registros sísmicos. Richter considera a la amplitud de las ondas sísmicas como una medida de energía total, y define matemáticamente a la Magnitud Local mediante la ecuación 1.1; este valor en magnitud no tiene un límite matemático establecido, pero sí un límite físico

determinado por las características de la tierra del sector donde se estudie la actividad sísmica. (BOZZO, 2000)

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad 0.1$$

Dónde:

A: Es la amplitud máxima registrada a una distancia dada.

A_0 : Es la función de atenuación que corresponde a un sismo patrón con valor $M_L = 0$

1.4.2.2 Intensidad

Se define a la intensidad macro sísmica como un parámetro utilizado para la descripción de los daños estructurales producidos, como también las consecuencias sobre el terreno y el efecto en las personas. Definido de esta manera se aprecia claramente la diferencia entre magnitud e intensidad, siendo la primera una característica propia del sismo mientras que la segunda depende del lugar en donde se presente y la forma en la que es evaluada. Existiendo dos procedimientos para determinar la intensidad, los cuales citamos a continuación: (BOZZO, 2000)

1.4.2.2.1 Método Subjetivo.

Consiste en la evaluación de los efectos de un sismo basándose en los daños causados en las construcciones y en el entorno físico. Es importante que el profesional tenga claro el concepto de la intensidad de un sismo, ya que esta no nos brinda una idea exacta de la energía liberada por un sismo, por ejemplo un sismo puede producir valores de intensidad altos pero sin embargo liberando una cantidad de energía muy pequeña. Para describir la severidad de los sismos podemos basarnos en escalas, las cuales describen el efecto esperado para cada grado de intensidad para así evaluar los efectos del sismo sobre las personas y la infraestructura. Las escalas dependen exclusivamente de la opinión de los observadores, de la uniformidad en tipología estructural, entre otros parámetros.

1.4.2.2.2 Método Analítico.

Este procedimiento está basado en el uso de medidas instrumentales para cuantificar la intensidad, como un ejemplo citaremos la intensidad espectral de Housner. Este procedimiento la severidad de las vibraciones inducidas en un oscilador lineal con un grado de libertad, el cual es avaluado a partir del espectro de respuesta en velocidades correspondientes al oscilador (BOZZO, 2000). El promedio de la severidad de un movimiento sísmico fue dado por Housner mediante la ecuación 1.2 en 1970.

$$SI_v = \int_{0,1}^{2,5} S_{pv}(T, v) dT \quad \mathbf{0.2}$$

Dónde:

SI_v : Intensidad espectral.

S_{pv} : Seudovelocidad espectral.

T : Periodo natural de vibración.

v : Fracción de amortiguamiento del oscilador respecto al crítico.

La siguiente formulación matemática expresada en la ecuación 1.3 expresa una variante de la intensidad espectral, la cual es la raíz cuadrada del valor medio R_s de las ordenadas de aceleración $a(t)$ del movimiento sísmico del terreno.

$$R_s = \left[\frac{1}{t_1} \int_0^{t_1} a^2 dt \right]^{1/2} \quad \mathbf{0.3}$$

Uno de los parámetros importantes para determinar la severidad es el de Arias, el cual se fundamenta en la capacidad de daño de un sismo, y que es independiente la existencia de edificaciones en la zona, con valores prácticos de fracción de amortiguamiento crítico, γ entre 2 % y 20 %, este parámetro es evaluado mediante la ecuación 1.4

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad \mathbf{0.4}$$

1.4.2.3 Duración Efectiva de un Sismo

Bolt en 1985, define a la duración acotada como el lapso en el que la sacudida generada por un sismo se mantiene sobre un cierto principio de aceleración, normalmente igual a 0,05g. Otros autores consideran para este concepto la forma del acelerograma y no los niveles de aceleración, encontrando una correlación entre la duración efectiva y la magnitud de un sismo. (BOZZO, 2000) Trifunac y Brady por su parte en 1975 relacionan la duración con la máxima energía generada por el movimiento, definiendo como concepto que es el tiempo transcurrido para que la función intensidad de Arias, antes citada, supere el 5 % y alcance el 95 % de su valor. Dobry e Idriss en 1978, en base a estudios realizados en Estados Unidos de más de 84 acelerogramas, obtienen como resultado que para terremotos con magnitudes que se encuentren en el rango de 4,7 y 7,6, y distancias focales entre 0,1km y 130 km, es válida la fórmula 1.5

$$\log t_d = 0,43M_L - 1,83 \quad \mathbf{0.5}$$

1.4.2.4 Sismicidad

Se entiende como sismicidad a la distribución espacio-tiempo de los sismos en la tierra y sus efectos destructivos. Los sismos generan grandes pérdidas económicas por daños en la infraestructura pública y privada generando un impacto negativo en el desarrollo económico y social de las zonas afectadas. El problema sísmico considera tres aspectos importantes; el primero de ellos es el terremoto en sí, es decir sus características físicas, cuando, donde y como ocurren los sismos, el segundo aspecto a tomar en cuenta es el movimiento de la tierra generado por la ocurrencia de un terremoto, y el tercer aspecto es el efecto que este provoca sobre la infraestructura.

Los dos primeros aspectos representan a la peligrosidad o amenaza sísmica de un lugar en concreto, mientras que el tercer parámetro representa a la vulnerabilidad ante un terremoto, definida como la susceptibilidad de las construcciones a sufrir daños durante la ocurrencia de este tipo de fenómenos desestabilizantes de origen natural. La recopilación histórica de datos ha dado origen a nuevos catálogos sísmicos, y gracias a la implementación de la tecnología se ha generado un avance en la sismología instrumental, también se han desarrollado nuevos conceptos teóricos, estas implementaciones implican que los catálogos cada vez sean más completos, incluyendo información como datos de magnitud, duración del evento sísmico, se tienen las coordenadas exactas de foco, la dirección de propagación y la profundidad a la que ocurre un sismo. Los nuevos estudios relacionan a la actividad sísmica con la distribución espacio-tiempo pero a la vez también con las características fisiográficas y geológicas de cada región (BOZZO, 2000).

1.4.3 Diseño Estructural

El diseño estructural puede entenderse como el conjunto de actividades destinadas a determinar forma, dimensionar y dar características detalladas a una estructura para que pueda cumplir de forma adecuada las funciones a las que esté destinada. Un requisito fundamental que se debe cumplir al momento del diseño es que la estructura no sufra fallas al ser incapaz de soportar las cargas a las que esté expuesta

durante su vida útil, es por esto que se debe garantizar una adecuada absorción de las cargas antes mencionadas.

El diseño estructural debe realizarse de tal manera que pueda cumplir sus objetivos de manera óptima, por esto se tratará de buscar que los diseños estructurales sean económicos, funcionales y duraderos. También en función de cumplir sus objetivos el diseño estructural debe ser trabajado de modo que satisfaga al diseño arquitectónico y esté acorde a las instalaciones proyectadas, esto es de gran importancia en diseños de edificaciones y otras estructuras que requieran detalles arquitectónicos especiales.

En cuanto a seguridad estructural el diseño debe proyectarse de tal manera que se logre un buen comportamiento bajo condiciones normales de funcionamiento, procurando obtener la seguridad adecuada ante eventos que conlleven fallas, la acción estructural sobre la estructura provoca como respuesta de esta la aparición de agrietamientos, flechas, desplazamientos horizontales, vibraciones, hundimientos; el trabajo del profesional estructuralista es controlar que estén dentro de los estados límite, para garantizar seguridad y servicio de la estructura.

Se define como estado límite, a la etapa de comportamiento a partir de la cual la forma en la que la estructura responde ante cargas es inaceptable, los estados límite de falla abordan situaciones de falla parcial o total de la estructura este estado es producto de la combinación de acciones más desfavorable durante la vida útil de la estructura; mientras que los estados límite de servicio tratan situaciones que afectan al correcto funcionamiento de la estructura sin poner en riesgo la estabilidad de la misma, aquí se considera el funcionamiento correcto de la estructura ante la presencia de cargas de servicio. El objetivo final del diseño estructural es no rebasar estos estados límite.

1.4.3.1 Método ASD

Para estructuras de acero tenemos el método de las tensiones admisibles por sus siglas en inglés ASD Allowable Stress Design, en este método la consideración principal es que la tensión máxima no puede ser mayor a la tensión admisible. En donde la Tensión admisible es igual al cociente entre F_y (Tensión de fluencia) y el factor de seguridad, tal como se expresa en la fórmula 1.6

$$F_{Max} \leq F_{Adm} = \frac{F_y}{\Omega} \quad \mathbf{0.6}$$

F_{Max} : Tensión máxima debida a cargas de trabajo.

F_{Adm} : Tensión admisible.

Ω : Factor de seguridad, es > 1 .

F_y : Tensión de fluencia.

Este método de diseño se basa en la principal consideración de que las tensiones calculadas por el efecto generado por las cargas de servicio no deben ser mayores a las tensiones máximas especificadas por norma, el método está en función de las tensiones admisibles, las cuales son una fracción de las tensiones cedentes del material, es un método basado en el análisis elástico, en donde todos los elementos son diseñados para simular un comportamiento netamente elástico, el método ha sido ampliamente utilizado a lo largo del tiempo para el diseño de estructuras de distintos materiales.

1.4.3.2 Método LRFD

El segundo método de diseño de estructuras de acero que vamos a mencionar es el Método LRFD (Load and Resistance Factor Design), el método LRFD para edificaciones con estructura de acero es el que gobierna el diseño y proyección de edificaciones con pórticos de acero; es un método basado conceptualmente en estados límites, a los estados límites se los puede definir como la descripción de la condición en la cual la estructura o parte de ella ya no cumple más su función.

Tenemos que los estados límite son de dos tipos, los estados límites de resistencia están basados en la seguridad o capacidad de carga de la estructura, incluye la resistencia plástica, la de pandeo, de fractura, de fatiga, etc. El otro tipo son los estados límites de servicio, aquí se analiza el comportamiento estructural ante cargas normales de servicio, mediante estos estados límites se representan aspectos de uso y ocupación, como las deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos. Se debe procurar que la estructura diseñada tenga la capacidad de soportar tanto cargas de diseño últimas como también las cargas de servicio.

Las especificaciones LRFD están enfocadas en requisitos relacionados con los estados límite, esta resistencia permite al profesional tener cierta libertad en el área de servicio, teniendo en cuenta siempre que en este método siempre lo más importante es la seguridad. El método LRFD se puede resumir con la fórmula 1.7 con la cual obtenemos que el producto entre las cargas de trabajo y el factor de carga o seguridad, el cual siempre será mayor que 1, obteniendo así cargas factorizadas para el diseño.

$$Q_i \times \lambda_i > 1 \quad 0.7$$

La estructura proyectada debe contar con la capacidad de tener una resistencia última de diseño que resista las cargas factorizadas, la resistencia considerada se puede tomar igual a la resistencia nominal R_n de un miembro estructural multiplicado por el factor de resistencia ϕ por lo general menor que 1. El profesional estructural debe

siempre considerar la incertidumbre relativa que conlleva la resistencia propia de los materiales de construcción y la mano de obra al momento de proyectar. En resumen, mediante la fórmula 1.8, para un miembro estructural en particular, el lado izquierdo de esta fórmula tiene que ver con los efectos de las cargas en la estructura, mientras que el lado derecho trata sobre la resistencia del miembro estructural en particular.

$$\sum \lambda_i Q_i = \phi R_n \quad \mathbf{0.8}$$

1.4.3.2.1 Factores de Carga

La función principal de los factores de carga es dar un incremento a las cargas, de manera que podamos considerar la incertidumbre que tenemos al momento de calcular las cargas vivas y muertas. El factor para cargas muertas es menor al correspondiente para cargas vivas, ya que las cargas muertas pueden ser estimadas con mayor precisión que las cargas vivas.

Las combinaciones de factores más comunes para considerar las cargas en el método LRFD están dadas en la especificación A4.1 mediante las fórmulas 1.9 Fórmula LRFD-A4-1 y 1.10 Fórmula LRFD-A4-2. La notación utilizada es D para cargas muertas, L para cargas vivas, L_r para cargas vivas en techos, S cargas de nieve, R la carga inicial de agua lluvia o hielo, U para carga última. Si por condiciones del lugar se incluyen cargas de viento W o sismo E, se consideran las formulas 1.11, 1.12 y 1.13

$$U = 1,4D \quad \mathbf{0.9}$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad \mathbf{0.10}$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ o } 0,8W) \quad \mathbf{0.11}$$

$$U = 1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad \mathbf{0.12}$$

$$U = 1,2D + 1,0E + (0,5L \text{ o } 0,2S) \quad \mathbf{0.13}$$

Es importante tener en cuenta otra combinación de cargas ante la posibilidad del levantamiento, fórmula 2.14, es para casos en donde se presentan fuerzas de tensión causadas por momentos de volteo, esto es de utilidad en diseño de edificios altos en donde exista la presencia de fuertes cargas laterales, aquí las cargas muertas son reducidas en un 10 %, esto ya que se debe tomar en cuenta las situaciones en las que estén sobreestimadas. Las magnitudes de las cargas D, L, etc. se obtienen de las normas de construcción de cada país.

$$U = 0,9D - (1,3W \text{ o } 1,5E) \quad \mathbf{0.14}$$

1.4.3.2.2 Factores de resistencia

Para poder acercarnos a una estimación más precisa de la resistencia última de una estructura, es importante considerar las incertidumbres en cuanto a la resistencia de los materiales de construcción, para este proceso lo que se debe hacer es multiplicar la resistencia última teórica o nominal de cada elemento analizado por un factor ϕ de resistencia, el cual es menor que 1, para columnas el valor es igual a 0.85, en elementos a tensión es 0.75 o 0.90 y para flexión o corte en vigas igual a 0.90.

Ciertas incertidumbres que afectan a los factores de resistencia son:

- La resistencia de los materiales puede cambiar por factores como el flujo plástico, la corrosión y la fatiga, este cambio se incrementa con el paso del tiempo.
- Errores apreciables cometidos en los métodos de análisis de la estructura.
- Condiciones difíciles de predecir, ocasionadas por eventos naturales.
- Mal manejo al momento de la producción en fábrica de los elementos, estos esfuerzos pueden superar muchas de las veces a los que se presentan una vez terminada la estructura.

- Incertidumbre por cambios tecnológicos, o por cambios imprevistos como la acción del viento.
- Las cargas muertas pueden ser estimadas con exactitud, mientras que las cargas vivas no.
- Presencia de esfuerzos residuales, concentraciones de esfuerzos o variación en las dimensiones de las secciones transversales.

1.4.3.2.3 Ventajas del Método LRFD

El método LRFD brinda una confiabilidad uniforme para estructuras de acero sin importar cuales sean las cargas, ya que las cargas muertas pueden ser estimadas con mayor exactitud se utiliza un factor de seguridad menor para éstas con lo cual la comparación de peso obtenido para estructuras diseñadas por ambos métodos esta en dependencia de la relación entre cargas vivas y muertas; por ejemplo para valores pequeños de relación entre carga viva y carga muerta es menor que 3, esto implica un ahorro en peso del acero con el método LRFD, este ahorro es aproximadamente 1/6 en columnas y miembros a tensión y cercano a 1/10 en vigas (MCCORMAC, 2006).

1.5 Coeficiente de reducción de respuesta estructural, factor R.

1.5.1 Factor R

El factor de reducción de fuerzas sísmicas R es proporcional a la ductilidad, la sobre-resistencia y la disipación de energía que el sistema estructural sismorresistente posea, por lo tanto para sistemas más dúctiles con un mayor valor de R, la carga sísmica lateral de diseño será inferior que en los sistemas con un factor R más pequeño considerados sísmicamente vulnerables. Las fuerzas sísmicas de diseño determinadas de esta manera están destinadas a ser utilizadas directamente con el método LRFD. El límite inferior más conservador para el valor del factor R es igual a 1,0, el cual corresponde a una respuesta lineal elástica pura y las fuerzas sísmicas más altas posibles.

1.5.2 Coeficiente de reducción de respuesta estructural de algunos tipos de estructuras de acero.

La respuesta sísmica de una estructura de acero depende de las características del registro de aceleración y de la estructura en sí. En los códigos de diseño el espectro de respuesta es utilizado para determinar las fuerzas sísmicas de diseño, estas fuerzas se reducen mediante el factor R , es decir de acuerdo a la ductilidad que posea la estructura. El especialista estructural debe asegurar que la estructura sea capaz de desarrollar la ductilidad necesaria. La ductilidad varía en dependencia de la tipología estructural, en este trabajo de grado consideramos principalmente los pórticos especiales de acero resistentes a momento (PEARM), pero además citaremos dos casos más los Pórticos con Arriostamiento Concéntrico y los Pórticos arriostrados excéntricamente.

1.5.2.1 Pórticos Especiales de acero resistentes a momento.

Los pórticos especiales de acero resistentes a momento, a los cuales llamaremos PEARM, históricamente han sido considerados como el sistema estructural más dúctil, este sistema tiene como valor del factor $R = 8$. Los PEARM son pórticos tridimensionales cuyos miembros y nudos están diseñados con la capacidad para resistir fuerzas laterales por flexión principalmente, estos pórticos son algo flexibles, esto implica se tendrán fuerzas sísmicas de diseño bajas a partir del espectro de respuesta.

Es importante también tener en cuenta que la ductilidad en este sistema se puede perder si no se satisfacen ciertos requerimientos de diseño, poseen como características que su resistencia y rigidez son estables al estar sometidos a grandes y repetitivas deformaciones inelásticas, esa resistencia y rigidez brindan al sistema una gran capacidad de disipación de energía, se puede decir que esto amortigua la respuesta inelástica y mejora el comportamiento sísmico estructural sin la presencia de resistencia o deformaciones excesivas de la misma.

Si bien se dijo que este sistema ha sido altamente considerado en los diseños a lo largo de la historia, la respuesta sísmica de los PEARM durante el terremoto ocurrido en Northridge el 17 de enero de 1994, levantó serias cuestiones sobre este sistema estructural. Ordinariamente algunos PEARM están diseñados tomando en cuenta criterios menos estrictos en cuanto a la ductilidad y con un factor $R = 3,5$; en la Figura 1.7 se presentan configuraciones típicas de PEARM.

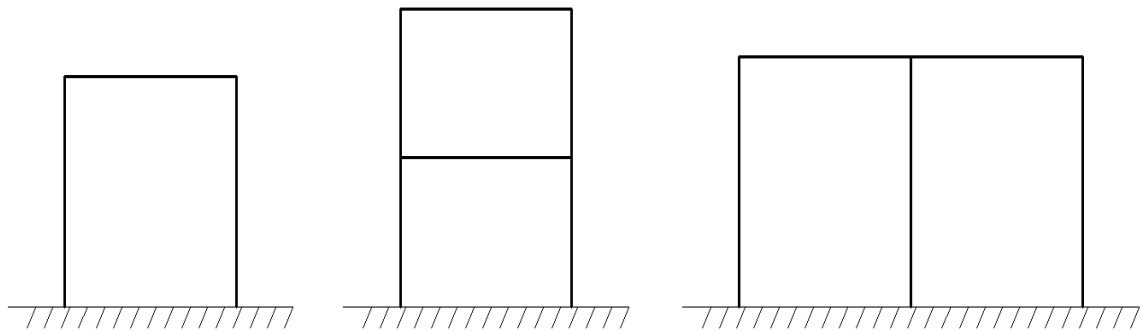


Figura 1.7: Configuraciones típicas de PEARM.

Fuente: (BROCKENBROUGH, 1997)

1.5.2.2 Pórticos con arriostramiento concéntrico.

En este tipo de pórticos los miembros están sujetos principalmente a fuerzas axiales, se puede decir que económicamente tienen ventaja sobre los PEARM al ofrecer mayor resistencia y rigidez utilizando la misma cantidad de acero. Al tener los pórticos con arriostramiento concéntrico un amplio intervalo de configuraciones esto implica variaciones del comportamiento estructural. Aquí las riostras son las encargadas de brindar al pórtico la parte principal de su rigidez; ya que estas atraen grandes fuerzas de tensión y compresión durante los terremotos, esto genera que el comportamiento estructural de este tipo de pórticos está sujeto principalmente al pandeo por compresión de las riostras.

Estos pórticos en su comportamiento se presentan más fuertes y rígidos, pero a la vez menos dúctiles que los PEARM, la ductilidad de estos pórticos es limitada debido a que la fractura de la riostra puede darse durante la deformación inelástica, teniendo

como resultado de ello un valor de $R = 5$. En las Figuras 1.8 y 1.9 se presentan distintas configuraciones típicas de pórticos con arriostramiento concéntrico.

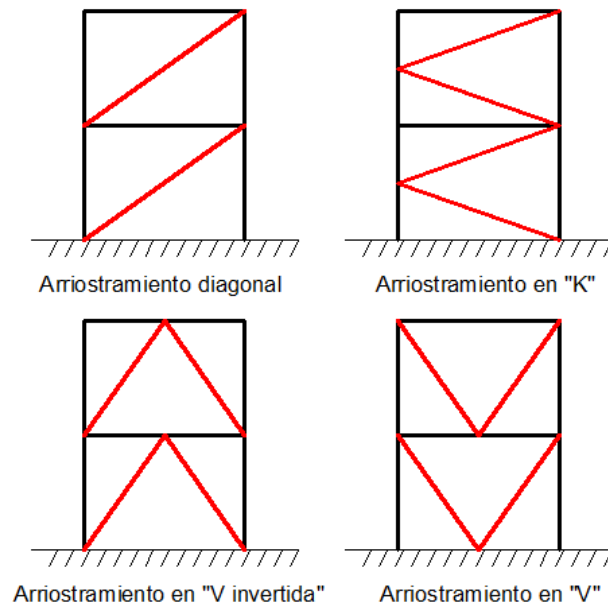


Figura 1.8: Configuraciones típicas de Pórticos con arriostramiento concéntrico.

Fuente: (BROCKENBROUGH, 1997)

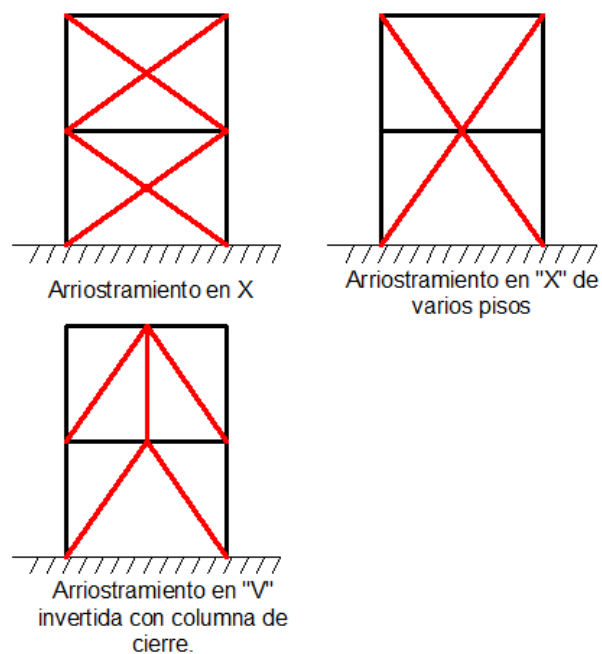


Figura 1.9: Configuraciones típicas de Pórticos con arriostramiento concéntrico.

Fuente: (BROCKENBROUGH, 1997)

1.5.2.3 Pórticos arriostrados excéntricamente

En los pórticos arriostrados excéntricamente al menos un extremo de cada diagonal de arriostramiento presente en el pórtico se une a la viga en un punto alejado del nudo que forma la unión viga-columna; el comportamiento que presenta se puede considerar una combinación de la resistencia y rigidez de los pórticos arriostrados concéntricamente con el nivel de buena ductilidad que alcanzan los PEARM.

Incorporan una excentricidad controlada en las conexiones de las riostras, la excentricidad y vigas de empalme deben ser elegidas de manera que eviten el pandeo en las riostras, siendo este un mecanismo dúctil de disipación de energía, si están diseñados de la manera correcta éstos pórticos presentan un buen comportamiento inelástico, pero a pesar de ello requieren más consideraciones de diseño. En la Figura 1.10 se presentan configuraciones típicas de Pórticos arriostrados excéntricamente, y en la Figura 1.11 el detalle de la excentricidad y el nudo.

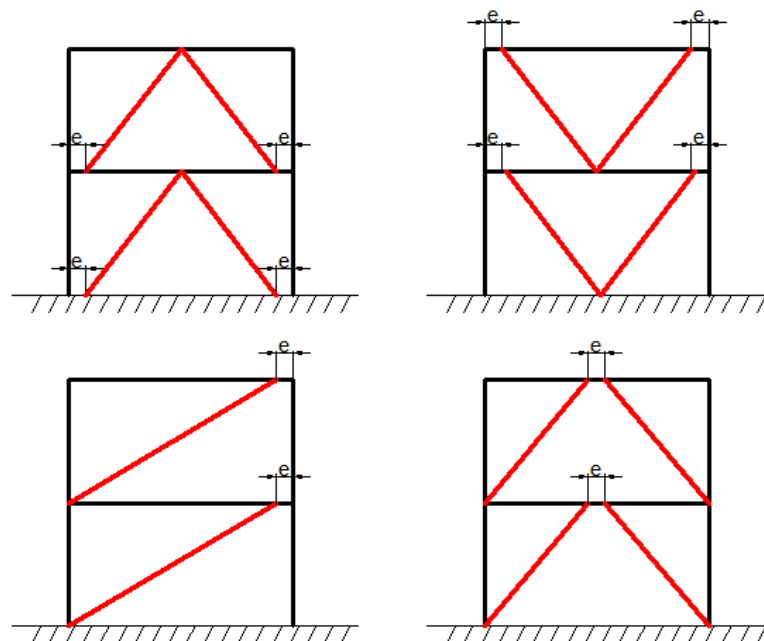


Figura 1.10: Configuraciones típicas de Pórticos arriostrados excéntricamente.

Fuente: (BROCKENBROUGH, 1997)

1.5.2.4 Sistemas Duales

Los sistemas estructurales denominados duales presentan un mejor desempeño inelástico si es comparado con cualquiera de los sistemas antes mencionados en este capítulo. Estos sistemas incluyen PEARM, los cuales pueden ser capaces de resistir al menos el 25 % del corte basal de diseño V combinados con pórticos de acero arriostrados excéntricamente, concéntricamente o pórticos arriostrados simples. Este tipo de sistema puede llegar a presentar valores altos de R , esto es debido a que pueden presentar un mejor desempeño inelástico anticipado, debido a las conexiones resistentes a momento añadidas. Este trabajo de grado presenta una alternativa de diseño con un sistema dual.

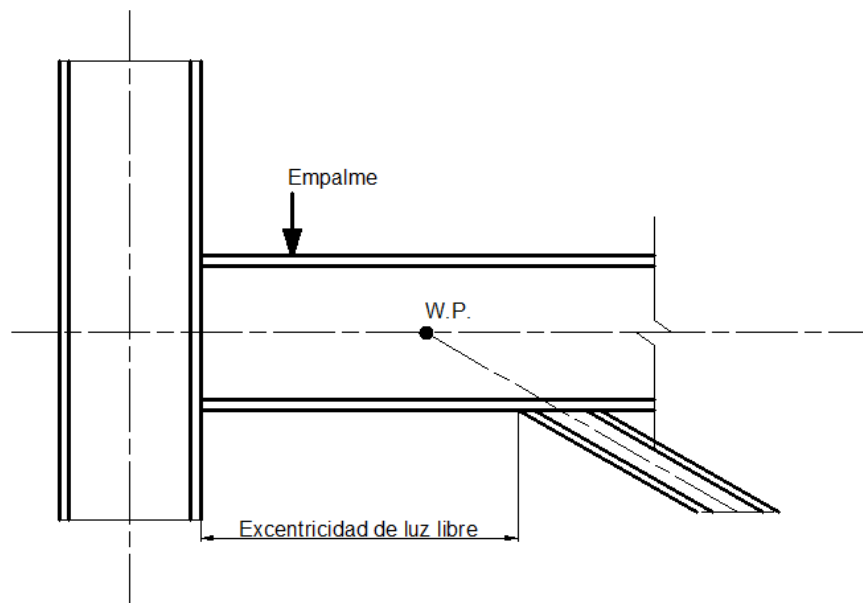


Figura 1.11: Detalle del nudo y excentricidad en un pórtico arriostrado excéntricamente.

Fuente: (BROCKENBROUGH, 1997)

CAPÍTULO 2:

PÓRTICOS ESPECIALES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO

2.1 Introducción a los PEARM

Los PEARM, a menudo forman parte de sistemas sismo-resistentes de edificaciones, diseñadas de manera que puedan resistir terremotos con una disipación sustancial de energía inelástica. Es uno de los pocos sistemas que los códigos de los Estados Unidos permite sin restricciones en edificaciones cuya altura exceda los 160 pies de altura. En este sistema estructural las vigas, columnas y uniones viga-columna, son diseñadas para que sean capaces de resistir esfuerzos por flexión, axiales y de corte, esto conlleva a que la edificación se balancee a través de múltiples ciclos de desplazamientos inelásticos durante el movimiento de tierra ocurrido en un sismo.

Este tipo de pórticos son llamados especiales debido a los requerimientos de proporciones y detalles en su diseño, lo cual mejora la respuesta inelástica de estos, las ventajas de este sistema son la versatilidad arquitectónica que brinda a la hora de construir, además de su alto grado de ductilidad, lo cual se detallará más adelante, la desventaja de este sistema es que presenta una baja rigidez elástica.

2.1.1.1 Características:

- Según la AISC 341§9.6, los PEARM son permitidos sin restricción alguna en todas las Categorías de Diseño Sísmico.
- Sistemas duales con PEARM son capaces de proveer de al menos el 25 % de la resistencia lateral en combinación con muros de corte o pórticos arriostrados.

2.1.1.2 Beneficios:

- Debido a que los sistemas de pórticos resistentes a momento no cuentan con paredes estructurales o arriostramientos laterales, permite una gran libertad de diseño arquitectónico, teniendo espacios visuales más amplios.
- Con sistemas de pórticos resistentes a momento se impone una carga menor hacia las fundaciones, lo que implica un sistema de fundaciones más económico.

2.1.1.3 Desventajas.

- Un sistema de pórticos resistentes a momento a menudo puede resultar costoso debido al uso de secciones más grandes en sus miembros estructurales, requieren un incremento de acero para fabricación y mayor labor específica en las conexiones.

2.1.2 Desarrollo histórico de los PEARM

Los PEARM son un concepto relativamente nuevo, pero los pórticos de acero resistentes a momento han venido siendo utilizado hace más de un siglo atrás. Como dato histórico se puede citar que The Home Insurance Building ubicado en Chicago Illinois, fue construida con acero estructural, edificación en la cual los pórticos soportaban las cargas verticales, diversos autores suelen acreditar a esta edificación ser el primer rascacielos construido.

Esta y otras edificaciones construidas en Chicago dieron origen a una generación de edificaciones altas diseñadas y construidas con pórticos de acero portantes, que soportaban la carga de pisos de hormigón y mampostería no portante ni reforzada perimetral. Los apertamientos en estas primeras estructuras utilizaban formas tipo H fabricadas con placas, y secciones tipo L y Z. Las conexiones perimetrales de los

pórticos incorporaban placas triangulares de unión rígidas, unidas a las vigas y columnas con ángulos y remaches, como se indica en la Figura 2.1

Los diseñadores de las primeras estructuras aporticadas, en su tiempo, no tomaron en cuenta la contribución estructural que brindaban el recubrimiento de los elementos de acero con hormigón y mampostería, asumieron que las conexiones de los pórticos tenían la suficiente flexibilidad para ser analizadas como articulaciones ante cargas por gravedad, y como empotramientos ante la presencia de cargas laterales. Sin embargo estos pórticos con el tiempo se fueron sustancialmente rigidizando y reforzando, esto debido al comportamiento compuesto entre los miembros estructurales de acero y el recubrimiento, las conexiones empezaron a mostrar un empotramiento significativo en las conexiones tanto para cargas laterales como para cargas debidas a gravedad.

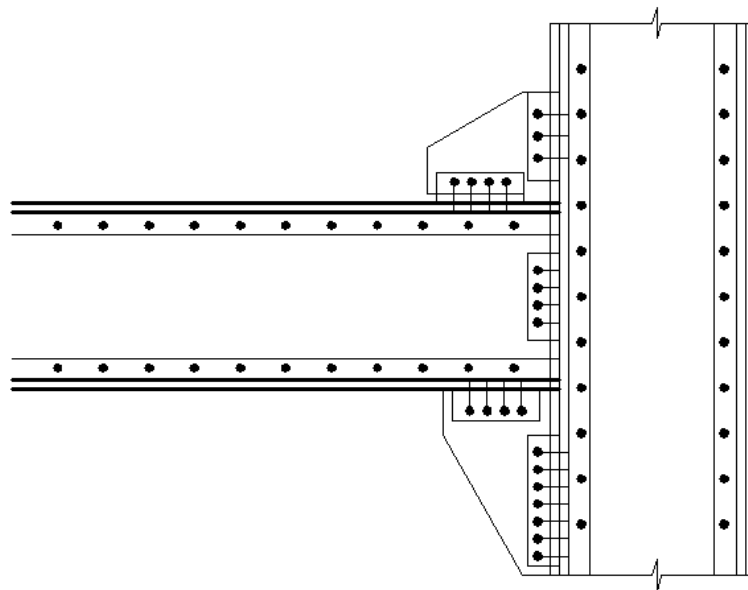


Figura 2.1: Temprana conexión a momento típica, consistía en placas triangulares rígidas, ángulos, y remaches uniendo columnas y vigas.

Fuente: (HAMBURGUER et al, 2009)

Cronológicamente durante la segunda guerra mundial, no era viable económicamente la construcción de muros perimetrales con mampostería no reforzada, especialmente en edificios altos, los cuales, debido a la introducción de estilos arquitectónicos modernos, presentaban sistemas de muro cortina autoportantes con perfiles de

aluminio, lo cual significaba que los claros de las ventanas eran grandes, lo cual implicaba la presencia de grandes e indeseables conexiones con empalmes angulares, es por esto que las conexiones se empezaron a diseñar sin este tipo de empalmes angulares, utilizando solamente ángulos para unir vigas y columnas, como se indica en la Figura 2.2.

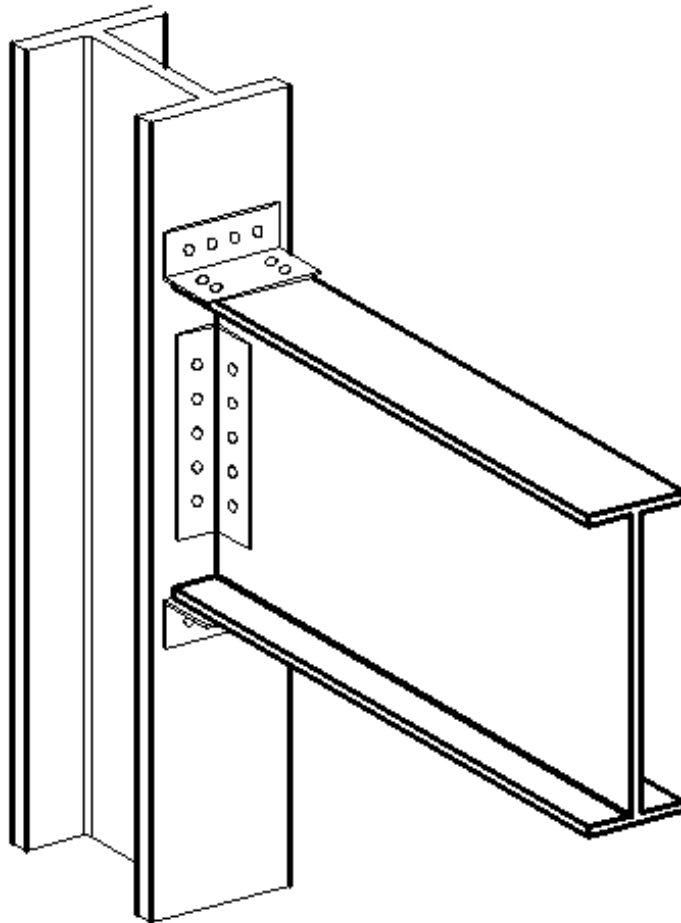


Figura 2.2: Conexión remachada, no rigidizada mediante ángulos de apoyo.

Fuente: (HAMBURGUER et al, 2009)

En los años 50 se introduce la soldadura como parte de los diseños estructurales, aquí ángulos y tees de unión son remplazados por placas de soporte, las cuales van soldadas a la columna para luego ser remachadas a las alas de la viga. En años posteriores los ingenieros empiezan a utilizar una conexión soldada atornillada no reforzada, el detalle de este tipo de conexión se indica en la Figura 2.3. Entonces se pudo observar que los pórticos de acero resistentes a momento presentaban un

desempeño sísmico superior durante las actividades sísmicas, como prueba de esto después del terremoto de San Francisco en abril del año 1906 más de veinte estructuras soportaron los movimientos debidos a la actividad sísmica, encontrándose algunas de esas estructuras en servicio hoy en día.

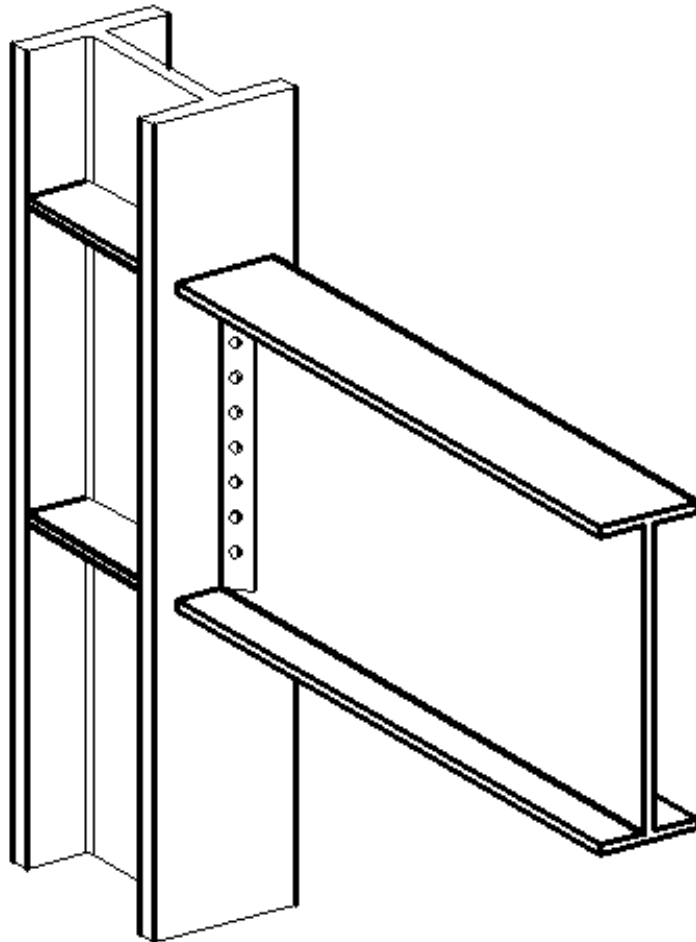


Figura 2.3: Conexión soldada, atornillada no reforzada.

