

Práctica empresarial como auxiliar de apoyo estructural y proyectista de Peralta Ingeniería

S.A.S.

Diana Patricia Moreno Rojas

Trabajo de Grado para Optar al Título de Ingeniería Civil

Director

Ricardo Alfredo Cruz Hernández

Doctor en ingeniería estructural

Tutor

Andrés Felipe Suárez Lozano

Especialista en Estructuras

Universidad Industrial de Santander

Facultad de ingenierías Físicomecánicas

Escuela de ingeniería Civil

Bucaramanga

2024

### **Dedicatoria**

*A las personas que me acompañaron en este proceso, aquellas que con su sabiduría aportaban enormemente a lograr este propósito, a mi madre Sulay Rojas con su apoyo incondicional y experiencias de vida, a mi padre David Moreno con su dialogo en días difíciles y a mis hermanos Juan Esteban y Miguel Ángel que me brindaban un entorno pacifico para concentrarme estudiando, a todos ellos que me enseñaron el valor del trabajo duro a pesar de las adversidades.*

*A mi pareja Oscar Garcés que desde el colegio estuvo apoyándome en salir adelante, donde no importaba el conseguir el dinero sino el tener la voluntad de estudiar, que con dedicación y disciplina serían suficientes y que lo demás vendría por mérito propio.*

### **Agradecimientos**

*Principalmente a todo el equipo de Peralta ingeniería por brindarme la oportunidad de aprender y aplicar los nuevos conocimientos en un entorno amigable, con la asesoría, paciencia y enseñanzas del ingeniero Andrés Felipe Suárez Lozano.*

*A la formación profesional esencial brindada por la Universidad Industrial de Santander que contribuyo enormemente en mi aprendizaje y la formación ética como profesional.*

*Al Ingeniero Miguel Antonio Peralta Hernández por ser un modelo a seguir de conocimiento impartidos, por permitirme realizar la practica en su empresa, brindarme oportunidades para aprender y desarrollar un gusto único por las estructuras metálicas comenzando desde la escuela.*

*Al profesor Ricardo Alfredo Cruz Hernández que incentivo de manera continua mi gusto por las estructuras y me brindó la oportunidad de ser su auxiliar con orientación necesaria para contribuir en mi desempeño en la línea estructural.*

*A todos los profesores de la escuela de ingeniería civil que al día de hoy se mantienen firmes con su promesa de enseñar en aras de contribuir al futuro de ingenieros colombianos donde la vida valga más que un papel.*

## Tabla de Contenido

	<b>Pág.</b>
Introducción .....	13
1. Objetivos.....	16
1.1 Objetivo General.....	16
1.2 Objetivos Específicos.....	16
2. Metodología .....	17
2.1 Apoyar en la elaboración de informes en base a la normativa .....	17
2.2 Evaluar el diseño estructural realizado por los ingenieros.....	18
2.2.1 Análisis de vulnerabilidad sísmica.....	19
2.2.1.1 Cargas. ....	21
2.2.1.2 Parámetros y cargas sísmicas.....	22
2.2.1.3 Coeficiente de capacidad de disipación $R'$ . ....	25
2.2.1.4 Métodos de análisis.....	26
2.2.1.4.1 Método de fuerza horizontal equivalente (FHE). ....	26
2.2.1.4.2 Método de análisis Dinámico elástico. ....	27
2.2.1.5 Asignación de cargas laterales.....	30
2.2.1.6 Combinaciones de cargas.....	31
2.2.1.7 Análisis de vulnerabilidad.....	31
2.2.1.7.1 Resistencia efectiva.....	32
2.2.1.7.2 Índice de sobrefuerzo general de la estructura. ....	32
2.2.1.7.3 Índice de flexibilidad de la estructura.....	32
2.2.1.8 Análisis de estabilidad. ....	33

2.2.1.8.1 Metodología de análisis. ....	34
2.2.2 Diseño de correa y conexión de cubierta .....	34
2.2.2.1 Plastificación de la sección. ....	36
2.2.2.2 Pandeo local de la aleta en compresión. ....	36
2.2.2.3 Pandeo local en alma. ....	37
2.2.2.4 Pandeo lateral torsional. ....	38
2.2.2.5 Diseño por Cortante. ....	39
2.2.2.6 Relación demanda /capacidad. ....	40
2.2.2.7 Deflexiones máximas permitidas. ....	40
2.2.2.8 Conexión a Cortante. ....	41
2.2.2.8.1 Estados limites por transferencia por carga excéntrica. ....	41
2.2.2.8.2 Estados límite por cortante en la placa .....	42
2.3 Desarrollar una guía de diseño estructural para edificaciones. ....	43
2.4 Apoyar en el cálculo de cantidades de materiales .....	44
2.5 Actualizar hojas de cálculo usadas en el diseño. ....	47
2.5.1 Conexión precalificada de momento placa extremo-extendida .....	47
2.5.1.1 Momento de diseño. ....	49
2.5.1.2 Cortante de diseño. ....	49
2.5.1.3 Diseño de la conexión End plate. ....	50
3. Resultados .....	51
3.1 Resultados del análisis de vulnerabilidad .....	51
3.1.1 Proyectos apoyados. ....	52
3.2 Resultado de la guía de diseño estructural. ....	56

3.3 Resultado del cálculo de cantidades de materiales .....	58
3.4 Actualización de hojas de cálculo usadas en el diseño.....	59
4. Conclusiones.....	61
5. Recomendaciones .....	62
Referencias Bibliográficas .....	63

**Lista de Tablas**

	<b>Pág.</b>
Tabla 1 <i>Análisis de cargas ejemplo, sobre la estructura</i> .....	21
Tabla 2 <i>Carga sísmica aplicada al modelo lineal</i> .....	31
Tabla 3 <i>Análisis de derivas de la estructura</i> .....	32

## Lista de Figuras

	<b>Pág.</b>
Figura 1 <i>Modelo IFC resultado del diseño realizado por el ingeniero a cargo</i> .....	17
Figura 2 <i>Modelo tridimensional de la estructura tipo piperack encontrado en campo</i> .....	19
Figura 3 <i>Modelo tridimensional de la estructura tipo piperack con detallado</i> .....	20
Figura 4 <i>Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad</i> .....	24
Figura 5 <i>Coefficientes espectrales del estudio de microzonificación de la zona</i> .....	24
Figura 6 <i>Espectro de microzonificación de la zona para el análisis de vulnerabilidad</i> .....	25
Figura 7 <i>Aplicación del factor de ajuste para el método dinámico modal</i> .....	29
Figura 8 <i>Modelo del software Tekla Structures con la configuración de la conexión</i> .....	35
Figura 9 <i>Clasificación de la sección límites ancho – espesor para calcular su capacidad</i> .....	36
Figura 10 <i>Límites de deflexión a largo plazo por cargas permanentes</i> .....	41
Figura 11 <i>Prospectiva del diseño solicitado por la empresa</i> .....	44
Figura 12 <i>Ubicación geográfica del proyecto con la evaluación de alternativas</i> .....	45
Figura 13 <i>Diseño de la estructura del puente vehicular proyectado el software Tekla Structures</i> .....	45
Figura 14 <i>Calculo de cantidades de platinas mediante el software Tekla Structures</i> .....	46
Figura 15 <i>Conexiones sísmicas precalificadas de la norma AISC 358</i> .....	47
Figura 16 <i>Resultados del análisis de vulnerabilidad con mayores índices de sobreesfuerzo</i> .....	51
Figura 17 <i>Resultados del análisis de vulnerabilidad en rango elástico</i> .....	52
Figura 18 <i>Modelo tridimensional de la estructura 1</i> .....	53
Figura 19 <i>Modelo tridimensional de la estructura 2</i> .....	53

Figura 20 <i>Modelo tridimensional de la estructura 3</i> .....	54
Figura 21 <i>Modelo tridimensional de la estructura 4</i> .....	54
Figura 22 <i>Modelo tridimensional de la estructura 5</i> .....	55
Figura 23 <i>Modelo tridimensional de la estructura 6</i> .....	55
Figura 24 <i>Modelo tridimensional de la estructura 7</i> .....	56
Figura 25 <i>Guía de diseño sísmico para pórticos a momento con disipación mínima de energía</i>	57
Figura 26 <i>Cálculo de cantidades de peso de acero estructural del proyecto</i> .....	58
Figura 27 <i>Conexión End plate para sistema de disipación DMI</i> .....	59
Figura 28 <i>Conexión End plate para sistema de disipación DMI considerando cortante en el alma</i> .....	60

### **Lista de Apéndices**

“Los apéndices están adjuntos y puede visualizarlos en la base de datos de la biblioteca UIS”

Apéndice A. Guía de diseño para pórticos resistentes a momento DMI

## Resumen

**Título:** Práctica empresarial como auxiliar de apoyo estructural y proyectista de Peralta Ingeniería s.a.s\*

**Autor:** Diana Patricia Moreno Rojas\*\*

**Palabras Clave:** Acero, Análisis sísmico, vulnerabilidad, estados límite, diseño estructural.

### Descripción:

El documento describe la metodología de diseño empleada durante la ejecución de la práctica dentro de la empresa Peralta ingeniería para los distintos proyectos abordados durante los cuatro meses de duración, desde su fase de dibujo con información de campo hasta los parámetros analizados de la vulnerabilidad estructural garantizando la estabilidad sobre nuevas adecuaciones en estructuras existentes, también incluye la revisión de conexión de correas en cubierta con sus estados límites y deflexiones, cálculo de cantidades estructurales para un puente en acero estructural, guía de diseño para pórticos resistentes a momentos con disipación mínima de energía para columnas, vigas y conexiones y finalmente presenta el diseño de una conexión a momento del tipo viga extremo End plate para un sistema DMI. La información contemplada en este documento ha sido extraída de manuales y especificaciones internacionales aceptados en complemento con las normas colombianas las cuales brindan la metodología necesaria a seguir para el diseño y evaluar los estados límites de resistencia en tensión, compresión, flexión o torsión también, se incluyen los parámetros para el diseño por estabilidad, los entregables finales de cada proyecto ejecutado se constataron mediante informes técnicos con las normas rigentes, finalmente se concluyó el avance proactivo de aprendizaje del estudiante mediante la práctica incorporando nuevos conocimientos.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Ingeniería Civil. Director: Ricardo Alfredo Cruz Hernández. Doctor en ingeniería estructural. Tutor: Andrés Felipe Suárez Lozano. Especialista en Estructuras.

### Abstract

**Title:** Business internship as structural support assistant and designer at Peralta Ingeniería s.a.s.\*

**Author(s):** Diana Patricia Moreno Rojas \*\*

**Key Words:** Steel, seismic analysis, vulnerability, limit states, structural design

### Description:

The document describes the design methodology used during the execution of the practice within the Peralta Engineering company for the different projects addressed during the four months of duration, from its drawing phase with field information to the analyzed parameters of structural vulnerability seeking respond to new adaptations in existing structures, also includes review of connection of deck purlins with their limit states and deflections, calculation of structural quantities for a structural steel bridge, design guide for moment-resistant frames with minimum energy dissipation for columns, beams and connections and finally presents the design of a moment connection of the End plate beam type for a DMI system. The information contemplated in this document has been extracted from accepted international manuals and specifications in addition to Colombian standards which provide the necessary methodology to follow for the design and evaluate the limit states of resistance whether in tension, compression, bending or torsion as well. , the parameters for the design for stability are included, the final deliverables of each executed project were verified through technical reports with the governing standards, finally the proactive progress of student learning was concluded through practice incorporating new knowledge.

---

\* Degree Work

\*\*Faculty of Physicomechanical Engineering. School of Civil Engineering. Civil Engineering. Director: Ricardo Alfredo Cruz Hernández. Doctor in structural engineering. Tutor: Andrés Felipe Suárez Lozano. Structural Specialist

## Introducción

Los antecedentes del ser humano nómada se registran por la necesidad de recolectar alimento, su transición hacia el sedentarismo le permitió moldear el medio salvaje mediante conocimientos en agricultura y ganadería; a su vez, la carencia de un refugio le permito establecer una interacción con los recursos de su entorno así fue que las estructuras entraron a ser parte primordial de nuestro mundo, con estructuras cada vez más complejas que brindaban protección y otras que garantizaban el transporte, el hombre se impulsó en diseñar estructuras de calidad que aseguraban la vida en un ambiente acogedor categorizándose dentro de las ramas de la ingeniería civil, el diseño estructural.

El diseño se basa en el uso de coeficientes de resistencia obtenidos inicialmente de parámetros probabilísticos de excedencia que garantizan la integridad estructural tal como lo afirma Valencia (2013):

Las condiciones de una estructura pueden variar más o menos desde un estado sin daños hasta uno de colapso. Como una simplificación, se supone en la etapa de diseño que un mal desempeño puede ocurrir solamente en un numero finito de modos. Cada modo da lugar a una desigualdad matemática de diseño. El diseño estructural, en sentido estricto, consiste en determinar un conjunto de capacidades de miembros estructurales tal que esas desigualdades se satisfagan (p.87).

El estudiante de ingeniería civil adquiere conocimientos a lo largo de su carrera con el objetivo de proponer soluciones que requieran de un pensamiento crítico basado en las consideraciones drásticas del entorno, el comportamiento de las fuerzas internas en interacción conjunta y su acción global en toda la estructura, es allí donde la práctica brinda la oportunidad de

recopilar información y desarrollar soluciones que garanticen la eficiencia, calidad e integridad estructural, de acuerdo con las especificaciones técnicas colombianas NSR-10, normas actualizadas internacionales como ASCE/SEI 7, normas del diseño en acero como el manual sísmico ANSI/AISC 341-22 o el manual de especificaciones ANSI/AISC 360-22.

El objetivo de la práctica empresarial permite al estudiante fortalecer y ampliar sus conocimientos, aplicar lo aprendido mediante la creación de herramientas prácticas, como documentos guía y hojas de cálculo para el diseño de estructuras metálicas en aras de contribuir en el desarrollo de futuros egresados de la ingeniería civil. Además, se fortalece el uso de software de modelamiento estructural en la ejecución de proyectos de diseño y revisión estructural, la posibilidad de evaluar las habilidades y adquirir nuevas competencias, aplicando el conocimiento teórico en situaciones prácticas conceptualizando la ejecución correcta de la metodología de diseño en herramientas avanzadas para el comportamiento global.

El presente documento es la recopilación del aprendizaje en base a la experiencia proporcionada por la práctica que ha brindado el equipo de Peralta ingeniería en la cual la fundamentación teórica requiere de tiempo, por lo cual para contribuir a la optimización hace falta la experticia de ingenieros que brindan la orientación necesaria en base a sus conocimientos.

La actividad realizada dentro de la empresa consistió en apoyar los diferentes proyectos que realizaron durante los 4 meses consecuentes como auxiliar de ingeniería, ya sea generando informes de vulnerabilidad sísmica, verificando diseños de conexiones, apoyando en el cálculo de cantidades de materiales, modelamiento en software de análisis y dibujo, seguimiento de diseño de edificaciones y apoyando el diseño de infraestructura.

### **Peralta ingeniería**

Peralta Ingeniería es una organización que se fundó en el año 2010 en Barrancabermeja y posteriormente se trasladó a Bucaramanga. Su gerente general es el magíster en ingeniería estructural, Miguel Antonio Peralta Hernández. En sus inicios, contaba con un equipo reducido de profesionales, pero gracias a su crecimiento próspero, en 2019 abrieron la planta de fabricación y montaje de estructuras metálicas. En la actualidad, cuentan con más de 35 profesionales, que incluyen ingenieros civiles, metalúrgicos, mecánicos, personal administrativo de ejecución, soldadores, maestros y operarios. Estos profesionales son una parte esencial del equipo de trabajo, que brinda soluciones integrales en el campo de la ingeniería en toda Colombia.

Peralta Ingeniería ofrece una amplia gama de servicios, que incluyen construcción en acero, consultoría, supervisión técnica, ingeniería detallada, estudio de vulnerabilidad y rehabilitación sísmica, patología estructural, así como diseño de estructuras en acero y concreto reforzado.

Entre los proyectos de diseño y construcción destacados realizados por Peralta Ingeniería se encuentran las estructuras de naves industriales, construcción de puentes en acero, reforzamiento de puentes de concreto con postensado externo, plantas industriales, mezzanines, tanques elevados, estructuras especiales, coliseos, edificios, así como los puentes peatonales y vehiculares desmontables.

La metodología de trabajo que se desarrolla en la empresa es la asignación de proyectos a ejecutar cumpliendo con los plazos de entrega, cada integrante ejecuta su aporte basándose de conocimiento adquiridos en la documentación o el diálogo.

## **1. Objetivos**

### **1.1 Objetivo General**

Realización del trabajo de grado bajo la modalidad de práctica empresarial en la empresa Peralta ingeniería S.A.S con el fin de obtener el título de pregrado en ingeniería civil en la universidad industrial de Santander como auxiliar en diseño estructural y actividades afines de los diferentes proyectos que se lleven a cabo dentro de la empresa en el transcurso de la práctica, proponer y evaluar soluciones en el diseño en base a especificaciones técnicas y normas colombianas.

### **1.2 Objetivos Específicos**

Apoyar en la elaboración de informes con seguimiento a las especificaciones técnicas colombianas y normas de calidad aplicables.

Evaluar el diseño estructural realizado por los ingenieros en base a los conocimientos adquiridos.

Desarrollar una guía de diseño estructural para edificaciones.

Apoyar en la planificación de cantidades de obra para el control cuantificable de los recursos

Actualizar hojas de cálculo usadas en el diseño.

## 2. Metodología

Durante la ejecución de la práctica se generaron proyectos de diseño desde su dibujo hasta su fase de análisis en base a la información suministrada por los ingenieros en jefe, los cuales brindaban la asesoría necesaria para el cumplimiento, a continuación, se describe la metodología presentada con aras de contribuir como guía para bases de diseño posteriores.

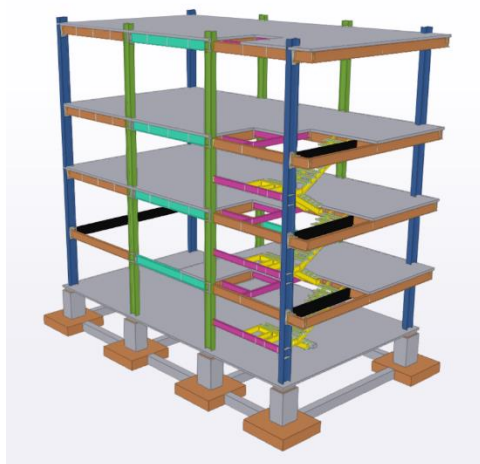
La empresa incentiva a generar cuestionamientos sobre el procedimiento de análisis, explorar información de normativas colombianas y apoyarse de otras normas internacionales actualizadas para evaluar el proceso, para luego plasmar en un informe el resultado de lo aprendido y entregado.

### 2.1 Apoyar en la elaboración de informes en base a la normativa

Consistía en plasmar en un documento entregable el diseño realizado por los ingenieros en jefe, los modelos de análisis eran suministrados y los planos de la arquitectura preliminar.

#### Figura 1

*Modelo IFC resultado del diseño realizado por el ingeniero a cargo*



*Nota.* Modelo mediante software Tekla Structures. Adaptado de: Equipo Peralta ingeniería S.A.S

Se argumentaban los parámetros en consideración para la carga de la estructura basándose de Título B.4.2.1-1 para la adición de cargas vivas y el Título B.4.2.1-2 -NSR-10 para cargas vivas de cubierta, para las cargas muertas se incluyan en el título B.3 las cuales dependían de clasificar los distintos usos para la edificación. Las variables del espectro de diseño consistían en definir el tipo de terreno de acuerdo con los estudios geotécnicos de la zona y partiendo del tipo de amenaza sísmica contemplado en el capítulo A.2 para definir coeficientes de aceleración y velocidad pico efectiva a su vez se debían considerar los coeficientes de los efectos sitio.

Se define el sistema de resistencia sísmica contemplado por el diseñador para asignar los coeficientes de disipación de energía de acuerdo con las tablas del capítulo A.3, se cargan los parámetros sísmicos de acuerdo con el método de análisis empleado el cual consistía en basarse de los requisitos del artículo A.4 de la NSR-10 método de fuerza horizontal equivalente. se proseguía a encontrar el periodo fundamental para la estructura mediante el análisis modal teniendo en cuenta no excederse del periodo máximo definido del capítulo A.4 una vez iterado, se calculaban las derivas con el valor de la aceleración correspondiente al espectro de diseño verificando que las columnas no excedieran el límite del 1% seguido a esto se definían si el sistema presentaba irregularidades para castigar el coeficiente de disipación de energía R contemplado en el diseño de acuerdo con la tabla A.3.(5-6-7), finalmente se generaban las combinación de cargas usadas en el diseño.

## **2.2 Evaluar el diseño estructural realizado por los ingenieros**

En peralta ingeniería se tenían proyectos de estructuras existentes que presentarían adecuaciones, para esto se hacía necesario el análisis por vulnerabilidad sísmica contemplado en la norma en el artículo A.10.4. Inicialmente el equipo peralta suministro un guía para el desarrollo del análisis estructural efectuado en una de las estructuras esto con la finalidad de proveer una guía

suficiente que permitiera desarrollar el mismo análisis a estructuras similares, a continuación, se presentan los parámetros considerados para la evaluación sísmica de estructuras existentes de manera resumida efectuada para las estructuras analizadas.

### ***2.2.1 Análisis de vulnerabilidad sísmica***

De acuerdo con el artículo A.10.1.4 se deberá realizar una correcta evaluación de la estructura existente, las estructuras evaluadas consistían en soportes de tuberías constituidas principalmente de perfiles de acero estructural con sistema de protección al fuego Fireproofing recubrimiento en mortero en los primeros niveles.

#### **Figura 2**

*Modelo tridimensional de la estructura tipo piperack encontrado en campo*



*Nota.* Modelo navisworks de la estructura incluyendo la ubicación de las tuberías. Adaptado de: Technip energies S.A.S.

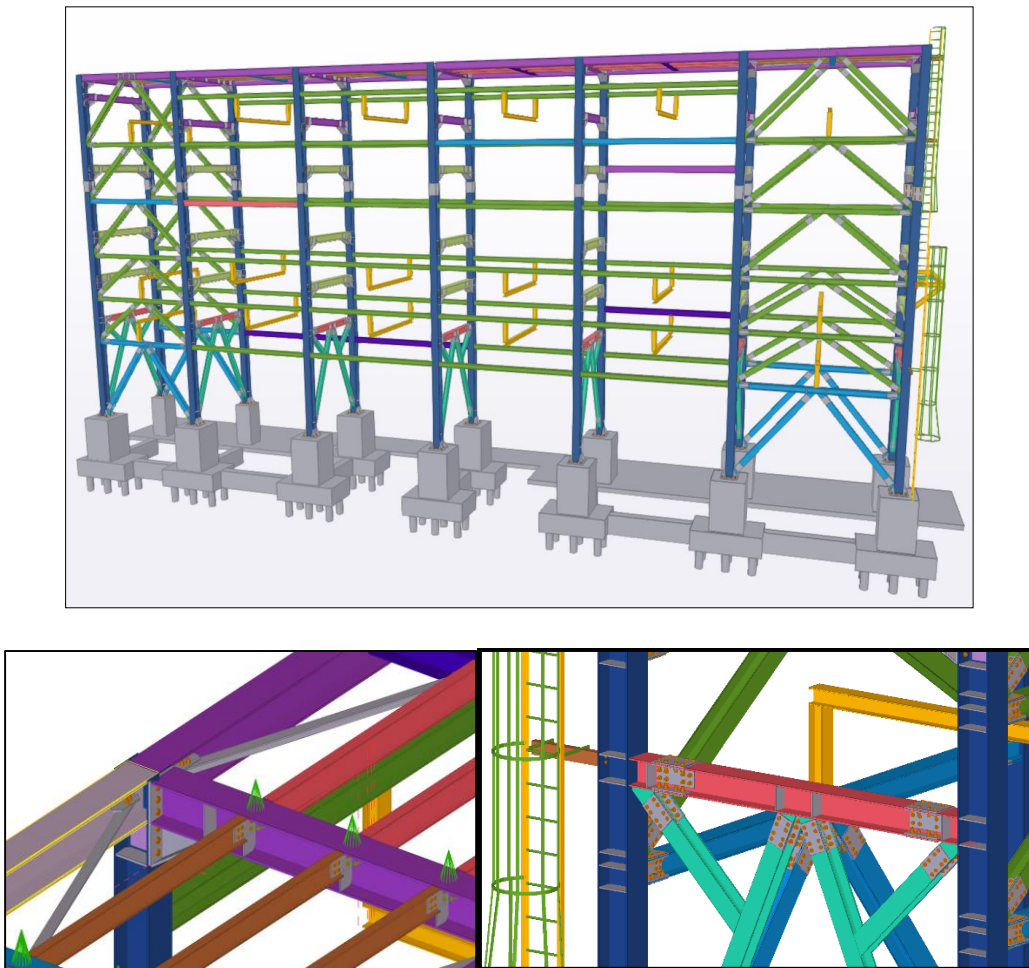
Inicialmente para evaluar la estabilidad de estructuras existentes era necesario recopilar información en campo sobre especificaciones de material empleado, así como su perfilería, para ello se extrajeron muestras ya sea de tornillería o incluso núcleos de concreto para su posterior

ensayo. En estructuras de concreto se emplea un escáner de refuerzo interno con el dispositivo HILTI PS 300 y se realiza el levantamiento estructural con la ayuda de cinta métrica y dispositivo Laser multilínea PM 40-MG de los cuales cuenta la empresa, para la tornillería se somete una muestra a ensayo a tracción y compresión empleando la máquina universal con empresas externas.

Una vez finalizado el proceso de levantamiento se continuaba con el modelamiento espacial, en algunos casos la estructura pierde la capacidad de sus conexiones ya sea por corrosión o por modificaciones realizadas en la estructura años más tarde.

### Figura 3

*Modelo tridimensional de la estructura tipo piperack con detallado*



*Nota.* El modelo IFC representa uno de los resultados de las actividades realizadas correspondiente al levantamiento estructural de la visita en campo para entrega de planos.

**2.2.1.1 Cargas.** Dado que la estructura estaba cargada principalmente con tuberías el equipo de diseño inicial brindo información sobre los patrones de cargas a considerar las cuales eran: D: Muerta, L: Viva,  $S_x$ : Sismo deriva,  $S_y$ : Sismo deriva,  $E_x$ : Sismo diseño (Reducido por R),  $E_y$ : Sismo diseño (Reducido por R), EE: Equipo y tubería en montaje, EO: Equipo y tubería en operación, ET: Equipo y tubería en prueba hidrostática, IL: Carga por impacto, Lr: Carga viva sobre la cubierta, FF: Carga de fricción de tuberías, TA: Carga térmica, ML: Carga de mantenimiento, TR: Carga de anclaje de tuberías, F: Carga de fluidos.

Con base a la información de campo en la cual se medían los diámetros, aferencias y ubicación de las tuberías presentes era posible determinar la carga para cada uno de los patrones y el modelo tridimensional de análisis era cargado, se realizó las combinaciones de carga en el modelo de análisis, en estas se tenía en consideración que las cargas EE, ET y EO eran cargas muertas que no actuaban en superposición sino que se complementaban junto con carga muerta de la estructura generando combinaciones tanto de montaje, operación, prueba hidrostática y de mantenimiento.