Fuente:(HAMBURGUER et al, 2009)

La sismorresistencia y resistencia al fuego que presentaban estas estructuras, era el resultado de la interacción compuesta entre los pórticos de acero con el recubrimiento de hormigón y mampostería perimetral. Actualmente los pórticos de acero al tener nuevos elementos de protección y recubrimiento más livianos contra el fuego no cuentan con los beneficios del desempeño conjunto antes descrito. En la Universidad de California Berkeley, el profesor Egor Popov durante las décadas sesenta y setenta realizó pruebas cíclicas a los pórticos de acero resistentes a

momento, como parte de su investigación, descubrieron que el control que tenga el diseñador en cuanto a proporciones y detalles es totalmente necesario para obtener un desempeño inelástico superior durante terremotos fuertes.

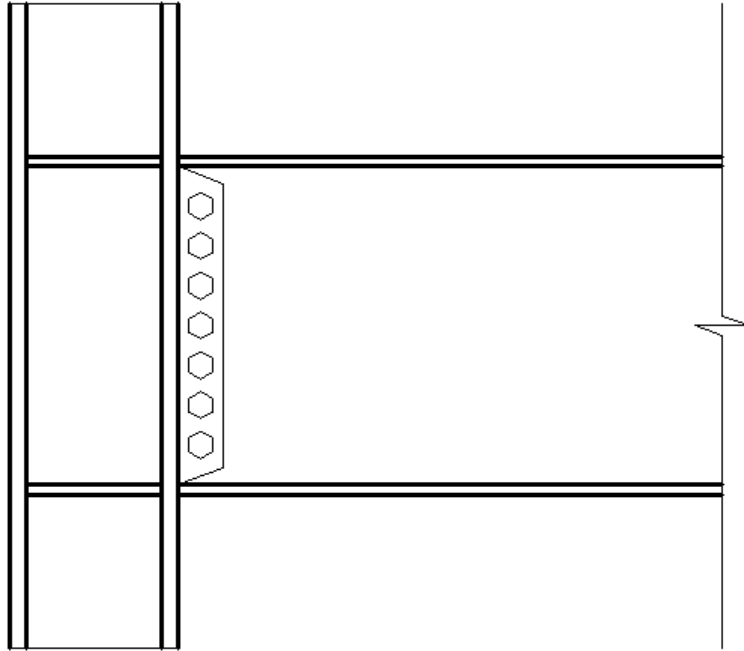


Figura 2.4: Corte para detalle de la conexión soldada, atornillada no reforzada.

Fuente: (HAMBURGUER et al, 2009)

En décadas posteriores los códigos de construcción adoptan estas recomendaciones para zonas de alto riesgo sísmico, los pórticos según este criterio se empezaron diseñando como pórticos espaciales dúctiles resistentes a momento, hasta que en el año 1988 estos pórticos espaciales adoptan el nombre de Pórticos Especiales de acero Resistentes a Momento, se le asignó el valor más alto del factor de respuesta sísmica R_w , el término especial usando en el nombre se debe al criterio especial que se requiere para diseñar estas estructuras.

En un principio el criterio especial era utilizado para que las conexiones sean capaces de desarrollar la resistencia de los miembros conectados, luego los nuevos requerimientos introducidos permitían tener un sistema estructural tipo columna fuerte-viga débil y balancear el esfuerzo de corte en zonas con capacidad a flexión en las vigas. Los códigos de construcción recomendaron el uso de pórticos resistentes a

momento en cada nudo viga-columna brindando así gran redundancia y resistencia distribuida de la fuerza lateral. Se empieza a economizar en los diseños al minimizar las costosas soldaduras de campo, utilizando un menor número de vanos de pórticos resistentes a momento que utilizaban vigas y columnas más pesadas, resultando en estructuras menos redundantes y con más resistencia concentrada ante cargas laterales, en algunos casos de estructuras altas son provistas solamente de un vano simple de pórticos resistentes a momento en cada lado de la edificación.

2.1.3 Comportamiento sísmico de PEARM.

El comportamiento inelástico que presentan los PEARM está destinado a acomodarse a través de la formación de rótulas plásticas en zonas como nudos viga-columna y en las bases de las columnas. Estas rótulas plásticas se forman a través de la fluencia por flexión en vigas y columnas y la fluencia por corte en zonas de panel. Además para el diseño de PEARM se deben considerar otro tipo de fallas que no necesariamente se hayan presentado durante terremotos anteriores, los modos de falla están asociados con el comportamiento del pórtico exclusivamente y no se deben a otros elementos como diafragmas y fundaciones, a continuación se citan ciertos criterios para tener en cuenta y se nombran los modos de falla presentes en cada comportamiento.

2.1.3.1 Comportamiento de la viga.

Es esperado que las vigas en su etapa de servicio estarán sometidas a grandes rotaciones inelásticas en sitios específicos que presenten una rótula plástica. Estos lugares pueden ser en los extremos de las vigas, en las porciones que son deliberadamente debilitadas en las vigas diseñadas con sección reducida y dentro de la luz de la viga ante la presencia de grandes momentos por gravedad. Los métodos de falla presentes en este comportamiento pueden darse por la excesiva deformación local Figura 2.5 y por pandeo lateral torsional Figura 2.6; cada método por su cuenta o la combinación de estos implica una disminución continua tanto en resistencia como en rigidez, teniendo costosas reparaciones posteriores al terremoto.

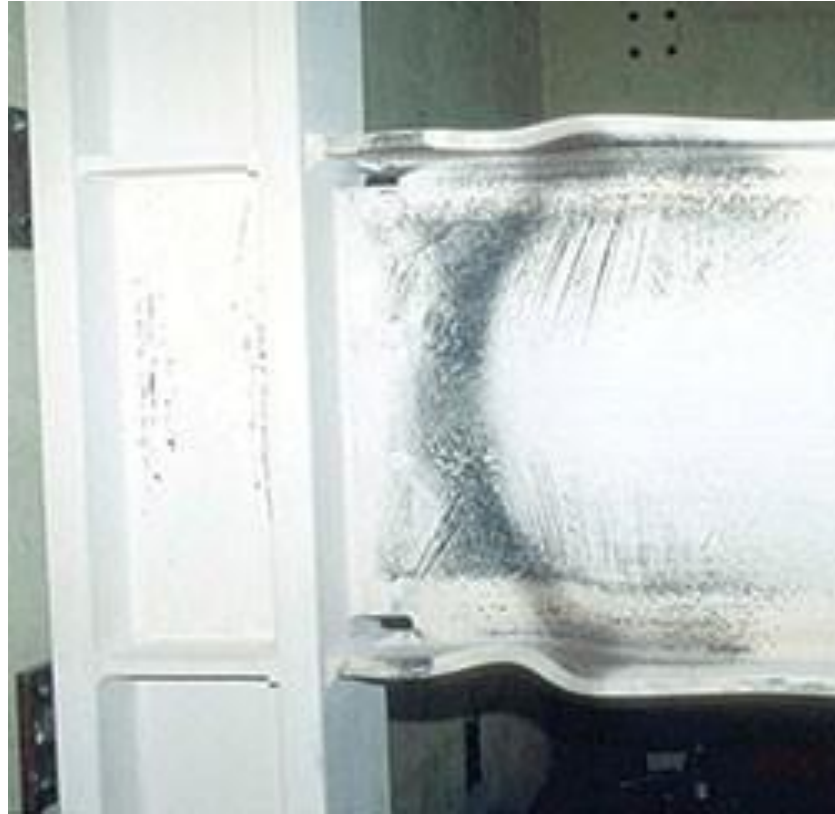


Figura 2.5: Fallo por excesiva deformación local.

Fuente: (HAMBURGUER et al, 2009)

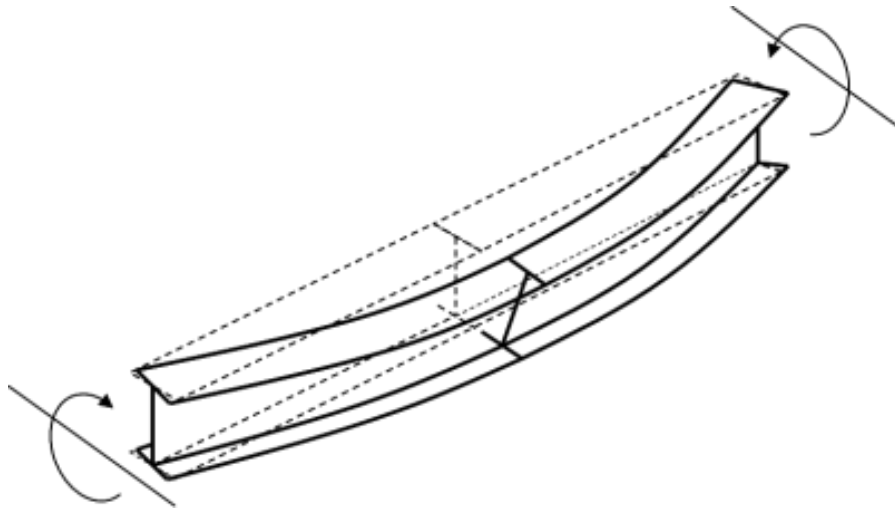


Figura 2.6: Pandeo lateral-torsional.

Fuente: (BROCKENBROUGH, 1997)

2.1.3.2 Conexiones Viga-Columna.

Estas conexiones deben contar con la capacidad de poder transferir el momento y los esfuerzos de corte desarrolladas en la viga hacia la columna. Como resultado de la sobre-resistencia del material y efectos de endurecimiento por deformación, este momento y esfuerzos de corte pueden ser incluso mayores que las fuerzas de diseño obtenidas por los códigos de construcción. Dependiendo de la conexión que se utilice en el diseño los modos de falla pueden ser los siguientes:

- Fractura en o alrededor de la soldadura.
- Fractura en material base altamente tenso.
- Fractura en agujeros de acceso a la soldadura.
- Secciones de fractura neta en agujeros de tornillos, fallo en pernos por corte y tracción, fallos en bloques y pernos de rodamiento.

2.1.3.3 Comportamiento en la zona de panel ubicada en el nudo.

La zona de panel ubicada en el nudo es capaz de resistir significativos esfuerzos de corte de las vigas aporticadas en las columnas, actuando como parte de la columna puede verse sometida también a significativos esfuerzos por compresión. Los modos de falla potenciales son debidos a deformación por corte, y si se usan placas dobles para reforzar las zonas de panel se pueden presentar fracturas en las soldaduras; los modos de falla asociados a la transferencia directa de las fuerzas del ala de la viga hacia la columna son por flexión del ala de la columna, por aplastamiento del alma y por deformación del alma.

2.1.3.4 Comportamiento de la columna.

La intención es evitar deformaciones inelásticas en la mayoría de las columnas con el fin de minimizar los efectos perjudiciales de las cargas axiales altas presentes en el comportamiento a flexión, y una potencial formación de mecanismos de una sola planta como se indica en la Figura 2.7. Las columnas diseñadas bajo el criterio de columna fuerte- viga débil (Requerimientos AISC 341), en eventos sísmicos de gran

magnitud pueden experimentar rotaciones inelásticas significativas. Los modos de falla potenciales asociados son debidos al excesivo pandeo local, al pandeo lateral y al pandeo por flexión en columnas.

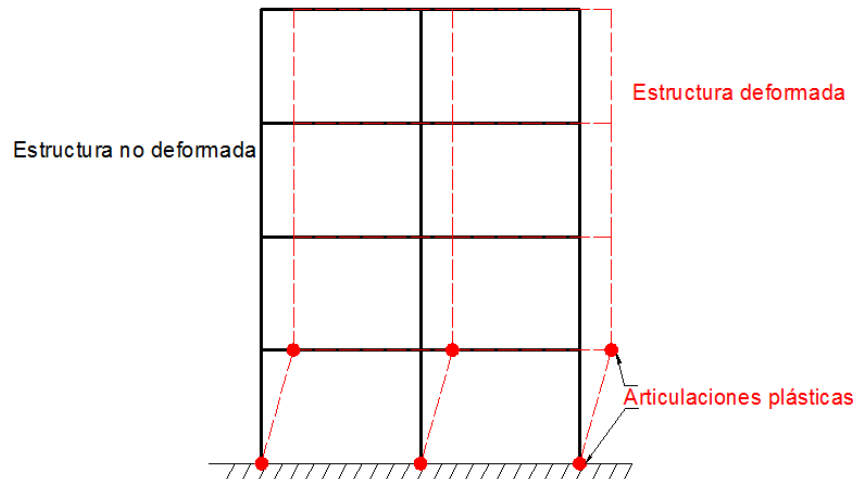


Figura 2.7: Formación de un mecanismo de una sola planta.

Fuente: (HAMBURGUER et al, 2009)

2.1.3.5 Empalmes de columna.

Los modos de falla que se presentan aquí son similares a los que se da por conexión viga-columna, antes descritos. La falla que ocurre en los empalmes de columna puede reducir y hasta llegar a eliminar la resistencia a flexión y tensión así como la capacidad de la columna de transferir los esfuerzos de corte. Las columnas que transmiten las cargas por gravedad pueden estar expuestas a deformaciones laterales sustanciales y fuerzas relacionadas con el sismo.

2.1.3.6 Bases de la columna.

Los modos de falla aquí presentes dependen del tipo de conexión entre la columna y la fundación, estos modos de falla pueden presentarse por fractura en la placa de base o en las placas de conexión columna-base, además por excesiva torsión local y excesivo pandeo local si las deformaciones inelásticas se encuentran concentradas en la región sobre la conexión a la base.

2.1.3.7 Efecto P-Delta y colapso por desplazamientos laterales.

El efecto P- delta es básicamente la amplificación de las fuerzas internas y los desplazamientos laterales a los que está expuesta la estructura, esto ocurre cuando la estructura está simultáneamente sujeta a cargas debidas a gravedad y desplazamientos laterales, las cargas por gravedad provocan un momento proporcional al desplazamiento lateral. Este efecto en la estructura reduce la resistencia lateral y la rigidez de los pórticos. Los modos de falla asociados al desplazamiento lateral ocurren cuando uno o más miembros estructurales pierden su capacidad portante y cuando la estructura alcanza una inestabilidad dinámica con grandes desplazamientos y distorsiones entre pisos.

2.1.4 Dimensionamiento de los PEARM.

Los factores primarios de los que depende el dimensionamiento de los miembros del pórtico son las necesidades de controlar que las derivas estén por debajo de los límites permisibles, la de evitar inestabilidades por efecto P-delta, y la de dimensionar la estructura que cumpla con el criterio columna fuerte-viga débil del AIS 341 sección §9.6. El diseñador debe tomar en cuenta que secciones con peso ligero son susceptibles al pandeo local y pandeo lateral-torsional, lo cual debe tratar de todas maneras de ser evitado por el profesional, es ventajoso también limitar el ancho de los paños en estructuras que cuenten con sistemas de pórticos resistentes a momento, esto debido a que los marcos con grandes luces tienden a ser flexibles. Esto eleva la dimensión de las secciones que serán necesarias en la estructura para un adecuado control de la deriva.

Cabe destacar gracias a la información consultada, que luces de más de 13 metros no suelen ser prácticas en este tipo de estructuras aporticadas, así como se debe tratar en lo posible evitar que los anchos de los paños sean muy cortos, ya que estos pueden resultar en un comportamiento inelástico dominado por esfuerzos de corte, opuesto al esfuerzo a flexión en vigas. Las conexiones precalificadas que se utilizan en PEARM tienen como límite la relación luz de la viga entre el espesor de la sección, con el fin

de evitar la utilización en el diseño de paños excesivamente cortos; ancho de paños menor que 6 metros raramente son económicos.

La habilidad de los miembros de estructuras aporticadas de acomodarse a grandes deformaciones inelásticas depende del espesor y peso de la sección; secciones ligeras de menor espesor y conexiones que cumplan con los requisitos de compacidad establecidos en la AISC 341 sección §8.2b tienen una mayor capacidad de deformación inelástica que secciones de mayor espesor y peso. Es conveniente establecer una distribución lateral en estructuras aporticadas resistentes a momento entre algunos paños del aporticamiento esto proporciona alta redundancia y reduce el tamaño de los aporticamientos.

2.1.5 Límites de deriva y resistencia.

La rigidez y la resistencia serán dos parámetros que nos permitirán llevar un control en el dimensionamiento de los miembros que forman parte de los PEARM, la ASCE 7 sección §12.2.1 en la Tabla 12.2-1 asigna para los PEARM un valor del factor de modificación de respuesta sísmica $R = 8$, esto permite que el sistema de PEARM puede ser diseñado para un cortante basal igual a un octavo obtenido del análisis de respuesta elástica para los PEARM, esto siempre que no sea más bajo que los niveles mínimos permitidos para todas las estructuras.

Los cálculos utilizados para el cortante basal son controlados por el límite superior del periodo definido por la ASCE7 en su sección §12.8.2, en cuanto a la rigidez del pórtico debe ser la suficiente para controlar que la deriva lateral en cada piso esté dentro de los límites especificados. ASCE7 §12.1 en la Tabla 12.12-1, asigna un valor a la deriva de piso en función del tipo de estructura que se vaya a diseñar. También, la ASCE7 sección §12.3.4.2 determina que el coeficiente de redundancia ρ afecta a la deriva permisible; así como la ASCE7 sección §12.12.1.1 limita a la deriva de piso de diseño Δ a Δ/ρ , la deriva se calcula utilizando los niveles de sismo resistencia de las fuerzas amplificadas por el coeficiente de deflexión C_d .

2.1.6 Consideraciones para el diseño de PEARM.

Como se mencionó antes el valor asignado por la ASCE7 del factor de modificación de respuesta sísmica es $R = 8$, con este valor es esperado que la estructura sostenga múltiples ciclos de respuesta inelástica cuando esté sujeta a un diseño a nivel de movimiento de suelo. Los PEARM cuentan con una sobre-resistencia sustancial, la cual es resultado de la combinación de diversos factores entre ellos el sobredimensionamiento de las columnas utilizando el criterio columna fuerte-viga débil, uso de secciones sobredimensionadas para proveer de la suficiente rigidez para el control de la deriva, y la variabilidad en la resistencia del acero como material de construcción.

Cabe destacar que los requerimientos en cuanto a dimensionamiento y detalles que exige la AISC 341, tienen el objetivo de que el diseño esté provisto por una respuesta inelástica dúctil; se puede decir que consideraciones que debemos tener en cuenta para el diseño de PEARM son: lograr una condición de comportamiento columna fuerte-viga débil que distribuya la respuesta inelástica a lo largo de varios pisos, evitar una inestabilidad tipo P-delta bajo la acción de cargas por gravedad y derivas laterales sísmicas anticipadas; e incorporar los detalles que permitan obtener una respuesta dúctil a flexión en regiones flexibles. A continuación se detallaran los siguientes puntos importantes para un adecuado diseño estructural de un sistema de PEARM:

- Diseñar un pórtico con criterio columna fuerte-viga débil.
- Distribución de la deriva de piso.
- Estabilidad del pórtico.
- Verificación de resistencia.
- Selección del tipo de conexión.
- Detalles para comportamiento dúctil.

2.1.6.1 Criterio columna fuerte-viga débil.

De manera de tratar de evitar una inestabilidad tipo P-delta en estructuras de varios pisos, el diseñador debe estar consciente de la necesidad de lograr una distribución relativamente uniforme de la deriva lateral sobre la altura total de la estructura. Es importante, también, evitar en el diseño la formación de un mecanismo de un solo piso, ya que la respuesta inelástica de este tipo de mecanismo está dominada por la formación de rótulas plásticas en las partes alta y baja de las columnas que forman este mecanismo, como se indicó ya en la Figura 2.7; de darse la formación de un mecanismo de un solo piso la mayor porción inelástica de la deriva de la estructura tendrá ocurrencia en los pisos que den cabida a este mecanismo de un solo piso, desencadenando grandes efectos P-delta en estos lugares.

Es por esto que los códigos de diseño proponen la formación de mecanismos de desplazamientos laterales de varios pisos, cuyo comportamiento esté dominado por la articulación en vigas en lugar de en las columnas, un mecanismo idealizado de desplazamientos laterales, como se indica en la Figura 2.8. La AISC en su sección §9.6 indica que la aproximación para el criterio columna fuerte-viga débil está basada en que la suma de las resistencias a flexión de las columnas en cada nudo sea mayor que la suma de las resistencias a flexión de las vigas en cada uno de los nudos. Es decir para cumplir con un criterio de columna fuerte-viga débil se debe cumplir con la relación indicada en la ecuación 2.1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0 \quad \mathbf{0.1}$$

En casos que involucren a grandes movimientos de suelo en eventos sísmicos el criterio de columna fuerte-viga débil puede no ser suficiente para evitar la formación de mecanismos de un solo piso, entonces, lo que se debe hacer es aumentar las dimensiones de las columnas para poder obtener de esta manera un mejor desempeño ante grandes movimientos de suelo. La ventaja de proceder de esta forma es que se reduce la necesidad de rigidizadores y placas dobles, pero se debe

considerar en el análisis que este nuevo dimensionamiento incrementará el peso total de acero en la estructura.

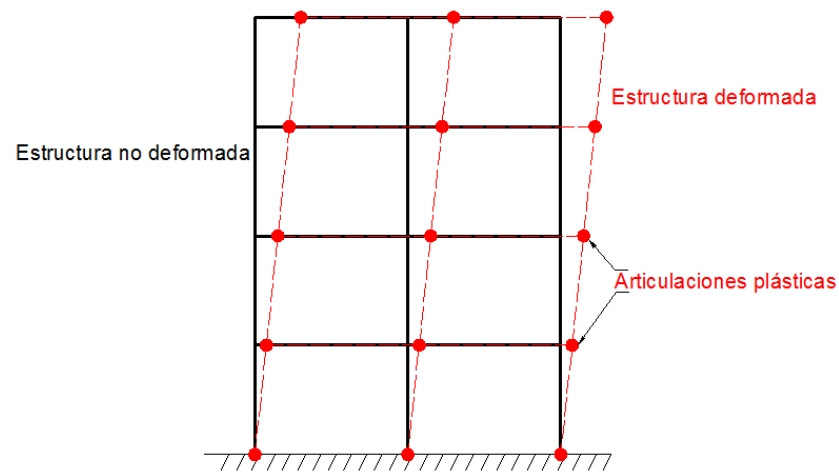


Figura 2.8: Mecanismo idealizado de desplazamientos laterales, para columnas con criterio de diseño columna fuerte-viga débil.

Fuente: (HAMBURGUER et al, 2009)

2.1.6.2 Distribución de la deriva de piso.

El dimensionamiento de vigas en PEARM es controlado considerando la deriva, como consecuencia de esto las dimensiones de varias columnas serán controladas mediante este análisis, debido a requerimientos del criterio columna fuerte-viga débil se exigen columnas de mayor dimensión si se van a utilizar en el diseño vigas de mayor dimensión. La deriva de piso de diseño está determinada por la multiplicación de la deriva de piso obtenida mediante el análisis lateral con el factor C_d/I , en donde las fuerzas laterales de diseño pueden ser determinadas en función del periodo fundamental de la estructura calculado sin el límite superior $C_u T_a$ especificado para la determinación de la resistencia requerida.

La deriva de piso se debe a las deformaciones por flexión y cortante en las vigas y columnas, por deformación por cortante en la zona de panel del nudo y por deformación por flexión en las columnas. Por lo tanto en la distribución de aportes de la deriva el mayor aporte está dado por flexión en vigas, mientras que el menor aporte se debe a flexión en columnas, el cortante en la zona de panel está en un orden del 15 % al 30 %.

La deriva causada por flexión se vuelve importante en el análisis de pórticos relativamente esbeltos cuya relación altura para el ancho es menor o igual que 1,5. En pórticos simétricos esta porción de aporte de la deriva total de piso es aproximadamente igual a la rotación de una columna de acero en voladizo, cuyo momento de inercia es $I = A_c D^2$, en donde A_c es el área de acero de una de las columnas del pórtico y D es la distancia entre las columnas que forman el pórtico; la deriva total de piso será la suma de la deriva ocasionada por deformaciones por cortante más la deriva ocasionada por deformaciones por flexión.

2.1.6.3 Verificación de estabilidad del pórtico.

La ASCE en su sección §12.8.7 Ecuación 12.8-6, presenta disposiciones para efectos P-delta que proporciona cierta protección ante fallos por desplazamientos laterales; la ecuación presentada del coeficiente de estabilidad elástica la cuál por motivos de esta investigación se presenta en la Ecuación 2.2, exige considerar de manera explícita los efectos P-delta en cada piso si el valor del coeficiente de estabilidad es mayor que 0,1.

$$\theta = \frac{P \delta}{V h C_d} \leq 0,1 \quad \mathbf{0.2}$$

En la Ecuación 2.2, δ es la deriva de piso calculada utilizando el periodo T_1 limitado al valor de $C_u T_a$ ASCE 7 Sección §12.8.6, el factor de amplificación de deflexión C_d de la tabla 12.2-1 de la ASCE 7, está contenido en el valor de δ , ya que $\delta = \delta_e C_d$, δ_e es el valor de la deriva de piso obtenida mediante análisis elástico. Esto implicará que el coeficiente de estabilidad elástica puede ser calculado bajo cualquier nivel de carga lateral siempre que la estructura permanezca dentro del rango elástico y los valores de δ_e y V sean obtenidos de la misma condición lateral. Por último el valor de P corresponde a la carga vertical total sin factorizar.

En caso de que el coeficiente de estabilidad θ sea mayor que 0.1, la ASCE 7 recomienda una evaluación de los efectos P-delta, este proceso se puede realizar ya

sea utilizando una aproximación de primer orden en la cual las deflexiones calculadas sean amplificadas por el valor $1/1 - \theta$, o mediante un análisis de segundo orden en cuál las no linealidades geométricas sean consideradas de manera explícita.

2.1.6.4 Verificación de la resistencia del pórtico.

Para asegurar que el diseño estructural del sistema de PEARM se debe verificar que vigas y columnas que conforman los pórticos tengan la resistencia adecuada ante la combinación de cargas que el código que rige el diseño establezca, considerando la interacción que surge entre los efectos axiales y por flexión. Las columnas también deben presentar una buena resistencia, de manera que se puedan evitar el pandeo global de estas, o una fractura por flexión bajo la acción de cargas axiales máximas. Así como también para poder asegurar la resistencia del sistema diseñado, es importante que las conexiones viga-columna tengan la resistencia adecuada de manera que puedan desarrollar la resistencia a flexión probable en las vigas.

2.1.6.5 Selección del tipo de conexión.

A raíz de los daños causados por el terremoto de Northridge, Los Ángeles, se inició una investigación con el objetivo de implementar el diseño de conexiones que desarrollen una mejor respuesta ante eventos sísmicos en sistemas de pórticos resistentes a momento. La respuesta que se obtuvo con este nuevo tipo de conexiones consiste en desplazar el lugar en donde suelen formarse rótulas plásticas a un lugar predeterminado a lo largo de la luz de la viga midiendo esta nueva distancia desde la cara de la columna que forma el nudo con la viga analizada.

Técnicamente se debe demostrar que estas conexiones tienen la capacidad adecuada para desarrollar al menos un valor de 0.04 rad de ángulo de deriva de entrepiso sin una excesiva pérdida de energía. Las pruebas de calificación de las conexiones se realizan en muestras de tamaño real simulando similares condiciones a las que estarán expuestas durante la construcción de la estructura. Estas pruebas son costosas y si las condiciones iniciales de prueba fallan, es necesario realizar múltiples pruebas, obligando al profesional a realizar nuevos diseños y pruebas de calificación

utilizando así más tiempo y dinero del planificado inicialmente, es por esto que la ASCI 341, sección §9.2b(a) permite el uso de conexiones precalificadas las cuales brindan una capacidad de servicio confiable en la estructura si son utilizadas dentro de los límites de aplicación especificados en los estándares ya sea la AISC-358 o FEMA-350.

2.1.6.5.1 Conexiones Precalificadas.

Las recomendaciones para conexiones precalificadas, tratan sobre el diseño, los materiales, el proceso de fabricación y los criterios de inspección de las conexiones, las uniones precalificadas aceptadas por la AISC-358 deben someterse procesos de evaluación mediante ensayos controlados que demuestren su capacidad de respuesta sísmica, las conexiones que abarca la AISC-358 se consideran completamente rígidas en la Tabla 2.1 se indican los tipos de conexiones precalificadas y el sistema aporticado en el que pueden ser utilizadas las siglas utilizadas son Pórticos Especiales Resistentes a Momento **PERM**, y Pórticos Intermedios Resistentes a Momento **PIRM**.

Tabla 0.1: Conexiones precalificadas resistentes a momento.

Conexiones precalificadas resistentes a momento.	
Tipo de conexión	Sistemas
Conexión de viga de sección reducida.	PERM
Reduced beam Section (RBS)	PIRM
Conexión con placa extrema extendida no rigidizada.	PERM
Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)	PIRM
Conexión con placa extrema extendida rigidizada.	PERM
Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)	PIRM
Conexión de plancha de ala empernada	PERM
Bolted Flange Plate (BFP)	PIRM
Conexión de alas y alma soldadas	PERM
Welded Unreinforced Flange – Welded Web (WUF-W)	PIRM
Conexión Kaiser empernada	PERM
Kaiser Bolted Bracket (KBB)	PIRM
Conexión ConXtech ConXL a momento	PERM
ConXtech ConXL moment connection (ConXL)	PIRM
Conexión de placa lateral	PERM
SidePlate moment connection (SidePlate)	PIRM

Fuente: AISC-358

Las conexiones precalificadas contempladas en tanto en AISC-358 como en FEMA-350, deben estar diseñadas de manera que permanezcan en rango elástico bajo la acción de las fuerzas sísmicas de diseño establecidas con el análisis, para demostrarse luego mediante ensayos y análisis que dichas conexiones tienen la capacidad de presentar un nivel mínimo del ángulo de deriva del entrepiso como se mencionó anteriormente. En pórticos con conexiones completamente restringidas está permitido mediante la norma FEMA- 350 de conexiones precalificadas modelar el pórtico usando dimensiones que vayan de línea central a línea central, con el propósito de calcular la rigidez en vigas y columnas, en la Tabla 2.2 se presentan las conexiones precalificadas contempladas en la norma FEMA-350 y para cada una de ellas el sistema aporticado en el que pueden ser utilizadas las siglas utilizadas son Pórticos Especiales Resistentes a Momento **PERM**, y Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento **PORM**.

Tabla 0.2: Conexiones precalificadas resistentes a momento.

Categoría	Descripción de la conexión	Acrónimo	Sistema
Soldadas completamente restringidas	Conexión de alas soldadas y alma empernada Welded Unreinforced Flanges, Bolted Web	WUF-B	PORM
	Conexión de alas y alma soldadas Welded Unreinforced Flanges, Welded Web	WUF-W	PORM PERM
	Conexión soldada de alas libres Free Flange	FF	PORM PERM
	Conexión con planchas soldadas a las alas Welded Flange Plate	WFP	PORM PERM
	Conexión con sección de viga reducida Reduced Beam Section	RBS	PORM PERM
Empernadas completamente restringidas	Conexión de placa extrema empernada no rigidizada Bolted, Unstiffened End Plate	BUEP	PORM PERM
	Conexión de placa extrema empernada rigidizada Bolted, Stiffened End Plate	BSEP	PORM PERM
	Conexión de plancha de ala empernada Bolted Flange Plates	BFP	PORM PERM
Empernadas parcialmente restringidas	Conexión con doble T-Partida Double Split Tee	DST	PORM PERM

Fuente: FEMA-350**2.1.6.6 Detalles para comportamiento dúctil.**

En un sistema PEARM, al ser considerado un sistema altamente dúctil, se espera que esté sometido a un comportamiento inelástico significativo en algunos de los miembros estructurales al estar bajo la acción de grandes fuerzas sísmicas. Los análisis realizados en sistemas PEARM, muestran que la fuente principal de este comportamiento inelástico tiene lugar en forma de rótulas plásticas en vigas, en lugares adyacentes al nudo viga-columna. Si el sistema PEARM es configurado de manera correcta, estas rótulas plásticas deben tener lugar a lo largo de múltiples pisos para expandir la demanda de desplazamientos y limitar de esta manera las

deformaciones locales y esfuerzos en miembros estructurales a niveles que estos puedan resistir; además de las rótulas plásticas en vigas se espera que el comportamiento inelástico ocurra en zonas de panel de los nudos viga-columna y en las bases de las columnas.

Una característica especial de los sistemas de PEARM es el nivel de compacidad necesario para vigas y columnas; en cuanto a requerimientos de estabilidad se debe tener en cuenta que los PEARM deben ser arriostrados lateralmente, en estos arriostramientos se deben tener claros los criterios técnicos que rigen sobre estos miembros estructurales de manera de poder evitar el pandeo lateral. En casos en donde el pórtico sea el apoyo de una losa de hormigón se debe proporcionar un arriostramiento lateral solamente para el ala inferior de la viga, además un arriostramiento lateral en las columnas a nivel de esta losa es necesario.

Para garantizar un adecuado rendimiento de los PEARM es importante la correcta implementación de un criterio de columna fuerte-viga débil. Lo que se desea es evitar principalmente la formación de rótulas plásticas en columnas bajo la acción de grandes sacudidas del suelo durante el terremoto, pero se debe tener en cuenta que siempre se formarán rótulas plásticas en las bases de las columnas del pórtico razón por la cual en el diseño se debe considerar este comportamiento inelástico. El diseño de estas bases de columnas debe tener la resistencia necesaria para que estas deformaciones inelásticas se limiten a regiones que presenten una ductilidad significativa

CAPÍTULO 3:

ANÁLISIS NORMATIVO DE LA ESTRUCTURA.

3.1 Introducción.

En este estudio se ha pensado realizar una evaluación comparativa de la estructura propuesta la cual implementa un sistema PEARM mediante dos normativas, la cual servirá como guía para juzgar las cualidades de cada una de ellas y de esta manera poder establecer las principales diferencias entre la norma actual establecida en el país NEC y la anterior normativa INEN 5-2001 y sacar conclusiones sobre las ventajas, sobre todo en el análisis sísmico que ofrece la NEC sobre la INEN.

3.1.1 Descripción del proyecto.

3.1.1.1 Proyecto.

El proyecto consiste en el análisis estructural y diseño sismo-resistente del nuevo edificio administrativo de tres plantas incluido semisótano de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay. La altura de la edificación es de 8,10 m y superficie útil de 749 m².

3.1.1.2 Estructuración.

La alternativa de diseño propuesta se analizará mediante los códigos INEN 5-2001 y NEC para determinar las diferencias en las consideraciones de cada uno de ellos. La propuesta estructural está compuesta por pórticos especiales de acero resistentes a momento unidas mediante conexiones precalificadas, en cuanto a las conexiones se diseñaran dos alternativas para poder evaluar el desempeño sísmico de estas la primera alternativa es una conexión de placa extrema extendida empernada no rigidizada y la otra una conexión de placa extrema extendida empernada rigidizada; el sistema de PEARM se localizará perimetralmente en la edificación. Tal como se indica en la Figura 3.1.

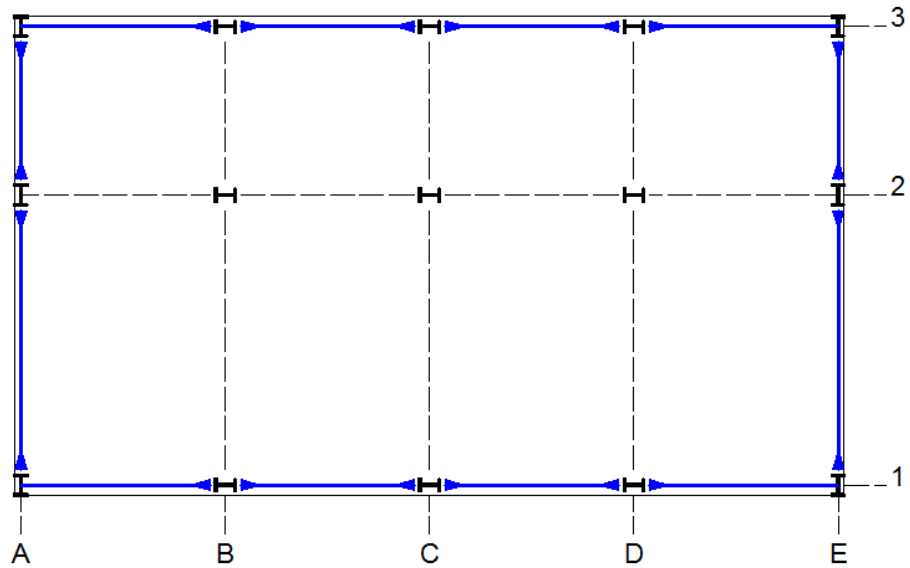


Figura 3.1: Estructuración de pórticos especiales resistentes a momento.

Fuente: Autor

Se realizará el análisis de los pórticos ubicados en los ejes 1 y A, ya que estos son los que resistirán las fuerzas sísmicas en el sistema de PEARM, en la configuración en planta se presenta en la 3.2, aquí se puede observar que las columnas están orientadas según su eje fuerte, mientras que las configuraciones en elevación para los ejes 1 y A se presentan en las Figuras 3.3 y 3.4.