A continuación, se presenta un ejemplo las cargas de campo a ser proyectadas en el modelo estructural:

### **Tabla 1**

*Análisis de cargas ejemplo, sobre la estructura*

N+105000	Tubo vacío (kg)	183.11	183.11	86.14	86.14									
	Peso agua (kg)	152.62	152.62	55.92	55.92									
N+107000	Tubo vacío (kg)	565.75	469.44	565.75	86.14	86.14	16.79	16.79	16.79	16.79	16.79	16.79	16.79	16.79
	Peso agua (kg)	804.14	548.76	804.14	55.92	55.92	6.49	6.49	6.49	6.49	6.49	6.49	6.49	6.49
N+109000	Tubo vacío (kg)	746.24	1131.51	746.24	483.59	258.72	366.22	172.27	172.27	746.24				
	Peso agua (kg)	684.06	1608.29	684.06	433.28	193.65	305.24	111.83	111.83	684.06				
N+112000	Tubo vacío (kg)	258.72	746.24	938.87	1131.51									
	Peso agua (kg)	193.65	684.06	1097.53	1608.29									

Aferencia (m)	Zona del pórtico	Tuberías asignadas y bandejas portacables PÓRTICO 25A												
3.0	N+105000	D(in)	10	10	6	6								
		X (m)	0.30	0.65	3.05	3.30								
3.0	N+107000	D(in)	24	20	24	6	6	2	2	2	2	2	2	2
		X (m)	0.50	1.00	1.65	2.15	2.30	2.45	2.60	2.75	2.90	3.05	3.20	3.35
6.0	N+109000	D(in)	16	24	16	12	8	10	6	6	16			
		X (m)	0.40	1.20	1.80	2.20	2.70	2.90	3.10	3.40	3.60			
6.0	N+112000	D(in)	8	16	20	24								
		X (m)	0.45	1.00	2.00	3.10								

Total (kg)	W (kN/m)	NIVEL	EE (kN/m)	EO (kN/m)	ET (kN/m)	FF (kN/m)
538.49	1.32	N+107000	4.21	5.61	11.41	2.28
417.07	1.02					
1907.53	4.68	N+109000	10.65	14.19	26.01	5.20
2320.84	5.69					

N+105000	X (m)	0.30	0.65	3.05	3.30
	EE (KN)	1.62	1.62	0.76	0.76
	EO (KN)	2.16	2.16	1.01	1.01
	ET (KN)	3.62	3.62	1.53	1.53
	FF (KN)	1.27	1.27	0.54	0.54

Nota. Adaptado de: Equipo Peralta ingeniería S.A.S

**2.2.1.2 Parámetros y cargas sísmicas.** Durante la acción de un sismo este genera desplazamientos en la estructura que dependen de la rigidez, altura y de su masa, cada estructura oscila de acuerdo con su periodo fundamental de vibración, si la estructura se somete a grandes aceleraciones genera las máximas respuestas en desplazamientos relativos por piso.

Lo que se busca al graficar el espectro de aceleraciones sísmicas de diseño, es prever que el suelo debido al historial de perfil del terreno tendrá una aceleración  $S_a$  para un  $T=0$  y el espectro de respuesta de una aceleración equivalente para un sistema infinitamente rígido, por consiguiente, diferente a la aceleración  $S_a$  que tendrá la estructura, debido a que es un sistema con fuerzas inerciales, elásticas y de amortiguamiento, cuya aceleración es dependiente del periodo fundamental que tenga cada estructura, de esta manera la aceleración espectral representa la

aceleración de respuesta en cada estructura, por lo anterior, la condición de cada terreno tiene un diseño único definido de acuerdo con el tipo de amenaza sísmica que exista en la zona tal como lo afirma Rochel (2012):

La amenaza sísmica de una región está asociada con una probabilidad de excedencia de un parámetro descriptivo del sismo. La NSR-10 selecciono los siguientes parámetros: la aceleración pico efectiva,  $A_a$ , y la velocidad pico efectiva,  $A_v$ , calculadas a nivel del basamento rocoso. Se definen para un nivel de amenaza tal que hay una probabilidad del 10% de que sea excedida en un lapso de cincuenta años, para lo cual el periodo de retorno del sismo de diseño resulta ser de 475 años (p. 32).

Parámetros para la construcción del espectro de diseño sísmico

- ✓ Clasificar el suelo por zonas de amenaza sísmica y definir los parámetros aceleración pico efectiva,  $A_a$ , y la velocidad pico efectiva  $A_v$ , necesarios en el espectro de diseño según la tabla A.2.3.2 de la NSR-10.
- ✓ Tipo de perfil del suelo para los efectos locales según un estudio del personal geotecnista la tabla A.2.4-1 de la NSR-10.
- ✓ Factores de amplificación por efectos de sitio en el espectro de diseño, amplificación de la aceleración para la zona de periodos cortos,  $F_a$  y amplificación de la aceleración para la zona de periodos intermedios,  $F_v$  según la tabla A.2.4-3 y A.2.4-4 de la NSR-10.
- ✓ Coeficiente de importancia I, definido en el capítulo A.2.5.1 de acuerdo con el grupo de uso que tendrá la estructura una vez diseñada.
- ✓ Periodos de vibraciones cortos  $T_C$  se calculados mediante la expresión

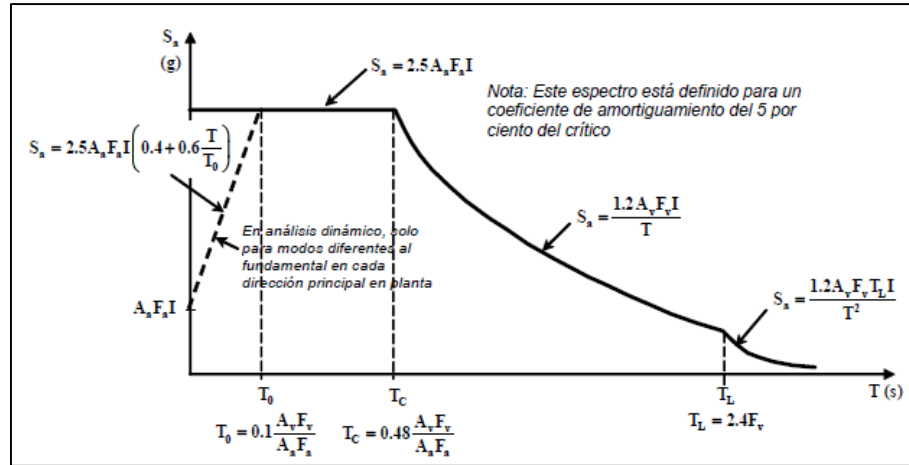
$$T_C = 0.48 \frac{A_a A_v}{F_a F_v} \quad (1)$$

✓ Periodos de vibraciones largos  $T_L$  se calculados mediante la expresión

$$T_L = 2.4F_v \tag{2}$$

**Figura 4**

*Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad*



*Nota.* Adaptado de: NSR-10 Figura A.2.6-1

Según el artículo A.10.3.3 se permite el uso de estudios de microzonificación sísmicas del área siempre y cuando los parámetros de  $A_a$  y  $A_v$  no sean menores a los estipulados en la norma, los cuales fueron obtenidos de estudios previos en la zona, se muestran a continuación

**Figura 5**

*Coefficientes espectrales del estudio de microzonificación de la zona*

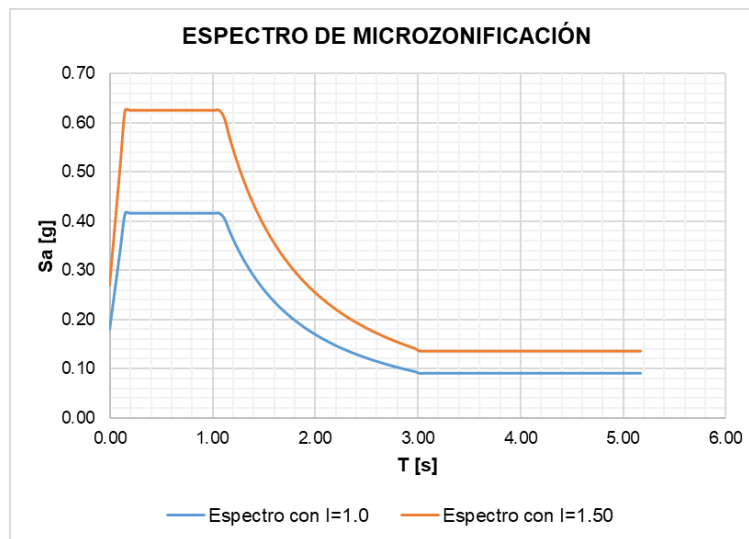
COEFICIENTES ESPECTRALES										
ZONA	Tr [años]	$\alpha_{m\ axr}$	$\alpha_{m\ axg}$	Sa max [g]	Fa	Fv	To [seg]	Te [seg]	Tl [seg]	$\alpha$
Zona 1 – Terciario F. Mesa	475	0,14	0,21	0,50	1,48	1,40	0,10	0,50	1,52	1,40
	1000	0,18	0,26	0,65	1,44	1,37	0,10	0,50	1,58	1,40
Zona 2 – Terrazas altas	475	0,14	0,20	0,60	1,78	1,68	0,10	0,50	1,80	1,40
	1000	0,18	0,26	0,75	1,67	1,47	0,10	0,50	1,61	1,50
Zona 3 – Terrazas bajas	475	0,14	0,18	0,40	1,19	3,42	0,15	1,10	2,97	1,50
	1000	0,18	0,20	0,50	1,11	3,20	0,15	1,10	3,22	1,50
Zona 4 – Terrazas posteriores	475	0,14	0,17	0,40	1,19	3,42	0,10	1,10	3,09	1,50
	1000	0,18	0,20	0,45	1,00	2,86	0,10	1,10	3,00	1,50

*Nota.* Adaptado de: Integral, S.A.S, 2003

Los diseños originales de las estructuras se habían desarrollado de acuerdo con las vigencias de la NSR-98 por esta razón el diseño original no contemplaba un grupo de uso del tipo IV dado que la estructura alberga agentes explosivos y/o dañinos para el público con el artículo A.2.5.1 del reglamento NSR-10, por lo tanto, el coeficiente de importancia se asignó  $I = 1.50$ .

### Figura 6

*Espectro de microzonificación de la zona para el análisis de vulnerabilidad*



*Nota.* Adaptado de: Equipo Peralta Ingeniería S.A.S.

**2.2.1.3 Coeficiente de capacidad de disipación  $R'$ .** Construir una estructura en el rango elástico hasta su fase de diseño resulta en un sobre costo desde un punto de vista económico, por esta razón el diseño de los elementos permite la incursión en el rango inelástico mediante el diseño con un factor de disipación de energía  $R$  por consiguiente, la estructura podrá sufrir deformaciones por plastificación sin el colapso, la capacidad de disipación dependerá del sistema de resistencia sísmica y la irregularidad geométrica que presente la estructura a continuación se define  $R$  como:

$$R = R_0 \cdot \phi_a \cdot \phi_r \cdot \phi_p \quad (3)$$

$R_0$  es el coeficiente de disipación de energía básico usado para reducir las cargas elásticas este depende de la ductilidad, la sobre resistencia y la redundancia.

$\phi_p$  coeficiente de irregularidad en planta varia de 0.8 a 0.9 de pendiendo de la deformación por parámetros torsionales, de retroceso o sistemas no paralelos

$\phi_r$  factor de ausencia de redundancia que varía de 0.75 a 1 dependiendo del sistema de disipación de energía (DMI, DMO y DES) y la resistencia por piso del cortante basal (35%).

$\phi_a$  coeficiente de irregularidad en altura varia de 0.8 a 0.9 dependiendo de la diferencia de rigidez por piso, la incorrecta transmisión de carga entre pisos, diferencia en las distribuciones de masa y geométricas en altura.

Según la norma NSR-10 título A.10.4.2.4 el análisis de vulnerabilidad de una estructura ya existente se basa en recopilar la información previa del diseño siempre y cuando se disponga al asignar el coeficiente de capacidad de disipación R, de esta manera las modificaciones de las nuevas cargas vendrán de acuerdo con el sistema estructural preliminarmente definido y el comportamiento elástico de la estructura ante las cargas sísmicas se mantendría.

En la mayoría de los casos debido a que eran estructuras de antigüedad no se contaba con información de la capacidad de disipación R, en el ítem (c) de la norma se hace una salvedad, se permite el uso del coeficiente de disipación  $R'$  correspondiente a  $3/4R$  que rija según el capítulo A.3 de la capacidad de disipación de energía asignándose el mismo sistema estructural y del mismo material.

$$R' = 3/4R \quad (4)$$

#### **2.2.1.4 Métodos de análisis.**

**2.2.1.4.1 Método de fuerza horizontal equivalente (FHE).** Es un modelo lineal que considera a la estructura un comportamiento en un rango elástico y se basa principalmente de

métodos empíricos para un oscilador simple, consiste en calcular el periodo fundamental de la estructura mediante la adición de fuerzas equivalentes o triangulares por piso que producen un desplazamiento, su periodo puede ser calculado por:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum(m_i \cdot \delta_i^2)}{\sum(f_i \cdot \delta_i)}} \leq C_u T_a \quad (5)$$

Donde  $C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v$ ;  $T_a = C_t \cdot h_n^a$

Las fuerzas sísmicas laterales  $f_i$  son calculadas como una fracción del cortante basal de piso  $f_i = C_{vi} \cdot V_s$  cuya suma para todos los pisos corresponde al cortante basal  $V_s$  y son adicionadas al centro de masa de la estructura, por ende, la fuerza sísmica aplicada dependerá de la masa y la aceleración sísmica que a su vez depende de periodo fundamental de la estructura.