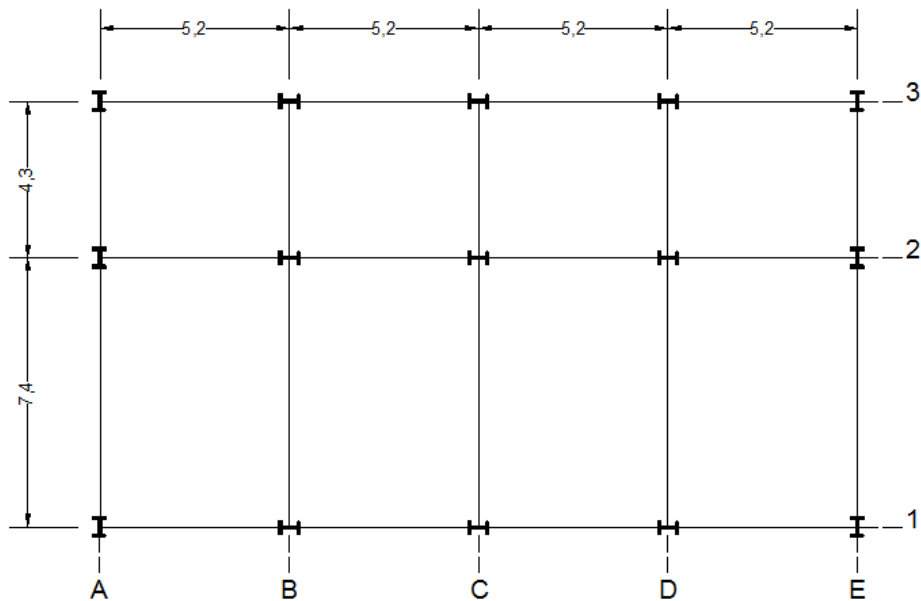


Figura 3.2: Configuración en planta medidas en metros.

Fuente: Autor

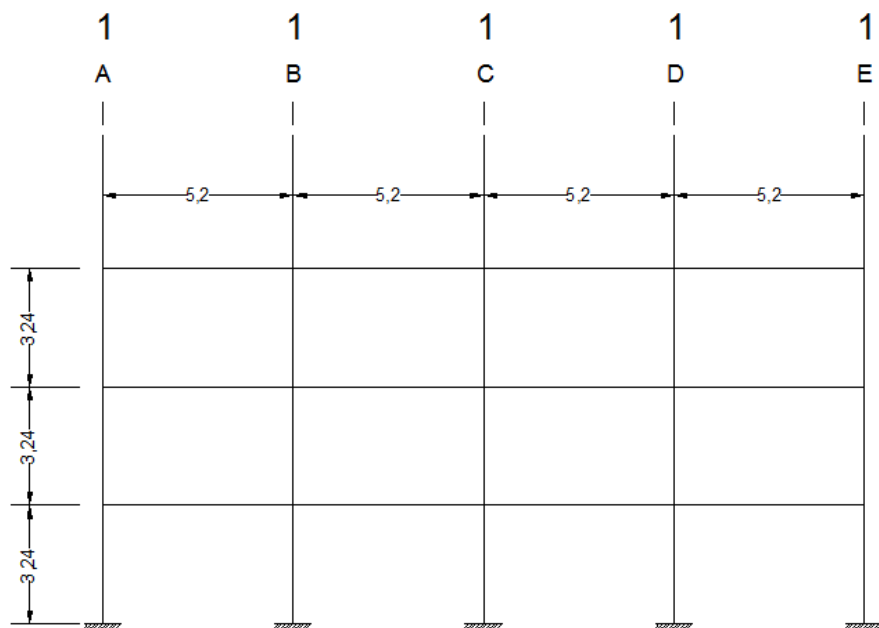


Figura 3.3: Configuración en elevación eje 1 medidas en metros.

Fuente: Autor

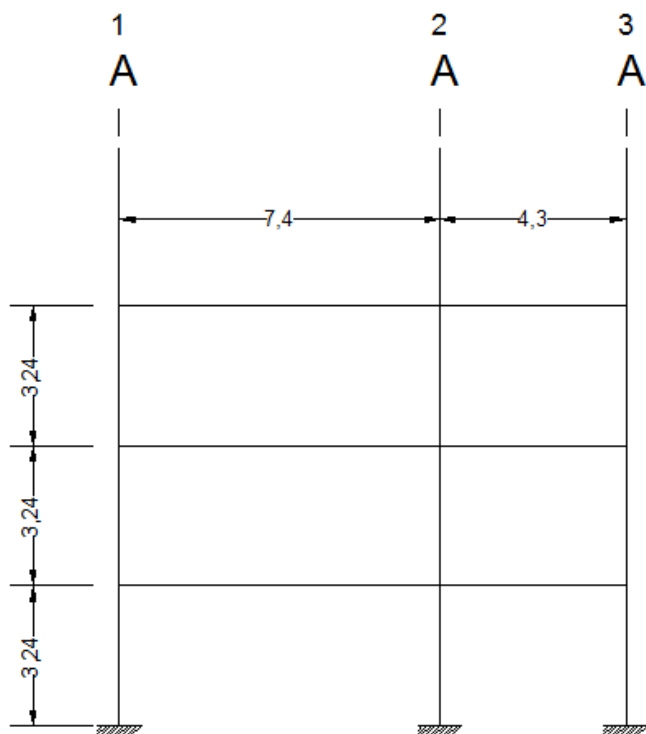


Figura 3.4: Configuración en elevación eje A medidas en metros.

Fuente: Autor

3.2 Determinación de parámetros de diseño.

Los parámetros de diseño de la alternativa propuesta van a ser evaluados mediante las normas INEN 5-2001 y NEC, para poder realizar una comparación de las características de cada una de ellas. Se evaluarán las cargas de diseño a las que estará expuesta la estructura mediante las normas antes mencionadas ya que estas establecen los requisitos mínimos aplicables para el análisis de la estructura a diseñarse con el fin de asegurar que se proporcione una adecuada sismo-resistencia a ésta esperando asegurar un comportamiento dúctil ante la presencia de un evento sísmico.

3.2.1 Análisis y agrupación de cargas a las que estará expuesta la estructura.

3.2.1.1 Cargas verticales.

Las cargas verticales a las que estará sometida la edificación están divididas en muertas y vivas, las primeras serán determinadas por el análisis del peso de los elementos no estructurales proyectados para la edificación mientras que el análisis de las cargas vivas dependerá del tipo de edificación y de la evaluación normativa de las cargas.

3.2.1.2 Cargas muertas.

Para la determinación de la carga muerta total se consideran los pesos por metro cuadrado mostrados en la Tabla 3.1, las cargas de peso propio de los miembros estructurales serán calculadas de manera automática por el software ETABS utilizado para realizar el modelo de la estructura:

Tabla 0.1: Cargas muertas uniformemente distribuidas.

Descripción.		Carga kg/m^2	Carga KN/m^2
Paneles gypsum		48	0.48
Mortero para nivelación de pisos		40	0.40
Cielo raso falso		48	0.48
Acabados de pisos		27	0.27
Mampostería de ladrillo incluye mortero	Lado 9cm	182	1.82
	Lado 14cm	272	2.72
Enlucido $e = 1cm$		40	0.40
Losas tipo deck con hormigón premezclado		115	1.15
Placa colaborante		212	2.12

Fuente: Autor

3.2.2 Carga Viva.

3.2.2.1 Carga Viva - INEN 5-2001

La carga viva considerada por la norma INEN 5-2001 en su tabla 4.1, de la cual se presenta un resumen con la parte que nos compete al realizar el análisis de un edificio de tres plantas destinado a oficinas administrativas de la Facultad de Ciencia y Tecnología en la Tabla 3.2, es importante tener en cuenta que esta norma considera ciertos parámetros para realizar una reducción de las cargas vivas los cuales se resumen a continuación:

- En el diseño de columnas, pilares, muros, cimentaciones, celosías, vigas o losas planas se permiten las reducciones indicadas en la Tabla 3.3.
- La carga viva de diseño sobre cualquier elemento que soporte más de $15m^2$ puede reducirse a razón del 0,8 % por metro cuadrado de área de piso o cubierta que soporte el elemento. Esta reducción no debe ser mayor al 40 % en elementos horizontales o verticales que reciban carga de solo un nivel y que no debe ser mayor al 60 % para otros elementos verticales, ni de la reducción en porcentaje representada por la Fórmula 3.1.

Tabla 0.2: Cargas vivas uniformes.

Uso u ocupación		Uniforme kq/m^2	Concentrada KN/m^2
Categoría	Descripción		
Áreas de reuniones	Áreas de asientos fijos	250	2.5
Salidas públicas		500	5.0
Oficinas		250	2.5
Escuelas	Aulas	200	2.0
Bodegas	Livianas	600	6.0

Fuente: (INEN, 2001)

$$R = 23 \left(1 + \frac{D}{L} \right)^{0.1}$$

3.2.2.2 Carga Viva - NEC

En lo que respecta a la norma NEC acerca de las cargas de diseño utiliza lo expuesto en la norma internacional ASCE7-10 y lo que corresponde al proyecto expuesto se indica en la Tabla 3.4. Según la norma ASCE 7-10 para miembros cuyo valor de $K_{LL}A_T$ es 37.16 m^2 o mayor se permite diseñarlos para una carga viva reducida mediante la Fórmula 3.2, pero ya que en nuestro caso la estructura está considerada como ocupación especial no se realizará la reducción de sobrecargas.

Tabla 0.3: Reducción de las cargas vivas unitarias totales.

Número de pisos, incluyendo la cubierta soportados por el elemento en análisis.	Porcentaje de reducción de la carga viva unitaria total de todos los pisos soportados por el elemento en análisis.
1	0
2	10
3	20
4	30
5 a	40
Más de 10	50

Fuente: (INEN, 2001)

Tabla 0.4: Cargas mínimas uniformemente distribuidas L_0 y cargas mínimas concentradas.

Uso u ocupación.		Uniforme $K N/m^2$	Concentrada $K N$
Edificios de oficinas	Vestíbulos y corredores del primer piso.	4	8
	Oficinas.	2	8
	Corredores sobre el primer piso	3	8
Techo ordinario plano, de dos aguas y techos curvos.		0	
Escaleras y vías de salida.		4	
Almacenamiento planta baja.		4	
Laboratorios Aulas Estudiantes		1	

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2010)

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad \mathbf{0.2}$$

Dónde:

- L : Carga viva de diseño reducida ($K N/m^2$).
- L_0 : Carga viva sin reducir ($K N/m^2$).
- K_{LL} : Factor de carga viva del elemento revisar Cuadro 3.5.
- A_T : Área tributaria del elemento (m^2).

Tabla 0.5: Factor K_{LL} de carga viva de elementos estructurales.

Elemento	Factor K_{LL}
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas voladizas.	4
Columnas de borde con losas voladizas.	3
Columnas esquineras con losas voladizas.	2
Vigas interiores y vigas de borde sin losas voladizas.	2
Vigas de borde con losas voladizas, vigas voladizas, losas de dos direcciones.	1
Todos los otros miembros no especificados en esta tabla.	1

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2010)

3.2.3 Metodología de diseño sismo-resistente. INEN 5-2001

3.2.3.1 Categoría de edificio y coeficiente de importancia.

La estructura proyectada en este trabajo de graduación según la norma INEN tiene un factor de importancia $I=1.3$ cuyas características se indican en la Tabla 3.6.

Tabla 0.6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3

Fuente: (INEN, 2001)

3.2.3.2 Factor de Zona Z

La norma INEN 5-2001 en este aspecto clasifica a las provincias del Ecuador en cuatro zonas cada una con un respectivo valor de factor Z, en nuestro caso la ciudad de Cuenca está ubicada en la Zona II, con un valor del factor $Z = 0,25$ como se muestra en la Tabla 3.7, este valor representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño. Estas zonas se indican en la Figura 3.5

Tabla 0.7: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40

Fuente: (INEN, 2001)

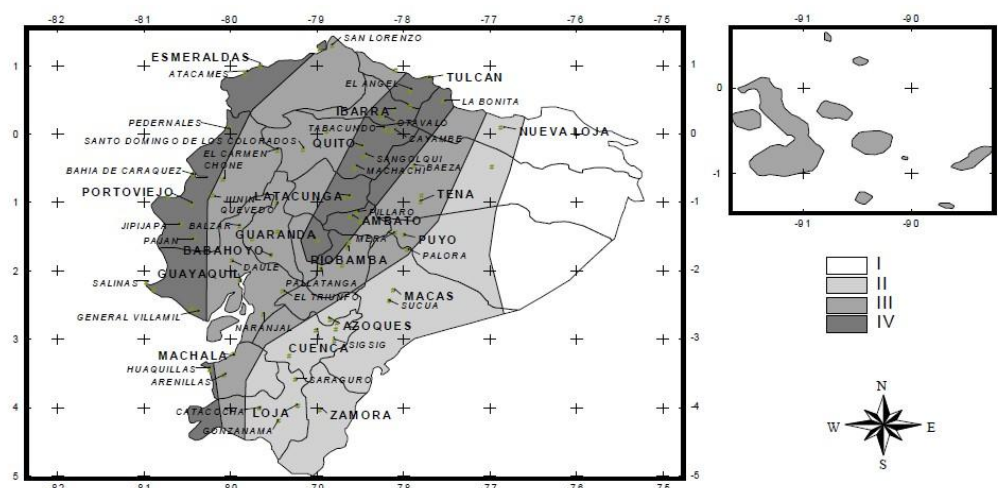


Figura 3.5: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.

Fuente: (INEN, 2001)

3.2.3.3 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente S y C_m

Se toma en cuenta la geología local para de esta manera brindar información que permita un adecuado diseño, ya que estos son requisitos mínimos considerados por la norma que estamos analizando. Las condiciones geotécnicas de los perfiles de suelo aquí están clasificadas de acuerdo a las propiedades mecánicas del sitio, espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Estos perfiles de suelo están clasificados de la siguiente manera (INEN, 2001)

- **Perfil tipo S1:** Roca o suelo firme. A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayor a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0.20s. Se incluyen los siguientes tipos de suelo:
 1. Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500kPa (5kg/cm²).

2. Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas.
 3. Suelos cohesivos duros, con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100kPa (1kg/cm²), con espesores menores a 20m y sobreyacentes a roca u otro material endurecido, con velocidad de onda de corte superior a 75m/s.
 4. Arenas densas, con número de golpes del SPT: $N > 50$, con espesores menores a 20 m sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750m/s.
 5. Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: $N > 50$.
- **Perfil tipo S2:** Suelos intermedios. Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.
 - **Perfil tipo S3:** Suelos blandos o estratos profundos. En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s.
 - **Perfil tipo S4:** Condiciones especiales de evaluación del suelo. En este grupo se incluyen los siguientes tipos:
 1. Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
 2. Turbas, lodos y suelos orgánicos.
 3. Rellenos colocados sin control ingenieril.
 4. Arcillas y limos de alta plasticidad ($I_P > 75$).
 5. Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

Para el perfil del suelo en donde estará ubicado el proyecto se considera un perfil tipo S2, según esto y los datos presentados en la Tabla 3.8 tenemos los valores de los coeficientes $S = 1,2$ y $C_m = 3,0$.

Tabla 0.8: Coeficiente de suelo S y coeficiente C_m .

Perfil tipo	Descripción	S	C_m
S1	Roca o suelo firme.	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S1	Suelos blandos y estrato profundo.	1,5	2,8
S1	Condiciones especiales de suelo.	2,0	2,5

Fuente: (INEN, 2001)

3.2.3.4 Factor de reducción de resistencia sísmica R .

Este factor se va a utilizar para realizar el cálculo del cortante basal, el valor se escoge de la Tabla 4.9, para nuestro caso el valor es $R = 7$, al tratarse de una estructura aporticada de acero.

Tabla 0.9: Coeficientes de reducción de respuesta estructural R .

Sistema estructural	R
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7

Fuente: (INEN, 2001)

3.2.3.5 Determinación de las fuerzas laterales de diseño.

El cortante basal de diseño se calculó tomando en cuenta los valores que se resumen en la Tabla 3.10, el cual está calculado mediante las ecuaciones 3.4 y 3.5. El espectro de desplazamientos se indica en la Figura 3.6

Tabla 0.10: Valores para el cálculo del cortante basal de diseño.

Coeficiente de importancia de la estructura	$I = 1,3$
Factor Z en función de la zona sísmica	$Z = 0,25$
Tipo de perfil de suelo.	S2
Coeficiente de suelo S	$S = 1,2$
Coeficiente C_m	$C_m = 3,0$
Coeficiente de configuración estructural en planta (Sin irregularidades contempladas en la norma)	$\Phi_P = 1,0$
Coeficiente de configuración estructural en elevación (Sin irregularidades contempladas en la norma)	$\Phi_E = 1,0$
Factor de reducción de resistencia sísmica	$R = 7$
Coeficiente C_t para pórticos de acero	$C_t = 0,09$
Altura máxima de la estructura	$h_n = 9,72$
Carga sísmica reactiva, igual a la carga muerta total del edificio.	$W = 4906,14KN$

Fuente: Autor

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}} = 0,50s \quad \mathbf{0.3}$$

$$C = \frac{1,25 S^S}{T} = 3,11 \quad \mathbf{0.4}$$

La norma establece que el valor de C no debe ser mayor que el valor de C_m , por lo tanto tomamos el valor de $C = C_m = 3,0$.

$$V = \frac{Z I C}{R \Phi_P \Phi_E} W = 683,36kgf \quad \mathbf{0.5}$$

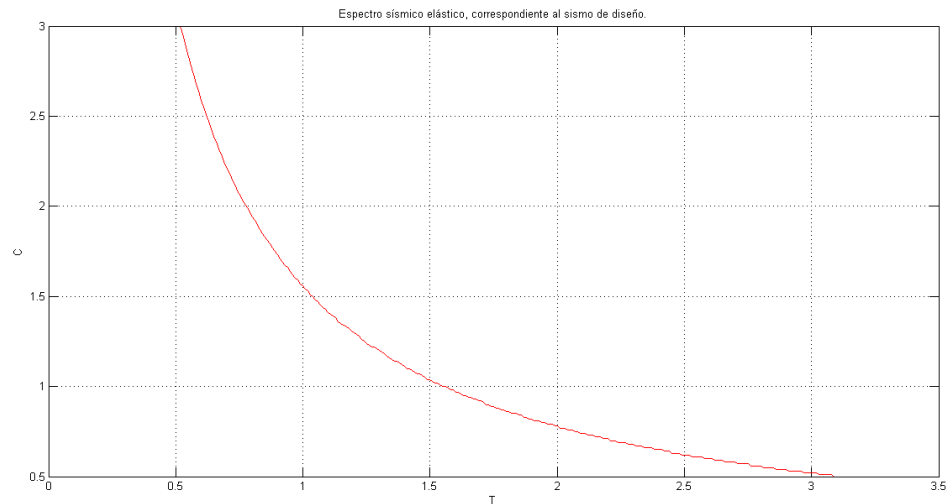


Figura 3.6: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: Autor.

3.2.3.6 Distribución vertical de fuerzas laterales.

Las fuerzas laterales totales de diseño deben ser distribuidas a lo largo de la altura de la edificación, para esto la norma INEN 5-2001 emplea las ecuaciones 4.6, 4.7 y 4.8. Los resultados se resumen en la Tabla 4.11; ésta distribución de fuerzas laterales está en función de las distribución de masas en cada uno de los niveles de la estructura, los valores considerados para el prediseño corresponden a la carga muerta antes definida.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \mathbf{0.6}$$

$$F_t = 0,07 T V \leq 0,25 V \quad \mathbf{0.7}$$

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad 0.8$$

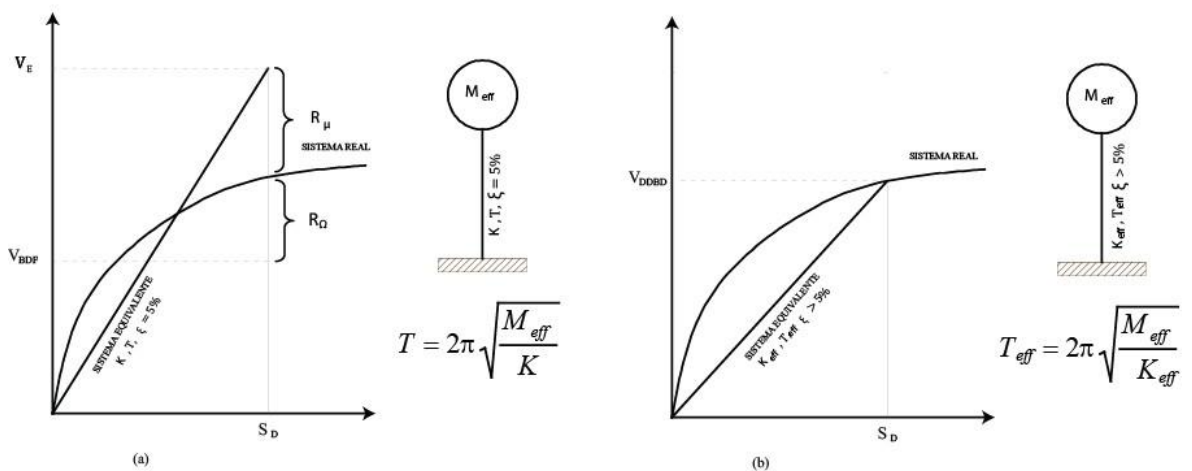
Tabla 0.11: Distribución del cortante basal.

Nivel	h_i	w_i	$w_i h_i$	F_x	F_x Acumulada
00 + 09,72	3,24	48,00	155,52	16,27	16,27
00 + 06,48	3,24	984,00	3188,16	333,54	349,81
00 + 03,24	3,24	984,00	3188,16	333,54	683,35
00 + 00,00	0,00	984,00	0,00	0,00	683,35

Fuente: Autor

3.2.4 Metodología de diseño sismo-resistente. NEC

La NEC establece que de manera general las estructuras pueden ser calculadas mediante procedimientos de fuerzas laterales estáticos o dinámicos, este proceso depende de la configuración estructural tanto en planta como en elevación de ésta, para el diseño propuesto consideramos una estructura regular, $\Phi_P = \Phi_E = 1$, para lo cual la NEC considera como requisito mínimo la aplicación del método estático basado en fuerzas, en este método la respuesta real, no lineal e inelástica de la estructura será linealizada tal como se indica en la Figura 3.7, en nuestro caso el sistema real será sustituido por un sistema elástico con un 5 % de amortiguamiento viscoso, cuya rigidez K y periodo T serán estimados asumiendo para la estructura de acero el espesor de las placas.

**Figura 3.7: Linealización equivalente****Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014)**

3.2.4.1 Categoría de edificio y coeficiente de importancia.

La estructura proyectada según la norma NEC tiene un factor de importancia $I = 1,3$, cuyas características se indican en la Tabla 3.12. Este factor de importancia nos permite considerar un incremento en la demanda sísmica de diseño, lo cual permita a las estructuras dadas sus características de uso o importancia mantenerse operativas o sufrir una cantidad menor de daño durante y después de la ocurrencia de un evento sísmico.

Tabla 0.12: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3

Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014)

3.2.4.2 Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico.

Dado que la estructura tienen un factor de importancia $I = 1.3$, estructuras de ocupación especial, la norma NEC especifica que para el diseño se deben utilizar diferentes niveles de peligro sísmico, esto se realiza con la finalidad de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. Para nuestro caso utilizaremos la curva de peligro sísmico correspondiente a la ciudad de Cuenca, la cual se indica en la Figura 3.8.

Para estructuras de ocupación especial se debe verificar el desempeño sísmico dentro del rango inelástico para no colapso, es decir un brindar un nivel de prevención de colapso ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno con una probabilidad anual de excedencia igual a $\frac{1}{T_r} = 0.00004$, con este valor verificamos en la Figura 3.8 y obtenemos un valor de $Z = 0,34$.

3.2.4.3 Geología local.

Al igual que en la INEN 5-2001, la NEC toma en cuenta la geología local para de esta manera brindar información que permita un adecuado diseño requisitos mínimos considerados por la norma. La clasificación en la norma contempla seis tipos de perfiles en nuestro caso vamos a utilizar el perfil de suelo tipo C (NEC - Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014), luego con esta información debemos escoger los valores adecuados de los coeficientes de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a), coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d) y coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s) (NEC - Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014), estos valores se presentan en la Tabla 3.13.

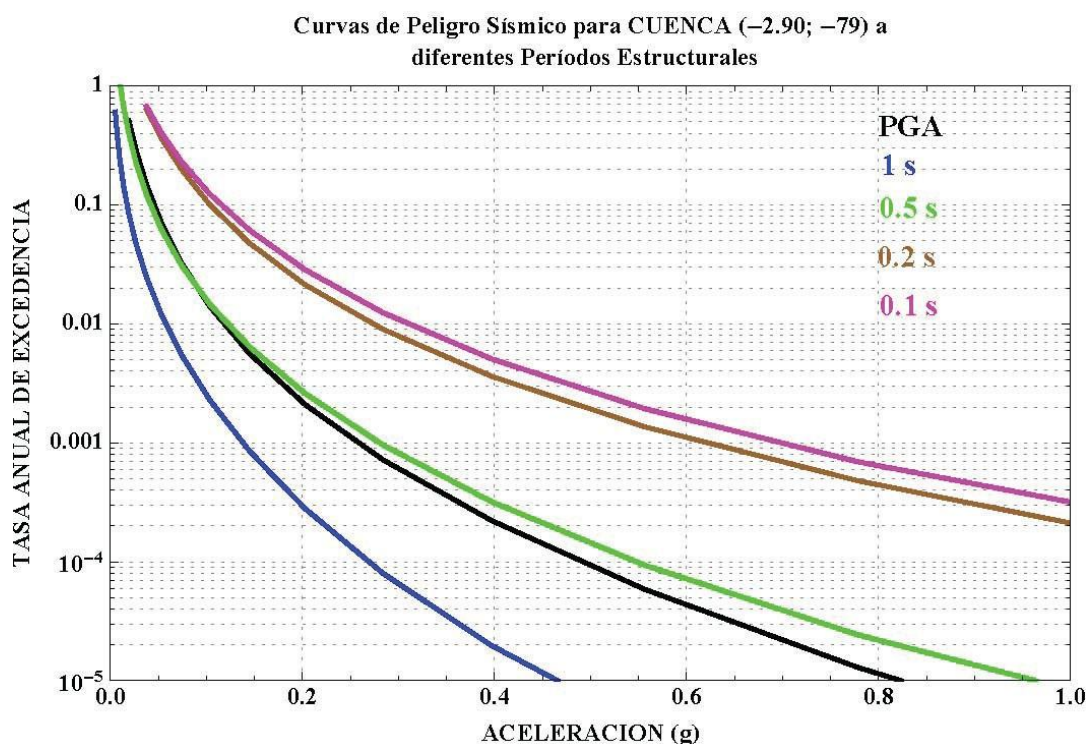


Figura 3.8: Curvas de peligro sísmico, Cuenca.

Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014)

Tabla 0.13: Valores de F_a , F_d y F_s .

Coefficiente	Valor
F_a	1,23
F_d	1,36
F_s	1,24

Fuente: Autor**3.2.4.4 Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.**

Para definir el factor de reducción de resistencia sísmica la NEC considera las recomendaciones contempladas en los códigos ASCE 7-10 y NSR-10, considerando además criterios como agrupamiento de estructuración, diferencias entre la realidad constructiva, calidad de los materiales, criterios constructivos y control de calidad en obra, así también como penalizaciones a cierto tipo de estructuras que no permitan disponer de una ductilidad global apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño (NEC-Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014).

Este factor permite reducir las fuerzas sísmicas de diseño, esto siempre y cuando las estructuras y sus conexiones estén diseñadas con el objetivo de desarrollar mecanismos de falla previsibles con la ductilidad adecuada en donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas, característica presente en el sistema de PEARM. La NEC define los factores de reducción de resistencia R dependiendo del tipo de estructura, tipo de suelo, el periodo de vibración considerado y los factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de la estructura en condiciones límite. Para sistemas estructurales dúctiles se escoge el valor de la Tabla 3.14, en el caso del proyecto se propone una configuración estructural de PEARM, por lo tanto el valor del coeficiente es $R = 8$.

Tabla 0.14: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas estructurales dúctiles	R
Pórticos resistentes a momento.	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Fuente: (NEC-Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014).

3.2.4.5 Determinación de las fuerzas laterales de diseño.

3.2.4.5.1 Determinación del periodo de vibración T

El periodo de vibración T se estimará a partir de la fórmula 4.9, la cual está en función de la altura total del edificio (h_n) y de los coeficientes C_t y α los cuales dependen del tipo de estructura, en nuestro proyecto se trata de una estructura de acero sin arriostramientos, este valor se toma de la Tabla 3.15

Tabla 0.15: Valores de C_t y α .

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero.		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

Fuente: (NEC-Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014)

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \mathbf{0.9}$$

$$T = 0,072 \cdot 9,72^{0,8} = 0,44s \quad \mathbf{0.10}$$

3.2.4.5.2 Determinación del espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

Este espectro S_a en la NEC se encuentra expresado como fracción de la aceleración de la gravedad para el sismo de diseño como muestra la Figura 3.9, el cual toma en cuenta el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio donde se ubicará la estructura y los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s antes definidos. Dicho espectro se obtiene mediante las Fórmulas 3.10 y 3.11 válidas para periodos de vibración pertenecientes a 2 rangos definidos por los límites T_C y T_L según las Fórmulas 3.12 y 3.13.

Factores que intervienen en el espectro de diseño:

- η Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0,1s)$ y el PGA para el período de retorno seleccionado. $\eta = 2,48$ Para provincias de la Sierra.
- F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

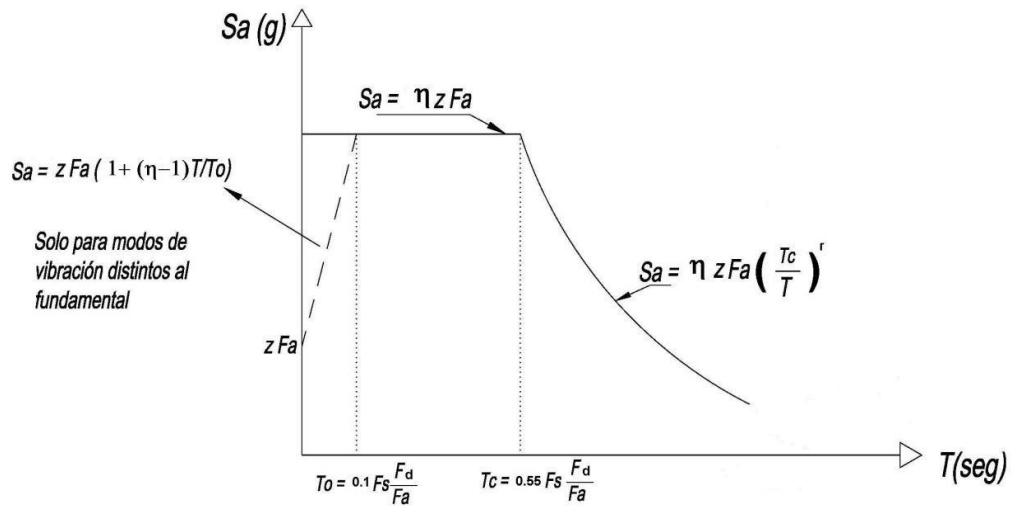


Figura 3.9: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: (NEC - Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2014)

- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- T Período fundamental de vibración de la estructura
- T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad \mathbf{0.11}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Para } T > T_c \quad \mathbf{0.12}$$

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0,75s \quad \mathbf{0.13}$$

$$T_L = 2,4 F_d = 3,26s \quad \mathbf{0.14}$$

$$T_C = 0,55 \cdot 1,24 \cdot \frac{1,36}{1,23} = 0,75s \quad \mathbf{0.15}$$

$$T_L = 2,4 \cdot 1,36 = 3,26s \quad \mathbf{0.16}$$

Ya que para la estructura propuesta T está en el rango $0 \leq T \leq T_C$, utilizamos la Fórmula 4.11, obteniendo el valor de S_a como se indica a continuación.

$$S_a = 2,48 \cdot 0,34 \cdot 1,23 = 1,04 \quad \mathbf{0.17}$$

La NEC define el cortante basal de diseño V a nivel de cargas últimas aplicado a una estructura en una dirección especificada determinado mediante la Fórmula 3.18, para lo cual tomamos el valor de la carga sísmica reactiva $W = 4906,14K N$. El espectro para nuestro caso se presenta en la Figura 3.10

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \Phi_P \Phi_E} W \quad \mathbf{0.18}$$

$$V = \frac{1,3 \cdot 1,04}{8 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 4906,14 = 829,14KN \quad \mathbf{0.19}$$

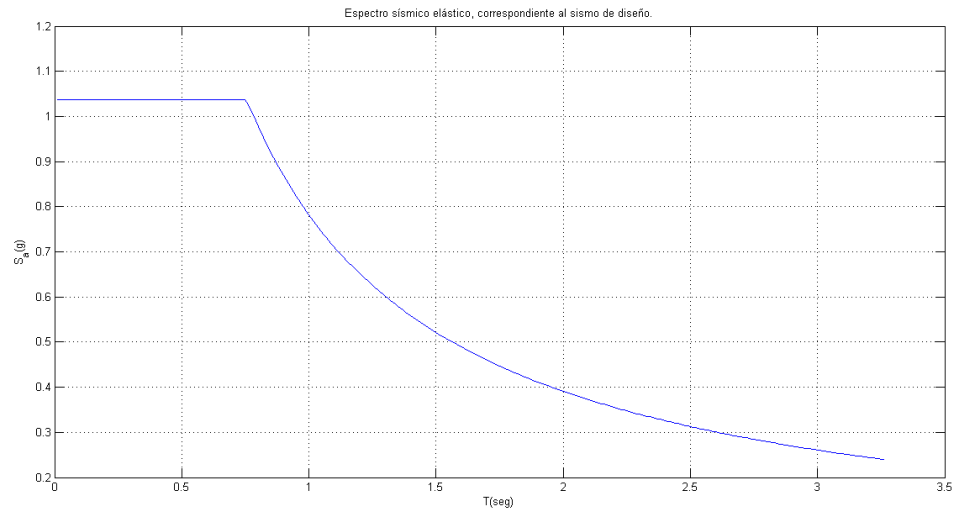


Figura 3.10: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: Autor

3.2.4.5.3 Distribución vertical de fuerzas laterales.

Las fuerzas verticales deben ser distribuidas a lo largo de la altura del edificio sobre cada piso, esta distribución se aproxima a una lineal (triangular) la cual depende del periodo fundamental de vibración de la estructura T_a , el cálculo de la distribución por piso se realiza mediante las Formulas 3.20, 3.21 y 3.22

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \mathbf{0.20}$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \mathbf{0.21}$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad \mathbf{0.22}$$

Dónde:

- V : Cortante total en la base de la estructura
- V_x : Cortante total en el piso x de la estructura
- F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
- F_x : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
- n : Número de pisos de la estructura
- w_x : Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W
- w_i : Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W
- h_x : Altura del piso x de la estructura
- h_i : Altura del piso i de la estructura
- k : Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T , para $T \leq 0.5$ $k = 1$

En la Tabla 3.16 se resumen los valores obtenidos de la distribución de fuerzas verticales.

Tabla 0.16: Distribución del cortante basal.

Nivel	h_i	w_i	w_i	F_x	F_x Acumulada
00 + 09,72	3,24	116,81,00	378,46	19,74	19,74
00 + 06,48	3,24	2394,66	7758,70	404,70	424,44
00 + 03,24	3,24	2394,66	7758,70	404,70	829,14
00 + 00,00	0,00	2394,66	0,00	0,00	829,14

Fuente: Autor

CAPÍTULO 4:

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

4.1 Combinaciones de carga.

La NEC establece que las estructuras y sus miembros deben ser diseñadas con una resistencia adecuada ante los efectos de las cargas incrementadas de acuerdo a las combinaciones:

$$1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S \quad \mathbf{0.1}$$

$$1,2 D + 1,0 E_{XX} + L + 0,2 S \quad \mathbf{0.2}$$

$$1,2 D - 1,0 E_{XX} + L + 0,2 S \quad \mathbf{0.3}$$

$$1,2 D + 1,0 E_{YY} + L + 0,2 S \quad \mathbf{0.4}$$

$$1,2 D - 1,0 E_{YY} + L + 0,2 S \quad \mathbf{0.5}$$

Dónde:

- **D:** Carga muerta.
- **L:** Carga viva.
- **E:** Carga sísmica.
- **S:** Carga de granizo.
- E_{XX} Carga sísmica en la dirección X.
- E_{YY} Carga sísmica en la dirección Y.

4.2 Derivas de piso.

Se denominan derivas de piso a los desplazamientos horizontales relativos de un piso con respecto a otro debidos a la acción de las fuerzas horizontales de diseño, deben

ser medidas en dos puntos sobre la misma línea vertical de la estructura, la NEC especifica que el valor debe ser calculado como se indica en la Formula 4.6, este valor debe limitarse de manera que se protejan a los miembros no estructurales frágiles que podrían verse afectados durante un evento sísmico si la estructura diseñada es muy flexible, la NEC limita este valor como se indica en la Formula 4.7, según el valor máximo indicado en la Tabla 4.1.

$$\Delta_M = 0,75 R \Delta_E \quad \mathbf{0.6}$$

Dónde:

- R : Factor de reducción de resistencia sísmica.
- Δ_M : Deriva máxima inelástica.
- Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

$$\Delta_M < \Delta_{M \max} \quad \mathbf{0.7}$$

Tabla 0.1: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de	Δ Máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0,02
De mampostería.	0,01

Fuente: (NEC, 2014)

Los resultados de derivas de cada piso obtenidos del análisis de la estructura propuesta se presentan en la Tabla 4.2, valores que cumplen con las Formulas 4.5 y 4.6, según la Tabla 4.2 y la Figura 4.1

Tabla 0.2: Valores de las derivas de piso.

Nivel	Deriva en X	Deriva en Y	Max. Deriva en X	Max. Deriva en Y
00 + 09,72	0,000043	0,000243	0,000258	0,001458
00 + 06,48	0,000005	0,000424	0,0003	0,002544
00 + 03,24	0,000003	0,00019	0,00018	0,00114
00 + 00,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: Autor

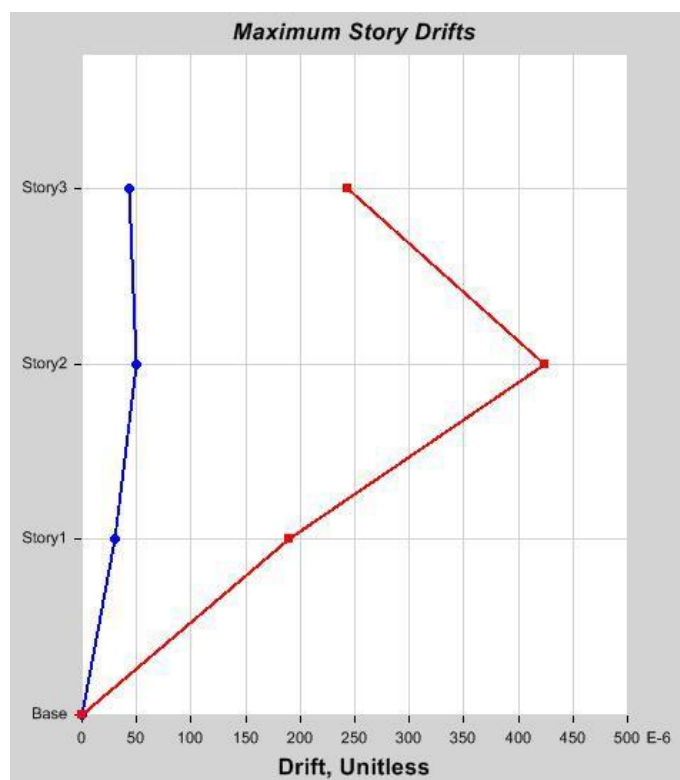


Figura 4.1: Derivas de piso obtenidas del análisis dinámico de la estructura.

Fuente: ETABS 13.0

4.3 Prediseño de los miembros estructurales.

Para el prediseño de las vigas que conforman la estructura se utilizó el Manual de construcciones de Acero de la AISC, razón por la cual se utilizará acero A36, utilizando secciones "W", especificadas según la ASTM y que cumplen además los requerimientos especificados en la NEC-Estructuras de acero en donde se citan las propiedades mostradas en la Tabla 4.3, las secciones para vigas que resultaron del análisis y algunas propiedades de la sección se indican en la Tabla 4.4 , mientras que las secciones utilizadas en columnas se indican en la Tabla 4.5 y sus dimensiones en las Figuras 4.2 y 4.3 respectivamente. Las secciones que aquí se presentan cumplen con la AISC 360-10, norma que utiliza la NEC para el diseño de estructuras de acero, por comodidad de cálculos se trabajó con las unidades indicadas.

Tabla 0.3: Propiedades del material.

Especificación ASTM	Propiedad	Valor
A36	Factor de fluencia probable R_y	1,3
	Factor de tensión probable R_t	1,15
	Esfuerzo de fluencia F_y	36ksi
	Resistencia a la tensión F_u	58 – 80ksi

Fuente: (NEC Estructuras de Acero, 2014)

Tabla 0.4: Secciones utilizadas para vigas.

Sección	A [in^2]	P [lb/ft]	$I_{xx}[in^4]$	$r_x[in]$	I_{yy}	$r_y[in]$	$Z_x[in^3]$	$Z_y[in^3]$
W12X40	11,7	40	307	5,13	44,1	1,94	57,0	16,8
W12X79	23,2	79	662	5,34	216	3,05	119	54,3
W14X53	15,6	53	541	5,89	57,7	1,92	87,1	22,0

Fuente: Autor

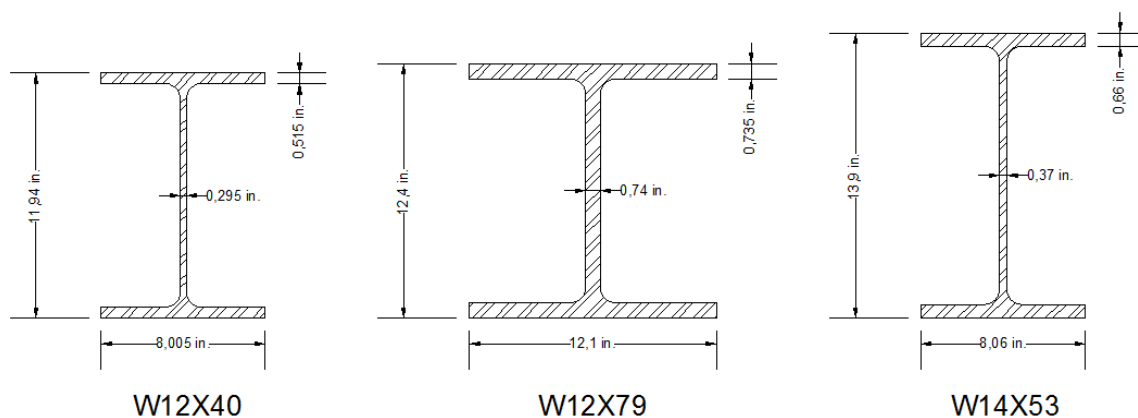


Figura 4.2: Secciones utilizadas para vigas.

Fuente: Autor.

Tabla 0.5: Secciones utilizadas para columnas.

Sección	A [in^2]	P [lb/ft]	$I_{xx}[in^4]$	$r_x[in]$	I_{yy}	$r_y[in]$	$Z_x[in^3]$	$Z_y[in^3]$
W14X176	51,8	176	2140	6,43	838	4,02	320	163
W14X211	62	211	2660	6,55	1030	4,07	390	198
W14X132	38,8	132	1530	6,28	548	3,76	234	113
W14X120	35,3	120	1380	6,24	495	3,74	212	102

Fuente: Autor

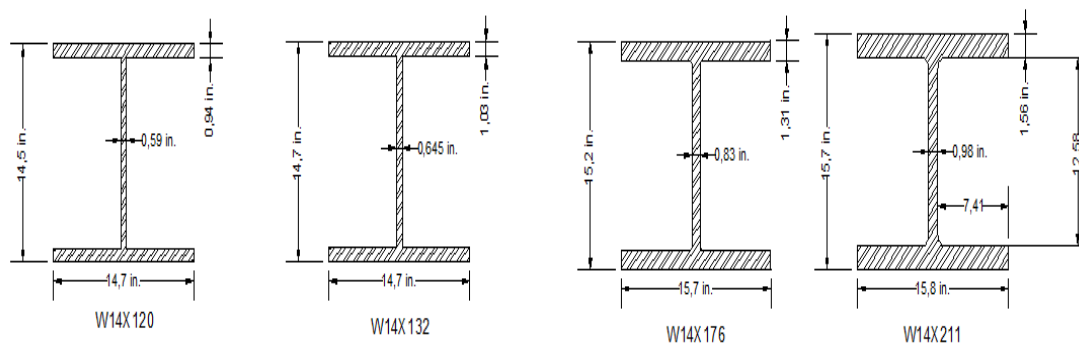


Figura 4.3: Secciones utilizadas para columnas.

Fuente: Autor.

4.3.1 Resultados del análisis de la estructura.

El análisis dinámico de la estructura se realizó mediante el programa ETABS en su versión 13.0, la modelación dinámica de la estructura corresponde al análisis sísmico realizado mediante la NEC, la comprobación de vigas y columnas se realizó mediante las especificaciones del código AISC 360-10. Se presenta la verificación manual para los miembros más solicitados, como se indica en la Tabla 4.6; cabe destacar que las unidades de trabajo son las mismas que las utilizadas para las dimensiones de las secciones mostradas en las Figuras 4.2 y 4.3 por cuestiones de formulación. En las Figuras 4.4, 4.5 y 4.7 se presentan los diagramas de momento, de corte y de fuerza axial presentes en la estructura.

Tabla 0.6: Miembros más solicitados.

Viga 7		Columna 5	
M [kip-ft]	254	M [kip-ft]	31
P [kips]	0	P [kips]	352
V [kips]	66	V [kips]	4

Fuente: Autor

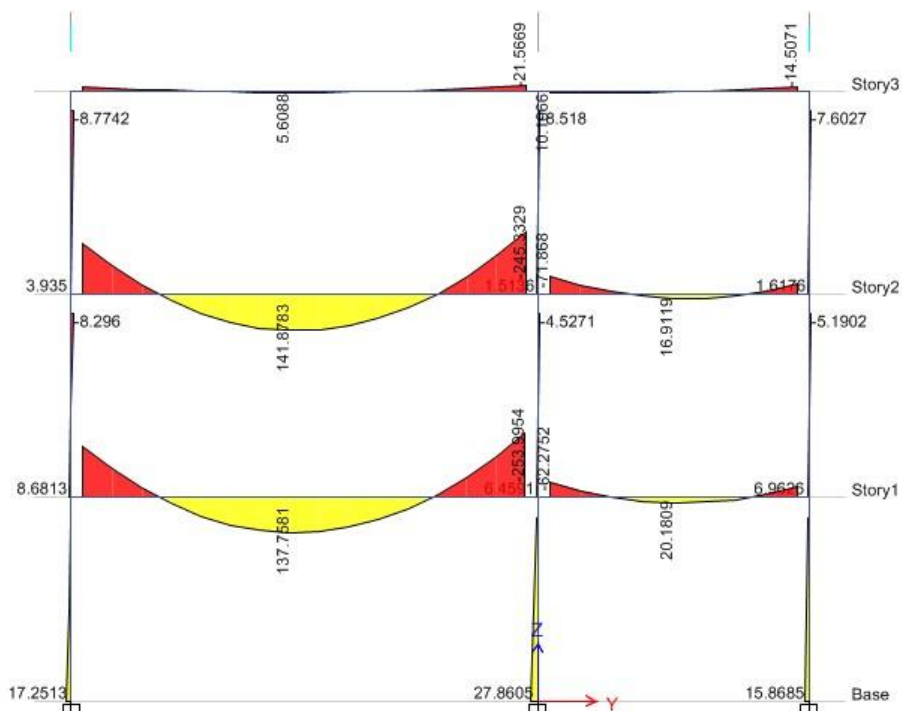


Figura 4.4: Diagrama de momentos de acuerdo a la combinación de carga establecida.
Fuente: ETABS 13.0

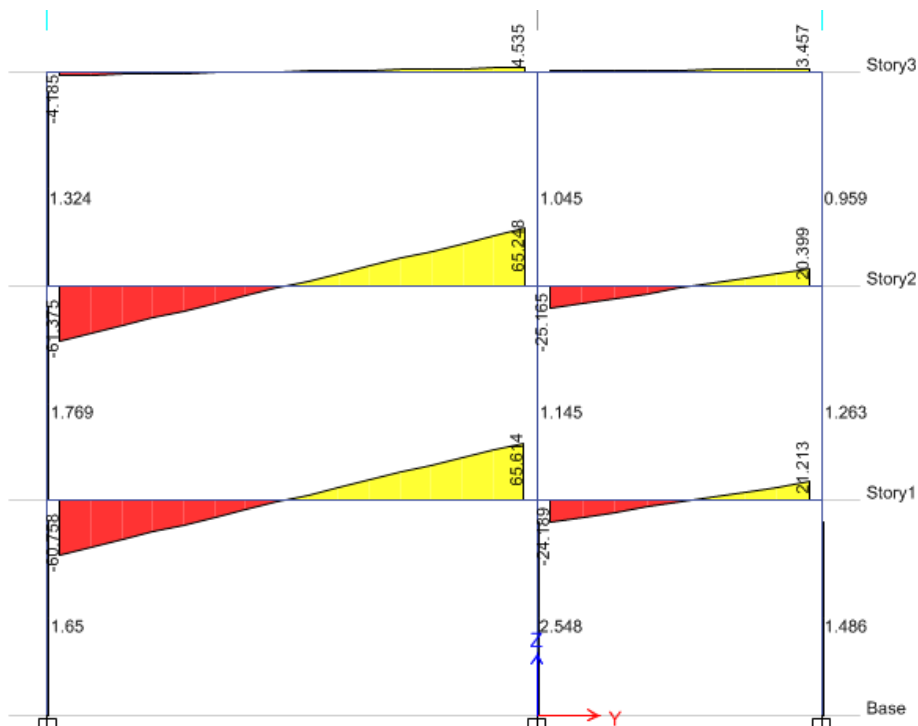


Figura 4.5: Diagrama de cortante de acuerdo a la combinación de carga establecida.
Fuente: ETABS 13.0

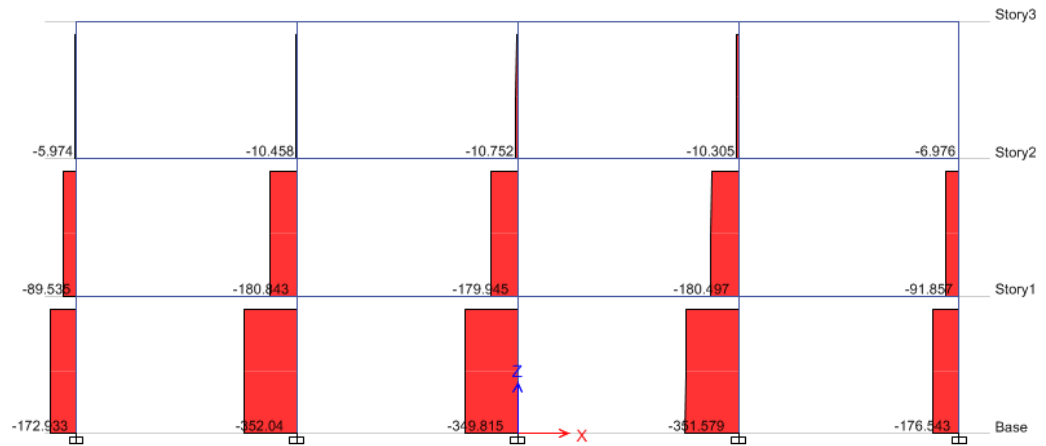


Figura 4.6: Diagrama de fuerza axial de acuerdo a la combinación de carga establecida.

Fuente: ETABS 13.0

4.3.2 Prediseño de la losa.

Se propone para la estructura la utilización de una losa tipo deck, con placa colaborante, esta es una alternativa ya normalizada por lo tanto se siguieron las especificaciones técnicas del fabricante, estas se presentan en el Anexo A, según los parámetros de la hoja técnica del fabricante se propone un tipo de losa cuyas características se presentan a continuación. Las vigas de apoyo de la losa según las consideraciones de la AISC-89, L3.2 cita que "la altura de la sección de la viga no deberá ser menor que 1/20 de la luz".

- Espesor de la placa colaborante: 0.65 mm
- Separación entre apoyos: 2.6 m
- Espesor de la losa sobre la cresta de la placa: 10 cm

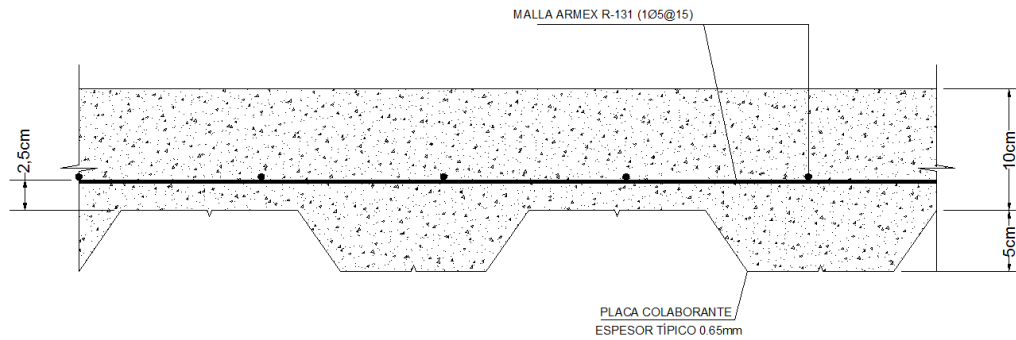


Figura 4.7: Detalle de losa tipo Deck.

Fuente: Autor.

4.3.3 Verificación de la viga 7.

Material.

La norma que se utilizará para la verificación del miembro es la AISC 360-10, con un tipo de diseño LRFD, se utilizará acero ASTM A36, a continuación se presentan los datos para el diseño:

- $E = 29000$ [ksi] Modulo de elasticidad del acero
- $G = 11200$ [ksi] Modulo de corte de elasticidad del acero
- $F_y = 36$ [ksi] Tensión mínima de fluencia Acero ASTM A36

Cargas.

- $P_u = 0$ [kips] Carga de compresión
- $M_u = M_{max} = 254$ [kip-ft] Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado
- $M_A = 71$ [kip-ft] Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado
- $M_B = 138$ [kip-ft] Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado

- $M_C = 45$ [kip-ft] Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado
- $V_u = 66$ [kips] Cortante máximo

Condiciones geométricas.

- $L_b = 24.28$ [ft] Longitud sin arriostrar de la viga
- $K = 1$ Factor de longitud efectiva.

Datos del perfil W12X79.

- $d_b = 12,4$ [in] Profundidad de la viga
- $b_f = 12,1$ [in] Ancho del ala
- $t_f = 0,735$ [in] Espesor del ala
- $t_w = 0,47$ [in] Espesor del alma
- $A_g = 23,2$ [in²] Área total de la sección transversal del miembro
- $r_x = 5,34$ [in] Radio de giro en torno al eje x
- $r_y = 3,05$ [in] Radio de giro en torno al eje y
- $Z_x = 119$ [in³] Modulo plástico de la sección alrededor del eje x

4.3.3.1 Verificación de la esbeltez del alma.

$$\lambda_c = \frac{K L_b}{r_x \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{LRFD-E2-4})$$

0.8

$$\lambda_c = \frac{1 \cdot 24,28 \cdot 12}{5,34 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,61$$

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{LRFD-E2-2}) \quad \mathbf{0.9}$$

$$F_{cr} = (0,658^{0,63^2}) \cdot 36 = 30,81 \text{ ksi}$$

$$P_d = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad \mathbf{0.10}$$

$$P_d = 0,9 \cdot 30,81 \cdot 23,2 = 642,64 \text{ kips}$$

$$P_y = F_y A_g \quad \mathbf{0.11}$$

$$P_y = 36 \cdot 23,2 = 835,20 \text{ kips}$$

Para la estructura propuesta y de acuerdo a lo establecido en el código AISC 341-10 se verificarán que los miembros que conforman los pórticos especiales resistentes a momento sean altamente dúctiles. (AISC 341-10. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings., 2010.)

$$C_a = \frac{P_d}{\phi_c P_y} \quad (\text{Tabla D1.1}) \quad \mathbf{0.12}$$

$$C_a = \frac{642,64}{0,9 \cdot 835,20} = 0,85$$

Como el valor de C_a , obtenido en la fórmula 4.12 es mayor que 0,125, se aplica la Fórmula 4.13 para establecer la relación que limita el ancho espesor del perfil y compararla con la relación h/t_w del perfil.

$$\lambda_{hd} = 0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,93 - C_a) \quad (\text{Tabla D1.1}) \quad \mathbf{0.13}$$

$$\lambda_{hd} = 0,77 \cdot \sqrt{\frac{29000}{36}} (2,93 - 0,85) = 45,35$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d_b - 2 t_f}{t_w} = \frac{10,93}{0,47} = 23,26$$

El valor obtenido de la relación h/t_w es menor que λ_{hd} , por lo tanto el alma es compacta y cumple con los requerimientos de ductilidad establecidos por la AISC 341-10.

4.3.3.2 Verificación de la esbeltez del ala.

Al igual que se realizó para el alma del perfil de la viga, se verificará que el ala sea compacta y cumpla con los requerimientos de ductilidad para miembros de PEARL (AISC 341-10. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings., 2010), para esto comparamos el valor de la relación b/t_f con el obtenido mediante la fórmula 4.14.

$$\lambda_{hd} = 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Tabla D1.1}) \quad \mathbf{0.14}$$

$$\lambda_{hd} = 0,30 \cdot \sqrt{\frac{29000}{36}} = 8,51$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{12,1/2}{0,735} = 8,23$$

El valor obtenido de la relación b/t_f es menor que λ_{hd} , por lo tanto el alma es compacta y cumple con los requerimientos de ductilidad establecidos por la AISC 341-10.

4.3.3.3 Verificación por flexión.

4.3.3.3.1 Estados límites.

De acuerdo con lo verificado anteriormente el ala y alma se califican como compactas por lo tanto para miembros con elementos compactos y de simetría doble se verificarán los estados límites por fluencia y por pandeo lateral torsional, la resistencia nominal M_n será el menor valor obtenido de acuerdo con estos estados límites (AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings., 2010, Tabla. F1.1).

Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad \mathbf{0.15}$$

$$M_n = 36 \cdot 119 \cdot \frac{1}{12} = 357 \text{ kip} - \text{ft}$$

Pandeo lateral torsional:

$$L_b = 12 \cdot 24,48 = 291,36 \text{ in}$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F2-5}) \quad \mathbf{0.16}$$

$$L_p = 1,76 \cdot 3,05 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 152,36 \text{ in}$$

$$h_0 = d_b - t_f = 12,4 - 0,735 = 11,67 \text{ in}$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{(F2-6)} \quad \mathbf{0.17}$$

Para miembros compactos de sección H con simetría doble $c = 1$ (AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings., 2010) y r_{ts} se aproxima como indica la fórmula 4.18

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{h_0 \cdot t_w}{b_f \cdot t_f}\right)}} \quad \mathbf{0.18}$$

$$r_{ts} = \frac{12,1}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{11,67 \cdot 0,47}{12,1 \cdot 0,735}\right)}} = 3,33 \text{ in}$$

$$L_r = 1,95 \cdot 3,33 \frac{29000}{0,7 \cdot 36} \sqrt{\frac{3,84 \cdot 1}{107 \cdot 11,67} + \sqrt{\left(\frac{3,84 \cdot 1}{107 \cdot 11,67}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot 36}{29000}\right)^2}}$$

$$L_r = 620,33 \text{ in}$$

Como $L_p < L_b < L_r$, por lo tanto la resistencia nominal del miembro será obtenida mediante la fórmula 4.20 (AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings., 2010), para lo cual utilizamos el valor de M_p , ya obtenido con la fórmula 4.15, y el valor del factor de modificación por pandeo lateral-torsional C_b que se obtiene de la fórmula 4.19.

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{max}}{2,5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \quad (\text{F1-1})$$

0.19

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 254}{2,5 \cdot 254 + 3 \cdot 71 + 4 \cdot 138 + 3 \cdot 45} = 2,07$$

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (\text{F2-2})$$

0.20

$$M_p = 4284 \text{ kip} - \text{in}$$

$$M_n = 2,07 \cdot \left[4284 - (4284 - 0,7 \cdot 36 \cdot 107) \cdot \left(\frac{291,36 - 152,36}{620,33 - 152,36} \right) \right] = 7891,75 \text{ kip-in}$$

$$M_n = 657,65 \text{ kip} - \text{ft}$$

De acuerdo a lo expuesto anteriormente la resistencia nominal del miembro es el menor valor obtenido de la verificación de los estados límites por fluencia y por pandeo lateral torsional, los resultados se resumen en la Tabla 4.7

Tabla 0.7: Resumen verificación por flexión-viga 7.

ϕ_b	0,9
M_n	357 kip-ft
$\phi_b M_n$	321,30 kip-ft
M_u	254 kip-ft
$\phi_b M_n > M_u$	

Fuente: Autor

4.3.3.4 Verificación por corte

La resistencia nominal por corte para almas rigidizadas y no rigidizadas de acuerdo al estado limite por corte y pandeo en corte está dada por la fórmula 4.22, para esto se debe comparar la relación h/t_w con la relación presentada en la fórmula 4.21 y escoger el valor correspondiente del coeficiente de corte en el alma:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{10,93}{,47} = 23,26$$

Como el valor de la relación h/t_w es menor que 260, el valor del coeficiente de pandeo por corte del alma es $k_v = 5$

$$1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} \quad \mathbf{0.21}$$

$$1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 29000}{36}} = 69,81$$

Como el valor obtenido con la fórmula 4.21 es mayor que el de la relación h/t_w , el valor del coeficiente de corte del alma es $C_v = 1.0$ (AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings., 2010)

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v \quad (\text{G2-1}) \quad \mathbf{0.22}$$

$$A_w = d \cdot t_w = 12,4 \cdot 0,47 = 5,83 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,6 \cdot 36 \cdot 5,83 \cdot 1,0 = 125,88 \text{ kips}$$

Tabla 0.8: Resumen verificación por corte-viga 7.

ϕ_v	0,9
V_n	125,88 kips
$\phi_v V_n$	113,30 kips
V_u	66 kips
$\phi_v V_n > V_u$	

Fuente: Autor.

4.3.4 Verificación de la columna 5.

Material.

La norma que se utilizará para la verificación del miembro es la AISC 360-10, con un tipo de diseño LRFD, se utilizará acero ASTM A36, a continuación se presentan los datos para el diseño:

- $E = 29000$ [ksi] Modulo de elasticidad del acero
- $G = 11200$ [ksi] Modulo de corte de elasticidad del acero
- $F_y = 36$ [ksi] Tensión mínima de fluencia Acero ASTM A36

Cargas.

- $P_u = 352$ [kips] Carga de compresión
- $M_u = M_{max} = 27,86$ [kip – f t] Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado
- $M_A = 22,29$ [kip – f t] Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado
- $M_B = 14,18$ [kip – f t] Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado
- $M_C = 6,06$ [kip – f t] Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado
- $V_u = 2,54$ [kips] Cortante máximo.

Condiciones geométricas.

- $L_{col} = 10,63$ [f t] Longitud de la columna
- $G_A = 1,2$ Condición de borde
- $K_Z = 1$ Factor de longitud efectiva para pandeo torsional.

Datos del perfil.

- $d_c = 15,2$ [in] Profundidad de la columna
- $b_f = 15,7$ [in] Ancho del ala
- $t_f = 1,31$ [in] Espesor del ala
- $t_w = 0,83$ [in] Espesor del alma
- $A_g = 51,8,8$ [in²] Área total de la sección transversal del miembro
- $I_{xC5} = 2140$ [in⁴] Momento de inercia en torno al eje x Columna 5
- $I_{yC5} = 838$ [in⁴] Momento de inercia en torno al eje y Columna 5
- $I_{xC20} = 1530$ [in⁴] Momento de inercia en torno al eje x Columna 20
- $I_{xV3} = 307$ [in⁴] Momento de inercia en torno al eje x Viga 3
- $I_{xV4} = 662$ [in⁴] Momento de inercia en torno al eje x Viga 4
- $I_{xV17} = 307$ [in⁴] Momento de inercia en torno al eje x Viga 17
- $I_{xV18} = 307$ [in⁴] Momento de inercia en torno al eje x Viga 18
- $r_x = 6,43$ [in] Radio de giro en torno al eje x
- $r_y = 4,02$ [in] Radio de giro en torno al eje y
- $Z_x = 320$ [in³] Modulo plástico de la sección alrededor del eje x
- $C_w = 40500$ [in⁶] Constante de alabeo
- $J = 26,5$ [in⁴] Constante torsional

4.3.4.1 Verificación de la esbeltez del alma.

Para determinar el factor de largo efectivo K de la columna utilizamos el nomograma para pórticos resistentes a momento que se indica en la Figura 4.8, para esto se determina el valor de G_B como indica la Fórmula 4.23

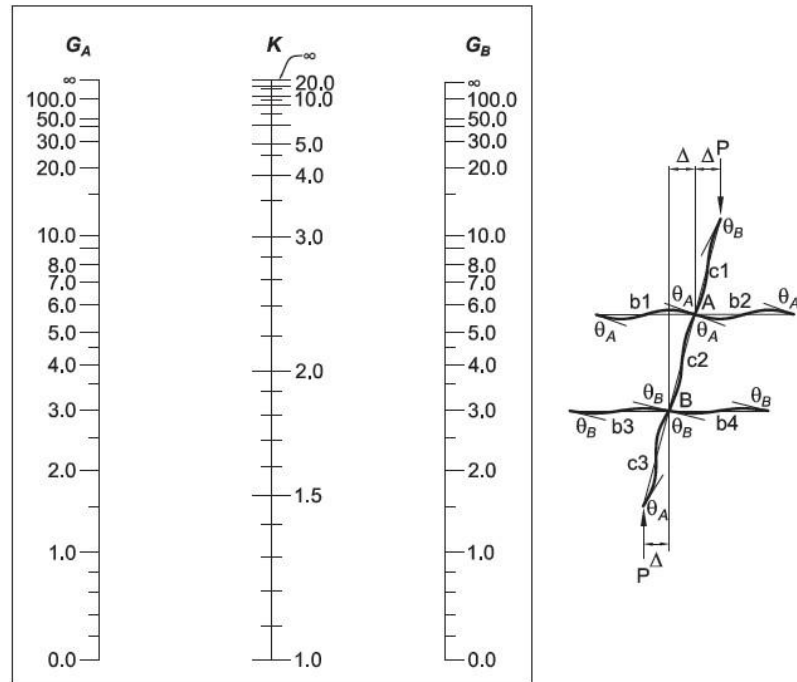


Fig. C-A-7.2. Alignment chart sidesway—uninhibited (moment frame).

Figura 4.8: Nomograma-desplazamientos permitidos (Pórticos resistentes a momento.

Fuente: (AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings., 2010)

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{E_c \cdot I_c}{L_{col}} \right)}{\sum \left(\frac{E_v \cdot I_v}{L_v} \right)} \quad (C-A-7-3) \quad 0.23$$

$$G_B = \frac{\frac{29000}{10,63} \cdot (2140 + 1530)}{29000 \left(\frac{307}{14,11} + \frac{662}{24,28} + \frac{307}{17,06} + \frac{307}{17,06} \right)} = 4,06$$

Utilizamos los valores de $G_A = 1.2$ y $G_B = 4.06$ para hallar el valor de K de la Figura 4.8, obteniendo que $K=1.68$, con este valor encontramos los valores de λ_c , F_{cr} , P_d y P_y con las Fórmulas 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11 respectivamente.

$$\lambda_c = \frac{1,68 \cdot 10,63 \cdot 12}{6,43 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,37$$

$$F_{cr} = (0,658^{0,37^2}) \cdot 36 = 33,96 \text{ ksi}$$

$$P_d = 0,9 \cdot 33,96 \cdot 51,8 = 1583,22 \text{ kips}$$

$$P_y = 36 \cdot 51,8 = 1864,8 \text{ kips}$$

Al igual que se realizó para la viga, en la columna se verificarán que los miembros que conforman los pórticos especiales resistentes a momento sean altamente dúctiles, utilizando las Fórmulas 4.12 y 4.13. (AISC 341-10. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings., 2010.)

$$C_a = \frac{1583,22}{0,9 \cdot 1864,8} = 0,94$$

0.24

Se verifica que el valor de C_a , obtenido de la fórmula 4.24 es mayor que 0.125, por lo tanto aplicamos la Fórmula 4.13 para establecer la relación que limita el ancho espesor del perfil y compararla con la relación h/t_w del perfil.

$$\lambda_{hd} = 0,77 \cdot \sqrt{\frac{29000}{36}} (2,93 - 0,94) = 43,42$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d_c - 2 \cdot t_f}{t_w} = \frac{12,58}{0,83} = 15,16$$

0.25

El valor obtenido de la Fórmula 4.25 es menor que λ_{hd} , por lo tanto el alma es compacta y cumple con los requerimientos de ductilidad establecidos por la AISC 341-10.

4.3.4.2 Verificación de la esbeltez del ala.

Al igual que se realizó para el alma del perfil de la columna, se verificará que el ala sea compacta y cumpla con los requerimientos de ductilidad para miembros de PEARM, para esto comparamos el valor de la relación b/t_f con el obtenido mediante la fórmula 5.14.

$$\lambda_{hd} = 0,30 \cdot \sqrt{\frac{29000}{36}} = 8,51 \quad \mathbf{0.26}$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{15,7/2}{1,31} = 5,99 \quad \mathbf{0.27}$$

El valor obtenido en la Fórmula 5.27 es menor que λ_{hd} de la fórmula 4.26, por lo tanto el alma es compacta y cumple con los requerimientos de ductilidad establecidos por la AISC 341-10.

4.3.4.3 Verificación por compresión.

4.3.4.3.1 Estados límites.

De acuerdo con lo verificado anteriormente el ala y alma se califican como compactas por lo tanto para miembros con elementos compactos y de simetría doble se verificarán los estados límites de pandeo por flexión y por pandeo torsional, la resistencia nominal P_n será el menor valor obtenido de acuerdo con estos estados límites (AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings., 2010).

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos:

$$\frac{K \cdot L_{col}}{r_x} = \frac{1,68 \cdot 10,63 \cdot 12}{6,43} = 33,33 \quad \mathbf{0.28}$$

$$4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \mathbf{0.29}$$

$$4,71 \cdot \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133,68$$

Como el valor obtenido de la fórmula 4.29 es mayor que el de la relación de la fórmula 4.28, por lo tanto para hallar el valor de F_{cr} utilizamos la Fórmula 4.30.

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] \cdot F_y \quad (\text{E3-2}) \quad \mathbf{0.30}$$

Dónde:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_{col}}{r_x} \right)^2} \quad (\text{E3-4}) \quad \mathbf{0.31}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 29000}{\left(\frac{1,68 \cdot 10,63 \cdot 12}{6,43} \right)^2} = 257,67 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{36}{257,67}} \right] \cdot 36 = 33,96 \text{ ksi}$$

La resistencia a compresión nominal está definida por la Fórmula 4.32

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (\text{E3-1}) \quad \mathbf{0.32}$$

$$P_n = 33,96 \cdot 51,8 = 1759,13 \text{ kips}$$

Resistencia a compresión por pandeo torsional y flexo torsional de miembros sin elementos esbeltos:

Para secciones diferentes a doble ángulo y T en compresión, el valor de F_{cr} será determinado de acuerdo con la fórmula 4.30, donde F_e para miembros con simetría doble se determina mediante la fórmula 4.33

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_{col})^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{E4-4}) \quad \mathbf{0.33}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \cdot 29000 \cdot 40500}{(1 \cdot 10,63 \cdot 12)^2} + 11200 \cdot 26,5 \right] \cdot \frac{1}{2140 + 838} = 338,89 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{36}{338,89}} \right] \cdot 36 = 34,43 \text{ ksi}$$

La resistencia a compresión nominal está definida por la Fórmula 4.32

$$P_n = 34,43 \cdot 51,8 = 1783,47 \text{ kips}$$

De acuerdo a lo expuesto anteriormente la resistencia nominal del miembro es el menor valor obtenido de la verificación de los estados límites por fluencia y por pandeo lateral torsional, los resultados se resumen en la Tabla 4.9

Tabla 0.9: Resumen verificación por compresión-columna 5.

ϕ_c	0,9
P_n	1759,13 kips
$\phi_c P_n$	1583,22 kips
P_u	352,04 kips
$\phi_c P_n > P_u$	

Fuente: Autor

4.3.4.4 Verificación por flexión.

4.3.4.4.1 Estados límites.

De acuerdo con lo verificado anteriormente el ala y alma se califican como compactas por lo tanto para miembros con elementos compactos y de simetría doble se verificarán los estados límites por fluencia y por pandeo lateral torsional, la resistencia nominal M_n será el menor valor obtenido de acuerdo con estos estados límites (AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings., 2010, Tabla F1.1), es por esto que se utiliza la formulación expuesta para la verificación por flexión de la viga.

Fluencia:

$$M_n = 36 \cdot 320 \cdot \frac{1}{12} = 960 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$L_b = 12 \cdot 10,63 = 127,56 \text{ in}$$

$$L_p = 1,76 \cdot 4,02 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 200,81 \text{ in}$$

Como $L_b < L_p$ el estado límite por pandeo lateral torsional no aplica, por lo tanto el valor de la resistencia nominal está dominado por el estado límite de fluencia.

Tabla 0.10: Resumen verificación por flexión-columna 5.

ϕ_b	0,9
M_n	960 kip-ft
$\phi_b M_n$	864 kip-ft
M_u	30,40 kip-ft
$\phi_b M_n > M_u$	

Fuente: Autor

4.3.4.5 Verificación por corte

Al igual que en la viga, la resistencia nominal por corte para almas rigidizadas y no rigidizadas de acuerdo al estado limite por corte y pandeo en corte está dada por la fórmula 4.22, para esto se debe comparar la relación h/t_w con la relación presentada en la fórmula 4.21 y escoger el valor correspondiente del coeficiente de corte en el alma:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{12,58}{0,83} = 15,16$$

Como el valor de la relación h/t_w es menor que 260, el valor del coeficiente de pandeo por corte del alma es $k_v = 5$

$$1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 29000}{36}} = 69,81 \quad \mathbf{0.34}$$

Como el valor obtenido en la fórmula 4.34 es mayor que el de la relación h/t_w , el valor del coeficiente de corte del alma es $C_v = 1,0$ y el valor de la resistencia nominal está dado por la fórmula 4.22

$$A_w = d_c \cdot t_w = 15,2 \cdot 0,83 = 12,62 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,6 \cdot 36 \cdot 12,62 \cdot 1,0 = 272,59 \text{ kips}$$

Tabla 0.11: Resumen verificación por corte-viga 7.

ϕ_v	0,9
V_n	272,51 kips
$\phi_v V_n$	245,26 kips
V_u	2,54 kips
$\phi_v V_n > V_u$	

Fuente: Autor

En los Cuadros 4.12 y 4.13 se resumen los perfiles utilizados para vigas y columnas respectivamente de acuerdo a las verificaciones realizadas en esta sección.

Tabla 0.12 Resumen de perfiles utilizados en las vigas.

Miembro	Perfil	Miembro	Perfil	Miembro	Perfil
1	W14X53	23	W14X53	45	W12X40
2	W14X53	24	W14X53	46	W12X40
3	W12X40	25	W12X40	47	W12X40
4	W12X79	26	W12X79	48	W12X40
5	W12X79	27	W12X79	49	W12X40
6	W12X40	28	W12X40	50	W12X40
7	W12X79	29	W12X79	51	W12X40
8	W12X40	30	W12X40	52	W12X40
9	W14X53	31	W14X53	53	W12X40
10	W14X53	32	W14X53	54	W12X40
11	W14X53	33	W14X53	55	W12X40
12	W14X53	34	W14X53	56	W12X40
13	W14X53	35	W14X53	57	W12X40
14	W14X53	36	W14X53	58	W12X40
15	W12X40	37	W12X40	59	W12X40
16	W12X40	38	W12X40	60	W12X40
17	W12X40	39	W12X40	61	W12X40
18	W12X40	40	W12X40	62	W12X40
19	W14X53	41	W14X53	63	W12X40
20	W14X53	42	W14X53	64	W12X40
21	W14X53	43	W14X53	65	W12X40
22	W14X53	44	W14X53	66	W12X40

Fuente: Autor

Tabla 0.13 Resumen de perfiles utilizados en las columnas.