Este método tiene limitaciones como

- ✓ Edificios regulares de menos de 20 niveles y 60 m de altura que NO tengan un perfil de suelo tipo D, E o F con un periodo de vibración mayor a  $2T_c$
- ✓ Edificios irregulares con menos de 6 niveles o 18 m de altura

**2.2.1.4.2 Método de análisis Dinámico elástico.** Este método describe un modelo matemático tridimensional con distribución espacial de masa y rigidez, cuya distribución de cargas y magnitud están definidas por efectos de geometría, rigidez y distribución de la masa. La aceleración viene dada por los modos de vibración de la estructura. La determinación del periodo se da mediante la aplicación de un análisis modal, el planteamiento de la solución brindado por Rochel (2012) para encontrar el periodo fundamental de la estructura se da para el caso de vibración libre, no amortiguada  $\ddot{u}_g(t) = 0$ ;  $C = 0$

$$[M] \cdot \ddot{u}(t) + [K] \cdot u(t) = 0 \quad (6)$$

Donde  $[M]$  es la matriz de masa y  $[K]$  la matriz de rigidez de la estructura cuya solución para la ecuación diferencial es:

$$\{[K] - [M] \cdot v^2\} \cdot A = 0 \quad (7)$$

La ecuación característica del sistema está determinada por

$$\det|[K] - [M] \cdot v^2| = 0 \quad (8)$$

Por lo anterior, para cada valor de  $v^2$  que satisfaga la ecuación anterior (8) es posible resolver la ecuación (7) para términos de amplitudes  $A_n$ , junto con teoría de la frecuencia natural  $\omega^2 = \frac{[K]}{[M]}$ ; el periodo es encontrado para la respuesta con mayor amplitud en los diferentes modos, lo anterior es una de las grandes ventajas con las contamos mediante software especializados con soluciones más precisas

el método puede ser ejecutado usando dos métodos de análisis:

- ✓ el método del espectro de respuesta
- ✓ el método del análisis de registro en el tiempo

- ***Modos de vibración***

Se incluyen solo aquellos modos de vibración que generen la mayor participación de masa de la estructura y deberá corresponder al menos al 90% de la masa participante para cada dirección de análisis.

El espectro de respuesta modal resulta ser el más utilizado gracias a su facilidad, se carga en el programa el espectro y este utiliza únicamente los modos de vibración que producen grandes desplazamientos para encontrar la aceleración  $S_a$ . El método se diferencia en la forma que es cargada la estructura para el análisis de sismo que varía por la concentración de rigidez y no de manera triangular. Sin embargo, el capítulo A.5.1.3 de la NSR-10 especifica que los resultados

obtenidos por este método deberían ajustarse de acuerdo con el método de fuerza horizontal equivalente por ser parámetros más conservadores.

- *Ajuste de resultados*

De acuerdo con el título A.5.4.5 el cortante determinado por el método de análisis dinámico  $V_{tj}$  para estructuras regulares no puede ser menor al 80% del cortante sísmico calculado por el método de fuerza horizontal equivalente  $V_{sj}$ , y para estructuras irregulares  $V_{tj}$  no puede ser menor del 90% del cortante sísmico por el método FHE  $V_{sj}$ . Si esto ocurre se debe modificar la aceleración del método dinámico multiplicándola por el factor de modificación de acuerdo con las ecuaciones:

$$0.8 \frac{V_{sj}}{V_{tj}} \text{ estructuras regulares} \quad (9)$$

$$0.9 \frac{V_{sj}}{V_{tj}} \text{ estructuras irregulares} \quad (10)$$

El factor de ajuste puede adicionarse multiplicando la aceleración del espectro, como ejemplo aplicando las ecuaciones anteriores el factor de modificación fue igual a 1.24 se procede como:

**Figura 7**

*Aplicación del factor de ajuste para el método dinámico modal*

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: Sx-RE [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MASA)

Analysis Model: Default

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Func1	=9810*1.24

[Add] [Delete]  Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response Rigid Frequency, f1

*Nota.* Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

Si el método de análisis modal brinda cortantes mayores a los obtenidos por el método FHE se permite reducir el cortante modal a juicio del diseñador.

**2.2.1.5 Asignación de cargas laterales.** Si el método de análisis empleado es dinámico modal espectral se deberá cargar en el programa el espectro de respuesta mediante la función Response Spectrum con los parámetros calculados de acuerdo con artículo A.2, definir load Patterns  $S_x$  y  $S_y$  del tipo Seismic (Drift) y para los casos de carga asignar la función del espectro.

Si el método de análisis empleado es FHE los efectos sísmicos se asignan en el modelo de análisis estructural por medio de la opción User Coefficient para  $S_x$  y  $S_y$ , asignando el coeficiente C de manera manual el cual representa la aceleración espectral ( $S_a$ ) de diseño para el periodo de la estructura encontrado con las ecuaciones de Rayleigh.

El factor K solicitado por el programa representa el k usado en el capítulo A.4.3.2 el cual es dependiente del periodo de la estructura:

$$T \leq 0.5, \quad K = 1$$

$$0.5 \leq T \leq 2.5, \quad K = 0.75 + 0.5T$$

$$T > 2.5, \quad K = 2.0$$

La diferencia de ambos métodos de análisis no debe superar el 10% del cortante en base de ser así se deberá aplicar un factor multiplicador para que ambos métodos converjan.

**Tabla 2**

*Carga sísmica aplicada al modelo lineal*

TABLE: Auto Seismic - User Coefficient					
LoadPat	Dir	C	K	WeightUsed	BaseShear
Text	Text	Unitless	Unitless	KN	KN
Ex	X	0.278	1.102	6735.68	1872.52
Ey	Y	0.278	1	6735.68	1872.52
Sx	X	0.625	1.102	6735.68	4209.8
Sy	Y	0.625	1	6735.68	4209.8

*Nota.* Adaptado de: Equipo Peralta ingeniería S.A.S

**2.2.1.6 Combinaciones de cargas.** Se deben generar los combos del método de resistencia acuerdo al título B.2.4.2 de la NSR-10, se permite reducir el factor que acompaña la carga viva a 0.5 si no pertenece a zonas de reunión o la carga viva es menor a 4.8 kN/m<sup>2</sup>, a su vez se debe tener en cuenta la acción de la carga sísmica cuyas componentes son horizontales y verticales y representan una ampliación de la carga muerta, la componente sísmica debe aplicarse con las combinaciones de acción ortogonales del 100% y 30 % respectivamente

$$E = E_h + E_v \quad (11)$$

$$E_v = 0.5 \cdot A_a F_a I \cdot D \quad (12)$$

$$E_h = \rho Q_E \quad (13)$$

**2.2.1.7 Análisis de vulnerabilidad.** Dentro de la evaluación de estructuras existentes en artículo A.10.4.3 exige la determinación de los índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad de la estructura para cada miembro evaluado para efectos de cortante, flexión, torsión, etc. bajo la acción de combinaciones de cargas que incluyan la acción del sismo reducido.

**2.2.1.7.1 Resistencia efectiva.** El artículo A.10.4.3.4 especifica que es necesario encontrar una nueva resistencia efectiva  $N_{ef}$  para los miembros de la estructura que a criterio de la inspección visual realizada por el diseñador vendría dada por:

$$N_{ef} = \phi_c \phi_e N_{ex} \tag{14}$$

$\phi_c$  = Buena = 1.0: Coeficiente de calidad del diseño y la construcción

$\phi_e$  = Regular = 0.80: Coeficiente del estado de la estructura.

**2.2.1.7.2 Índice de sobreesfuerzo general de la estructura.** Teniendo en cuenta la influencia la estabilidad, rigidez y resistencia de los elementos individuales de la estructura se determina como el mayor el índice de demanda de los miembros dividido entre la resistencia efectiva, siendo el inverso del índice de sobreesfuerzo general la expresión de la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia.

**2.2.1.7.3 Índice de flexibilidad de la estructura.** Es la probabilidad de la estructura a tener deformaciones excesivas, se determina como el mayor índice de flexibilidad por piso de la estructura (derivas) calculadas con la carga sin reducir únicamente para las columnas, en el cual el inverso de la flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez.

A continuación, se presenta el resultado de la evaluación sísmica bajo los casos de carga sísmicas  $S_x$  y  $S_y$ .

**Tabla 3**

*Análisis de derivas de la estructura*

Nombre único	Piso	Columna	Nodo Inicial	Desp X	Desp Y	Nodo Final	Desp X	Desp Y	Long	$\Delta$ Desp X	$\Delta$ Desp Y	$\Delta$ Total	Deriva
				mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	%
3	N+10	C1	16	-2.00	35.17	18	-2.11	36.99	2427	-0.11	-1.82	1.82	0.08%
12	N+10	C13	15	-1.00	35.07	17	-0.87	37.01	2427	0.14	-1.95	1.95	0.08%

38	N+10	C34	5	-2.00	36.02	6	-2.09	35.66	2427	-0.09	0.36	0.37	0.02%
41	N+10	C35	19	-1.01	34.49	20	-0.87	35.69	2427	0.14	-1.20	1.21	0.05%
36	N+7.573	C51	12	-1.18	30.97	15	-1.00	35.07	2723	0.18	-4.10	4.11	0.15%
39	N+7.573	C53	7	-1.80	31.97	5	-2.00	36.02	2723	-0.20	-4.05	4.05	0.15%
42	N+7.573	C55	21	-1.19	31.97	19	-1.01	34.49	2723	0.18	-2.52	2.52	0.09%
4	N+7.573	C76	13	-1.81	30.98	16	-2.00	35.17	2723	-0.19	-4.19	4.20	0.15%
261	N+5.50	C71	236	2.97	35.93	225	2.35	36.88	400	0.62	-0.94	1.13	0.28%
138	N+5.50	C3	120	-5.92	51.18	287	-7.35	51.31	1070	-1.43	-0.13	1.43	0.13%
156	N+5.50	C9	175	-5.07	51.20	256	-5.62	51.31	1070	-0.55	-0.10	0.56	0.05%
184	N+5.50	C19	321	-5.34	50.46	252	-5.62	50.43	652	-0.27	0.03	0.27	0.04%
161	N+5.50	C39	74	-6.99	50.56	231	-7.13	50.43	170	-0.15	0.13	0.19	0.11%
189	N+5.33	C36	239	-6.37	35.92	26	-7.45	36.64	230	-1.08	-0.72	1.29	0.56%
177	N+5.33	C81	240	-6.40	45.74	145	-7.45	45.80	230	-1.06	-0.06	1.06	0.46%
160	N+5.33	C30	213	-6.08	50.23	74	-6.99	50.56	900	-0.90	-0.32	0.96	0.11%
195	N+5.0	C37	191	3.81	34.11	236	2.97	35.93	500	0.84	-1.83	2.01	0.40%
214	N+5.0	C31	83	-3.24	33.30	239	-6.37	35.92	670	-3.13	-2.62	4.08	0.61%
172	N+5.0	C11	181	-0.04	44.99	237	0.03	45.39	500	0.01	-0.40	0.40	0.08%
174	N+5.0	C16	194	-3.28	45.98	240	-6.40	45.74	670	-3.12	0.24	3.13	0.47%
178	N+5.0	C17	214	-5.10	50.16	321	-5.34	50.46	418	-0.25	-0.30	0.39	0.09%
181	N+5.0	C25	180	-0.04	34.36	235	0.04	36.01	500	0.00	-1.65	1.65	0.33%
197	N+5.0	C32	187	-0.04	30.30	233	-0.02	31.83	500	0.03	-1.53	1.53	0.31%
253	N+5.0	C56	303	3.08	27.75	234	2.93	31.77	1100	0.15	-4.02	4.02	0.37%
171	N+4.5	C10	198	-0.18	43.81	181	-0.04	44.99	1100	0.14	-1.18	1.19	0.11%
56	N+4.5	C22	200	-0.11	27.96	180	-0.04	34.36	1100	0.07	-6.39	6.39	0.58%
279	N+4.5	C59	302	-0.07	27.71	187	-0.04	30.30	600	0.03	-2.59	2.59	0.43%
179	N+4.5	C18	245	3.96	31.51	191	3.81	34.11	600	0.15	-2.60	2.60	0.43%
37	N+4.55	C77	28	-1.34	23.89	12	-1.18	30.97	1800	0.16	-7.08	7.08	0.39%
40	N+4.55	C78	37	-1.31	27.79	7	-1.80	31.97	1800	-0.49	-4.19	4.21	0.23%
43	N+4.55	C83	40	-1.34	27.83	21	-1.19	31.97	1800	0.15	-4.14	4.15	0.23%

Nota. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

Finalmente se realizan las verificaciones de capacidad con hojas de cálculos suministradas por la empresa partiendo de los diagramas de momentos y cortantes que brinda el programa.

**2.2.1.8 Análisis de estabilidad.** La inestabilidad debe ser evaluada de acuerdo con numeral F.2.3 de la NSR-10 puede estar involucrada con problemas de desplome de la estructura que influyen en cargas adicionales debido a la acción de la carga axial y con el desplazamiento lateral simultáneamente llamadas efectos de segundo orden o  $P - \Delta$  y  $P - \delta$  este último se produce por los desplazamientos adicionales debido a la acción  $P - \Delta$  en la diferencia de curvaturas.

Según la NSR-10 artículo A.6.2.3, los efectos de segundo orden se deben tener en cuenta cuando el índice de estabilidad por cada piso sea mayor a 0.10 y no mayor a 0.3 o se deberá

rigidizar

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_{cm}}{V_i * h_{pi}} > 0.1 \quad (15)$$

**2.2.1.8.1 Metodología de análisis.** Cargar la estructura con fuerzas ficticias o nocionales equivalentes a  $N_i = 0.002Y_i$  siendo  $Y_i$  la carga gravitacional mayorada de piso

Elegir dentro de los métodos descritos por la norma

**-Método de análisis Directo:** F.2.3.2.3 consiste en reducir la rigidez al 80% y combinaciones no lineales

**-Método de longitud efectiva:** F.2.21.2 Afecta factores K de rigidez de piso, sin reducción de rigidez

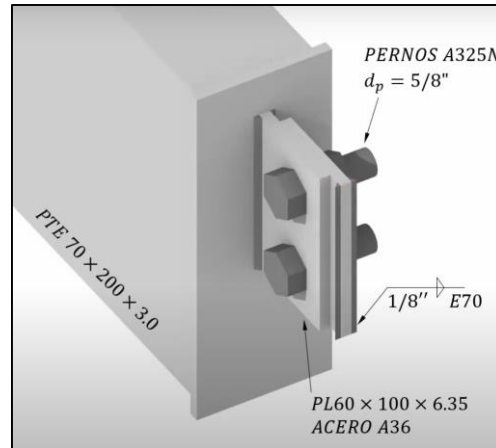
**-Método de análisis de primer orden:** Uso de coeficientes de mayoración

### **2.2.2 Diseño de correa y conexión de cubierta**

Otra parte de la revisión estructural constaba en verificar procedimientos realizados en peralta ingeniería para el diseño de elementos y conexión de cubierta para el perfil tipo PTE o correa en la evaluación de los estados límites del perfil y la conexión contemplados en el artículo F.2. de la NSR-10 y extrayendo información de la especificación internacional AISC 360-22, la metodología empleada para la revisión estructural se presenta a continuación.

**Figura 8**

*Modelo del software Tekla Structures con la configuración de la conexión*



*Nota.* Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S

Las correas deben soportar la carga de la teja y sus accesorios, se debe garantizar su capacidad teniendo en cuenta que la correa está cargada en componentes verticales y horizontales debido a la inclinación de la teja por lo tanto las cargas gravitacionales son distribuida en el eje fuerte y débil del perfil, inicialmente se propone un perfil cuyas propiedades geométricas se calculan partiendo de un espesor equivalente al 93% el t nominal del perfil estos parámetros son definidos en la Sección B4.1b(d) Especificación AISC 360-22 o NSR-10 F.2.2.4.2.

Las combinaciones de carga se obtienen del capítulo B del NSR-10 dentro de estas deben considerarse las cargas de viento en cubierta, se calculan los diagramas de cortante y momento para un elemento simplemente apoyado como se muestra.

$$V_u = \frac{WL}{2}, \quad M_u = \frac{WL^2}{8} \quad (16)$$

El cálculo de la resistencia a flexión disponible del perfil se basa en la premisa del equilibrio interno dentro de la sección el ala superior entrara en compresión y la inferior en tensión,

el acero a tensión tiene gran capacidad mientras que la compresión genera una distorsión sobre la superficie del perfil llamada pandeo local se revisa mediante evaluación de la relación ancho espesor para definir secciones compactas  $\lambda_p$ , no compacta  $\lambda_r$  o esbeltas de acuerdo al capítulo F.2.6.7 de la NSR -10, la cual para un perfil PTE a flexión se deben evaluar los siguientes estados límite:

- ✓ Plastificación de la sección
- ✓ Pandeo local de la aleta en compresión
- ✓ Pandeo local del alma
- ✓ Pandeo lateral torsional




**2.2.2.1 Plastificación de la sección.** Este estado limite permite la que la capacidad del perfil se de hasta su plastificación siempre y cuando alma y aleta se encuentren en la zona compacta  $\lambda < \lambda_p$  F.2.6.7.1 NSR-10.

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (17)$$

**2.2.2.2 Pandeo local de la aleta en compresión.** Los límites de se deben evaluar con las alturas y bases libres correspondiendo a la longitud menos 2 veces el espesor del perfil más el radio de curva diseño según el título F.2.2.4.1.2 (d)  $b = B - 3t$

### Figura 9

*Clasificación de la sección limites ancho – espesor para calcular su capacidad*

Tabla F.2.2.4-1b (continuación) Valores Límite de la Relación Ancho a Espesor para Elementos a Compresión en Miembros a Flexión (para aplicar en los numerales F.2.6 y F.2.15)						
	o C	Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite de la relación ancho/espesor		Ejemplos
Elementos Atiesados	17	Aletas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	$b/t$	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	18	Cubreplacas de aleta y platinas de diafragma entre líneas de conectores o soldaduras	$b/t$	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	19	Almas de perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular	$b/t$	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

Nota. Adaptado de: NSR-10 tabla F.2.2.4

El resultado se debe categorizar dentro de las siguientes opciones:

- ✓ Para aletas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left( 3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \leq M_p \tag{18}$$

- ✓ Para aletas esbeltas

$$M_n = F_y S_e \tag{19}$$

Donde  $S_e$  es el módulo de sección efectivo calculado como:

$$S_e = S - \Delta S \tag{20}$$

$$\Delta S = \frac{4 \left( \frac{1}{12} (b - b_e) t^3 + (b - b_e) t \left( \frac{H - t}{2} \right)^2 \right)}{H} \tag{21}$$

$$b_e = 1.92 t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b \tag{22}$$

**2.2.2.3 Pandeo local en alma.** Se debe garantizar que el alma del perfil no haya pandeo por la incursión de la compresión.

- ✓ Para almas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left( 0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (23)$$

- ✓ Para almas esbeltas

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 - 300a_w} \left( \frac{h}{t} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (24)$$

$$a_w = \frac{2h t_w}{b t} \quad (25)$$

Cuando el alma es esbelta se debe castigar la capacidad de la aleta en compresión dado que son más probables que los esfuerzos sean mayores

- ✓ Fluencia de la aleta en compresión según I NSR-10 F7.7

$$M_n = R_{pg} F_y S \quad (26)$$

- Pandeo local de la aleta en compresión

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S \quad (27)$$

$$F_{cr} = \frac{0.9E K_c}{(b/t_f)^2} \quad K_c = 4.0 \text{ en PTE} \quad (28)$$

**2.2.2.4 Pandeo lateral torsional.** Se considera cuando el eje evaluado corresponde al eje fuerte a momento dado que se presenta menor inercia en el eje perpendicular por lo tanto tendera a girar cuando la carga presente excentricidad en zonas del perfil haciendo necesaria su evaluación

Es importante resaltar que depende en gran medida del arriostramiento que presente el perfil en su eje débil por lo tanto está ligado a longitudes plásticas y elásticas

Longitud plástica

$$L_p = 0.13 E r_y \frac{\sqrt{J A_g}}{M_p} \quad (29)$$

Longitud Elástica

$$L_r = 2 E r_y \frac{\sqrt{J A_g}}{M_p} \quad (30)$$

✓ Si  $L_b < L_p$

No aplica el límite torsional.

✓ Si  $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (31)$$

✓ Si  $L_b > L_r$

$$M_n = 2 * E * C_b \frac{\sqrt{J A_g}}{M_p} \leq M_p \quad (32)$$

Lo anterior se aplica para la evaluación de los límites de la capacidad a flexión en el eje X y Y para obtener la resistencia multiplicándolo por un factor de resistencia según el método LRFD de  $\Phi = 0.9$ .

La capacidad del perfil no solo estará afectada por fuerzas a flexión también contrae fuerzas de cortante significativas y se hace necesaria su evaluación.

**2.2.2.5 Diseño por Cortante.** Se basa en calcular la constante  $C_{v2}$  la cual es inversamente proporcional a la relación altura –espesor se describe a detalle en el artículo F.2.7.4 de la NSR-10 se encuentran los parámetros de diseño para seccion PTE.

$$V_n = \phi 0.6 F_y A_w C_{v2} \quad (33)$$

✓ Si  $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} > \frac{h}{t}$

$$C_{v2} = 1$$

$$\checkmark \text{ Si } 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t} < 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$C_{v2} = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t}} \quad (34)$$

$$\checkmark \text{ Si } \frac{h}{t} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$C_{v2} = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2 F_y} \quad (35)$$

**2.2.2.6 Relación demanda /capacidad.** De acuerdo con la norma en el artículo F.2.8.1.1

(b) se debe revisar la interacción simultanea de fuerzas axiales y momentos flectores en el diseño.

$$\checkmark \text{ Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8M_{ux}}{9\phi M_{nx}} + \frac{8M_{uy}}{9\phi M_{ny}} \leq 1.0 \quad (36)$$

$$\checkmark \text{ Si } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0 \quad (37)$$

El comportamiento de la flexo torsión en la correa de acuerdo con el artículo F.2.8.3.2 de la NSR-10 para la iteración en perfiles PTE con fuerzas cortantes permite usar la ecuación:

$$\left( \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) + \left( \frac{V_{ux}}{\phi V_{nx}} + \frac{V_{uy}}{\phi V_{ny}} + \frac{T_u}{\phi T_n} \right)^2 \leq 1.0 \quad (38)$$

**2.2.2.7 Deflexiones máximas permitidas.** Para determinar las deflexiones máximas se comprueba mediante las combinaciones de carga del método de esfuerzos admisibles del título B.2.3.1, puesto que la cubierta cuenta con cargas permanentes y vivas,  $W_s$  se calcula mediante la

combinación D + L respetivamente y limitada por la ecuación del título C.9.5(b) de la NSR-10 con los requisitos de deflexiones.

**Figura 10**

*Límites de deflexión a largo plazo por cargas permanentes*

TABLA C.9.5(b) — Deflexión máxima admisible calculada

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, <b>L</b>	$l/180$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, <b>L</b>	$l/360$
Sistema de entripiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)*	$l/480$
Sistema de entripiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$

Nota. Adaptado de: NSR-10 Artículo C.9.5

La ecuación de deflexión para una viga simplemente apoyada

$$\Delta_x = \frac{5 W_s L^4}{384 E I_y}, \quad \Delta_y = \frac{5 W_s L^4}{384 E I_x} \tag{39}$$

$$\Delta_{max} = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} < \frac{L}{240} \tag{40}$$

**2.2.2.8 Conexión a Cortante.** Se debe garantizar una correcta transmisión de cargas sobre el apoyo sin que este falle por ello se deben evaluar estados límite de la conexión para soportar el cortante de diseño obtenido

**2.2.2.8.1 Estados límites por transferencia por carga excéntrica.** Se debe castigar la capacidad de la conexión debido a lugar de aplicación se la carga generara una excentricidad

- ✓ *Fractura por corte del perno*  $A_b$  = el área de la sección del perno y  $F_{nv}$  la resistencia para un plano de corte del perno

$$\phi r_n = 0.75 A_b F_{nv} \tag{41}$$

- ✓ *Desgarre de la placa*  $L_c$  = distancia al borde de la placa,  $t_p$  = espesor de la placa

$$\phi r_n = 0.75 \cdot 1.2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_u \quad (42)$$

$$L_c = L_e - \frac{d_h}{2} \quad (43)$$

- ✓ Aplastamiento de la placa  $d_p =$  diámetro del perno

$$\phi r_n = 0.75 \cdot 2.4 \cdot t_p \cdot d_p \cdot F_u \quad (44)$$

Se escoge el menor de los estados límite por carga excéntrica y se calcula la constante C que disminuye la capacidad de los pernos, la ecuación presentada a continuación hace parte del análisis realizado por el ingeniero Miguel Peralta para la aplicar del método elástico en pernos con una sola columna de pernos mediante la sumatoria de fuerzas del sistema:

$$C = \left[ \frac{1}{\sqrt{\left[ \frac{6e}{n(n+1) \cdot S} \right]^2 + \left[ \frac{1}{n} \right]^2}} \right] \quad (45)$$

Finalmente, la capacidad del conector  $\phi R_n = C \cdot \phi r_n$

#### 2.2.2.8.2 Estados límite por cortante en la placa

- ✓ *Fluencia del área bruta* sea  $A_{gv}$  = área gruesa a cortante de la placa y  $F_y$  resistencia de fluencia en la placa

$$\phi R_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \quad (46)$$

- ✓ *Fractura del área neta* sea  $A_{nv}$  = área neta de la placa, la cual corresponde al área gruesa sin el área de los agujeros y  $F_u$  resistencia a la fractura de la placa

$$\phi R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \quad (47)$$

- ✓ *Bloque de cortante* es la resistencia de la placa a desprenderse de la conexión, tendrá una componente vertical de la fuerza cortante y horizontal del área a tensión, las áreas

calculadas no son las mismas de los ítems anteriores dado que la resistencia tendrá múltiples caminos de falla.  $A_{nv}$  = el área neta de la línea de fuerza cortante,  $A_{gv}$  = el área gruesa de la línea de fuerza cortante y  $A_{nt}$  = área neta de la línea de fuerza perpendicular al cortante

$$\phi R_n = 0.75 * [mi n(0.6 \cdot A_{nv} \cdot F_u; 0.6 \cdot A_{gv} \cdot F_y) + U_{bs} \cdot A_{nt} \cdot F_u] \quad (48)$$

Finalmente, la capacidad de la conexión será la mínima de todos los estados limites evaluados en dirección x y y.

### 2.3 Desarrollar una guía de diseño estructural para edificaciones.

Se desarrolló para la empresa un procedimiento guía para el análisis y diseño de pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación mínima de energía, peralta ingeniería S.A.S, la finalidad de esta guía fue contemplar todos los estados límites a consideración para el diseño de pórticos desde su sollicitación de cargas según las provisiones sísmicas del AISC 341-16 incluyendo las combinaciones con carga sísmica con sobre resistencia y mayoración de la carga muerta con efecto sísmico vertical, hasta las especificaciones de diseño que requiere cada uno de los miembros que conforman el pórtico según AISC 360-16, se diseñan las conexiones de acuerdo al título E1.6b a continuación

El diseño contempla las sollicitaciones por carga sísmica horizontal y vertical junto con los factores de sobre resistencia incluidos para el diseño de columnas, empalmes y placa bases

$$(1.2 + 0.5 \cdot A_a F_a I) D + \Omega_0 Q_E + L + 0.2S \quad (49)$$

Se incorpora el uso del factor Ry como el coeficiente de la fluencia esperada del material para sollicitaciones sísmicas que se encuentra en la tabla F.3.1.4.1 de la NSR-10, así como también el factor 1.1 de endurecimiento por deformación.

$$M_u = 1.1 \cdot R_y \cdot M_p \quad (50)$$

Se incluyen estados límites de resistencia evaluados para columnas y vigas en acero.