Miembro	Perfil	Miembro	Perfil	Miembro	Perfil
1	W14X211	16	W14X211	31	W14X132
2	W14X211	17	W14X211	32	W14X132
3	W14X211	18	W14X211	33	W14X132
4	W14X211	19	W14X211	34	W14X132
5	W14X176	20	W14X132	35	W14X120
6	W14X211	21	W14X211	36	W14X132
7	W14X211	22	W14X211	37	W14X132
8	W14X176	23	W14X132	38	W14X120
9	W14X211	24	W14X211	39	W14X132
10	W14X211	25	W14X211	40	W14X132
11	W14X176	26	W14X132	41	W14X120
12	W14X211	27	W14X211	42	W14X132
13	W14X211	28	W14X211	43	W14X132
14	W14X211	29	W14X211	44	W14X132
15	W14X211	30	W14X211	45	W14X132

Fuente: Autor

4.4 Comprobación del criterio columna fuerte-viga débil.

Los pórticos laterales que conforman el sistema de PEARM deben ser diseñados de acuerdo a las especificaciones de la AISC 340-10, de manera que provean una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitando la fluencia de las zonas de panel de las columnas. Para esta comprobación se propone una conexión con placa extrema extendida no rigidizada en la cual las rótulas plásticas se desarrollan a una distancia igual a $L_{st} + t_{pl}$ desde la cara de la columna, esto para que se garantice que la resistencia esperada a momento de las vigas sea proyectada desde la localización de la rótula plástica hasta la línea central de la columna en concordancia con los requerimientos sísmicos establecidos por la AISC para este tipo de estructuración, en la Figura 4.9 se presenta la proyección de la resistencia esperada a momento de la viga. A continuación se presentan las comprobaciones de un nudo de cada piso, y en la Tabla 4.12 se resumen los valores de las relaciones de momento de los nudos restantes.

4.4.1 Comprobación de la relación de momento en el nudo 11-Primer piso

Material.

- $F_y = 36$ [ksi] Tensión mínima de fluencia Acero ASTM A36
- $R_y = 1.5$

Cargas.

- $W_{b1} = 1.7492$ [kip/ft] Carga sobre la viga 1 según la combinación de carga establecida
- $W_{b19} = 2.044$ [kip/ft] Carga sobre la viga 19 según la combinación de carga establecida
- $P_{uc3} = 67.021$ [kips] Carga de compresión sobre la columna 3
- $P_{uc18} = 35.874$ [kips] Carga de compresión sobre la columna 18

Condiciones geométricas.

- $L_{b1} = 14.11$ [ft] Longitud sin arriostrar de la viga
- $L_{b19} = 17.06$ [ft] Longitud sin arriostrar de la viga

Datos del perfil.

- $d_{b1} = 13.9$ [in] Profundidad de la viga 1
- $d_{b19} = 13.9$ [in] Profundidad de la viga 19
- $d_{c3} = 15.7$ [in] Profundidad de la columna 3
- $A_{gc3} = 62$ [in^2] Área total de la sección transversal de la columna 3
- $A_{gc18} = 62$ [in^2] Área total de la sección transversal de la columna 18
- $Z_{xb1} = 87.1$ [in^3] Modulo plástico de la sección alrededor del eje x, viga 1
- $Z_{xb19} = 87.1$ [in^3] Modulo plástico de la sección alrededor del eje x, viga 19
- $Z_{xc3} = 390$ [in^3] Modulo plástico de la sección alrededor del eje x, columna 3

- $Z_{xc18} = 390 \text{ [in}^3\text{]}$ Modulo plástico de la sección alrededor del eje x, columna 18
- $L_{st} = 8.69 \text{ [in]}$ Longitud del rigidizador de la conexión que se detalla en la sección 4.5.1.
- $t_{pl} = 1.25 \text{ [in]}$ Espesor de la placa de la conexión que se detalla en la sección 4.5.1

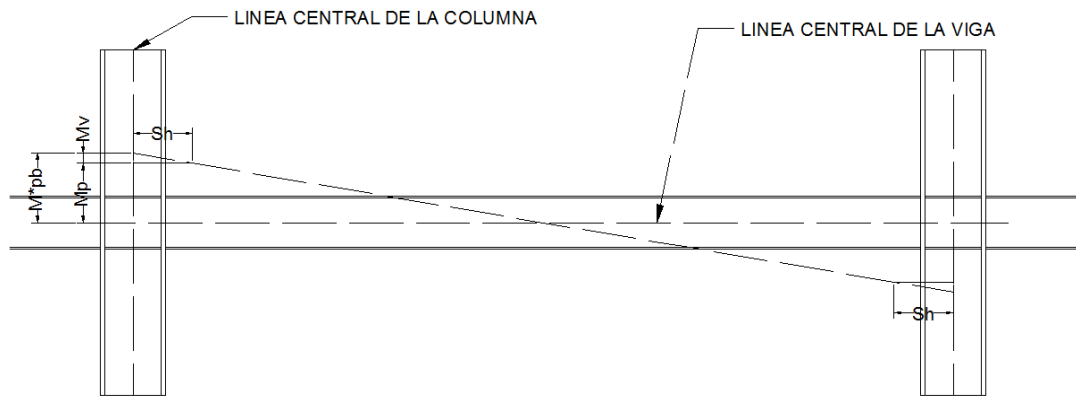


Figura 4.9: Proyección de la resistencia a momento esperada de la viga.

Fuente: Autor

Se comprobará la relación presentada en la Fórmula 4.35, la cuál debe ser cumplida en las conexiones viga-columna de los pórticos que conforman el sistema PEARM.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \quad (E3-1) \quad \mathbf{0.35}$$

Obtenemos el valor de la suma de las proyecciones de los momentos sobre las columnas:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \quad (E3-2a) \quad \mathbf{0.36}$$

$$\sum M_{pc}^* = 390 \cdot \left(36 - \frac{67,021}{62} \right) + 390 \cdot \left(36 - \frac{35,874}{62} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 27432,76 \text{ kip} - \text{in} = 2286,06 \text{ kip} - \text{ft}$$

Obtenemos el valor de la suma de las proyecciones de los momentos sobre las vigas:

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1,1R_y \cdot F_y \cdot Z + M_{ub}) \quad (\text{E3-3a}) \quad \mathbf{0.37}$$

Donde el valor de M_p de la figura 4.9 se obtiene de la fórmula 4.38, para la viga 1:

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad \mathbf{0.38}$$

$$M_{pb1} = 36 \cdot 87,1 = 3135,60 \text{ kip} - \text{in} = 261,30 \text{ kip} - \text{ft}$$

La distancia que se asumirán las rótulas plásticas como ya se mencionó antes será $L_{st} + t_{pl}$, el valor de S_h es la distancia de la línea central de la columna hasta la rótula plástica:

$$S_h = L_{st} + t_{pl} \quad \mathbf{0.39}$$

$$S_h = 8,69 + 1,25 = 9,94 \text{ in}$$

La distancia entre rótulas plásticas es igual a L_h :

$$L_h = L_{b1} - 2 \cdot S_h = 14,11 \cdot 12 - 2 \cdot 9,94 = 149,44 \text{ in}$$

El valor del cortante en la rótula plástica se obtiene mediante la fórmula 4.40

$$V_{pb1} = \frac{2 \cdot M_{pb1} + \frac{W_{b1} \cdot L_h^2}{2}}{L_h} \quad \mathbf{0.40}$$

$$V_{pb1} = \frac{2 \cdot 3135,60 + 1,7492 \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{(149,44)^2}{2}}{149,44} = 52,86 \text{ kips} \quad \mathbf{9}$$

$$M_{b1} = V_{pb1} \cdot S_h \quad \mathbf{0.41}$$

$$M_{b1} = 52,86 \cdot 9,94 \cdot \frac{1}{12} = 43,79 \text{ kip} - \text{ft}$$

Para obtener los valores correspondientes a la viga 19 realizamos cálculos similares, el valor de M_p de la figura 4.9 se obtiene de la fórmula 4.38:

$$M_{pb19} = 36 \cdot 87,1 = 3135,60 \text{ kip} - \text{in} = 261,30 \text{ kip} - \text{ft}$$

$$S_h = 8,69 + 1,25 = 9,94 \text{ in}$$

$$L_h = L_{b19} - 2 \cdot S_h = 17,06 \cdot 12 - 2 \cdot 9,94 = 184,84 \text{ in}$$

$$V_{pb19} = \frac{2 \cdot 3135,60 + 2,044 \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{(184,84)^2}{2}}{184,84} = 49,67 \text{ kips}$$

$$M_{vb19} = 49,67 \cdot 9,94 \cdot \frac{1}{12} = 41,14 \text{ kip} - \text{ft}$$

Estos valores los remplazamos en la fórmula 4.37 y obtenemos la proyección de los momentos en las vigas conectadas en el nudo analizado.

$$\sum M_{pv} = (1,1 \cdot 1,5 \cdot 261,30 + 43,79) + (1,1 \cdot 1,5 \cdot 261,30 + 41,14) = 947,22 \text{ kip} - \text{ft}$$

Con lo cual obtenemos la relación de las proyecciones de momentos en el nudo 11:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} = \frac{2286,06}{947,22} = 2,41 > 1$$

Tabla 0.14: Resumen verificación criterio columna fuerte-viga débil nudos piso 1.

Nudo	$\sum M^*_{pi}$	$\sum M^*_{pj}$	$\frac{\sum M^*_{pi}}{\sum M^*_{pj}}$	Comprobación
1	2253,3 5	948,40	2,38	> 1 Cumple
2	2168,4 8	945,36	2,29	> 1 Cumple
3	2168,9 8	945,36	2,29	> 1 Cumple
4	2170,6 3	945,36	2,30	> 1 Cumple
5	2251,7 5	948,40	2,37	> 1 Cumple
6	2202,4 2	950,65	2,32	> 1 Cumple
10	2199,3 1	950,65	2,31	> 1 Cumple
11	2286,0 6	947,22	2,41	> 1 Cumple
12	2236,3 0	944,58	2,37	> 1 Cumple
13	2237,3 2	944,58	2,37	> 1 Cumple
14	2236,4 7	944,58	2,37	> 1 Cumple
15	2282,7 3	947,22	2,41	> 1 Cumple

Fuente: Autor

Tabla 0.15 Resumen verificación criterio columna fuerte-viga débil nudos piso 2.

Nudo	$\sum M_{pc}^*$	$\sum M_{pv}^*$	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*}$	Comprobación
16	2307,74	948,40	2,43	> 1 Cumple
17	2276,92	945,36	2,41	> 1 Cumple
18	2276,88	945,36	2,41	> 1 Cumple
19	2278,02	944,20	2,41	> 1 Cumple
20	2306,73	947,24	2,44	> 1 Cumple
21	2289,93	950,65	2,41	> 1 Cumple
25	2288,19	950,65	2,41	> 1 Cumple
26	2318,76	947,22	2,45	> 1 Cumple
27	2300,33	944,58	2,44	> 1 Cumple
28	2300,56	944,58	2,44	> 1 Cumple
29	2300,44	944,58	2,44	> 1 Cumple
30	2316,87	947,22	2,45	> 1 Cumple

Fuente: Autor

Tabla 0.16: Resumen verificación criterio columna fuerte-viga débil nudos piso 3/cubierta.

Nudo	$\sum M_{pc}^*$	$\sum M_{pv}^*$	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*}$	Comprobación
31	1167,46	891,17	1,31	> 1 Cumple
32	1165,64	862,30	1,35	> 1 Cumple
33	1165,51	891,17	1,31	> 1 Cumple
34	1165,71	920,04	1,27	> 1 Cumple
35	1166,91	891,17	1,31	> 1 Cumple
36	1166,87	862,30	1,35	> 1 Cumple
40	1166,34	882,93	1,32	> 1 Cumple
41	1167,56	926,43	1,26	> 1 Cumple
42	1166,06	891,15	1,31	> 1 Cumple
43	1165,98	862,30	1,35	> 1 Cumple
44	1166,10	891,15	1,31	> 1 Cumple
45	1166,99	926,43	1,26	> 1 Cumple

Fuente: Autor**4.5 Diseño de las alternativas de conexiones.**

Se diseñarán dos tipos de conexiones, la primera será una conexión de placa extrema extendida no rigidizada (4E) y la otra una conexión de placa extrema extendida rigidizada (4ES), esto con la finalidad de comparar el desempeño sísmico de cada una de ellas y concluir cuál de ellas es más adecuada para el sistema PEARM propuesto el diseño de las dos alternativas se basa en el código AISC 358-10 para conexiones precalificadas. En la Figura 4.10 se muestran las limitaciones de los parámetros utilizados para precalificación de conexiones emperradas de placa extrema extendida. La verificación del diseño se realizará para el nudo 6 de la estructura que une los miembros Columna 2 con Viga 2.

TABLE 6.1 Parametric Limitations on Prequalification						
	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
Parameter	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	$3/4$ (19)	$3/8$ (10)	$3/4$ (19)	$3/8$ (10)	1 (25)	$9/16$ (14)
b_{bf}	$9 1/4$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12 1/4$ (311)	$7 1/2$ (190)
d	55 (1400)	$13 3/4$ (349)	24 (610)	$13 3/4$ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	$2 1/4$ (57)	$1/2$ (13)	$1 1/2$ (38)	$1/2$ (13)	$2 1/2$ (64)	$3/4$ (19)
b_p	$10 3/4$ (273)	7 (178)	$10 3/4$ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3 1/4$ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	$4 1/2$ (114)	$1 1/2$ (38)	$5 1/2$ (140)	$1 3/4$ (44)	2 (51)	$1 5/8$ (41)
p_b	—	—	—	—	$3 3/4$ (95)	$3 1/2$ (89)
b_{bf} = width of beam flange, in. (mm) b_p = width of end-plate, in. (mm) d = depth of connecting beam, in. (mm) g = horizontal distance between bolts, in. (mm) p_b = vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm) p_{fi} = vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm) p_{fo} = vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm) t_{bf} = thickness of beam flange, in. (mm) t_p = thickness of end-plate, in. (mm)						

Figura 4.10: Limitaciones de los parámetros de precalificación.

Fuente: (AISC 358-10., 2010)

Las conexiones se diseñaron tomando en cuenta las limitaciones de los parámetros especificados según la Figura 4.10, además de tomarse en cuenta las siguientes limitaciones para las vigas (AISC 358-10., 2010):

- Los miembros estarán en concordancia con los requerimientos especificados en la Sección 2.3 de la AISC 358-10.
- La profundidad de las vigas d_b están limitadas a los valores especificados en la Tabla 6.1 indicada en la Figura 4.10.
- En cuanto a peso por unidad de longitud no hay un límite establecido.
- El espesor de las alas está limitada a los valores especificados en la Tabla 6.1 indicada en la Figura 4.10.
- La relación longitud de la viga sobre profundidad del perfil para sistemas PEARM debe ser mayor que 7, estas relaciones se comprobaron para cada miembro y se resumen en los Cuadros 4.17 y 4.18.
- Las relaciones de esbeltez de alas y almas se revisaron para cada miembro en la Sección 4.3.3 conforme lo establecido por la AISC 341-10.

Las columnas deberán cumplir con las siguientes limitaciones:

- La placa extrema está conectada al ala de la columna.
- Los perfiles están limitados a un máximo de perfil W36, la profundidad de las columnas seleccionadas no exceden este perfil.
- En cuanto a peso por unidad de longitud no hay un límite establecido.
- No hay requerimientos adicionales para el espesor del ala.
- Las relaciones de esbeltez de alas y almas se revisaron para cada miembro en la Sección 4.3.4 conforme lo establecido por la AISC 341-10.

Tabla 0.17: Resumen verificación relación L_b/d_b pisos 1 y 2.

Miembro	L_b [ft]	d_b in	L_b/d_b	Comprobación
1-23	14,11	13,9	12,18	> 7 Cumple
2-24	24,28	13,9	20,96	> 7 Cumple
3-25	14,11	11,9	14,23	> 7 Cumple
4-26	24,28	12,4	23,5	> 7 Cumple
5-27	24,28	12,4	23,5	> 7 Cumple
6-28	14,11	11,9	14,23	> 7 Cumple
7-29	24,28	12,4	23,5	> 7 Cumple
8-30	14,11	11,9	14,23	> 7 Cumple
9-31	24,28	13,9	20,96	> 7 Cumple
10-32	14,11	13,9	12,18	> 7 Cumple
11-33	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
12-34	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
13-35	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
14-36	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
15-37	17,06	11,9	17,2	> 7 Cumple
16-38	17,06	11,9	17,2	> 7 Cumple
17-39	17,06	11,9	17,2	> 7 Cumple
18-40	17,06	11,9	17,2	> 7 Cumple
19-41	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
20-42	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
21-43	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
22-44	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple

Fuente: Autor

Tabla 0.18 Resumen verificación relación L_b/d_b piso 3.

Miembro	L_b [ft]	d_b in	L_b/d_b	Comprobación
45	14,11	13,9	12,18	> 7 Cumple
46	24,28	13,9	20,96	> 7 Cumple
47	14,11	11,9	14,23	> 7 Cumple
48	24,28	12,2	23,88	> 7 Cumple
49	24,28	12,2	23,88	> 7 Cumple
50	14,11	11,9	14,23	> 7 Cumple
51	24,28	12,2	23,88	> 7 Cumple
52	14,11	11,9	14,23	> 7 Cumple
53	24,28	13,9	20,96	> 7 Cumple
54	14,11	13,9	12,18	> 7 Cumple
55	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
56	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
57	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
58	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
59	17,06	11,9	17,2	> 7 Cumple
60	17,06	11,9	17,2	> 7 Cumple
61	17,06	11,9	17,2	> 7 Cumple
62	17,06	11,9	17,2	> 7 Cumple
63	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
64	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
65	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple
66	17,06	13,9	14,73	> 7 Cumple

Fuente: Autor

Limitaciones en la relación viga-columna:

- Las zonas de panel estarán de acuerdo con lo establecido por la AISC 341-10
- Las relaciones de los momentos en el nudo se comprobaron en la Sección 4.4.1 y están conformes con lo establecido por la AISC 341-10

Especificaciones para los pernos:

- El diámetro y la longitud de los pernos se limitará según la Tabla presentado en la 4.11, en donde el valor de "grip.es igual a la suma del espesor de los elementos sujetos.
- Los pernos deben ser pretensados de alta resistencia conforme la ASTM A325/A325M, ASTM A490/A490M, F1852 o F2280, para el caso de la estructura propuesta se consideró utilizar pernos ASTM A325.

- En cuanto a requerimientos de instalación los pernos pretensados se instalaran según la vuelta de tuerca que requiera según la Tabla presentado en la Figura 4.12.
- Los agujeros serán de tipo estándar y se escogen de acuerdo a los valores de la Tabla presentado en la Figura 4.13, este será realizado taladrando la placa y el ala de la columna a la que vaya conectada la viga.

Table C- 2.2. Bolt Length Selection Increment

Nominal Bolt Diameter d_b , in.	To Determine the Required Bolt Length, Add to Grip, in.
$\frac{1}{2}$	$\frac{11}{16}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{8}$
1	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{8}$
$1\frac{3}{8}$	$1\frac{3}{4}$
$1\frac{1}{2}$	$1\frac{7}{8}$

Figura 4.11: Selección de diámetro y longitud de perno.

Fuente: (Research Council on Structural Connections, 2010)

Table 8.2. Nut Rotation from Snug-Tight Condition for Turn-of-Nut Pretensioning^{a,b}

Bolt Length ^c	Disposition of Outer Face of Bolted Parts		
	Both faces normal to bolt axis	One face normal to bolt axis, other sloped not more than 1:20 ^d	Both faces sloped not more than 1:20 from normal to bolt axis ^d
Not more than $4d_b$	$\frac{1}{3}$ turn	$\frac{1}{2}$ turn	$\frac{2}{3}$ turn
More than $4d_b$ but not more than $8d_b$	$\frac{1}{2}$ turn	$\frac{2}{3}$ turn	$\frac{5}{6}$ turn
More than $8d_b$ but not more than $12d_b$	$\frac{2}{3}$ turn	$\frac{5}{6}$ turn	1 turn

^a Nut rotation is relative to bolt regardless of the element (nut or bolt) being turned. For required nut rotations of $\frac{1}{2}$ turn and less, the tolerance is plus or minus 30 degrees; for required nut rotations of $\frac{2}{3}$ turn and more, the tolerance is plus or minus 45 degrees.

^b Applicable only to joints in which all material within the grip is steel.

^c When the bolt length exceeds $12d_b$, the required nut rotation shall be determined by actual testing in a suitable tension calibrator that simulates the conditions of solidly fitting steel.

^d Beveled washer not used.

Figura 4.12: Rotación de la tuerca desde la condición ceñido-apretado hasta el pretensado de vuelta de tuerca.

Fuente: (Research Council on Structural Connections, 2010)

Table 3.1. Nominal Bolt Hole Dimensions

Nominal Bolt Diameter, d_b , in.	Nominal Bolt Hole Dimensions ^{a,b} , in.			
	Standard (diameter)	Oversized (diameter)	Short-slotted (width $\times$ length)	Long-slotted (width $\times$ length)
$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1\frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1\frac{9}{16}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1\frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2\frac{3}{16}$
1	$1\frac{1}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16} \times 1\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{2}$
$\geq 1\frac{1}{8}$	$d_b + \frac{1}{16}$	$d_b + \frac{5}{16}$	$(d_b + \frac{1}{16}) \times (d_b + \frac{3}{8})$	$(d_b + \frac{1}{16}) \times (2.5d_b)$

^a The upper tolerance on the tabulated nominal dimensions shall not exceed $\frac{1}{32}$ -in. Exception: In the width of slotted holes, gouges not more than $\frac{1}{16}$ -in. deep are permitted.

^b The slightly conical hole that naturally results from punching operations with properly matched punches and dies is acceptable.

Figura 4.13 Dimensiones para el diámetro nominal del agujero para el perno.

Fuente: (Research Council on Structural Connections, 2010, Secc. 3)

La placa extrema estará soldada a la viga de acuerdo a la siguiente especificación para el ala y el alma:

- La viga se unirá a la placa extrema mediante una junta de penetración completa precalificada para soldadura de ranura, la cara interna del ala tendrá una soldadura de filete de $5/16 \text{ in} = (8 \text{ mm})$, para el alma se utilizará una similar soldadura de filete

4.5.1 Diseño de la conexión de placa extrema extendida empernada no rigidizada.

Material. Material utilizado para vigas, columnas y la placa extrema:

- $E = 29000 \text{ [ksi]}$ Modulo de elasticidad del acero
- $G = 11200 \text{ [ksi]}$ Modulo de corte de elasticidad del acero
- $F_y = 36 \text{ [ksi]}$ Tensión mínima de fluencia Acero ASTM A36
- $F_u = 58 \text{ [ksi]}$ Resistencia a tracción mínima especificada.
- $C_{pr} = 1.2$ Factor de resistencia de la conexión (AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications., 2010, Secc 2.4)

Cargas.

- $V_u = 32.352 \text{ [kips]}$ Cortante máximo.

Datos de la sección de la viga 2.

- $d_b = 13.9 \text{ [in]}$ Profundidad de la viga
- $b_{fb} = 8.06 \text{ [in]}$ Ancho del ala
- $t_{fb} = 0.66 \text{ [in]}$ Espesor del ala
- $t_{wb} = 0.37 \text{ [in]}$ Espesor del alma

- $Z_{eb} = 119 [in^3]$ Modulo plástico efectivo de la sección, para conexiones empernadas de placa extrema es igual al módulo plástico de la sección alrededor del eje x
- $L_b = 24.28 [ft]$ Longitud de la viga

Datos de la sección de la columna 2.

- $d_c = 15.7[in]$ Profundidad de la viga
- $b_{fc} = 15.8 [in]$ Ancho del ala
- $t_{fc} = 1.56 [in]$ Espesor del ala
- $t_{wc} = 0.98 [in]$ Espesor del alma
- $k_c = 0,2875 [in]$ Distancia desde la cara exterior del ala al pie del filete del alma

Datos de los pernos.

- $F_{nt} = 90 [ksi]$ Perno A325
- $F_{nv} = 48 [ksi]$ Perno A325

4.5.1.1 Diseño del lado de la viga.

Paso 1

Determinar las dimensiones de la placa extrema conectada y calcular el momento M_f en la cara de la columna conectada.

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e \quad (6.10-1) \quad \mathbf{0.42}$$

$$M_{pr} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 36 \cdot 87,1 = 5644,08 \text{ kip} - in$$

Localización de la rótula plástica.

$$S_h = \frac{d_b}{2} = \frac{13,9}{2} = 6,95 \text{ in}$$

$$L_h = L_b - 2 \cdot S_h = (24,28 \cdot 12) - 2 \cdot 6,95 = 277,46 \text{ in}$$

Momento producido en la cara de la columna.

$$V_d = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_u \quad (6.10-2) \quad \mathbf{0.43}$$

$$V_d = \frac{2 \cdot 5644,08}{277,46} + 32,352 = 73,04 \text{ kips}$$

$$M_f = M_{pr} + V_d \cdot S_h \quad (6.10-1) \quad \mathbf{0.44}$$

$$M_f = 5644,08 + 73,04 \cdot 6,95 = 6151,71 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Paso 2.

Se selecciona una configuración geométrica para la conexión que cumpla con los requisitos presentados en la Tabla de la Figura 4.10:

- $p_{fi} = 1.5 \text{ in}$
- $p_{fo} = 1.5 \text{ in}$
- $g = 5.5 \text{ in}$
- $\phi_n = 0.9$
- $\phi_d = 1$
- $b_{pl} = 9 \text{ in}$

$$h_1 = d_b - \frac{3}{2} \cdot t_{bf} - p_{fi}$$

$$h_1 = 13,9 - \frac{3}{2} \cdot 0,66 - 1,5 = 11,41 \text{ in}$$

$$h_0 = h_1 + p_{fi} + t_{bf} + p_{fo}$$

$$h_0 = 11,41 + 1,5 + 66 + 1,5 = 15,07 \text{ in}$$

Paso 3.

Calcular el diámetro requerido del perno.

$$d_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt}(h_0 + h_1)}} \quad (6.10-3) \quad \mathbf{0.45}$$

$$d_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 6151,71}{\pi \cdot 0,9 \cdot 90(15,07 + 11,41)}} = 1,35 \text{ in}$$

Según este resultado seleccionamos un diámetro mayor al requerido, $d_p = 1 \frac{1}{2} \text{ in}$

Paso 4.

Determinar la resistencia al momento de palanca del perno, para esto calculamos la resistencia a tensión del perno P_t mediante la Fórmula 4.46.

$$P_t = F_{nt} \cdot A_p \quad \mathbf{0.46}$$

$$P_t = 90 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (1,5)^2}{4} \right) = 159,04 \text{ kips}$$

$$M_{np} = 2 \cdot P_t(h_0 + h_1) \quad \mathbf{0.47}$$

$$M_{np} = 2 \cdot 159,04(15,07 + 11,41) = 8422,76 \text{ kip} - \text{in}$$

$$\phi \cdot M_{np} = 0,75 \cdot 8422,76 = 6317,07 \text{ kip} - \text{in} > M_f \quad \mathbf{OK}$$

Paso 5.

Seleccionar el espesor requerido de la placa, y calcular el parámetro Y_p del mecanismo de la línea de rendimiento para conexiones de este tipo. (AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications., 2010)

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{pl} \cdot g} \quad \mathbf{0.48}$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{9 \cdot 5,5} = 3,52 \text{ in}$$

$$Y_p = \frac{b_{pl}}{2} \left[h_1 \cdot \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 \cdot (p_{fi} + s)] \quad \mathbf{0.49}$$

$$Y_p = \frac{9}{2} \left[11,41 \cdot \left(\frac{1}{1,5} + \frac{1}{3,52} \right) + 15,07 \cdot \left(\frac{1}{1,5} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{5,5} [11,41 \cdot (1,5 + 3,52)]$$

$$Y_p = 112,61 \text{ in}$$

$$t_{pl \text{ req}} = \sqrt{\frac{1,11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_y \cdot Y_p}} \quad (6.10-5) \quad \mathbf{0.50}$$

$$t_{pl \text{ req}} = \sqrt{\frac{1,11 \cdot 6151,71}{1 \cdot 36 \cdot 112,61}} = 1,3 \text{ in}$$

Escogemos un espesor igual a $t_{pl} = 1 \frac{1}{2}$ in (Acero ASTM A36)

Paso 6.

Calcular la fuerza factorizada F_{fu} en el ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \quad (6.10-6) \quad \mathbf{0.51}$$

$$F_{fu} = \frac{6151,71}{13,9 - 0,66} = 464,63 \text{ kips}$$

Paso 7.

Comprobar la fluencia por corte de la porción extendida de la placa extrema.
Comprobamos que se cumpla la relación 4.52

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot R_n = \phi_d \cdot (0,6) \cdot F_y \cdot b_{pl} \cdot t_{pl} \quad (6.10-7) \quad \mathbf{0.52}$$

$$\frac{464,63 \text{ kips}}{2} = 232,32 \text{ kips} < 1 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 9 \cdot 1,5 = 291,6 \text{ kips}$$

Por lo tanto el espesor de la placa es correcto.

Paso 8.

Comprobar la resistencia a rotura por corte de la porción extendida de la placa extrema

$$A_n = t_{pl} \cdot [b_{pl} - 2 \cdot (d_p + 1/8)]$$

$$A_n = 1,5 \cdot [9 - 2 \cdot (1,5 + 1/8)] = 8,63 \text{ in}^2$$

Comprobamos que se cumpla la relación 4.53

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot R_n = \phi_n \cdot (0,6) \cdot F_u \cdot A_n \quad (6.10-8) \quad \mathbf{0.53}$$

$$\frac{464,63 \text{ kips}}{2} = 232,32 \text{ kips} < 0,9 \cdot 0,6 \cdot 58 \cdot 8,63 = 270,29 \text{ kips}$$

Paso 9.

La resistencia a la rotura por corte en la conexión está dada por el número de pernos $n_p = 4$ en la zona de compresión, por lo tanto se debe cumplir que:

$$V_d \leq \phi_n \cdot R_n = \phi_n \cdot (n_p) \cdot F_{nv} \cdot A_p \quad (6.10-11) \quad \mathbf{0.54}$$

$$73,04 \text{ kips} < 0,9 \cdot (4) \cdot 48 \cdot 1,77 = 305,86 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

Paso 10.

Comprobar la resistencia a falla por desgarro del perno de soporte de la placa extrema y el ala de la columna. En donde el número de pernos internos es igual al número de pernos externos $n_i = n_o = 2$, especificado para este tipo de conexión.

$$L_c = (p_{fi} + p_{fo} + t_{bf}) - (d_p + \frac{1}{16})$$

$$L_c = (1,5 + 1,5 + 0,66) - (1,5 + \frac{1}{16}) = 2,1 \text{ in}$$

Para cada perno interno se debe cumplir que:

$$r_{ni} = 1,2 \cdot L_c \cdot t_{pl} \cdot F_u < 2,4 \cdot d_p \cdot t_{pl} \cdot F_u$$

$$1,2 \cdot 2,1 \cdot 1,5 \cdot 58 = 219,24 \text{ kips} < 2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 58 = 313,2 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

Para cada perno externo se debe cumplir que:

$$r_{no} = 1,2 \cdot L_c \cdot t_{pl} \cdot F_u < 2,4 \cdot d_p \cdot t_{pl} \cdot F_u$$

$$1,2 \cdot 2,1 \cdot 1,5 \cdot 58 = 219,24 \text{ kips} < 2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 58 = 313,2 \text{ kips}$$

Comprobamos que se cumpla la relación:

$$V_d \leq \phi_n \cdot R_n = \phi_n \cdot (n_i) \cdot r_{ni} + \phi_n \cdot (n_o) \cdot r_{no} \quad (6.10-12) \quad \mathbf{0.55}$$

$$73,04 \text{ kips} < 0,9 \cdot 2 \cdot 219,24 + 0,9 \cdot 2 \cdot 219,24 = 313,2 \text{ kips}$$

Paso 11.

Diseño de la soldadura

1. Diseño de la soldadura de las alas de la viga a la placa extrema. Esta soldadura será de tope con junta de penetración completa, siguiendo el siguiente proceso:

- Preparar las alas de la viga con un bisel de profundidad total a 45 grados.
- Ensamblar la placa extrema con la viga con la mínima abertura de la raíz.
- Preparar las superficies que van a ser soldadas con el fin de no reducir el espesor del metal de soldadura por más de 1/32 in.
- Colocar la soldadura del alma como se indica en la Figura 4.14 (1). Colocar las soldaduras de filete de 5/16 in. en el lado del alma de las alas de la viga Figura 4.14 (2).
- Realizar una limpieza (backgouge) en la raíz del bisel de manera que se elimine cualquier contaminante de las soldaduras de filete de 5/16 in. Figura 4.14 (3)

2. Diseño de la soldadura del alma de la viga a la placa extrema:

- El tamaño mínimo de la soldadura para una placa extrema de 1 1/2 in es de 5/16 in. La suelda requerida para desarrollar el esfuerzo de flexión en la viga cerca de los pernos en la zona de tensión usando un electrodo E70 se determina por la Fórmula 4.56 (AISC Steel Construction Manual, 13th edition, 2010)

$$D = \frac{0,6 \cdot F_y \cdot t_{wb}}{2 \cdot (1,392)} = \frac{0,6(36)(0,37)}{2(1,392)} = 2,87 \text{ dieciseisavos} \quad \mathbf{0.56}$$

Por lo tanto utilizamos una soldadura de filete de 5/16 in.

- El esfuerzo de corte aplicado que será soportado por la suelda entre la mitad de la profundidad de la viga y la zona de compresión. Calculamos la longitud efectiva de la soldadura.

$$l_{eff} = \frac{d_b}{2} - t_{fb} = \frac{13,9}{2} - ,66 = 6,29 \text{ in}$$

$$D = \frac{V_u}{2 \cdot (1,392) \cdot l_{eff}} = \frac{33}{2(1,392)(6,29)} = 1,85 \text{ dieciseisavos} \quad \mathbf{0.57}$$

Por lo tanto utilizamos una soldadura de filete de 5/16 in.

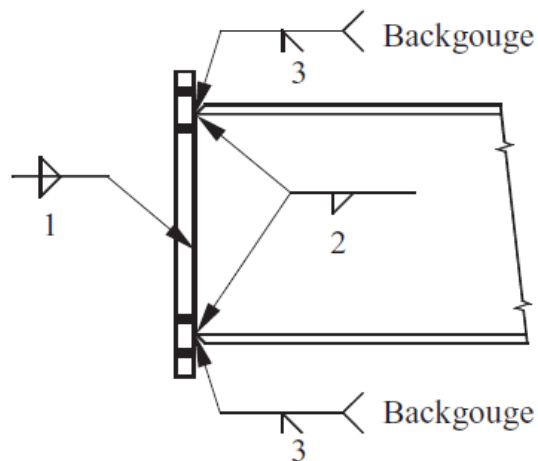


Figura 4.14: Recomendaciones para el proceso de soldadura.

Fuente: (Steel Design Guide. Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications., 2010)

4.5.1.2 Diseño del lado de la columna.

Paso 12.

Comprobar el espesor el ala de la columna para fluencia por flexión y calcular el parámetro Y_c del mecanismo de la línea de rendimiento para conexiones de este tipo (AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications., 2010)

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{fe} \cdot g}$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{15,8 \cdot 5,5} = 4,66 \text{ in}$$

$$c = p_{fo} + t_{fb} + p_{fi} = 1,5 + 0,66 + 1,5 = 3,66 \text{ in}$$

$$Y_c = \frac{b_{ef}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2} \quad \mathbf{0.58}$$

$$Y_c = \frac{15,8}{2} \left[11,41 \left(\frac{1}{4,66} \right) + 15,07 \left(\frac{1}{4,66} \right) \right]$$

$$+ \frac{2}{5,5} \left[11,41 \left(4,66 + \frac{3 \cdot 3,66}{4} \right) + 15,07 \left(4,66 + \frac{3,66}{4} \right) + \frac{3,66^2}{2} \right] + \frac{5,5}{2} = 111,35 \text{ in}$$

Comprobamos si el espesor del ala de la columna es adecuado ante fluencia por flexión:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\phi_d F_y Y_c}} \quad \mathbf{0.59}$$

$$1,56 \text{ in} > \sqrt{\frac{1,11 \cdot 6151,71}{1 \cdot 36 \cdot 111,35}} = 1,31 \text{ in} \quad \mathbf{OK}$$

Paso 13.

Comprobar la resistencia a la fluencia local del alma de la columna en la zona de las alas de la viga. Asumimos un valor de $C_t = 1$. (AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications., 2010)

$$R_n = C_t (6 k_c + t_{bf} + 2 t_{pl}) F_y t_{cw} \quad (6.10-17) \quad \mathbf{0.60}$$

$$R_n = 1 \cdot (6 \cdot 2,875 + 0,66 + 2 \cdot 1,5) \cdot 36 \cdot 0,98 = 737,7 \text{ kips}$$

Comprobamos que se cumpla la relación 4.61:

$$F_{fu} \leq \phi_d R_n \quad (6.10-16) \quad \mathbf{0.61}$$

$$464,63 \text{ kips} < 1 \cdot 737,7 \text{ kips} \text{ OK}$$

Paso 14.

Comprobamos la resistencia a pandeo del alma de la columna en la zona de compresión. En este caso el valor del coeficiente $\phi = 0.75$ y como la distancia de aplicación de la fuerza F_{fu} es mayor que $d_c/2$ la fuerza R_n se calcula mediante la Fórmula 4.62

$$h = d_c - 2 k_c = 15,7 - 2 \cdot 2,875 = 9,95 \text{ in}$$

$$R_n = \frac{24 t_{cw}^3 \sqrt{E F_y}}{h} \quad (6.10-19) \quad \mathbf{0.62}$$

$$R_n = \frac{24 \cdot 0,98^3 \sqrt{29000 \cdot 36}}{9,95} = 2319,62 \text{ kips}$$

Comprobamos que se cumpla la relación 4.63

$$F_{fu} \leq \phi R_n \quad \mathbf{0.63}$$

$$464,63 \text{ kips} < 0,75 \cdot 2319,62 = 1739,71 \text{ kips} \text{ OK}$$

Paso 15.