Como anexo se adjunta el documento “Apéndice A. Guía de diseño para pórticos resistentes a momento DMI”

Los apéndices están adjuntos y puede visualizarlos en la base de datos de la biblioteca UIS

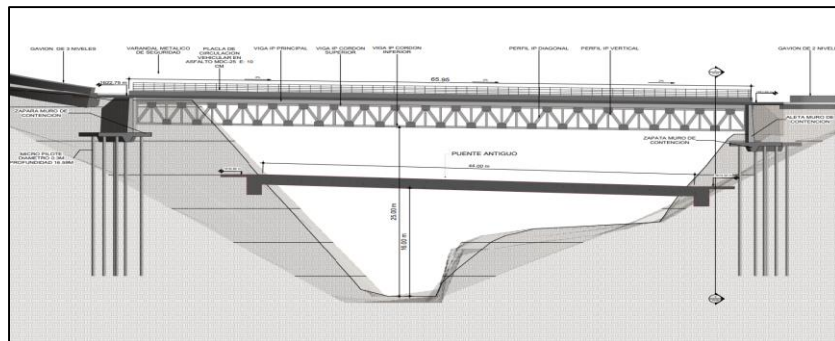
## 2.4 Apoyar en el cálculo de cantidades de materiales

Peralta ingeniería requería calcular las cantidades de aceros contempladas en un diseño ya realizado por la empresa, puesto que el presupuesto era una limitante en la ejecución del proyecto se apoyó de la generación de cantidades provenientes del programa Tekla Structures un programa de modelación estructural que permite obtener desde planos estructurales hasta las cantidades en los proyectos, por esta razón a continuación se describe la metodología contemplada para la generación de cantidades del proyecto.

En su fase inicial era el diseño de un puente de flujo vehicular para unir dos municipios del departamento de Santander.

### Figura 11

*Prospectiva del diseño solicitado por la empresa*

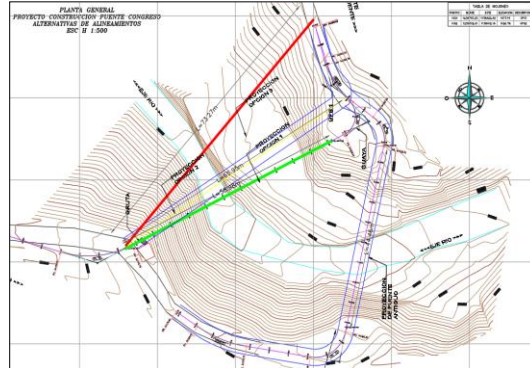


*Nota.* Adaptado de: Unión temporal los Orties

La empresa solicitante brindaba el estudio de suelos de la zona junto con su perfil granulométrico para categorizarlo dentro de la clasificación de suelos.

### Figura 12

*Ubicación geográfica del proyecto con la evaluación de alternativas*



*Nota.* Adaptado de: Unión temporal los Ortices

Debido a la existencia de un río en años anteriores el material se caracterizaba por ser de origen sedimentario con poca capacidad portante, la empresa solicitante propuso alternativas de la ubicación del diseño basados en la mejor estratificación del suelo, uno de los parámetros más relevantes del proyecto era el tiempo de diseño y ejecución puesto que se debían proyectar los recursos a destinar para la aprobación y cada alternativa evaluada requería de calcular el peso total de la infraestructura .

El equipo Peralta ingeniería desarrolló el diseño del puente al tiempo en que este iba siendo proyectado en el software Tekla Structures, de esta manera priorizó lo tiempos de ejecución ya que el programa cuenta con la estimación de cantidades.

### Figura 13

*Diseño de la estructura del puente vehicular proyectado el software Tekla Structures*



*Nota.* Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S

De la misma forma se exportaban los datos a Excel para la cantidad de tornillería, perfiles barras roscadas, tuercas y pernos; si bien el programa Tekla calculaba el peso total de cada ítem anterior peralta ingeniería usaba el programa netamente para calcular longitudes y áreas puesto que el peso de cada perfil varía dependiendo del proveedor, el peso encontrado en los catálogos de ventas brindan un peso por metro lineal [Kg/m] si este se multiplica por la longitud en [m], corresponde al peso en [Kg] de los perfiles estructurales.

Para el caso de las platinas era similar puesto que la compra se realiza por láminas de 2.4 m x 6.0 m se debía calcular mediante despiece de la plancha para cada tipo de material.

$$b \cdot h \cdot e \cdot \gamma_{acero} = Peso[Kg] \quad \gamma_{acero} = 7850 \frac{Kg}{m^3}$$

## **2.5 Actualizar hojas de cálculo usadas en el diseño.**

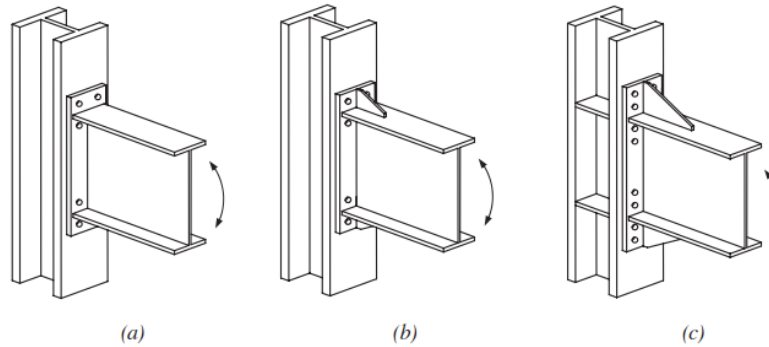
La empresa requería actualizar los formatos para el diseño de conexiones en base a las nuevas normativas sísmicas de la AISC 341-22, estas no contemplaban los requisitos con el sistema de disipación de energía de la normativa, se estudió las diferencias para la conexión y se adjuntó en las hojas de cálculo actuales.

### ***2.5.1 Conexión precalificada de momento placa extremo-extendida***

La conexión emplea una placa soldada al extremo de la viga y empernada a la columna, existen 3 tipos precalificadas por el AISC 358, 4E consta de 4 pernos sin rigidizadores, 4ES consta de 4 pernos con rigidizadores de 8ES consta de 8 pernos con rigidizadores en la placa.

## **Figura 15**

*Conexiones sísmicas precalificadas de la norma AISC 358*



*Nota.* Adaptado de: AISC 358-22

Se requería actualizar la hoja de cálculo usada para el diseño de conexión a momento de cuatro pernos sin rigidizadores para una zona de amenaza sísmica de disipación de energía mínima (DMI) puesto que la actual correspondía a una hoja usada con los parámetros sísmicos de conexión precalificada para pórticos DMO Y DES basada en los parámetros de la norma AISC 358-22 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, los requisitos que deben cumplir estas conexiones con restricción total para el capítulo E1.6b de la especificación AISC 341-22 son limitaciones en el momento y cortante esperado.

Las conexiones para DMI prioriza que su diseño sea con fuertes conexiones a momento y los demás miembros que conformen el pórtico podrán disipar energía mediante su incursión en el rango inelástico, incluyendo columnas puesto que, este parámetro de falla garantiza alguna ductilidad del sistema de resistencia y no de la conexión que idealmente deberá permanecer en el rango elástico.

La especificación AISC 341-22 incluye en las combinaciones de carga la aplicación de la carga sísmica vertical para el diseño

$$E_v = 0.2 \cdot S_{DS} \cdot D = 0.5 \cdot A_a F_a I \cdot D \quad (51)$$

A su vez la aplicación del factor de sobre resistencia para la componente horizontal en Sección 12.4.3.1 ASCE/SEI 7 para las combinaciones de carga sísmica

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E = \Omega_0 E \quad (52)$$

Para el diseño de las cargas a considerar en la conexión se evalúa de acuerdo con los parámetros de falla que se presenten dado que una vez alguno de sus miembros incurra en el rango inelástico la conexión transferirá la máxima sollicitación a la columna y será innecesario diseñarla para mayores sollicitaciones puesto que las conexiones no disipan energía con ductilidad.

**2.5.1.1 Momento de diseño.** Se deben considerar los momentos máximos que podrá transferir la conexión mediante la ecuación

- ✓ Momento esperado de la columna con el factor de endurecimiento por deformación
- ✓ Momento esperado de la viga con el factor de endurecimiento por deformación
- ✓ Fluencia por cortante en el alma en la zona del panel

Sea 1.1 el factor de endurecimiento y  $R_y$  el factor de resistencia esperada

$$\phi R_n = \phi(0.60(1.1)R_y F_y d_c t_w) \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (53)$$

$$M_{ub} = \frac{\phi R_n + \frac{V_{ub} d_c}{4H}}{\frac{1}{d_b - t_{fb}} - \frac{1}{2H}} \quad (54)$$

El menor de los estados se emplea para el diseño de la conexión

**2.5.1.2 Cortante de diseño.** El diseño de la resistencia requerido a cortante debe incluir las fuerzas horizontales incluyendo sobre resistencia con las combinaciones de carga amplificadas del título B.

$$V_u = \frac{2 \cdot (1.1 \cdot R_y \cdot M_p)}{L_{libre}} + V_{gravitacional} \quad (55)$$

El cortante considera la acción del momento trasferido a la columna máximo del sistema en algunos casos  $1.1 \cdot R_y \cdot M_p$  podrá ser igual el momento máximo de fluencia por cortante en la zona del panel.

**2.5.1.3 Diseño de la conexión End plate.** La resistencia de la conexión consta en el cálculo de las fuerzas factorizadas en la aleta de la viga al tratarse de una conexión a momento se transmite mediante cargas puntuales actuando a tracción y compresión en la zona superior e inferior de la viga y pernos, la resistencia se calcula mediante líneas de falla sobre la placa de extremo y sobre la aleta de la columna. El sistema contempla limitantes geométricas para el diseño mediante la tabla 3.6. de la guía 4 de diseño.

Se verifican estado límites de la conexión

- ✓ fractura a cortante de la placa extendida
- ✓ resistencia a cortante de los pernos
- ✓ aplastamiento y desgarramiento del perno en la platina y en aleta de la columna
- ✓ diseño de soldadura a cortante
- ✓ fluencia a flexión del ala de la columna
- ✓ resistencia de diseño a flexión de la columna
- ✓ fluencia local del alma de la columna
- ✓ pandeo del alma de la columna
- ✓ arrugamiento del alma de la columna
- ✓ diseño de las placas de continuidad
- ✓ fluencia por cortante del alma de la columna en la zona del panel

La herramienta de diseño de la End plate ya existía dentro de la empresa sin embargo se realizaron modificaciones de los requisitos contemplando la sobre resistencia para las limitantes de DMI y presentación del formato.

A continuación, se presenta la hoja de cálculo actualizada usada en el diseño de la conexión

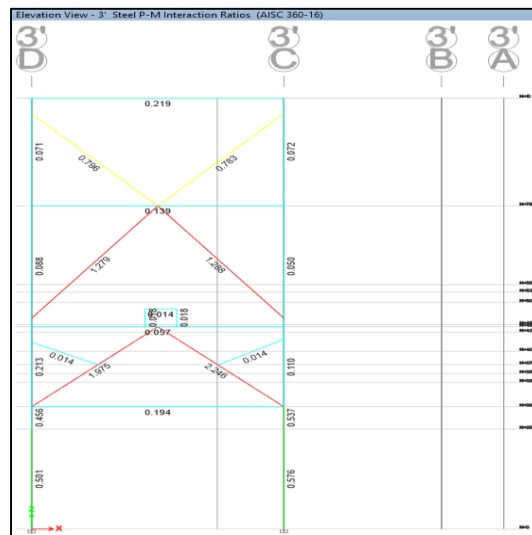
### 3. Resultados

#### 3.1 Resultados del análisis de vulnerabilidad

Determinados los índices de flexibilidad y índice de sobreesfuerzo algunas estructuras se encontraron con índices mayores a la unidad e inferían que la estructura tendría una menor resistencia y rigidez que la contemplada durante el diseño y por ello la estructura sería más vulnerable sísmicamente, se debían pensar en soluciones de reforzamiento para la estructura actual antes de la ampliación estructural.

#### Figura 16

*Resultados del análisis de vulnerabilidad con mayores índices de sobreesfuerzo*

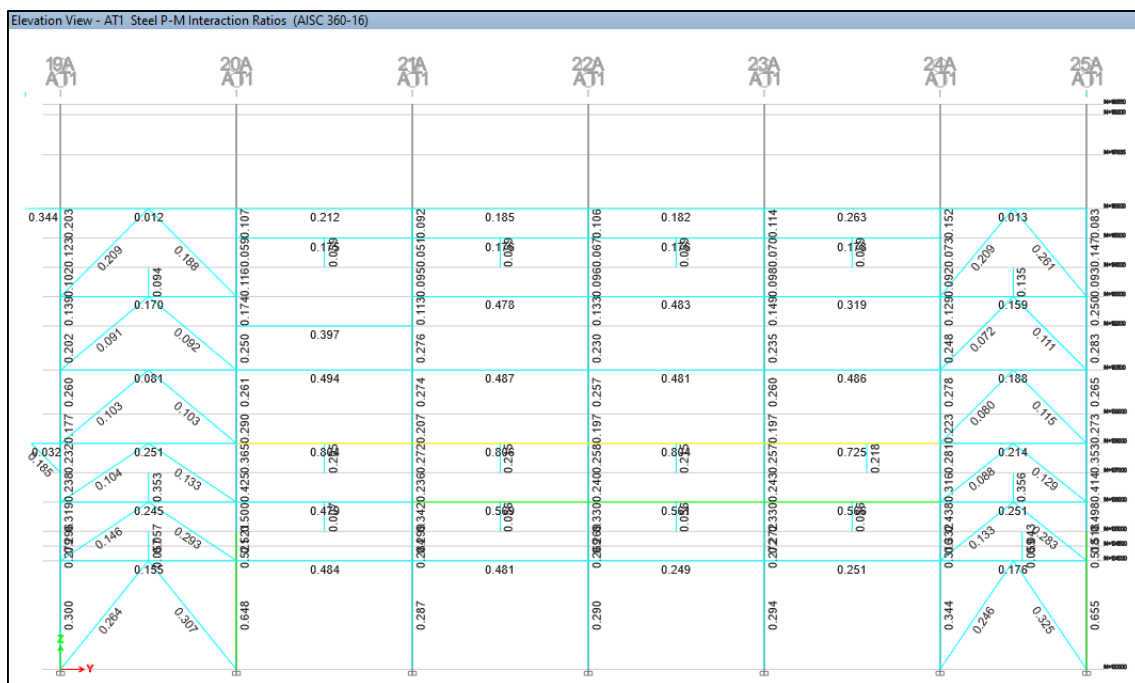


Nota. Adaptado de: Equipo Peralta ingeniería S.A.S.

En la mayoría de las estructuras los índices mayores de sobreesfuerzo fueron predominantes en vigas sin embargo estas no se excedían de la unidad por lo tanto estas estructuras se comportaban en el rango elástico para la aplicación del sismo raro de diseño sin incursionar en el rango inelástico.

**Figura 17**

*Resultados del análisis de vulnerabilidad en rango elástico*



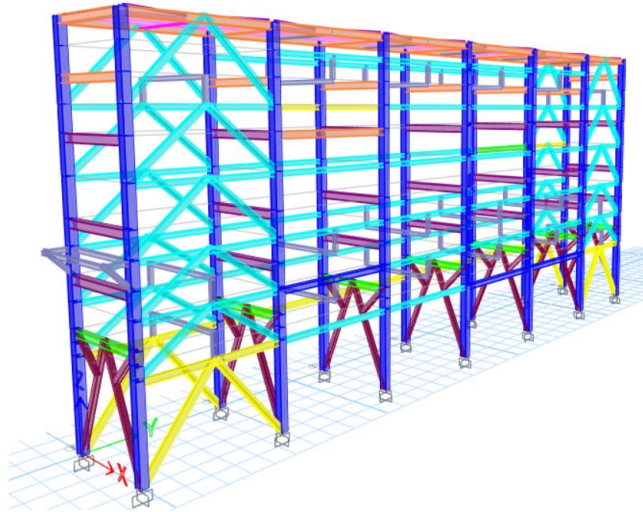
Nota. Adaptado de: Equipo Peralta ingeniería S.A.S.

### 3.1.1 Proyectos apoyados

A continuación, se presentan los proyectos elaborados con la metodología del análisis de vulnerabilidad anteriormente suministrada:

**Figura 18**

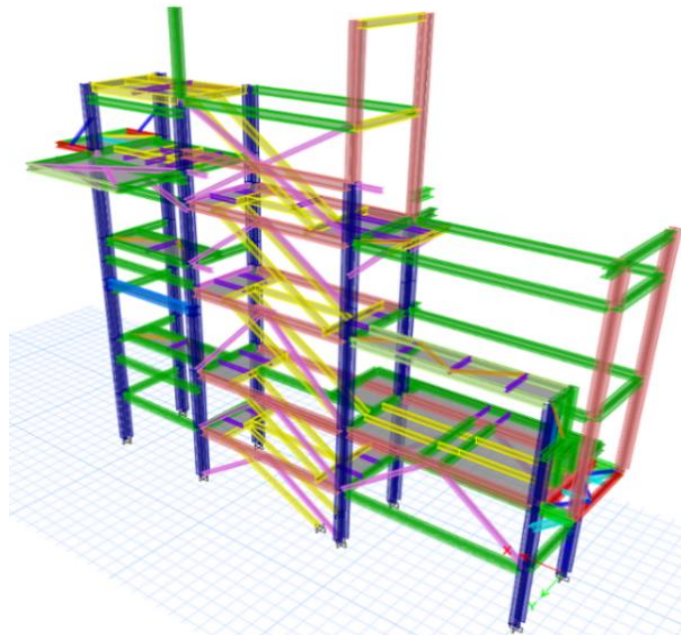
*Modelo tridimensional de la estructura 1*



*Nota.* Modelo de análisis de estructura tipo piperack. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

**Figura 19**

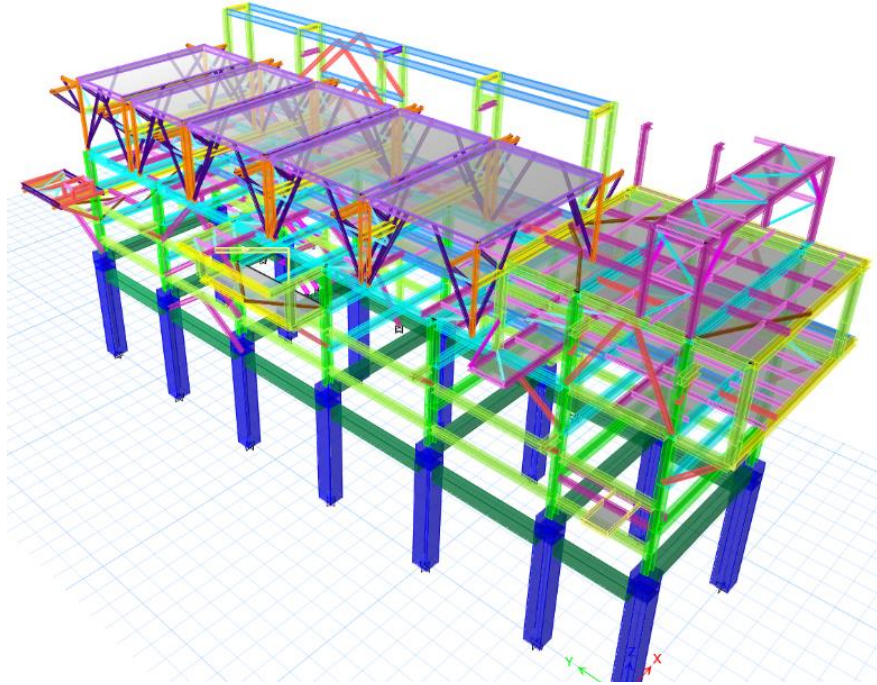
*Modelo tridimensional de la estructura 2*



*Nota.* Modelo de análisis de estructura tipo piperack. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

**Figura 20**

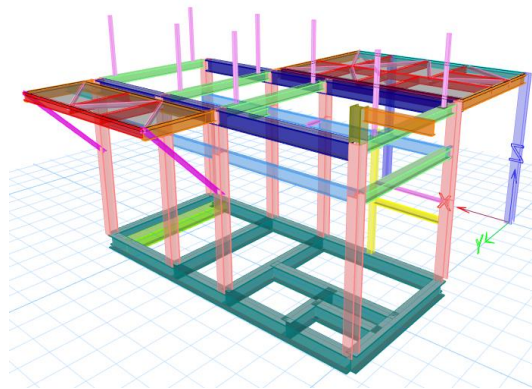
*Modelo tridimensional de la estructura 3*



*Nota.* Modelo de análisis de estructura tipo piperack. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

**Figura 21**

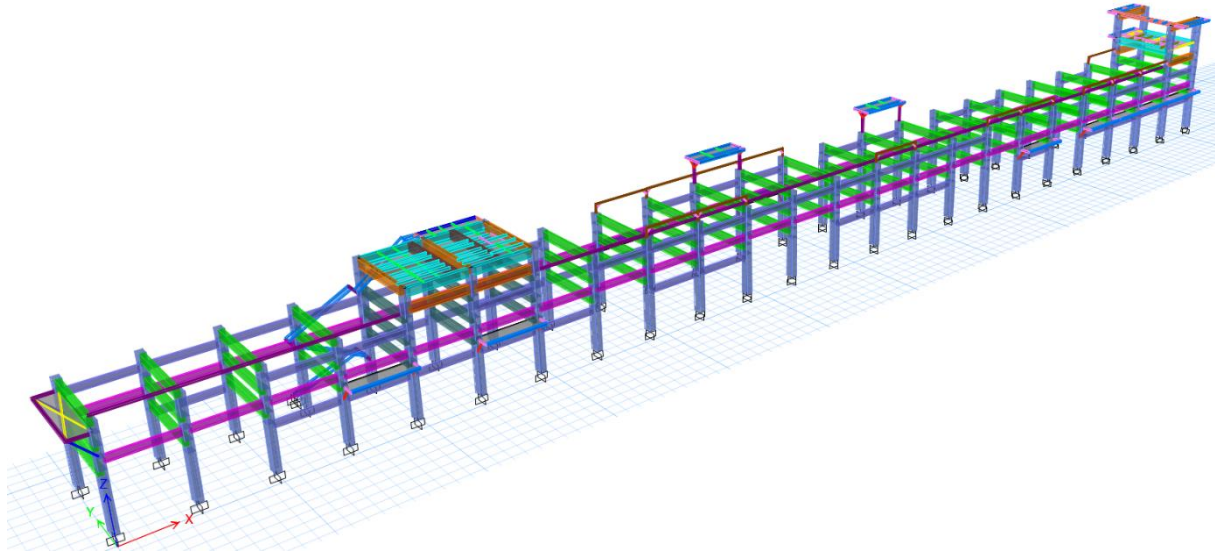
*Modelo tridimensional de la estructura 4*



*Nota.* Modelo de análisis de estructura tipo piperack. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

**Figura 22**

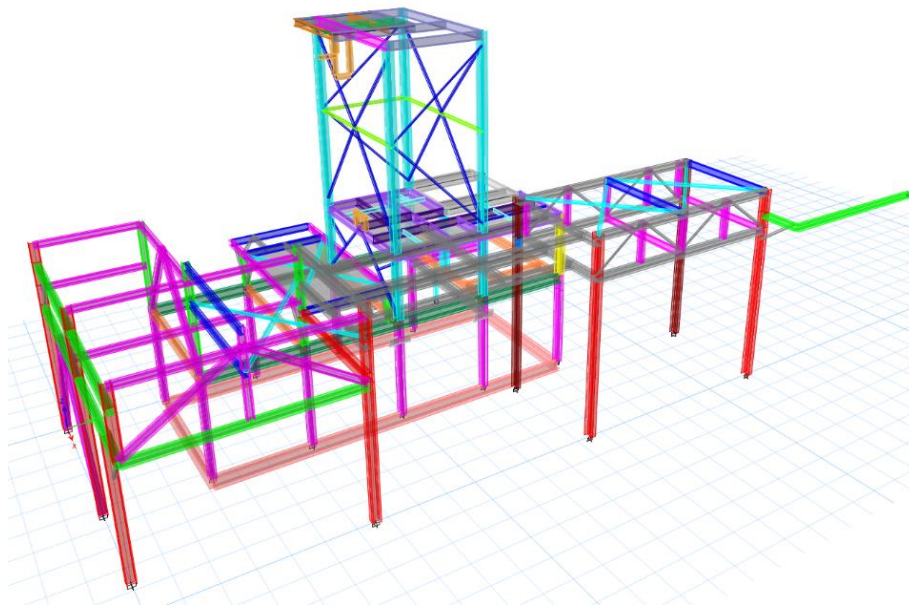
*Modelo tridimensional de la estructura 5*



*Nota.* Modelo de análisis de estructura tipo piperack. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

**Figura 23**

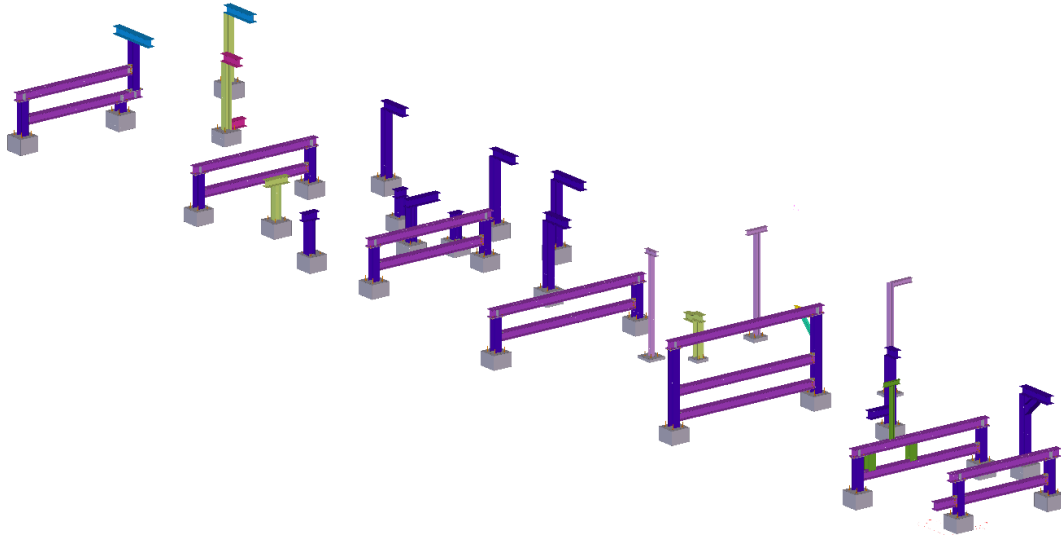
*Modelo tridimensional de la estructura 6*



*Nota.* Modelo de análisis de estructura tipo piperack. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

**Figura 24**

*Modelo tridimensional de la estructura 7*



*Nota.* Modelo de Tekla Structures tipo piperack. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S.

### **3.2 Resultado de la guía de diseño estructural**

Consulta “Apéndice A. Guía de diseño para pórticos resistentes a momento DMI”


**Figura 25**

*Guía de diseño sísmico para pórticos a momento con disipación mínima de energía*

APÉNDICE A. PROCEDIMIENTO GUIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN MÍNIMA DE ENERGÍA, PERALTA INGENIERIA S.A.S			
PROYECTO: PRACTICA EMPRESARIAL	ELABORÓ: D.P.M.R	REVISÓ: A.F.S.L	
FECHA: ENERO DE 2024			

**PORTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA MINIMA (PRM)**




 @peraltaingenieriaestructural  
 +57 317 531 8996  
 Vía Palenque-Café, Cl. 5 #17-71, Chimita, Girón.