Comprobar la resistencia a la abolladura del alma en la zona de compresión de la viga. En este caso el valor del coeficiente $\phi = 0,75$ y como la distancia de aplicación de la fuerza F_{fu} es mayor que $d_c/2$ la fuerza R_n se calcula mediante la Fórmula 4.64, ya que la soldadura será de tope con junta de penetración completa, utilizamos el valor de $N = t_{fb}$.

$$R_n = 0,80 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (6.10-22) \quad \mathbf{0.64}$$

$$R_n = 0,80 \cdot 0,98^2 \left[1 + 3 \left(\frac{0,66}{15,7} \right) \left(\frac{0,98}{1,56} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{29000 \cdot 36 \cdot 1,56}{0,98}} = 1052,67 \text{ kips}$$

Verificamos que se cumpla la relación 5.65

$$F_{fu} \leq \phi R_n \quad (6.10-21) \quad \mathbf{0.65}$$

$$464,63 \text{ kips} < 0,75 \cdot 1052,67 = 789,50 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

4.5.1.3 Verificación de la zona de panel.

Se considera en el análisis la estabilidad del marco incluida la deformación en la zona de panel; entonces como el valor de $P_r < 0,75$ y $P_c = 0,75 F_y A_g$ utilizamos la fórmula 4.66 para determinar la resistencia a corte en la zona de panel.

$$V_d = F_{fu} = 464,63 \text{ kips}$$

$$P_r = P_u = 38,88 \text{ kips} < 0,75 \cdot P_y = 0,75 \cdot 36 \cdot 62 = 1674 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 0,9 \cdot 0,6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (J10-11) \quad \mathbf{0.66}$$

$$464,63 \text{ kips} < 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 15,7 \cdot 98 \left(1 + \frac{3 \cdot 15,8 \cdot 1,56^2}{13,9 \cdot 15,7 \cdot 0,98} \right) = 511,59 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

Por lo tanto la zona de panel no necesita rigidizadores transversales. El detalle del dimensionamiento de la conexión se muestra en las Figuras 4.15 y 4.16.

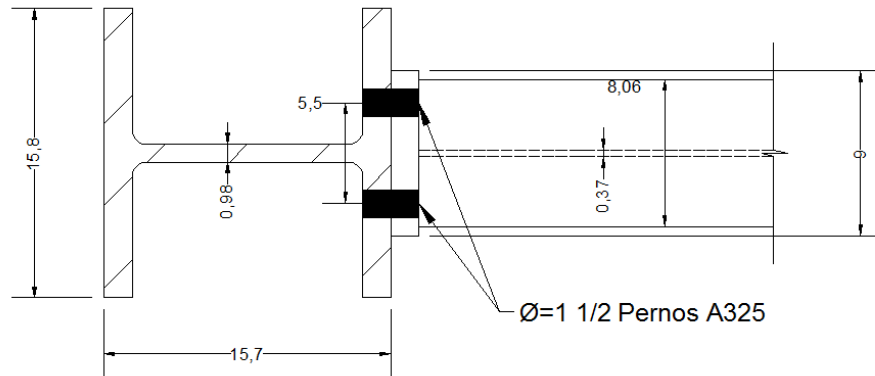


Figura 4.15: Detalle en plano de la conexión.

Fuente: Autor.

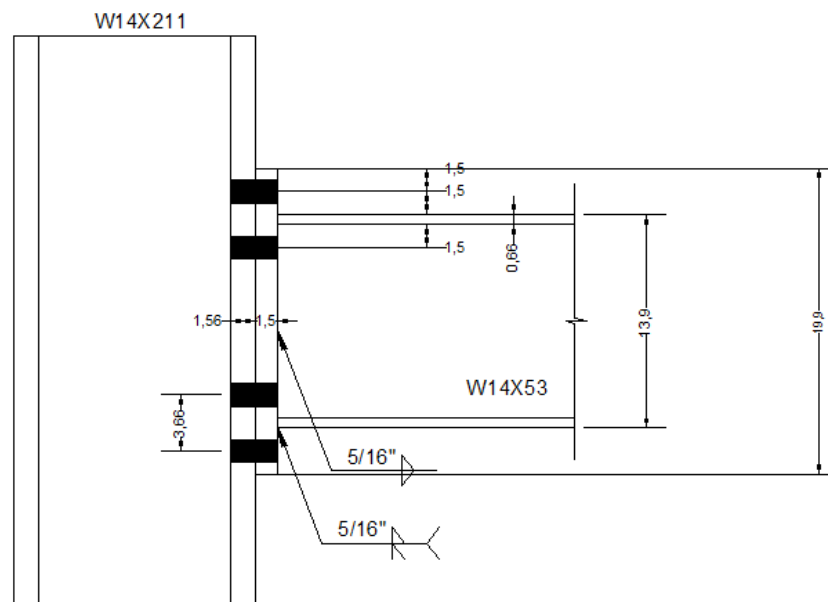


Figura 4.16: Detalle en elevación de la conexión.

Fuente: Autor.

4.5.2 Diseño de la conexión de placa extrema extendida empernada rigidizada.

Material. Material utilizado para vigas, columnas y la placa extrema:

- $E = 29000$ [ksi] Modulo de elasticidad del acero
- $G = 11200$ [ksi] Modulo de corte de elasticidad del acero
- $F_y = 36$ [ksi] Tensión mínima de fluencia Acero ASTM A36

- $F_u = 58$ [ksi] Resistencia a tracción mínima especificada.
- $C_{pr} = 1.2$ Factor de resistencia de la conexión (AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications., 2010, Secc 2.4)

Cargas.

- $V_u = 32.352$ [kips] Esfuerzo de corte máximo.

Datos de la sección de la viga 2.

- $d_b = 13.9$ [in] Profundidad de la viga
- $b_{fb} = 8.06$ [in] Ancho del ala
- $t_{fb} = 0.66$ [in] Espesor del ala
- $t_{wb} = 0.37$ [in] Espesor del alma
- $Z_{eb} = 119$ [in^3] Modulo plástico efectivo de la sección, para conexiones empernadas de placa extrema es igual al módulo plástico de la sección alrededor del eje x
- $L_b = 24.28$ [f t] Longitud de la viga

Datos de la sección de la columna 2.

- $d_c = 15.7$ [in] Profundidad de la viga
- $b_{fc} = 15.8$ [in] Ancho del ala
- $t_{fc} = 1.56$ [in] Espesor del ala
- $t_{wc} = 0.98$ [in] Espesor del alma
- $k_c = 0,2875$ [in] Distancia desde la cara exterior del ala al pie del filete del alma

Datos de los pernos.

- $F_{nt} = 90$ [ksi] Perno A325
- $F_{nv} = 48$ [ksi] Perno A325

4.5.2.1 Diseño del lado de la viga.**Paso 1**

Determinar las dimensiones de la placa extrema conectada y calcular el momento M_f en la cara de la columna conectada se utilizará la misma formulación que en la sección 4.5.1.

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e$$

$$M_{pr} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 36 \cdot 87,1 = 5644,08 \text{ kip} - \text{in}$$

Localización de la rótula plástica, para conexiones de este tipo las rótulas plásticas se desarrollaran a una distancia S_h como presenta la Fórmula 4.67, los valores de L_{st} y t_{pl} se justifican más adelante.

$$S_h = L_{st} + t_{pl} = 5,20 + 1,5 = 6,7 \text{ in} \quad \mathbf{0.67}$$

$$L_h = L_b - 2 \cdot S_h = (24,28 \cdot 12) - 2 \cdot 6,7 = 277,96 \text{ in}$$

Momento producido en la cara de la columna.

$$V_d = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_u$$

$$V_d = \frac{2 \cdot 5644,08}{278,46} + 33 = 72,96 \text{ kips}$$

$$M_f = M_{pr} + V_d \cdot S_h$$

$$M_f = 5644,08 + 72,96 \cdot 6,7 = 6132,91 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Paso 2.

Se selecciona una configuración geométrica para la conexión que cumpla con los requisitos presentados en la Tabla de la Figura 4.10:

- $p_{fi} = 1.5 \text{ in}$
- $p_{fo} = 1.5 \text{ in}$
- $g = 5.5 \text{ in}$
- $\phi_n = 0.9$
- $\phi_d = 1$
- $b_{pl} = 9 \text{ in}$
- $d_e = p_{fo} = 1.5 \text{ in}$

$$h_1 = d_b - \frac{3}{2} \cdot t_{bf} - p_{fi}$$

$$h_1 = 13,9 - \frac{3}{2} \cdot 0,66 - 1,5 = 11,41 \text{ in}$$

$$h_0 = h_1 + p_{fi} + t_{bf} + p_{fo}$$

$$h_0 = 11,41 + 1,5 + 6,6 + 1,5 = 15,07 \text{ in}$$

Paso 3.

Calcular el diámetro requerido del perno.

$$d_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt}(h_0 + h_1)}}$$

$$d_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 6131,91}{\pi \cdot 0,9 \cdot 90(15,07 + 11,41)}} = 1,35 \text{ in}$$

Según este resultado seleccionamos un diámetro mayor al requerido, $d_p = 1 \frac{1}{2} \text{ in}$

Paso 4.

Determinar la resistencia al momento de palanca del perno, para esto calculamos la resistencia a tensión del perno P_t mediante la Fórmula 4.46.

$$P_t = F_{nt} \cdot A_p$$

$$P_t = 90 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (1,5)^2}{4} \right) = 159,04 \text{ in}^2$$

$$M_{np} = 2 \cdot P_t(h_0 + h_1)$$

$$M_{np} = 2 \cdot 159,04(15,07 + 11,41) = 8422,76 \text{ kip} - \text{in}$$

$$\phi \cdot M_{np} = 0,75 \cdot 8422,76 = 6317,07 \text{ kip} - \text{in} > M_f \text{ OK}$$

Paso 5.

Seleccionar el espesor requerido de la placa, y calcular el parámetro Y_p del mecanismo de la línea de rendimiento para conexiones de este tipo (AISC 358-10).

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications., 2010).

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{pl} \cdot g}$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{9 \cdot 5,5} = 3,52 \text{ in}$$

$$Y_p = \frac{b_{pl}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{fo})] \quad \mathbf{0.68}$$

$$Y_p = \frac{9}{2} \left[11,41 \left(\frac{1}{1,5} + \frac{1}{3,52} \right) + 15,07 \left(\frac{1}{1,5} + \frac{1}{2 \cdot 3,52} \right) \right] \\ + \frac{2}{5,5} [11,41(1,5 + 3,52) + 15,07(1,5 + 1,5)]$$

$$Y_p = 140,93 \text{ in}$$

$$t_{pl \text{ req}} = \sqrt{\frac{1,11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_y \cdot Y_p}}$$

$$t_{pl \text{ req}} = \sqrt{\frac{1,11 \cdot 6132,91}{1 \cdot 36 \cdot 140,93}} = 1,16 \text{ in}$$

Escogemos un espesor igual a $t_{pl} = 1 \frac{1}{5}$ in (Acero ASTM A36)

Paso 6.

Calcular la fuerza factorizada F_{fu} en el ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}}$$

$$F_{fu} = \frac{6132,91}{13,9 - 0,66} = 463,21 \text{ kips}$$

Paso 7.

Comprobar la fluencia por corte de la porción extendida de la placa extrema.

Comprobamos que se cumpla la relación 5.51

$$\frac{463,21 \text{ kips}}{2} = 231,61 \text{ kips} < 1 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 9 \cdot 1,5 = 291,60 \text{ kips}$$

Por lo tanto el espesor de la placa es correcto.

Paso 8.

Comprobar la resistencia a rotura por corte de la porción extendida de la placa extrema

$$A_n = t_{pl} \cdot [b_{pl} - 2 \cdot (d_p + 1/8)]$$

$$A_n = 1,5 \cdot [9 - 2 \cdot (1,5 + 1/8)] = 8,63 \text{ in}^2$$

Comprobamos que se cumpla la relación 4.53

$$\frac{463,21 \text{ kips}}{2} = 231,61 \text{ kips} < 0,9 \cdot 0,6 \cdot 58 \cdot 8,63 = 270,29 \text{ kips}$$

Paso 9.

Escoger un espesor para el rigidizador que cumpla con la relación 4.69

$$t_s \geq t_{bw} \left(\frac{F_y}{F_{ys}} \right) \quad \mathbf{0.69}$$

Imponemos un espesor de la placa igual a $t_s = 3/8$

$$0,375 \text{ in} > 0,37 \cdot \left(\frac{36}{36} \right) = 0,37 \text{ in} \quad \text{OK}$$

Comprobamos el pandeo local verificando que se cumpla la siguiente relación:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \mathbf{0.70}$$

$$\frac{3}{0,375} = 8 \text{ in} < 0,56 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 15,89 \text{ in} \quad \text{OK}$$

Calculamos las dimensiones restantes:

$$h_{st} = p_{fo} + d_e = 1,5 + 1,5 = 3 \text{ in}$$

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ}$$

$$L_{st} = \frac{3}{\tan 30^\circ} = 5,2 \text{ in}$$

Por lo tanto se utilizará un rigidizador de 3/8 in.×3 in.×5 1/2 in. fabricado con acero ASTM A36. Para un rigidizador con una placa de espesor $t_s = 3/8$ in., son suficientes las soldaduras de filete 5/16 in.

Paso 10.

La resistencia a la rotura por corte en la conexión está dada por el número de pernos $n_p = 4$ en la zona de compresión, por lo tanto se debe cumplir que:

$$V_d \leq \phi_n \cdot R_n = \phi_n \cdot (n_p) \cdot F_{nv} \cdot A_p$$

$$72,96 \text{ kips} < 0,9 \cdot (4) \cdot 48 \cdot 1,77 = 305,86 \text{ kips} \text{ OK}$$

Paso 11.

Comprobar la resistencia a falla por desgarro del perno de soporte de la placa extrema y el ala de la columna. En donde el número de pernos internos es igual al número de pernos externos $n_i = n_o = 2$, especificado para este tipo de conexión.

$$L_c = (p_{fi} + p_{fo} + t_{bf}) - (d_p + \frac{1}{16})$$

$$L_c = (1,5 + 1,5 + 0,66) - (1,5 + \frac{1}{16}) = 2,1 \text{ in}$$

Para cada perno interno se debe cumplir que:

$$r_{ni} = 1,2 \cdot L_c \cdot t_{pl} \cdot F_u < 2,4 \cdot d_p \cdot t_{pl} \cdot F_u$$

$$1,2 \cdot 2,1 \cdot 1,5 \cdot 58 = 219,24 \text{ kips} < 2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 58 = 313,2 \text{ kips} \text{ OK}$$

Para cada perno externo se debe cumplir que:

$$r_{no} = 1,2 \cdot L_c \cdot t_{pl} \cdot F_u < 2,4 \cdot d_p \cdot t_{pl} \cdot F_u$$

$$1,2 \cdot 2,1 \cdot 1,5 \cdot 58 = 219,24 \text{ kips} < 2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 58 = 313,2 \text{ kips OK}$$

Comprobamos que se cumpla la relación:

$$V_d \leq \phi_n \cdot R_n = \phi_n \cdot (n_i) \cdot r_{ni} + \phi_n \cdot (n_o) \cdot r_{no}$$

$$73,04 \text{ kips} < 0,9 \cdot 2 \cdot 219,24 + 0,9 \cdot 2 \cdot 219,24 = 313,2 \text{ kips OK}$$

Paso 12. Diseño de la soldadura

1. Diseño de la soldadura de las alas de la viga a la placa extrema. Esta soldadura será de tope con junta de penetración completa, siguiendo el siguiente proceso:

- Preparar las alas de la viga con un bisel de profundidad total a 45 grados.
- Ensamblar la placa extrema con la viga con la mínima abertura de la raíz.
- Preparar las superficies que van a ser soldadas con el fin de no reducir el espesor del metal de soldadura por más de 1/32 in.
- Colocar la soldadura del alma como se indica en la Figura 4.14 (1). Colocar las soldaduras de filete de 5/16 in. en el lado del alma de las alas de la viga Figura 4.14 (2).
- Realizar una limpieza (backgouge) en la raíz del bisel de manera que se elimine cualquier contaminante de las soldaduras de filete de 5/16 in. Figura 4.14 (3)

2. Diseño de la soldadura del alma de la viga a la placa extrema:

- El tamaño mínimo de la soldadura para una placa extrema de 1 1/2 in es de 5/16 in. La suelda requerida para desarrollar el esfuerzo de flexión en la viga cerca de los pernos en la zona de tensión usando un electrodo E70 se determina por la Fórmula 4.56 (AISC Steel Construction Manual, 13th edition, 2010, Secc. 8-8)

$$D = \frac{0,6 \cdot F_y \cdot t_{wb}}{2 \cdot (1,392)} = \frac{0,6(36)(0,37)}{2(1,392)} = 2,87 \text{ dieciseisavos}$$

Por lo tanto utilizamos una soldadura de filete de 5/16 in.

- El esfuerzo de corte aplicado que será soportado por la suelda entre la mitad de la profundidad de la viga y la zona de compresión. Calculamos la longitud efectiva de la soldadura.

$$l_{eff} = \frac{d_b}{2} - t_{fb} = \frac{13,9}{2} - ,66 = 6,29 \text{ in}$$

$$D = \frac{V_u}{2 \cdot (1,392) \cdot l_{eff}} = \frac{33}{2(1,392)(6,29)} = 1,85 \text{ dieciseisavos}$$

Por lo tanto utilizamos una soldadura de filete de 5/16 in.

4.5.2.2 Diseño del lado de la columna.

Paso 13.

Comprobar el espesor el ala de la columna para fluencia por flexión y calcular el parámetro Y_c del mecanismo de la línea de rendimiento para conexiones de este tipo (AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications., 2010). Para esto los valores de los factores de los que depende este parámetro son $p_{so} = p_{fo} = 1.5in$ y $p_{si} = p_{fi} = 1.5in$

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{fc} \cdot g}$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{15,8 \cdot 5,5} = 4,66 \text{ in}$$

$$c = p_{fo} + t_{fb} + p_{fi} = 1,5 + 0,66 + 1,5 = 3,66 \text{ in}$$

$$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s+p_{si}) + h_0(s+p_{so})] \quad \mathbf{0.71}$$

$$Y_c = \frac{15,8}{2} \left[11,41 \left(\frac{1}{4,66} + \frac{1}{1,5} \right) + 15,07 \left(\frac{1}{4,66} + \frac{1}{1,5} \right) \right] \\ + \frac{2}{5,5} [11,41(4,66 + 1,5) + 15,07(4,66 + 1,5)] = 243,67 \text{ in}$$

Comprobamos si el espesor del ala de la columna es adecuado ante fluencia por flexión:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\phi_d F_y Y_c}}$$

$$1,56 \text{ in} > \sqrt{\frac{1,11 \cdot 6132,91}{1 \cdot 36 \cdot 243,67}} = 0,88 \text{ in} \quad \mathbf{OK}$$

Paso 14.

Comprobar la resistencia a la fluencia local del alma de la columna en la zona de las alas de la viga. Asumimos un valor de $C_t = 1$.

$$R_n = C_t (6 k_c + t_{bf} + 2 t_{pl}) F_y t_{cw}$$

$$R_n = 1 \cdot (6 \cdot 2,875 + 0,66 + 2 \cdot 1,5) \cdot 36 \cdot 0,98 = 737,7 \text{ kips}$$

Comprobamos que se cumpla la relación 4.61:

$$F_{fu} \leq \phi_d R_n$$

$$463,21 \text{ kips} < 1 \cdot 737,7 \text{ kips} \text{ OK}$$

Paso 15.

Comprobamos la resistencia a pandeo del alma de la columna en la zona de compresión. En este caso el valor del coeficiente $\phi = 0.75$ y como la distancia de aplicación de la fuerza F_{fu} es mayor que $d_c/2$ la fuerza R_n se calcula mediante la Fórmula 4.62

$$h = d_c - 2 k_c = 15,7 - 2 \cdot 2,875 = 9,95 \text{ in}$$

$$R_n = \frac{24 t_{cw}^3 \sqrt{E F_y}}{h}$$

$$R_n = \frac{24 \cdot 0,98^3 \sqrt{29000 \cdot 36}}{9,95} = 2319,62 \text{ kips}$$

Comprobamos que se cumpla la relación 4.63

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

$$464,63 \text{ kips} < 0,75 \cdot 2319,62 = 1739,72 \text{ kips OK}$$

Paso 16.

Comprobar la resistencia a la abolladura del alma en la zona de compresión de la viga. En este caso el valor del coeficiente es $\phi = 0.75$ y como la distancia de aplicación de la fuerza F_{fu} es mayor que $d_c/2$ la fuerza R_n se calcula mediante la Fórmula 4.64, ya que la soldadura será de tope con junta de penetración completa, utilizamos el valor de $N=t_{fb}$.

$$R_n = 0,80 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (6.10-22)$$

$$R_n = 0,80 \cdot 0,98^2 \left[1 + 3 \left(\frac{0,66}{15,7} \right) \left(\frac{0,98}{1,56} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{29000 \cdot 36 \cdot 1,56}{0,98}} = 1052,67 \text{ kips}$$

Verificamos que se cumpla la relación 4.65

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

$$464,63 \text{ kips} < 0,75 \cdot 1052,67 = 789,50 \text{ kips OK}$$

4.5.2.3 Verificación de la zona de panel.

Se considera en el análisis la estabilidad del marco incluida la deformación en la zona de panel; entonces como el valor de $P_r < 0.75$ y $P_c = 0.75 F_y A_g$ se utiliza la fórmula 4.66 para determinar la resistencia a corte en la zona de panel

$$V_d = F_{fu} = 464,63 \text{ kips}$$

$$P_r = P_u = 38,88 \text{ kips} < 0,75 \cdot 36 \cdot 62 = 1674 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 0,9 \cdot 0,6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

$$464,63 \text{ kips} < 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 15,7 \cdot 0,98 \left(1 + \frac{3 \cdot 15,8 \cdot 1,56^2}{13,9 \cdot 15,7 \cdot 0,98} \right) = 511,59 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

Por lo tanto la zona de panel no necesita rigidizadores transversales. El detalle del dimensionamiento de la conexión se muestra en las Figuras 4.17 y 4.18.

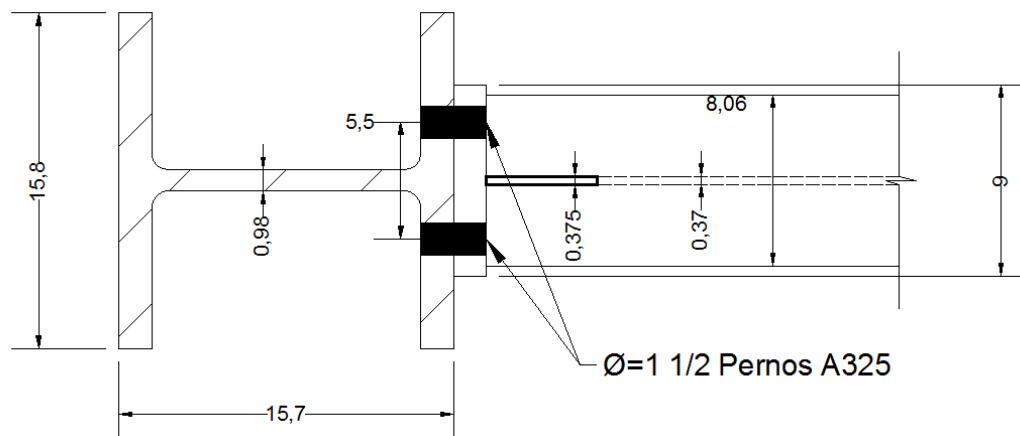


Figura 4.17: Detalle en plano de la conexión.

Fuente: Autor

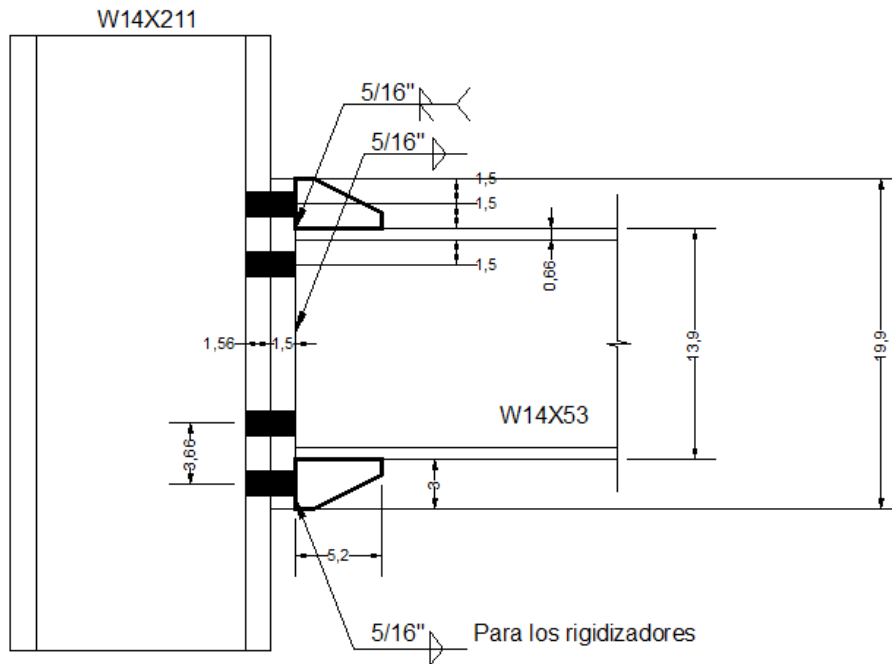


Figura 4.18: Detalle en elevación de la conexión.

Fuente: Autor

4.6 Diseño de las placas base.

Se diseñarán placas base conectadas a las columnas de la primera planta, la verificación de diseño se realizará para la placa base conectada a la columna 5, la cual como se mostró en los resultados del análisis estructural es la que está sometida a una mayor carga axial.

Paso 1.

Determinar los parámetros de diseño e imponer un dimensionamiento para la placa.

- $P_u = 352.04$ kips
- $M_u = 360$ kip – in
- $D_r = 1 \frac{3}{4}$ in

Se imponen dimensiones que cumplan con las relaciones 4.72 y 4.73

$$N > d + 10D_r$$

$$B > b_f + 6D_r$$

$$N = 15,2 + 10 \cdot 1,75 = 32,70 \text{ in}$$

$$B = 15,7 + 6 \cdot 1,75 = 26,20 \text{ in}$$

Por lo tanto imponemos unas medidas $N = 33 \text{ in}$ y $B = 27 \text{ in}$.

Paso 2.

Dimensionar la zapata de concreto, se impondrán anclas de diámetro igual $D_r = 1 \frac{3}{4} \text{ in}$

$$D_b = 1,75D_r = 1,75 \cdot 1,75 = 3,06 \text{ in}$$

Las dimensiones de ancho y largo de la zapata deben cumplir con las relaciones 4.74 y 4.75

$$\text{Largo} > N + 2(6D_r - D_b)$$

$$\text{Ancho} > B + 2(6D_r - D_b)$$

$$\text{Largo} = 33 + 2(6 \cdot 1,75 - 3,06) = 47,88 \text{ in}$$

$$\text{Ancho} = 27 + 2(6 \cdot 1,75 - 3,06) = 41,88 \text{ in}$$

Por lo tanto imponemos unas medidas $\text{Largo} = 48 \text{ in}$ y $\text{Ancho} = 42 \text{ in}$ y calculamos el área de la zapata de concreto.

$$A_2 = 48 \cdot 42 = 2016 \text{ in}^2$$

Paso 3.

Calcular A_2 que sea geométricamente similar a A_1

$$A_1 = N \cdot B = 33 \cdot 27 = 891 \text{ in}^2$$

Escogemos la mayor dimensión de las halladas en el paso 2 y le asignamos este valor a la variable $N_2 = 48 \text{ in}$, y encontramos el valor de la proporción B/N para encontrar un valor B_2 en función de esta proporción y la variable N_2 .

$$\text{Prop.} = \frac{B}{N} = \frac{27}{33} = 0,82$$

$$B_2 = \text{Prop.} \cdot N_2 = 0,82 \cdot 48 = 39,27 \text{ in}$$

$$A_2 = N_2 \cdot B_2 = 48 \cdot 39,27 = 1885,09 \text{ in}^2$$

Paso 4.

Determinar la excentricidad equivalente e y la crítica e_{crit}

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{360}{352,04} = 1,02 \text{ in}$$

$$f_{pmax} = \phi_c(0,85f'_c)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_{pmax} = 0,65(0,85 \cdot 3)\sqrt{\frac{1885,09}{891}} = 2,41 \text{ ksi}$$

$$q_{max} = f_{pmax} \cdot B = 2,41 \cdot 27 = 65,09 \text{ kips/in}$$

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

$$e_{crit} = \frac{33}{2} - \frac{352,04}{2 \cdot 65,09} = 13,80 \text{ in}$$

Como el valor de la excentricidad es menor al de la excentricidad crítica se cumple el criterio para el diseño por momento de magnitud pequeña.

Paso 5.

Determinar la longitud de soporte y verificar la presión de soporte.

$$Y = N - 2e = 33 - 2 \cdot 1,02 = 30,95$$

Verificamos la presión de soporte:

$$q = \frac{P_u}{Y} = \frac{352,04}{30,95} = 11,37 \text{ kip/in}$$

Como se cumple la relación $q < q_{max}$, por lo tanto es correcto.

Paso 6.

Determinar el espesor mínimo requerido para la placa:

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} = \frac{33 - 0,95 \cdot 15,2}{2} = 9,28 \text{ in}$$

$$n = \frac{N - 0,8b_f}{2} = \frac{27 - 0,8 \cdot 15,7}{2} = 7,22 \text{ in}$$

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot Y} = \frac{352,04}{27 \cdot 30,95} = 0,42 \text{ ksi}$$

Como $Y > m$:

$$t_{p1req} = 1,5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1,5 \cdot 9,28 \frac{0,42}{36} = 1,51 \text{ in}$$

Como $Y > n$:

$$t_{p2req} = 1,5n \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1,5 \cdot 7,22 \frac{0,42}{36} = 1,17 \text{ in}$$

Escogemos el mayor valor entre los dos encontrados, por lo tanto imponemos un ancho de placa igual a $t_{pl} = 1 \frac{3}{4}$ in. Como se revisó con la excentricidad el momento se considera de magnitud pequeña, por lo cual las anclas no están sometidas a tensión y no van a tender a zafarse.

CAPÍTULO 5:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LAS CONEXIONES PROPUESTAS.

5.1 Introducción

En este capítulo se analizarán aspectos como la energía interna acumulada y la capacidad a momento de los dos tipos de conexión propuestos los cuales dependen del mecanismo de la línea de rendimiento en cada placa extrema, los resultados obtenidos en este análisis nos permitan evaluar el comportamiento de estas conexiones frente a una carga cíclica y concluir que tipo de conexión tiene un mejor desempeño sísmico. La teoría de la línea de rendimiento presentada por Ramzi Srouji (SROUJI, 1983.) establece los siguientes parámetros para localizar la línea de rendimiento:

- Los ejes de rotación por lo general se encuentran ubicados sobre las líneas de soporte.
- Las líneas de rendimiento pasan por la intersección de los ejes de rotación de segmentos adyacentes a la placa.
- A lo largo de cada línea de rendimiento el momento de flexión se asume constante y se toma igual al momento plástico de la placa.

5.2 Análisis de Conexión Tipo 4E

Del diseño realizado para esta conexión se obtuvieron los siguientes resultados, resumidos en la Tabla 5.1:

Tabla 0.1: Resumen resultados conexión tipo 4E.

Parámetro	Valor	Unidad
Esfuerzo de corte V_d en función de S_h	73.04	[kips]
Momento M_{pr} en la cara de la columna conectada	6151.71	[kip-in]
Resistencia a tensión en el perno P_t	159.04	[kip-in]
Resistencia a momento de palanca del perno ϕM_{np}	6317.07	[kip-in]
Resistencia a fluencia por esfuerzo de corte. ϕR_n	191.6	[kips]
Resistencia a rotura por corte de la porción externa de la placa	270.29	[kips]
Resistencia a rotula por cortante de la conexión	305.86	[kips]
Resistencia a falla por desgarro del perno.	313.2	[kips]
Resistencia a fluencia local del alma en columna en zona de compresión ϕR_n	737.7	[kips]
Resistencia a pandeo del alma de la columna en zona de compresión ϕR_n	1739.72	[kips]
Resistencia a la abolladura del alma en zona de compresión ϕR_n	789.5	[kips]

Fuente: Autor**5.2.1 Análisis de la línea de rendimiento.**

El análisis aquí presentado se tomó de un estudio realizado por Abel M. S. (RYAN, 1999), aquí el mecanismo de una línea de rendimiento controla la resistencia de esta conexión de placa extrema, la Fórmula 5.1 define la energía interna acumulada en esta conexión, y la Fórmula 5.3 define la capacidad de la placa extrema. El mecanismo de este tipo de conexión se presenta en la Figura 5.1:

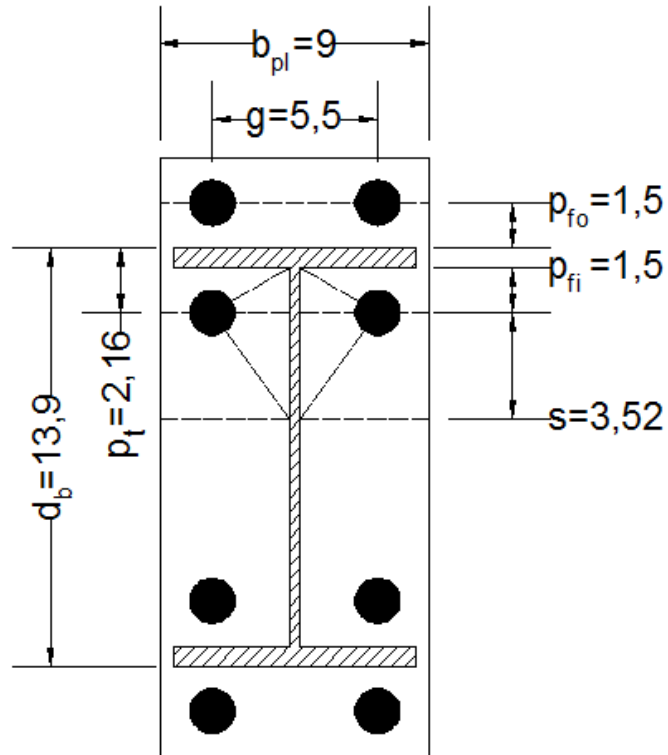


Figura 5.1: Mecanismo de la línea de rendimiento. Conexión Tipo 4E.

Fuente: Autor

$$W_i = \frac{4 M_p}{d_b} \left[\left(\frac{b_{pl}}{2} \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + (p_{fi} + s) \left(\frac{2}{g} \right) \right) (d_b - p_t) + \frac{b_{pl}}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{d_b}{p_{fo}} \right) \right] \mathbf{0.1}$$

Para lo cual necesitamos el valor de la capacidad plástica a momento de la placa definida mediante la Fórmula 6.2 (SROUJI, 1983.)

$$p_t = t_{fb} + p_{fi}$$

$$p_t = 0,66 + 1,5 = 2,16 \text{ in}$$

$$m_p = \frac{F_y t_{pl}^2}{4} \mathbf{0.2}$$

$$m_p = \frac{36 \cdot 1,5}{4} = 20,25 \text{ kips}$$

Calculamos la energía interna acumulada en la conexión:

$$W_i = \frac{4 \cdot 20,25}{13,9} \left[\left(\frac{9}{2}(0,95) + (5,02)(0,36) \right) (13,9 - 2,16) + \frac{91}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{13,9}{1,5} \right) \right] = 673,69 \text{ kips}$$

Con estos valores procedemos a calcular la capacidad a momento de la conexión tipo 4E:

$$M_{pl} = 4 m_p \left[\left(\frac{b_{pl}}{2} \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + (p_{fi} + s) \left(\frac{2}{g} \right) \right) (d_b - p_t) + \frac{b_{pl}}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{d_b}{p_{fo}} \right) \right] \mathbf{0.3}$$

$$M_{pl} = 4 \cdot 20,25 \left[\left(\frac{9}{2} \left(\frac{1}{1,5} + \frac{1}{3,52} \right) + (1,5 + 3,52) \left(\frac{2}{5,5} \right) \right) (13,9 - 2,16) + \frac{9}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{13,9}{1,5} \right) \right]$$

$$M_{pl} = 9364,36 \text{ kips}$$

5.3 Análisis de Conexión Tipo 4ES

Del diseño realizado para esta conexión se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 0.2: Resumen resultados conexión tipo 4ES.

Parámetro	Valor	Unidad
Esfuerzo de corte V_d en función de S_h	72,96	[kips]
Momento M_{pr} en la cara de la columna conectada	6132,91	[kip-in]
Resistencia a tensión en el perno P_t	159,04	[kip-in]
Resistencia a momento de palanca del perno ϕM_{np}	6317,07	[kip-in]
Resistencia a fluencia por esfuerzo de corte. ϕR_n	191,6	[kips]
Resistencia a rotura por corte de la porción externa de la placa	270,29	[kips]
Resistencia a rotura por cortante de la conexión	305,86	[kips]
Resistencia a falla por desgarro del perno.	313,2	[kips]
Resistencia a fluencia local del alma en columna en zona de compresión ϕR_n	737,7	[kips]
Resistencia a pandeo del alma de la columna en zona de compresión ϕR_n	1739,72	[kips]
Resistencia a la abolladura del alma en zona de compresión ϕR_n	789,5	[kips]

Fuente: Autor

5.3.1 Análisis de la línea de rendimiento.

El análisis aquí presentado se tomó de un estudio realizado por R. Srouji (SROUJI, 1983.), aquí uno de los patrones del mecanismo de líneas de rendimiento puede controlar la resistencia de esta conexión de placa extrema, la Fórmula 5.4 define la energía interna acumulada en esta conexión, y la Fórmula 5.5 define la capacidad de la placa extrema. Los patrones del mecanismo de este tipo de conexión se presentan en la Figura 5.2:

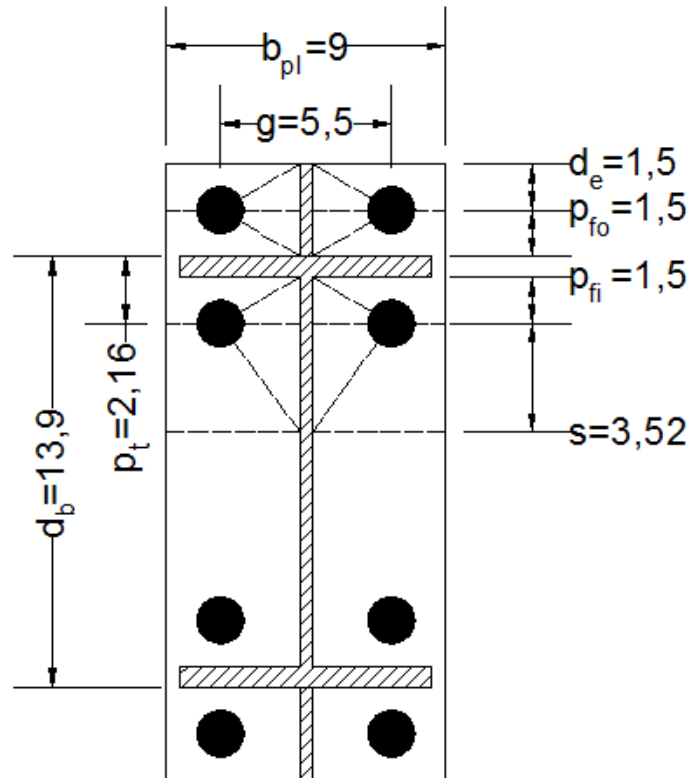


Figura 5.2: Mecanismos de las líneas de rendimiento. Conexión Tipo 4ES.

Fuente: Autor

$$W_i = \frac{4 m_p}{d_b} \left[\frac{b_{pl}}{2} \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + (p_{fi} + s) \left(\frac{2}{g} \right) \right] [(d_b - p_t) + (d_b + p_{fo})] \quad \mathbf{0.4}$$

Para lo cual necesitamos el valor de la capacidad plástica a momento de la placa definida mediante la Fórmula 6.2 (SROUJI, 1983.)

$$p_t = t_{fb} + p_{fi}$$

$$p_t = 0,66 + 1,5 = 2,16 \text{ in}$$

$$m_p = \frac{F_y t_{pl}^2}{4}$$

$$m_p = \frac{36 \cdot 1,5}{4} = 20,25 \text{ kips}$$

Calculamos la energía interna acumulada en la conexión:

$$W_i = \frac{4 \cdot 20,25}{13,9} \left[\frac{9}{2} \left(\frac{1}{1,5} + \frac{1}{3,52} \right) + (1,5 + 3,52) \left(\frac{2}{5,5} \right) \right] [(13,9-2,16)+(13,9+1,5)] = 965,35 \text{ kips}$$

Con estos valores procedemos a calcular la capacidad a momento de la conexión tipo 4ES:

$$M_{pl} = 4 m_p \left[\frac{b_{pl}}{2} \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + (p_{fi} + s) \left(\frac{2}{g} \right) \right] [(d_b - p_t) + (d_b + p_{fo})] \quad \mathbf{0.5}$$

$$M_{pl} = 4 \cdot 20,25 \left[\frac{9}{2} \left(\frac{1}{1,5} + \frac{1}{3,52} \right) + (1,5 + 3,52) \left(\frac{2}{5,5} \right) \right] [(13,9-2,16)+(13,9+1,5)]$$

$$M_{pl} = 13418,37 \text{ kips}$$

CAPÍTULO 6:

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA ESTRUCTURA.

6.1 Cantidades de obra.

En esta sección se realizará la descripción y cuantificación de los volúmenes de obra para la estructura, en este caso no se contemplará la descripción de la propuesta arquitectónica, ya que se pretende enfocar un análisis que haga énfasis en la propuesta estructural. Estas cantidades de obra se medirán acorde a la propuesta estructural presentada y se encuentran organizados en cinco capítulos en los cuales se describen los rubros que fueron tomados en cuenta para este análisis. En la Tabla 6.1, se presentan las cantidades de obra estimadas en la propuesta con sistema PEARM de acero estructural A36.

Tabla 0.1: Cantidades de obra alternativa con sistema PEARM.

Descripción	Unidad	Cantidad
Mampostería		
Mampostería de ladrillo	m^2	631,80
Paneles de gypsum (incluye estructura)	m^2	543,35
Enlucido con mortero 1:3	m^2	1263,60
Enlucido de filos con mortero 1:3	ml	107,25
Estructural		
Suministro e instalación de perfiles metálicos importados	kg	695385,00
Suministro e instalación de placa colaborante $e=0.65mm$	m^2	243,36
Encofrado recto para losas	m^2	19,50
Suministro con bomba de hormigón premezclado 210 kg/cm ²	m^3	97,34
Impactos ambientales		
Suministro e instalación de letreros informativos en lona 1.20X2.40m	u	1,00
Suministro e instalación de cintas	ml	100,00
Suministro e instalación de plástico	m^2	20,50
Barrera de madera para aislar áreas de trabajo	m^2	60,00

Fuente: Autor

En la Tabla 6.2, se presentan las cantidades de obra estimadas en la propuesta de pórticos gravitacionales de acero estructural A36.

Tabla 0.2: Cantidades de obra alternativa con sistema PEARM.

Descripción	Unidad	Cantidad
Mampostería		
Mampostería de ladrillo	m^2	631,80
Paneles de gypsum (incluye estructura)	m^2	543,35
Enlucido con mortero 1:3	m^2	1263,60
Enlucido de filos con mortero 1:3	ml	107,25
Estructural		
Suministro e instalación de perfiles metálicos importados	kg	338968,80
Suministro e instalación de placa colaborante $e=0.65mm$	m^2	243,36
Encofrado recto para losas	m^2	19,50
Suministro con bomba de hormigón premezclado 210 kg/cm ²	m^3	97,34
Impactos ambientales		
Suministro e instalación de letreros informativos en lona 1.20X2.40m	u	1,00
Suministro e instalación de cintas	ml	100,00
Suministro e instalación de plástico	m^2	20,50
Barrera de madera para aislar áreas de trabajo	m^2	60,00

Fuente: Autor

CAPÍTULO 7:

PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.

7.1 Introducción.

El plan de manejo ambiental debe estar en concordancia con aspectos de orden legal y operativo dentro de los estándares ambientales vigentes en el marco regulatorio jurídico ambiental, por esto se plantean medidas y acciones que permitan lograr una armonía entre las actividades y acciones a ser ejecutados en la construcción y funcionamiento del proyecto y los componentes del ambiente. La propuesta de manejo ambiental conforme a las estipulaciones vigentes en el país, que incluye las recomendaciones de prevención, control, mitigación y compensación, deben ser ejecutadas por el constructor, a corto, mediano o largo plazo, para la etapa de construcción del proyecto propuesto a fin de que este sea ambientalmente viable.

7.2 Objetivos.

El plan de manejo ambiental para las etapas de construcción del proyecto tiene como principales objetivos definir los programas para prevenir, controlar, mitigar y compensar los impactos biofísicos y socio-ambientales identificados en el proyecto. Así como también establecer especificaciones técnicas que sirvan de guía para implementar las medidas ambientales determinando procedimientos operativos, diseños, rubros y costos referenciales.

7.3 Alcance.

El plan de manejo ambiental propuesto para el proyecto sirve como guía para definir las medidas adecuadas que permitan hacer frente a los impactos ambientales y evitar otros que puedan presentarse durante la etapa de construcción del proyecto, este debe estar acorde a los requerimientos del promotor del proyecto o el ejecutor, la Autoridad Ambiental correspondiente y lo que estipula la normativa ambiental

vigente en el país, la Ley de Gestión Ambiental y otros cuerpos jurídicos aplicables a los diferentes ámbitos de competencia que incluye el proyecto.

7.4 Estructura del Plan de Manejo Ambiental.

La estructura del plan de manejo ambiental que se propone durante la etapa de construcción del proyecto se enfoca principalmente en prevenir y mitigar los impactos ambientales que puedan generarse durante esta etapa, además se consideró importante incluir en la estructura la gestión y el manejo de los desechos generados, por lo tanto la estructura de este plan queda de la siguiente manera:

- Programa de prevención.
- Programa de mitigación.
- Programa de gestión y manejo de desechos generados.

7.5 Desarrollo del Plan de Manejo Ambiental.

7.5.1 Programa de prevención.

El objetivo de este programa es el de prevenir los impactos causados por las diferentes actividades de construcción y montaje de la estructura propuesta, los mismos que afectan a los diferentes componentes ambientales ubicados dentro del área de influencia del proyecto.

Tabla 0.1: Modelo de la medida de seguimiento y acompañamiento del componente ambiental durante la construcción.

Fase	C	Plazo	Durante el tiempo de construcción hasta la recepción
Medida de seguimiento y Acompañamiento del Componente Ambiental durante la construcción			
Tipo de medida:	Prevención		
Objetivo de la medida:	Asegurar el debido cumplimiento de las medidas ambientales propuestas. Contar con personal calificado en aspectos ambientales que brinden un correcto seguimiento de la obra.		
Impacto al que se dirige:	Prevenir impactos y falta de control de las medidas ambientales.		
Descripción de la medida (acciones a implementarse):	Se deberá implementar personal idóneo para realizar fiscalización del componente ambiental dentro del equipo de fiscalización de la obra. El procedimiento de fiscalización ambiental en obras consistirá en: • El control de las obras de mitigación y plan de manejo ambiental. • La evaluación de las medidas y plan de manejo ambiental. • Actuación ante eventualidades. Sitios de fiscalización: • Frentes de obra. • Campamento provisional. • Botaderos o escombreras. • Vías de acceso • Otras actividades programadas. Instrumentos de fiscalización: • Visitas de campo. • Sesiones de trabajo. • Entrevistas y consultas. • Reportes e informes.		
Responsable de su ejecución y cumplimiento:	• Promotor del proyecto. • Director de fiscalización del proyecto.		
Medios de verificación de cumplimiento de la medida y medición:	• Libro de obra ambiental • Listas de chequeo de cumplimiento de actividades • Planillas de cumplimiento de actividades del plan de manejo ambiental.		
Indicadores de seguimiento ambiental de la medida:	Cumplimiento de las actividades del PMA verificado por informe final de fiscalización.		

Fuente: Autor

7.5.2 Programa de mitigación.

El objetivo de este programa es el de mitigar los impactos causados por las diferentes actividades de construcción y montaje de la estructura propuesta.

Tabla 0.2: Modelo de la medida de seguimiento y control para el suministro de pétreos y otros materiales.

Fase	C	Plazo	Durante el tiempo de construcción hasta la recepción final de las obras
Medida de seguimiento y control para el suministro de pétreos y otros materiales			
Tipo de medida:	Mitigación		
Objetivo de la medida:	Garantizar que el origen y transporte del material empleado se obtenga de minas y canteras idóneas.		
Impacto al que se dirige:	• Adecuado origen de los materiales de construcción. • Mitigar impacto por acciones vinculadas a la obra. Alteración al bienestar social. • Contaminación del aire por polvo. • Conservación del suelo.		
Descripción de la medida (acciones a implementarse):	Se debe verificar que los agregados provengan de canteras y minas acreditadas, que cumplan con la normativa ambiental vigente. En lo que respecta al transporte de materiales: • Se deberá verificar que el transporte se realice de manera segura. • Los cajones de las volquetas deberán llenarse un 80 % de su capacidad, para evitar derrames de material que puedan ocasionar accidentes. Se procurará transportar la carga en horarios que no interfieran ni entorpezcan en tráfico vehicular. En caso de utilizar el material existente en la zona en la zona del proyecto, se deberán obtener los permisos y licencias para el aprovechamiento de estos ante el ministerio de recursos no renovables.		
Responsable de su ejecución y cumplimiento:	• El responsable de la ejecución de la medida será el contratista. • El encargado de verificar el adecuado cumplimiento de la medida será el fiscalizador. • La obtención de permisos de uso o concesión para aprovechamiento del material existente en la zona, será responsabilidad del promotor.		
Medios de verificación de cumplimiento de la medida y medición:	• Registro fotográfico • Número de viajes realizados. • Libro de obra de ingresos y egresos • Presentación de certificados y licencias de operación de las minas y canteras. • Permisos de uso o concesión.		
Indicadores de seguimiento ambiental de la medida	Conformidad en el suministro de materiales verificado por parte del fiscalizador del registro de incidentes y transporte.		

Fuente: Autor

7.5.3 Programa de gestión y manejo de desechos.

El objetivo de este programa es el de implementar medidas adecuadas para prevenir la contaminación del medio biofísico fundamentalmente suelo y agua preservando además la salud y bienestar de los obreros y las personas que se encuentren dentro del área de influencia del proyecto.

Tabla 0.3: Medida para el manejo y disposición final de los desechos industriales y domésticos.

Fase	C	Plazo	Durante el tiempo de construcción hasta la recepción
Medida para el manejo y disposición final de los desechos industriales y domésticos.			
Tipo de medida:	Mitigación/Prevención		
Objetivo de la medida:	- Garantizar el manejo óptimo de desechos industriales y aceites usados generados en el proceso de construcción del edificio. - Garantizar la gestión adecuada de los desechos sólidos domésticos en el campamento y frentes de trabajo (clasificar, recolectar - basureros- disposición final).		
Impacto al que se dirige:	Contaminación del suelo por vertido de desechos sólidos industriales al ambiente.		
Descripción de la medida (acciones a implementarse):	Los desechos sólidos domésticos se recolectarán clasificándolos según los siguientes tipos de desechos: - Desechos orgánicos. - Desechos inorgánicos. Los desechos se dispondrán en cubetos de distinto color, mismos que tendrán una frecuencia de recolección de mínimo 2 veces por semana. Según el texto unificado de legislación secundaria medio ambiental (TULSMA), bajo ninguna circunstancia se quemará los residuos a cielo abierto, la recolección de los desechos deberá realizarse mediante vehículos apropiados.		
Responsable de su ejecución y cumplimiento:	En la etapa de construcción el constructor será responsable de la ejecución de esta medida, y el fiscalizador verificará su cumplimiento.		
Medios de verificación de cumplimiento de la medida y medición:	- Registro fotográfico. - Registro de la disposición final de los desechos. Contratos firmados con el ente gestor de los desechos. - Facturas o recibos de pago por la disposición final de los		
Indicadores de seguimiento ambiental de la medida:	- Informes de fiscalización donde conste el cumplimiento de los procedimientos descritos anteriormente. - Informes del administrador del campamento.		

Fuente: Autor

CONCLUSIONES

Conclusiones.

- **Conclusiones de la evaluación de las normas.**

Una vez realizados los cálculos para obtener el espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones, se analizaron las especificaciones y parámetros que las dos normas consideran en su capítulo de análisis de peligro sísmico y diseño sismo resistente, de manera que se puedan comparar y establecer las diferencias entre estas dos e identificar el grado de equivalencia de los requisitos establecidos en las normas INEN5-2001 y NEC.

- **Carga viva.**

Al analizar las consideraciones que presentan las dos normas estudiadas para este parámetro, se puede notar una clara diferencia en la clasificación de la carga viva considerada por ellas, los valores totales obtenidos para cada una de ellas son $C.V_{NEC} = 2348 \text{ kg}_f/\text{m}^2$ y $C.V_{INEN} = 1800 \text{ kg}_f/\text{m}^2$ lo cual resulta en un valor total de carga viva mayor para la NEC que para la INEN 5-2001, valores que se presentan en la Figura 8.1 por lo cual se concluye que la NEC presenta una clasificación más amplia para la consideración de las cargas vivas que la INEN 5-2001.

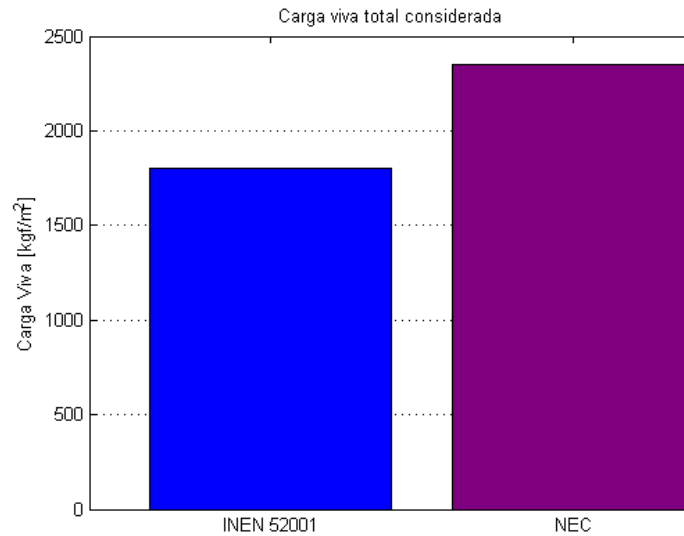


Figura C.1: Comparación de la carga viva total considerada.

Fuente: Autor

- **Categoría de edificio y coeficiente de importancia.**

Las dos normas especifican la misma clasificación de las estructuras según su importancia, por lo cual no se encontró una diferencia dentro de este parámetro, el valor del coeficiente de importancia para las dos normas es $I = 1,3$.

- **Factor de zona Z.**

La norma INEN 5-2001 especifica 4 zonas sísmicas en el Ecuador con sus respectivos valores de Z, considerando criterios como la uniformidad del peligro en ciertas zonas del país, practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes y compatibilidad con los mapas de peligro de los países vecinos. Para el caso de nuestro análisis el valor correspondiente es $Z = 0,25$, valor que representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño.

Por su parte la NEC en la determinación del valor de Z para edificios considerados como estructuras de ocupación especial especifica el uso de las curvas de peligro sísmico correspondientes a las capitales de cada provincia, en nuestro caso

analizando la curva de peligro sísmico para Cuenca obtenemos un valor de $Z = 0,34$ mayor que el considerado por la INEN, esto con la finalidad de brindar a la estructura un nivel adecuado de prevención de colapso ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno. Por lo tanto se concluye que la NEC presenta un análisis más riguroso para la consideración del factor Z .

- **Geología local.**

La norma INEN 5-2001 define el factor de suelo S de manera simplificada presentando una clasificación de 4 tipos de suelos de acuerdo a sus propiedades físicas cada uno con un valor de los coeficientes S y C_m , mientras que la NEC establece 6 tipos de perfiles de suelo, cada uno de ellos presenta un valor distinto de los coeficientes F_a, F_d y F_s antes definidos; valores que nos brindan una aproximación más precisa del comportamiento de cada tipo de suelo y por su parte un mejor análisis del espectro de respuesta.

- **Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica.**

La norma INEN en su definición del factor de reducción de resistencia sísmica no presenta un valor del coeficiente R que corresponda a la estructuración propuesta para este trabajo de grado, pero por razones de análisis se escogió un valor $R = 7$ correspondiente a estructuras de acero, este se presentó en la Tabla 4.9 y en función del análisis es el valor que mejor se aproxima a la caracterización del sistema de PEARM propuesto.

La NEC establece que el valor del factor de reducción de resistencia sísmica R está permitido siempre y cuando la estructura y sus conexiones estén diseñadas de manera que puedan desarrollar mecanismos de falla previsibles y con una adecuada ductilidad [13, Página 63]. Aquí si se consideran estructuras resistentes a momento en su clasificación, presenta un valor de $R = 8$ para estos sistemas estructurales, para esta clasificación la NEC considera el agrupamiento de estructuras, diferencias

presentes en la realidad constructiva, calidad de los materiales empleados, los criterios constructivos y el control de calidad llevado a cabo durante la construcción.

- **Conclusiones del análisis estructural.**
 - **PEARM vs Sistema de pórticos gravitacionales.**
 - El sistema PEARM basa su resistencia en el criterio de columna fuerte-viga débil, parámetro que rige el dimensionamiento de los miembros estructurales, por esta razón para garantizar se cumpla este criterio los pórticos que conforman este sistema tienen tamaños mayores que los pórticos gravitacionales simples.
 - El sistema PEARM garantiza una mayor ductilidad que la propuesta con pórticos gravitacionales simples.
- **Análisis del mecanismo de la línea de rendimiento.**

La teoría del mecanismo de la línea de rendimiento permitió un análisis de la energía interna que acumula cada conexión y su capacidad a momento, este análisis teórico nos brinda información adecuada de la predicción teórica de las fuerzas a las que estará sometida la conexión.

- El mecanismo doble de la conexión tipo 4ES presenta un 30 % más de energía acumulada que la conexión tipo 4E, estos datos se presentan en la Figura 8.2.
- El mecanismo de la conexión tipo 4ES presenta igualmente un 30 % más de resistencia según la capacidad de las conexiones analizadas, estos datos se presentan en la Figura 8.3.

- El mecanismo doble de la conexión de placa extrema extendida empernada rigidizada, presenta una mejor respuesta teórica que su similar no rigidizada.
- Para esta propuesta se recomienda la utilización de la conexión de placa extrema extendida empernada rigidizada en los nudos que conforman los pórticos resistentes a momento.
- En cuanto a los valores de resistencia encontrados en el diseño de la conexión son similares para las dos conexiones con excepción de los valores del cortante y el momento en la cara de la columna, valores que dependen de la distancia de localización de las rótulas plásticas. Estos valores se indican en las Figuras 8.4 y 8.5

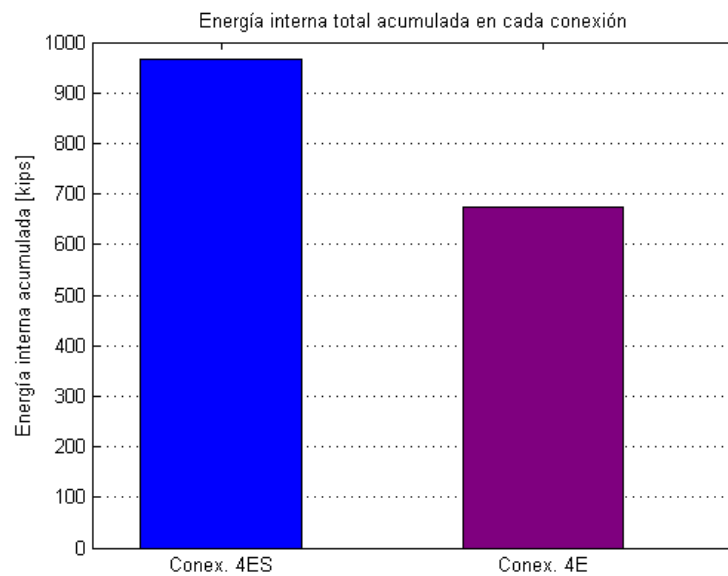


Figura C.2: Valor de la energía acumulada en las conexiones propuestas.
Fuente: Autor

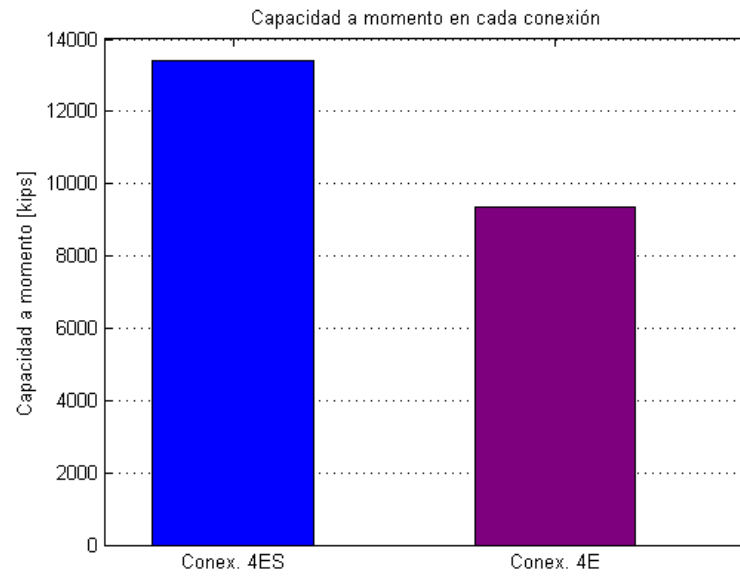


Figura C.3: Capacidad a momento de cada una de las conexiones propuestas.
Fuente: Autor

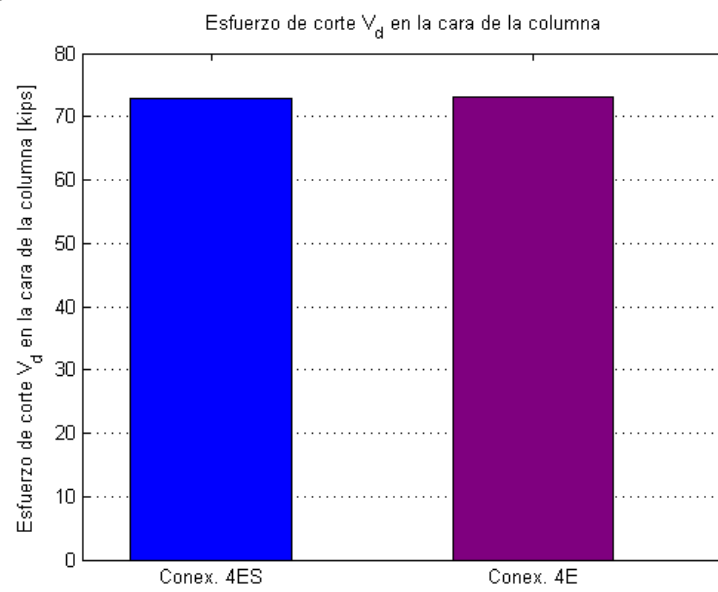


Figura C.4: Esfuerzo de corte V_d en las conexiones propuestas.
Fuente: Autor

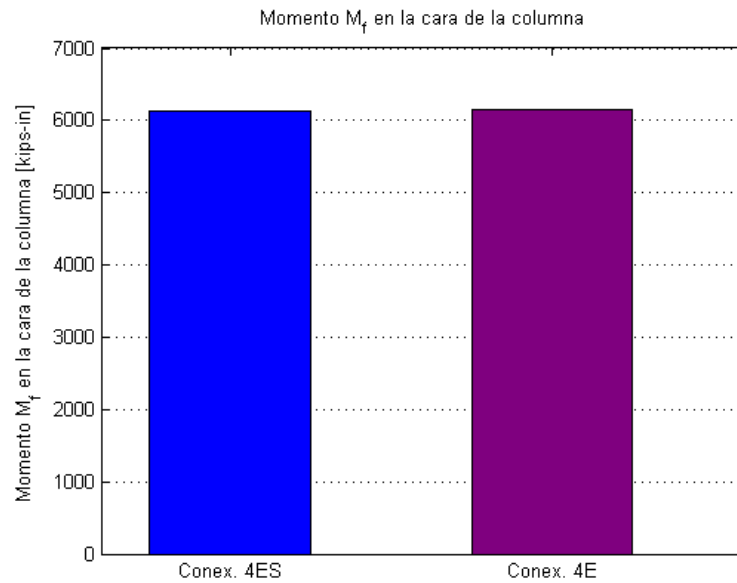


Figura C.5: Momento M_f en las conexiones propuestas.

Fuente: Autor

- **Aspecto económico.**

En base a las cantidades calculadas y el análisis de precios unitarios realizado para cada rubro mediante, se presenta en el Apéndice C para cada una de las alternativas el presupuesto y el APU de cada rubro realizado mediante el software InterPro Ofertas. En la Figura 8.6, se puede observar que el sistema de pórticos gravitacionales tiene un presupuesto aproximadamente igual al 50 % del presupuesto de la alternativa con un sistema PEARM, por lo cual un sistema simple con pórticos gravitacionales es económicamente viable para una estructura de tres plantas.

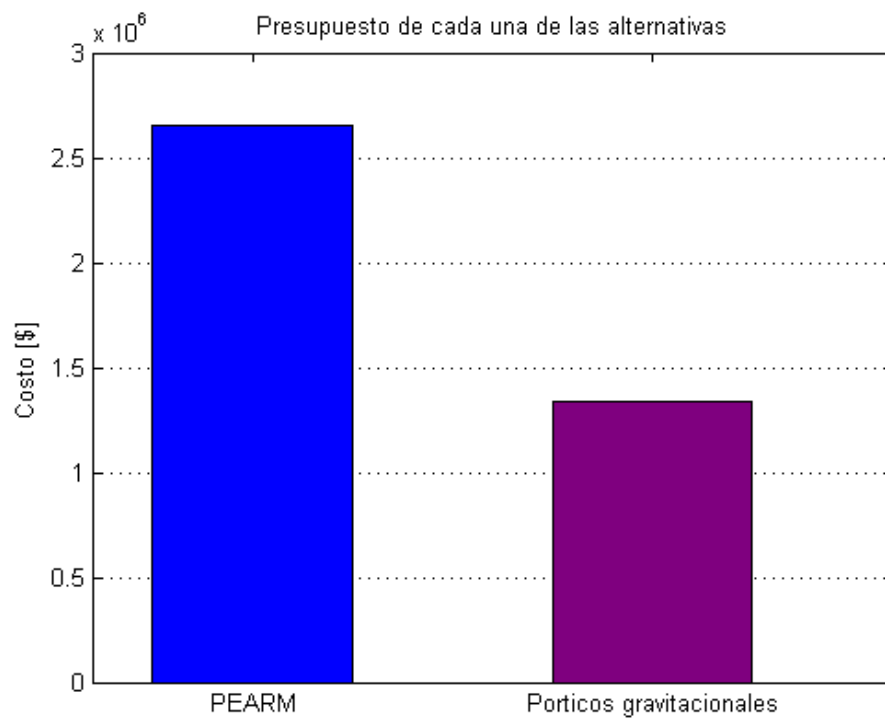


Figura C.6: Presupuesto de las alternativas estructurales.

Fuente: Autor

RECOMENDACIONES.

- Según las conclusiones presentadas se puede observar que en cuanto a seguridad estructural el sistema PEARM presenta un mejor rendimiento ante las cargas analizadas, pero igualmente este sistema económicamente no es viable para una estructura de tres plantas. Por lo cual para la implementación de un sistema PEARM se recomienda el uso de perfiles importados que estén en concordancia con la base de datos de la AISC, ya que las dimensiones de los perfiles que se ofertan en el medio no cumplen con las condiciones de diseño que se utilizaron en esta propuesta.
- La ejecución de conexiones precalificadas requiere personal calificado que tenga el conocimiento y la experiencia suficiente para que las conexiones propuestas cumplan con los valores teóricos de resistencia presentados.
- Se debe implementar un plan de manejo ambiental para cada proyecto en sus fases de construcción y operación-mantenimiento, de manera que se puedan evitar y mitigar impactos ambientales que pongan en juego la seguridad biofísica de los componentes ambientales y la población ubicada dentro del área de influencia del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

(MIDUVI), M. d. (s.f.). Peligro sísmico, Diseño sismo resistente. En *Norma Ecuatoriana de la Construcción-NEC*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

AMERICAN Institute of Steel Construction. (2010). *AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. American Institute of Steel Construction.

AMERICAN Institute of Steel Construction. (2010). *AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.

AMERICAN Institute of Steel Construction. (2010). *AISC Steel Construction Manual, 13th edition* (13 ed.). American Institute of Steel Construction.

AMERICAN Institute of Steel Construction. (2010). *Steel Design Guide. Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications*. American Institute of Steel Construction.

AMERICAN Institute of Steel Construction. (s.f.). *AISC 341-10. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. 2010: American Institute of Steel Construction.

AMERICAN Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE 7-10. American Society of Civil Engineers.

Andrés EMÉN, Pedro ROJAS C. (2009). *Análisis, diseño y evaluación sísmica de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) a base de planchas soldadas*. Guayaquil: Escuela Superior Politécnica del Litoral. Recuperado el 2014, de <http://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/235/1/374.pdf>

Andrés EMÉN, Pedro ROJAS C. (2009). *Análisis, diseño y evaluación sísmica de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) a base de planchas soldadas*. Escuela Superior Politécnica del Litoral.

- CASSAGNE ROJAS, A. Á. (2009). *Estado de la Práctica del Diseño y Construcción de Edificios Existentes de Acero Resistentes a Momento y Recomendaciones para la Construcción de Edificios Nuevos de Acero en la Ciudad de Guayaquil*. Guayaquil: Escuela Superior Politécnica del Litoral.
- FALCONÍ., R. A. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Escuela Politécnica del Ejército.
- INEN, I. E. (2001). Requisitos generales de diseño. En *Código Ecuatoriano de la Construcción INEN 5*.
- INEN, I. E. (2001). Requisitos generales de diseño: Peligro sísmico, Espectros de diseño y Requisitos mínimos de cálculos para diseño sísmoresistente. En *Código Ecuatoriano de la Construcción INEN 5*.
- Luis Miguel BOZZO ROTONDO. Alex H. BARBAT BARBAT. (2000). *Diseño sismorresistente de edificios*. Reverté.
- MCCORMAC, J. C. (2002). *Diseño de Concreto Reforzado*. Alfaomega.
- MCCORMAC, J. C. (2006). *Análisis de Estructuras. Métodos Clásico y Matricial*. Alfaomega.
- MCCORMAC, J. C. (2006). *Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD*. Alfaomega.
- MINISTERIO de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), CÁMARA de la Industria de la Construcción (CAMICON). (2014). Estructuras de Acero. En *NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MINISTERIO de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), CÁMARA de la Industria de la Construcción (CAMICON). (2014). Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. En *NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEVILLE, A. M. (1975). *Tecnología del Concreto*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

- PROAÑO, M. R. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- RESEARCH Council on Structural Connections. (2010). *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*. Research Council on Structural Connections.
- Roger L. BROCKENBROUGH, Frederick S. MERRITT. (1997). *Structural Steel Designer's Handbook*. ASCE Press.
- RYAN, J. C. (1999). *Evaluation of Extended End-Plate Moment Connections Under Seismic Loading*. Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Scott M. ADAN, Ronald O. HAMBURGUER, Helmut KRAWINKLER, James O. MALLEY. (2009). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Briefs.
- SROUJI, R. (1983.). *Yield Line Analysis of End-Plate Connections With Bolt Force Predictions*. Fears Structural Lab Engineering - University of Oklahoma.

ANEXOS

Anexo A

A.1. Especificación técnica Kubilosa



KUBIEC-CONDUIT
...más que un buen acero

Kubilosa

Placa colaborante sismorresistente para losas, única con sistema de fijación que permite una instalación más rápida con menos riesgo de filtraciones. Este sistema de fijación es aprobado por el SDI (Steel Deck Institute). Elimina el uso de encofrados. Instalación fácil y rápida. Reduce el consumo de hormigón y hierro.

Usos:

- ▶ Galpones industriales.
- ▶ Consecionarios automotrices.
- ▶ Vivienda.
- ▶ Bodegas.
- ▶ Centros comerciales.
- ▶ Terminales aéreas.
- ▶ Terminales terrestres.
- ▶ Centros educativos.
- ▶ Garajes.
- ▶ Iglesias.

Placa colaborante para losas con diseño moderno y fácil de instalar



Beneficios:

- ▶ Elimina el uso de encofrados y apuntalamientos.
- ▶ Instalación ultra rápida.
- ▶ Reduce consumo de hormigón y hierro.
- ▶ Sustituye el acero de refuerzo positivo.
- ▶ Gran ahorro de mano de obra.
- ▶ Fabricación a medida.
- ▶ Sismo resistente.

OBRA: Supermercado FAE - Quito



Único con sistema de fijación más fácil y seguro aprobado por el SDI Steel Deck Institute

KUBIEC-CONDUIT
...más que un buen acero

Características técnicas:

PROPIEDADES DEL PANEL					
ESPESOR (mm)	PESO (Kg/m²)	Is (+) (cm²/m)	Is (-) (cm²/m)	Ss (+) (cm²/m)	Ss (-) (cm²/m)
0.65	6.37	29.30	28.86	9.61	14.54
0.70	6.85	32.29	31.83	10.72	15.71
0.76	7.44	35.97	35.47	12.10	17.13

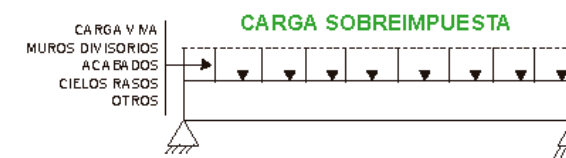
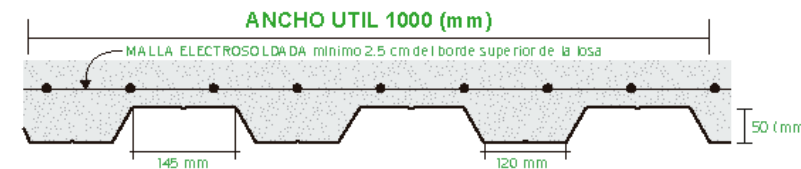
VOLUMEN HORMIGÓN /m²		
*ESPESOR DE LOSA (cm)	HORMIGÓN (m³/m²)	
5	0.06950	
6	0.07954	
7	0.08954	
8	0.09954	
10	0.11954	
12	0.13954	

Tabla de ayuda para diseño Kubilosa

CARGA VIVA SOBREIMPUESTA (Kg/m²)											
ESPESOR KUBILOSA	*ESPESOR LOSA	SEPARACION ENTRE APOYOS (m)									
(mm)	(cm)	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4
0.65	5	1940	1487	1164	924	742	600	488	397	323	261
	6	2252	1734	1364	1089	881	719	590	486	401	331
	7	2252	1981	1564	1255	1020	837	692	575	479	400
	8	2252	2228	1764	1420	1159	955	794	664	557	469
	10	2252	2252	2164	1751	1437	1192	998	842	714	608
0.70	12	2252	2252	2252	2081	1714	1428	1202	1020	870	746
	5	2252	1612	1265	1008	812	660	530	442	362	296
	6	2252	1879	1481	1186	962	788	650	538	447	371
	7	2252	2145	1687	1365	1112	916	760	634	531	446
	8	2252	2252	1912	1543	1262	1043	870	730	615	521
0.76	10	2252	2252	2252	199	1562	1299	1090	922	784	670
	12	2252	2252	2252	2252	1862	1555	1311	1114	953	819
	5	2252	1760	1384	1107	895	731	601	495	409	338
	6	2252	2050	1619	1301	1059	870	720	600	501	419
	7	2252	2252	1854	1496	1222	1009	840	704	593	500
	8	2252	2252	2089	1689	1385	1148	960	809	685	582
	10	2252	2252	2252	2078	1711	1426	1200	1016	868	744
	12	2252	2252	2252	2036	1704	1440	1226	1052	907	

* Medición del hormigón desde la parte superior de la cresta.

MAXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGUN CONDICIONES DE APOYO					
ESPESOR KUBILOSA	ESPESOR LOSA	1	2	2	2
(mm)	(mm)	LUZ	LUZ	LUZ	LUZ
0.65	5	1.38	2.00	1.94	
	6	1.38	2.02	1.88	
	7	1.40	1.92	1.74	
	8	1.40	1.89	1.74	
	10	1.22	1.79	1.69	
0.70	12	1.27	1.70	1.67	
	5	1.41	2.16	2.00	
	6	1.39	2.08	1.91	
	7	1.40	2.00	1.89	
	8	1.40	1.94	1.79	
0.76	10	1.27	1.82	1.69	
	12	1.20	1.74	1.61	
	5	1.40	2.22	2.00	
	6	1.38	2.14	1.97	
	7	1.38	2.08	1.90	
	8	1.40	2.00	1.82	
	10	1.41	1.88	1.74	
	12	1.34	1.79	1.69	



TECHO
UN TECHO PARA MI PAÍS



1800 **aceros**
223767

www.kublec.com • kublec@kublec.com

02-2690061
CONTACT CENTER

1800 **aceros**
223767

www.kublec.com • kublec@kublec.com

02-2690061
CONTACT CENTER

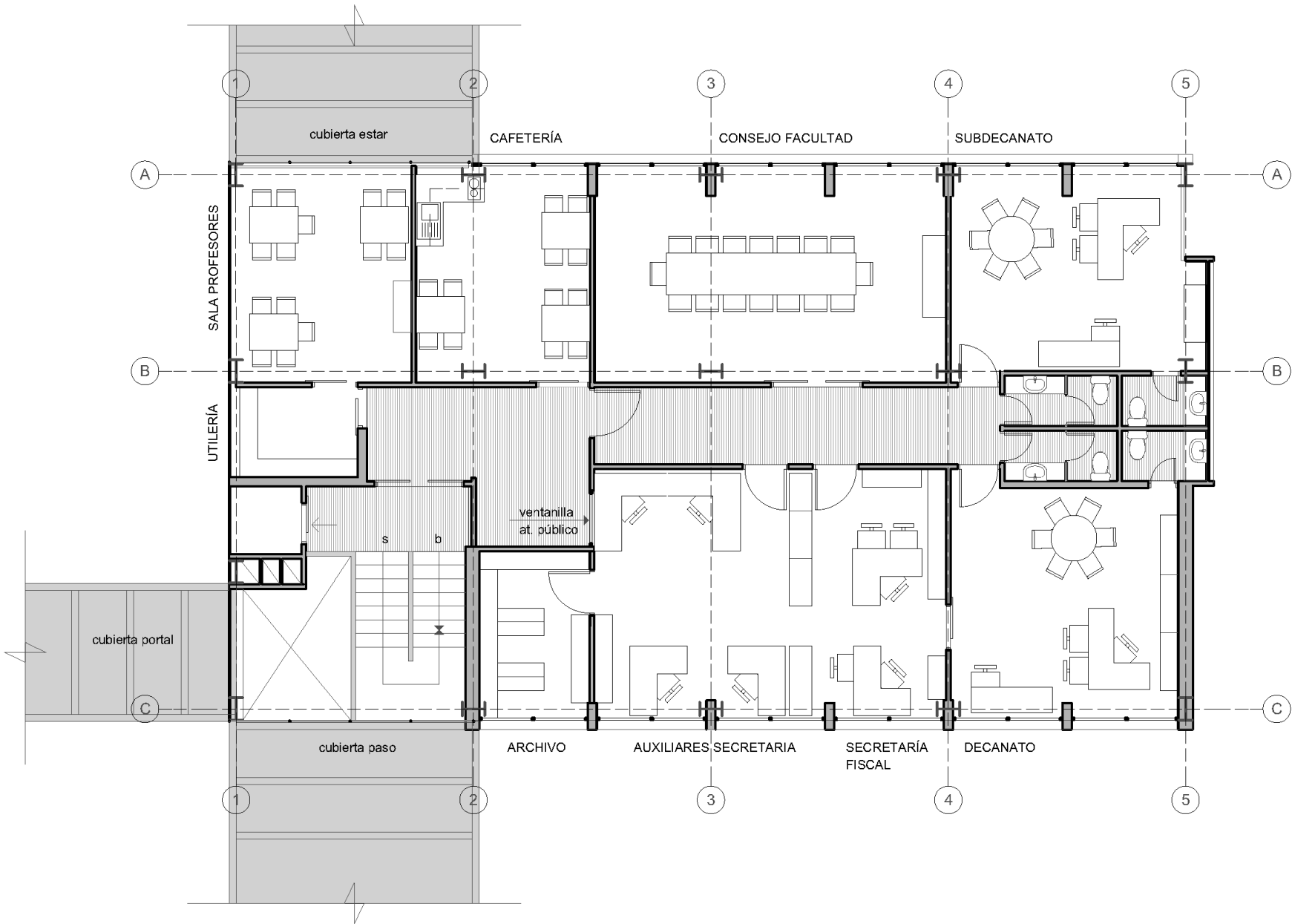
Anexo B

Propuesta arquitectónica

B.1. Planos arquitectónicos

En esta sección se presenta la digitalización por parte del autor de los planos arquitectónicos de una propuesta existente facilitada por la Universidad del Azuay.

PLANTA BAJA



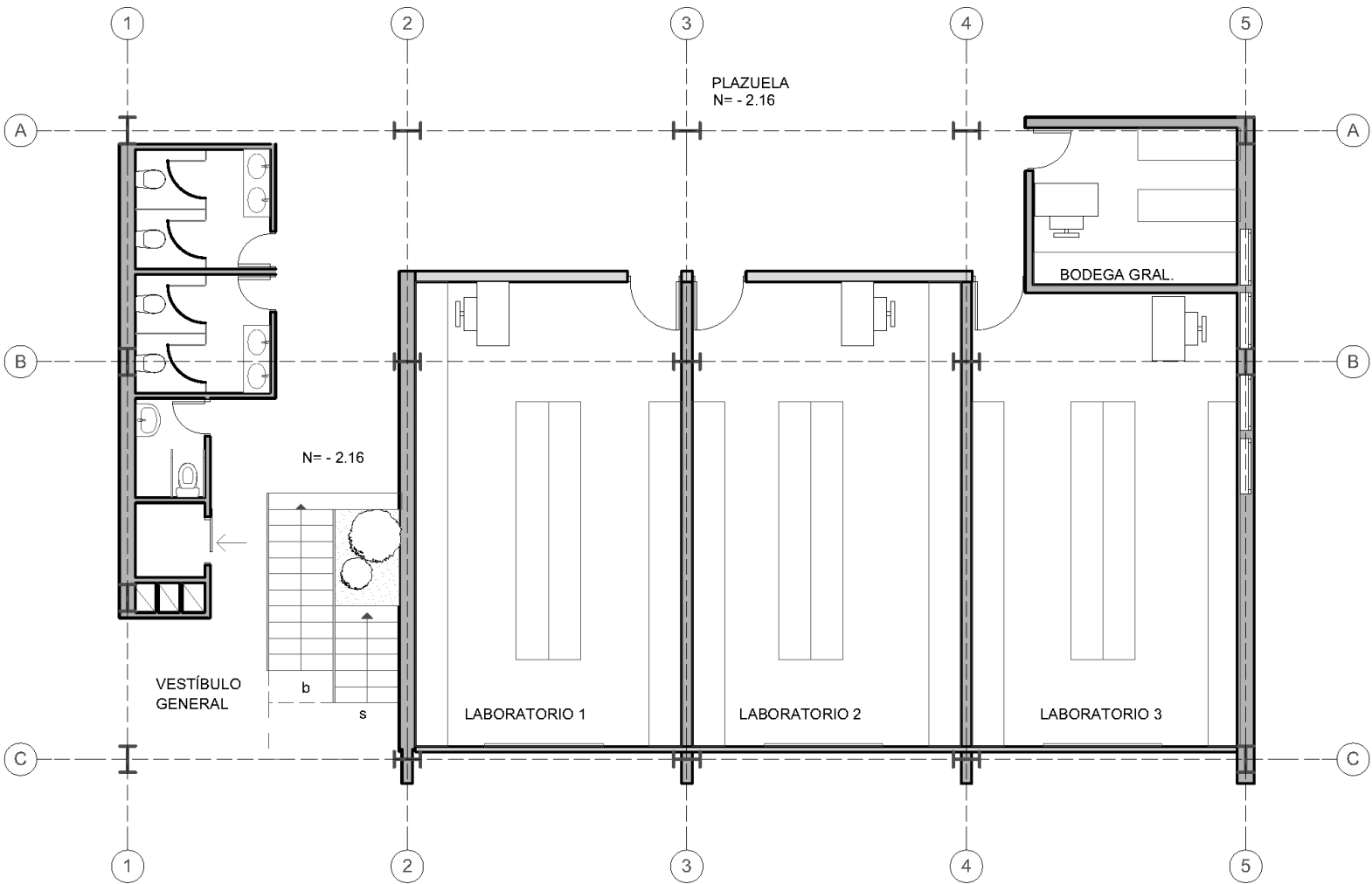
Anteproyecto			
Edificio Administrativo para la Facultad de Ciencia y Tecnología			
Contiene: planta baja		Dibujo: Santiago Genovez	
CUENCA	mayo / 2015	TIPO ARQ	REVISIÓN R00
Escala: 1:100	Formato: A3 297x420mm	Archivo CAD: PLANOS.pln	
		NÚMERO 1	

PLANTA ALTA



Anteproyecto				
Edificio Administrativo para la Facultad de Ciencia y Tecnología				
Contiene: planta alta		Dibujo: Santiago Genovez		
CUENCA	mayo / 2015	TIPO ARQ	REVISIÓN R00	NÚMERO 2
Escala:	1:100	Formato: A3 297x420mm	Archivo CAD: PLANOS.pln	

SEMISÓTANO



Anteproyecto

Edificio Administrativo para la Facultad de Ciencia y Tecnología						
Contiene: semisótano			Dibujo: Santiago Genovez			
CUENCA		mayo / 2015		TIPO ARQ	REVISIÓN R00	NÚMERO A.05
Escala:	1:100	Formato: A3 297x420mm		Archivo CAD: PLANOS.pln		

Anexo C

Presupuesto y APU Estructural

C.1. Propuesta con sistema PEARM de acero estructural A36

En esta sección se presenta el presupuesto y los análisis de precios unitarios correspondientes a la propuesta realizada con un sistema de PEARM.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
001		MAMPOSTERÍA				50,394.15
001.001	502003	Mampostería de ladrillo	m2	631.80000	26.61	16,812.20
001.002	502020	Paneles de gypsum (Incluye estructura)	m2	543.35000	36.73	19,957.25
001.003	502008	Enlucido con mortero 1:3	m2	1263.60000	10.18	12,863.45
001.004	502009	Enlucido de filos con mortero 1:3	ml	145.00000	5.25	761.25
002		ESTRUCTURAL				2,318,118.77
002.001	503002	Suministro e instalación de perfiles metálicos importados	Kg	695385.00000	3.31	2,301,724.35
002.002	503012	Suministro e instalación de placa colaborante e=0.65mm	m2	243.36000	13.36	3,251.29
002.003	503003	Encofrado recto	m2	19.50000	15.04	293.28
002.004	503006	Hormigón Premezclado 210 Kg/cm2, con bomba	m3	97.34000	132.01	12,849.85
003		IMPACTOS AMBIENTALES				2,997.00
003.001	510001	Suministro e instalación de Letreros informativos en lona 1.20x2.40m	u	1.00000	955.40	955.40
003.002	510002	Barrera de madera para aislar áreas de trabajo	m2	60.00000	33.24	1,994.40
003.003	510003	Suministro e instalación de cintas	ml	100.00000	.29	29.00
003.004	510004	Suministro e instalación de plástico	m2	20.00000	.91	18.20
SUBTOTAL						2,371,509.92
IVA					12.00%	284,581.19
TOTAL						2,656,091.11

Son: DOS MILLONES SEISCIENTOS CINCUENTA Y SEIS MIL NOVENTA Y UNO CON 11/100 DÓLARES

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
Hoja 1 de 12
RUBRO: Mampostería de ladrillo
UNIDAD: m2

DETALLE:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2.00000	0.56	1.12	1.25000	1.40
SUBTOTAL M					1.40
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	1.25000	3.85
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.25000	0.86
Albañil	1.00000	3.11	3.11	1.25000	3.89
SUBTOTAL N					8.60
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Mortero Cemento:Arena 1:3	m3	0.03000	107.99	3.24	
Ladrillo Artesanal Panelon 26x13x8 cm	u	35.00000	0.23	8.05	
SUBTOTAL O					11.29
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					21.29
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					5.32
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					26.61
VALOR OFERTADO					26.61
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
Hoja 2 de 12
RUBRO: Paneles de gypsum (Incluye estructura) UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.85000	0.48
SUBTOTAL M					0.48
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.85000	2.64
Ayudante de albañil	1.00000	3.08	3.08	0.08500	0.26
SUBTOTAL N					2.90
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tabiques fijos en GYPSUM e=12mm, empastado y pintado de color blanco, estructura metálica interior.	m2	1.00000	26.00	26.00	
SUBTOTAL O					26.00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					29.38
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					7.35
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					36.73
VALOR OFERTADO					36.73

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
Hoja 3 de 12
RUBRO: Enlucido con mortero 1:3 UNIDAD: m2

DETALLE:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.80000	0.45
Taladro de bajas revoluciones	1.00000	0.33	0.33	0.10000	0.03
SUBTOTAL M					0.48
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.80000	2.46
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.16000	0.55
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.80000	2.49
SUBTOTAL N					5.50
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Mortero Cemento:Arena 1:3	m3	0.02000	107.99	2.16	
SUBTOTAL O					2.16
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.14
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					2.04
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.18
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					10.18
VALOR OFERTADO					10.18

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
Hoja 4 de 12
RUBRO: Enlucido de filos con mortero 1:3 UNIDAD: ml

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.50000	0.28
SUBTOTAL M					0.28
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.50000	1.54
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.05000	0.17
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.50000	1.56
SUBTOTAL N					3.27
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Mortero Cemento:Arena 1:3	m3	0.00600	107.99	0.65	
SUBTOTAL O					0.65
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.20
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					1.05
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.25
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					5.25
VALOR OFERTADO					5.25

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 5 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de perfiles metálicos importados

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.01200	0.01
Equipo de suelda MIG	1.00000	0.87	0.87	0.01200	0.01
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.09000	0.31
Maestro Soldador Especializado	1.00000	3.45	3.45	0.13330	0.46
Ayudante de albañil	1.00000	3.08	3.08	0.13333	0.41
Técnico electromecánico de construcción	1.00000	3.05	3.05	0.01333	0.04
Técnico en Obras Civiles	1.00000	3.21	3.21	0.01333	0.04
SUBTOTAL N					1.26
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Anticorrosivo	gl	0.01000	13.91	0.14	
Perfil metálico importado	kg	1.00000	1.05	1.05	
Electrodo #7018 5/16	kg	0.05000	3.64	0.18	
SUBTOTAL O					1.37
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.65
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					0.66
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.31
VALOR OFERTADO					3.31

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 6 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de placa colaborante e=0.65mm

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.13333	0.07
SUBTOTAL M					0.07
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.13333	0.46
Ayudante de albañil	1.00000	3.08	3.08	0.13333	0.41
SUBTOTAL N					0.87
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Placa colaborante	m2	1.00000	9.75	9.75	
SUBTOTAL O					9.75
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.69
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					2.67
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					13.36
VALOR OFERTADO					13.36

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

lunes, 25 de mayo de 2015

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
Hoja 7 de 12
RUBRO: Encofrado recto UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.60000	0.34
SUBTOTAL M					0.34
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.60000	1.85
Carpintero	1.00000	3.11	3.11	0.60000	1.87
SUBTOTAL N					3.72
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Clavos	Kg	0.25000	1.30	0.33	
Pingos	m	3.10000	0.45	1.40	
Tiras de 4 x 5 cm	m	1.10000	1.25	1.38	
Tabla de Eucalipto cepillada	u	1.80000	2.70	4.86	
SUBTOTAL O					7.97
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					12.03
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					3.01
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					15.04
VALOR OFERTADO					15.04

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 8 de 12

RUBRO: Hormigón Premezclado 210 Kg/cm2, con bomba

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.90000	0.50
SUBTOTAL M					0.50
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL N					0.00
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Aditivo 161 HE	L	7.90000	0.90	7.11	
Hormigón premezclado f'c=210 Kg/cm2, con bomba	m3	1.00000	98.00	98.00	
SUBTOTAL O					105.11
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					105.61
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					26.40
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					132.01
VALOR OFERTADO					132.01

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

lunes, 25 de mayo de 2015

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 9 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de Letreros informativos en lona 1.20x2.40m

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	2.50000	1.40
SUBTOTAL M					1.40
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	2.50000	7.70
Albañil	1.00000	3.11	3.11	2.50000	7.78
SUBTOTAL N					15.48
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Colocación de hormigón a mano	m3	1.00000	19.19	19.19	
Hormigón simple 180kg/cm2	m3	1.00000	62.25	62.25	
Letrero lona incluye estructura metálica	u	1.00000	666.00	666.00	
SUBTOTAL O					747.44
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					764.32
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					191.08
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					955.40
VALOR OFERTADO					955.40

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

lunes, 25 de mayo de 2015

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 10 de 12

RUBRO: Barrera de madera para aislar áreas de trabajo

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.05000	0.03
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.05000	0.15
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.05000	0.16
SUBTOTAL N					0.31
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Clavos	Kg	1.00000	1.30	1.30	
Pingos	m	1.00000	0.45	0.45	
Viga de madera 15x15 cm	ml	1.00000	24.50	24.50	
SUBTOTAL O					26.25
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					26.59
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					6.65
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					33.24
VALOR OFERTADO					33.24

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS Hoja 11 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de cintas UNIDAD: ml

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0.00
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.05000	0.15
SUBTOTAL N					0.15
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cinta plástica	m	1.10000	0.07	0.08	
SUBTOTAL O					0.08
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.23
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					0.06
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.29
VALOR OFERTADO					0.29

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 12 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de plástico

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.02000	0.01
SUBTOTAL M					0.01
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.02000	0.06
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.02000	0.06
SUBTOTAL N					0.12
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plástico polietileno	m2	1.20000	0.50	0.60	
SUBTOTAL O					0.60
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					0.18
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.91
VALOR OFERTADO					0.91

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

lunes, 25 de mayo de 2015

C.2. Propuesta de pórticos gravitacionales de acero estructural A36

En esta sección se presenta el presupuesto y los análisis de precios unitarios correspondientes a la propuesta realizada con un sistema simple con pórticos gravitacionales.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
001		MAMPOSTERÍA				50,394.15
001.001	502003	Mampostería de ladrillo	m2	631.80000	26.61	16,812.20
001.002	502020	Paneles de gypsum (Incluye estructura)	m2	543.35000	36.73	19,957.25
001.003	502008	Enlucido con mortero 1:3	m2	1263.60000	10.18	12,863.45
001.004	502009	Enlucido de filos con mortero 1:3	ml	145.00000	5.25	761.25
002		ESTRUCTURAL				1,138,381.15
002.001	503002	Suministro e instalación de perfiles metálicos importados	Kg	338968.80000	3.31	1,121,986.73
002.002	503012	Suministro e instalación de placa colaborante e=0.65mm	m2	243.36000	13.36	3,251.29
002.003	503003	Encofrado recto	m2	19.50000	15.04	293.28
002.004	503006	Hormigón Premezclado 210 Kg/cm2, con bomba	m3	97.34000	132.01	12,849.85
003		IMPACTOS AMBIENTALES				2,997.00
003.001	510001	Suministro e instalación de Letreros informativos en lona 1.20x2.40m	u	1.00000	955.40	955.40
003.002	510002	Barrera de madera para aislar áreas de trabajo	m2	60.00000	33.24	1,994.40
003.003	510003	Suministro e instalación de cintas	ml	100.00000	.29	29.00
003.004	510004	Suministro e instalación de plástico	m2	20.00000	.91	18.20
SUBTOTAL						1,191,772.30
IVA					12.00%	143,012.68
TOTAL						1,334,784.98

Son: UNO MILLONES TRESCIENTOS TREINTA Y CUATRO MIL SETECIENTOS OCHENTA Y CUATRO CON 98/100 DÓLARES

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
Hoja 1 de 12
RUBRO: Mampostería de ladrillo
UNIDAD: m2

DETALLE:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2.00000	0.56	1.12	1.25000	1.40
SUBTOTAL M					1.40
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	1.25000	3.85
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.25000	0.86
Albañil	1.00000	3.11	3.11	1.25000	3.89
SUBTOTAL N					8.60
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Mortero Cemento:Arena 1:3	m3	0.03000	107.99	3.24	
Ladrillo Artesanal Panelon 26x13x8 cm	u	35.00000	0.23	8.05	
SUBTOTAL O					11.29
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					21.29
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					5.32
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					26.61
VALOR OFERTADO					26.61
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 2 de 12

RUBRO: Paneles de gypsum (Incluye estructura)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.85000	0.48
SUBTOTAL M					0.48
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.85000	2.64
Ayudante de albañil	1.00000	3.08	3.08	0.08500	0.26
SUBTOTAL N					2.90
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tabiques fijos en GYPSUM e=12mm, empastado y pintado de color blanco, estructura metálica interior.	m2	1.00000	26.00	26.00	
SUBTOTAL O					26.00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					29.38
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					7.35
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					36.73
VALOR OFERTADO					36.73

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

lunes, 25 de mayo de 2015

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 3 de 12

RUBRO: Enlucido con mortero 1:3

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.80000	0.45
Taladro de bajas revoluciones	1.00000	0.33	0.33	0.10000	0.03
SUBTOTAL M					0.48
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.80000	2.46
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.16000	0.55
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.80000	2.49
SUBTOTAL N					5.50
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Mortero Cemento:Arena 1:3	m3	0.02000	107.99	2.16	
SUBTOTAL O					2.16
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.14
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					2.04
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.18
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					10.18
VALOR OFERTADO					10.18

lunes, 25 de mayo de 2015

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
Hoja 4 de 12
RUBRO: Enlucido de filos con mortero 1:3 UNIDAD: ml

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.50000	0.28
SUBTOTAL M					0.28
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.50000	1.54
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.05000	0.17
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.50000	1.56
SUBTOTAL N					3.27
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Mortero Cemento:Arena 1:3	m3	0.00600	107.99	0.65	
SUBTOTAL O					0.65
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.20
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					1.05
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.25
VALOR OFERTADO					5.25

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 5 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de perfiles metálicos importados

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.01200	0.01
Equipo de suelda MIG	1.00000	0.87	0.87	0.01200	0.01
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.09000	0.31
Maestro Soldador Especializado	1.00000	3.45	3.45	0.13330	0.46
Ayudante de albañil	1.00000	3.08	3.08	0.13333	0.41
Técnico electromecánico de construcción	1.00000	3.05	3.05	0.01333	0.04
Técnico en Obras Civiles	1.00000	3.21	3.21	0.01333	0.04
SUBTOTAL N					1.26
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Anticorrosivo	gl	0.01000	13.91	0.14	
Perfil metálico importado	kg	1.00000	1.05	1.05	
Electrodo #7018 5/16	kg	0.05000	3.64	0.18	
SUBTOTAL O					1.37
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.65
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					0.66
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.31
VALOR OFERTADO					3.31

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 6 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de placa colaborante e=0.65mm

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.13333	0.07
SUBTOTAL M					0.07
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Maestro de obra	1.00000	3.45	3.45	0.13333	0.46
Ayudante de albañil	1.00000	3.08	3.08	0.13333	0.41
SUBTOTAL N					0.87
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Placa colaborante	m2	1.00000	9.75	9.75	
SUBTOTAL O					9.75
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.69
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					2.67
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					13.36
VALOR OFERTADO					13.36

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

lunes, 25 de mayo de 2015

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
Hoja 7 de 12
RUBRO: Encofrado recto UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.60000	0.34
SUBTOTAL M					0.34
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.60000	1.85
Carpintero	1.00000	3.11	3.11	0.60000	1.87
SUBTOTAL N					3.72
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Clavos	Kg	0.25000	1.30	0.33	
Pingos	m	3.10000	0.45	1.40	
Tiras de 4 x 5 cm	m	1.10000	1.25	1.38	
Tabla de Eucalipto cepillada	u	1.80000	2.70	4.86	
SUBTOTAL O					7.97
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					12.03
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					3.01
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					15.04
VALOR OFERTADO					15.04

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 8 de 12

RUBRO: Hormigón Premezclado 210 Kg/cm2, con bomba

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.90000	0.50
SUBTOTAL M					0.50
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL N					0.00
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Aditivo 161 HE	L	7.90000	0.90	7.11	
Hormigón premezclado f´c=210 Kg/cm2, con bomba	m3	1.00000	98.00	98.00	
SUBTOTAL O					105.11
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					105.61
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					26.40
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					132.01
VALOR OFERTADO					132.01

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

lunes, 25 de mayo de 2015

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS Hoja 9 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de Letreros informativos en lona 1.20x2.40m UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	2.50000	1.40
SUBTOTAL M					1.40
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	2.50000	7.70
Albañil	1.00000	3.11	3.11	2.50000	7.78
SUBTOTAL N					15.48
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Colocación de hormigón a mano	m3	1.00000	19.19	19.19	
Hormigón simple 180kg/cm2	m3	1.00000	62.25	62.25	
Letrero lona incluye estructura metálica	u	1.00000	666.00	666.00	
SUBTOTAL O					747.44
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					764.32
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					191.08
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					955.40
VALOR OFERTADO					955.40

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 10 de 12

RUBRO: Barrera de madera para aislar áreas de trabajo

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.05000	0.03
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.05000	0.15
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.05000	0.16
SUBTOTAL N					0.31
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Clavos	Kg	1.00000	1.30	1.30	
Pingos	m	1.00000	0.45	0.45	
Viga de madera 15x15 cm	ml	1.00000	24.50	24.50	
SUBTOTAL O					26.25
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					26.59
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					6.65
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					33.24
VALOR OFERTADO					33.24

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

lunes, 25 de mayo de 2015

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.
PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS Hoja 11 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de cintas UNIDAD: ml

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0.00
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.05000	0.15
SUBTOTAL N					0.15
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cinta plástica	m	1.10000	0.07	0.08	
SUBTOTAL O					0.08
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.23
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					0.06
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.29
VALOR OFERTADO					0.29

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Santiago Genovez O.

PROYECTO: Propuesta con PEARM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 12 de 12

RUBRO: Suministro e instalación de plástico

UNIDAD: m2

DETALLE:

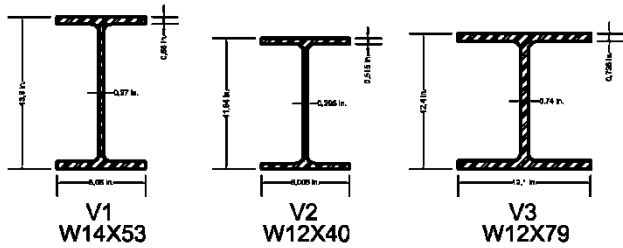
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1.00000	0.56	0.56	0.02000	0.01
SUBTOTAL M					0.01
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.08	3.08	0.02000	0.06
Albañil	1.00000	3.11	3.11	0.02000	0.06
SUBTOTAL N					0.12
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plástico polietileno	m2	1.20000	0.50	0.60	
SUBTOTAL O					0.60
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 25.00 %					0.18
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.91
VALOR OFERTADO					0.91

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

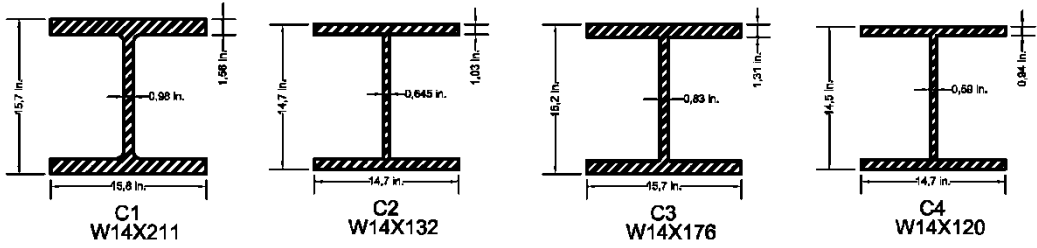
lunes, 25 de mayo de 2015

Anexo D

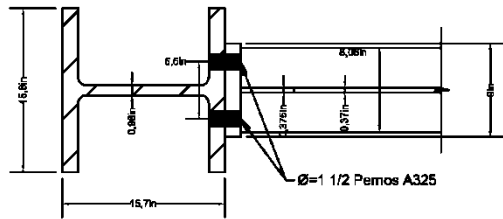
Planos Estructurales



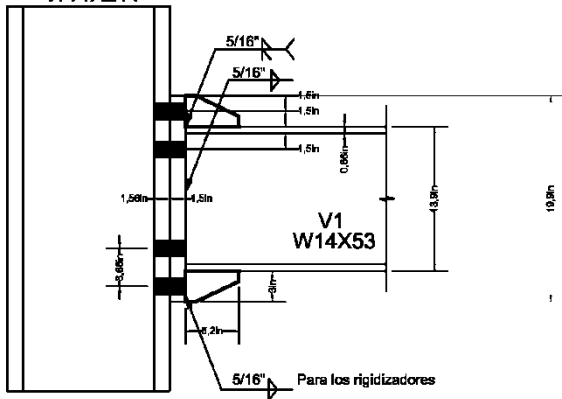
SECCIONES VIGAS



SECCIONES COLUMNAS

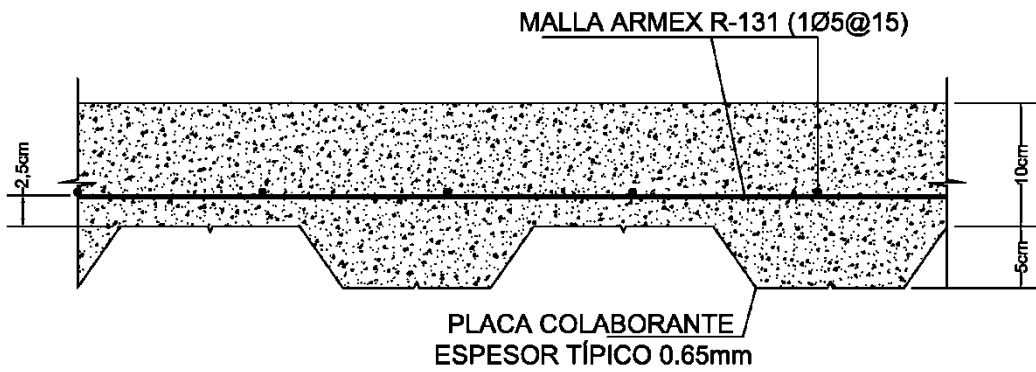
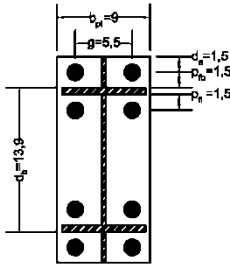


C1 W14X211

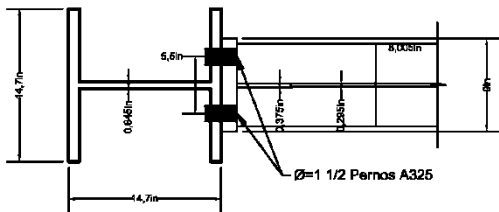


CONEXIÓN C1-V1

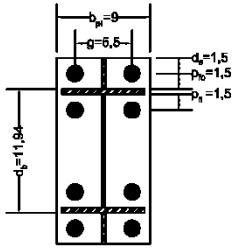
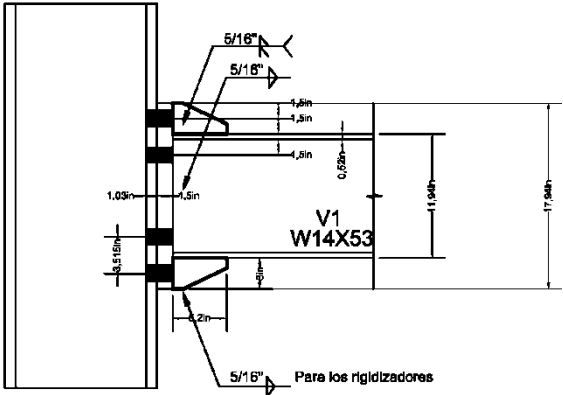
ESC 1:10



DETALLE LOSA



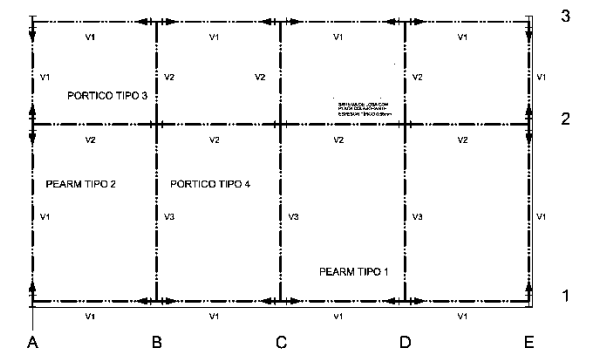
C2 W14X211



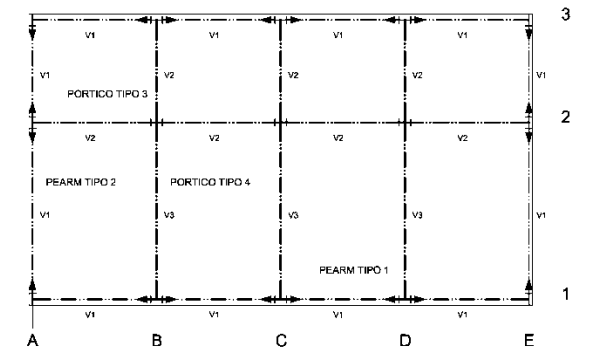
CONEXIÓN C2-V2

ESC 1:10

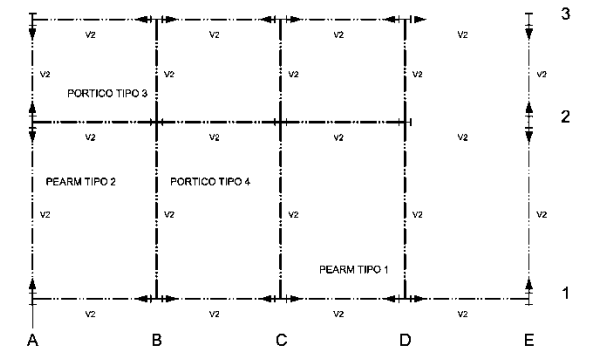
Edificio Administrativo para la Facultad de Ciencia y Tecnología					
Contiene: Detalles estructurales			Dibujo: Santiago Genovez		
CUENCA	mayo / 2015	tipo	DET	revisión	R00
Escala:	1:10	Formato:	A3 297 x420mm	Archivo CAD:	PLANOS.pln



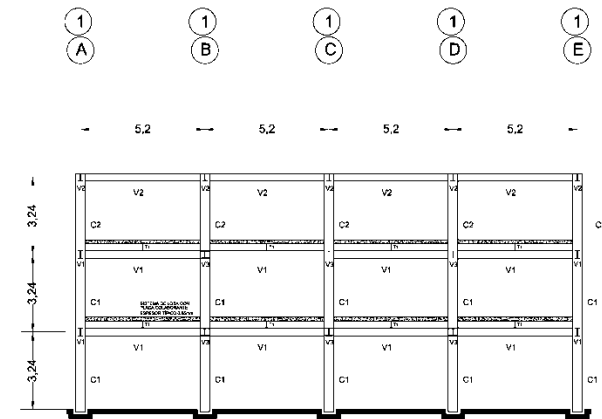
PLANTA ESTRUCTURAL ENTREPISO
PRIMERA PLANTA



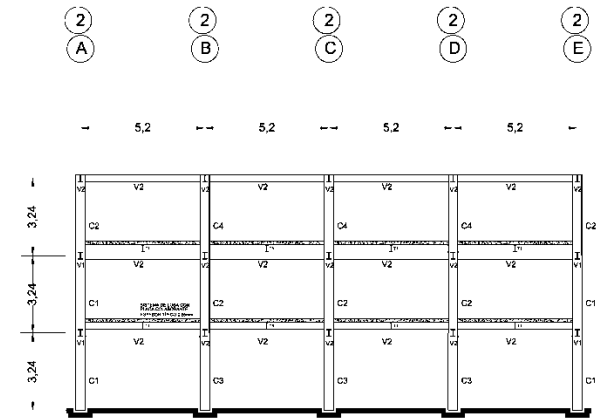
PLANTA ESTRUCTURAL ENTREPISO
PRIMERA PLANTA



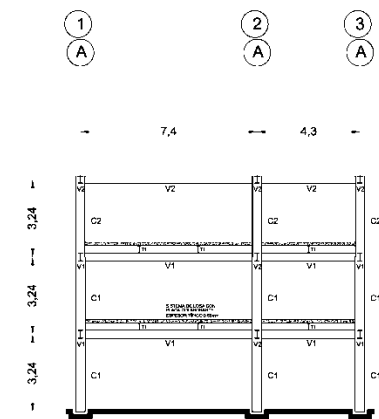
PLANTA ESTRUCTURAL CUBIERTA



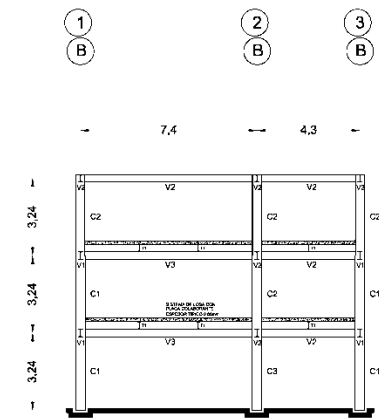
ELEVACIÓN PEARM TIPO 1



ELEVACIÓN PORTICO TIPO 3



ELEVACIÓN PEARM TIPO 2



ELEVACIÓN PORTICO TIPO 4