*Nota.* Adaptado de: Equipo Peralta Ingeniería S.A.S

3.3 Resultado del cálculo de cantidades de materiales

Figura 26

Cálculo de cantidades de peso de acero estructural del proyecto

RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO ESTRUCTURAL				
OBRA:	PUENTE EL CONGRESO	ELABORÓ	D.P.M.R	
FRENTE:	PUENTE EL CONGRESO	REVISÓ	A.F.S.L	
FECHA:	29/11/2023	APROBÓ	M.A.P.H	
CIUDAD:	SAN ANDRES	DEPARTAMENTO:	SANTANDER	
PERFIL	LONG (mm)	PESO UN. (kg/m)	PESO (kg)	ESPECIFICACIÓN
WF 16X26	44104	38.80	1711.2	ASTM A572 Gr.50
HEA 400	157560	125.00	19695.0	ASTM A572 Gr.50
HEA 500	133940	155.00	20760.7	ASTM A572 Gr.50
WF 24X117	54820	174.12	9545.3	ASTM A572 Gr.50
<b>PARCIAL DE PERFILES I LAMINADOS</b>			<b>51712.2 kg</b>	
PTE 10-3/4" X 9	50754	59.25	3007.2	ASTM A500 Gr.C
PTE 16" X 12	221938	123.31	27367.2	ASTM A500 Gr.C
<b>PARCIAL DE PERFILES TUBULARES PTE</b>			<b>30374.3 kg</b>	
<b>PARCIAL DE PERFILES</b>			<b>82086.5 kg</b>	
PLATINAS t=3mm (1/8")			44.5 kg	ASTM A36
PLATINAS t=5mm (1/5")			557.3 kg	ASTM A36
PLATINAS t=8mm (5/16")			1518.9 kg	ASTM A36
PLATINAS t=9mm (3/8")			74.5 kg	ASTM A572 Gr.50
PLATINAS t=12mm (1/2")			3365.5 kg	ASTM A572 Gr.50
PLATINAS t=15mm (5/8")			5962.0 kg	ASTM A572 Gr.50
PLATINAS t=19mm (3/4")			3451.7 kg	ASTM A572 Gr.50
PLATINAS t=25mm (1")			9659.7 kg	ASTM A572 Gr.50
PLATINAS t=32mm (1-1/4")			19336.4 kg	ASTM A572 Gr.50
<b>PARCIAL DE PLATINAS PARA CONEXIONES</b>			<b>43970.5 kg</b>	
PLATINAS t=19mm (3/4")			4540.2 kg	ASTM A572 Gr.50
PLATINAS t=25mm (1")			6030.1 kg	ASTM A572 Gr.50
<b>PARCIAL DE PLATINAS PARA PERFILES ARMADOS (ENSAMBLADOS)</b>			<b>10570.30 kg</b>	
BARRA ROSCADA Ø1-1/2"	61600	8.95	551.3	ASTM F1554 Gr.105
TUERCA Ø1-1/2"		160 UN	-	ASTM A194 Gr.2H
<b>PARCIAL DE ANCLAJES, PASANTES Y TUERCAS</b>			<b>551.3 kg</b>	
TORNILLERÍA Ø=3/4"		220 UN	44	ASTM A490
TORNILLERÍA Ø=3/4"		564 UN	112.8	ASTM A325
TORNILLERÍA Ø=1"		3112 UN	1836	ASTM A490
TORNILLERÍA Ø=1-1/2"		1104 UN	2329	ASTM A490
STUD-3/4X3-1/2				Fu > 450 MPa
<b>PARCIAL DE PERNOS Y STUD</b>			<b>4321.8</b>	
<b>PESO TOTAL</b>			<b>141500 kg</b>	
NOTA: TODAS LAS CANTIDADES SE CALCULARON CON ESPESORES EN MILIMETROS (mm).				


Nota. Adaptado de: Peralta Ingeniería S.A.S

3.4 Actualización de hojas de cálculo usadas en el diseño.

Figura 27

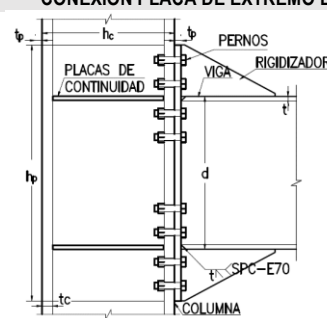
Conexión End plate para sistema de disipación DMI

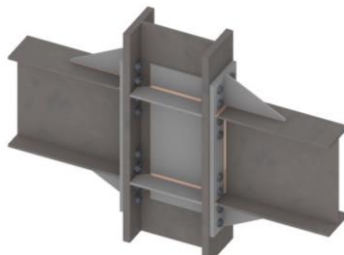
CONEXIÓN PRECALIFICADA A MOMENTO PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA RIGIDIZADA DE 8 PERNOS EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO - DMI			
PROYECTO: XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	ELABORÓ	A.F.S.L	
ARCHIVO: PIBGA-20XX-EST-0XX-XXXXXXXXXXXXXXXXXX	REVISÓ	Y.S.B	
FECHA: XXXXXXXX DE 20XX	APROBÓ	M.A.P.H	



---

**CONEXIÓN PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA (8ES)**






<b>DATOS DE ENTRADA</b>	$P_{uc} = 1500$ [kN] Carga axial en la columna sin sobrerresistencia	$E = 200000$ [MPa]
<b>COLUMNA</b>	$L_{viga} = 10.0$ [m] a ejes de columnas	<b>MATERIAL COLUMNA</b>
<b>WF 18X175</b>		A572
$d_c = 509.0$ [mm]	$I_{xc} = 143700$ [cm <sup>4</sup> ]	$F_{yc} = 345$ [MPa]
$t_{cw} = 22.6$ [mm]	$r_{xc} = 208.0$ [mm]	$F_{uc} = 448$ [MPa]
$b_{cf} = 289.0$ [mm]	$S_{xc} = 5646000$ [mm <sup>3</sup> ]	$R_{yc} = 1.1$
$t_{cf} = 40.4$ [mm]	$Z_{xc} = 6525000$ [mm <sup>3</sup> ]	<b>MATERIAL VIGA</b>
$r = 10.0$ [mm]	$I_{yc} = 16300.0$ [cm <sup>4</sup> ]	A572
$c = 428.2$ [mm]	$r_{yc} = 70.1$ [mm]	$F_{yb} = 345$ [MPa]
$h = 408.2$ [mm]	$S_{yc} = 1128000$ [mm <sup>3</sup> ]	$R_{yb} = 1.1$
$A_g = 33100$ [mm <sup>2</sup> ]	$Z_{yc} = 1743000$ [mm <sup>3</sup> ]	$F_{ub} = 448$ [MPa]
$k_c = 50.4$ [mm]	$b_{fc}/2t_{fc} = 3.58$	<b>MATERIAL PLATINA</b>
$J = 1423000$ [mm <sup>4</sup> ]	$h/t_w = 18.06$	A572
<b>VIGA</b>		$F_{yp} = 345$ [MPa]
<b>WF 24X76</b>		$F_{up} = 448$ [Mpa]
$d_b = 608.0$ [mm]	$I_{xb} = 87600$ [cm <sup>4</sup> ]	<b>MATERIAL PERNOS</b>
$t_{bw} = 11.2$ [mm]	$r_{xb} = 246.0$ [mm]	A490N
$b_{bf} = 228.0$ [mm]	$S_{xb} = 2882000$ [mm <sup>3</sup> ]	$F_{nt} = 780$ [MPa]
$t_{bf} = 17.3$ [mm]	$Z_{xb} = 3292000$ [mm <sup>3</sup> ]	$F_{nv} = 457$ [MPa]
$r = 13.0$ [mm]	$I_{yb} = 3425.00$ [cm <sup>4</sup> ]	<b>MATERIAL SOLDADURA</b>
$c = 573.4$ [mm]	$r_{yb} = 48.7$ [mm]	E70XX
$h = 547.4$ [mm]	$S_{yb} = 300000$ [mm <sup>3</sup> ]	$F_{EXX} = 490$ [MPa]
$A_g = 14500$ [mm <sup>2</sup> ]	$Z_{yb} = 469000$ [mm <sup>3</sup> ]	<b>MATERIAL RIGIDIZADOR</b>
$k_b = 30.3$ [mm]	$b_{fb}/2t_{fb} = 6.59$	A572
$J = 113000$ [mm <sup>4</sup> ]	$h/t_{wb} = 48.88$	$F_{ys} = 345$ [MPa]

Platinas en: Pulgadas

Nota. Adaptado de: Equipo Peralta ingeniería S.A.S.

Figura 28

Conexión End plate para sistema de disipación DMI considerando cortante en el alma

<b>CONEXIÓN PRECALIFICADA A MOMENTO PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA RIGIDIZADA DE 8 PERNOS EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO - DMI</b>			
PROYECTO: XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX	ELABORÓ		A.F.S.L
ARCHIVO: PIBGA-20XX-EST-0XX-XXXXXXXXXXXXXXXXXX	REVISÓ		Y.S.B
FECHA: XXXXXXXXXX DE 20XX	APROBÓ		M.A.P.H

**1. DISEÑO DE LOS PERNOS Y LA PLACA DE EXTREMO**

**1.1. MOMENTO MINIMO DE DISEÑO EN LA CONEXIÓN**

Momento probable de la viga  $M_{prb} = 1.1R_y F_y Z_e = 1374.2$  [kN·m]      Momento probable de la columna  $M_{prc} = 1.1R_y F_y Z_e = 2723.9$  [kN·m]

**1.2. RESISTENCIA A FLUENCIA POR CORTANTE DEL ALMA EN LA ZONA DE PANEL**

**Resistencia requerida en la zona de panel**

Altura del entrepiso por encima del nudo = 3.55 [m]  
 Altura del entrepiso por debajo del nudo = 3.55 [m]  
 Cortante de la viga con 2 orden  $V_b = 176.90$  [kN]

Nota: Para el cálculo de la resistencia en la zona de panel se considera el efecto de la deformación plástica en dicha zona. incluyendo el factor endurecimiento por deformación de 1.1

$P_{uc} = 1500$ [kN] Carga axial en la columna	$\phi = 0.90$
$P_y = F_y A_g = 11419.5$ [kN] Resistencia a la fluencia axial en la columna	$R_{yc} = 1.10$
$P_u \leq 0.75 P_y$ SI Aplica ecuación [1]	endurecimiento 1.10

$$\phi R_n = \phi (0.60(1.1)R_{yc} F_y d_c t_w) \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) [1]$$

$$\phi R_n = \phi (0.60(1.1)R_{yc} F_y d_c t_w) \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left( 1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y} \right) [2]$$

$\phi R_n = 3117.8$  [kN] Resistencia disponible en la zona de panel sin placas dobles

$\phi R_n = 3117.8$  [kN]

$V_{ub} = 176.9$  [kN]

$$M_{ub} = \frac{\phi R_n + \frac{V_{ub} d_c}{4H}}{\frac{1}{d_b - t_{fb}} - \frac{1}{2H}} = 1923.6$$
 [kN-m]

**1.3. FUERZA MAXIMA TRANSMITIDA A LA CONEXIÓN ANTES DE SU FALLA**

$M_{ub} = 1374.2$  [kN-m]

**1.4. FUERZA CORTANTE MAXIMA**

calculo del cortante que puede transmitir la viga maximo

$$L_{cf} = L_T - 2 \left( \frac{d_c}{2} \right) = 9.491$$
 [m]
$$\Omega_0 Q_E = \frac{2 \cdot M_{ub}}{L_{libre}} = 289.589169$$
 [kN]  $V_{gravedad} = (1.2 + 0.5 \cdot A_a F_a I) D + L + 0.2S$  176.90 [kN]
$$V_u = (1.2 + 0.5 \cdot A_a F_a I) D + \Omega_0 Q_E + L + 0.2S = 466.49$$
 [kN]

Nota. Adaptado de: Equipo Peralta ingeniería S.A.S.

#### 4. Conclusiones

Los proyectos ejecutados brindaron un gran aporte al conocimiento adquirido del estudiante, se implementó el análisis de método de fuerza horizontal equivalente y el método de análisis modal para el análisis de estructuras, bajo las limitantes de aplicación del artículo A de la norma sismo resistente NSR-10, se aplicó el uso de combinaciones de cargas que incluyen cargas de sobre resistencia y la componente vertical del sismo para el modelo de análisis sísmico, se aplicó el análisis por estabilidad aplicando el método directo empleando restricciones de rigidez y contemplando análisis de segundo orden con efectos  $P - \Delta$  y  $P - \delta$ , se exploró el análisis de vulnerabilidad efectuado en el sistema estructural con los coeficientes de resistencia efectiva, índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad.

Se estudió los diferentes estados limites en conexiones de correas, columnas, vigas y conexiones necesarios para el diseño partiendo del artículo F.2 de NSR-10 con adicionales de las especificaciones del AISC 360-22 actualizadas, las cuales difieren en coeficientes, pero se mantiene la estructura de las ecuaciones de resistencia plástica, inelástico y elástica.

La aplicación de las combinaciones de sobre resistencia contempladas en la sección 12.4.3.1 ASCE/SEI 7 para la aplicación de la carga sísmica en el diseño resultó ser las combinaciones más críticas en el análisis para el diseño de columnas debido a su factor de mayoración de carga muerta y el uso del factor.

Se complementó la información suministrada del capítulo F.3 de NSR-10 con la brindada por el manual de diseño sísmico AISC 341-22 para el diseño en acero estructural.

Finalmente, el presente documento apporto al desarrollo profesional cumpliendo todos los objetivos planteados al inicio de la práctica, generando anexos del tipo guía para futuros practicantes que deseen desempeñarse en el área del diseño estructural.

## **5. Recomendaciones**

Este documento aporta como guía preliminar de diseño, sin embargo, se requieren conocimientos básicos de la dinámica estructural, estática, y diseño de estructuras metálicas presentes del pregrado para abordarlo, se busca que sea visto desde la perspectiva de la ejecución y no de la teoría puesto que faltaría ampliar definiciones.

### Referencias Bibliográficas

- American Institute of Steel Construction. (2015). Steel Design Guide 4, Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.
- American Institute of Steel Construction. (2022). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings 341-22. Chicago, Illinois.
- American Institute of Steel Construction. (2022). Specification for Structural Steel Buildings 360-22. Chicago, Illinois.
- Clement, G. V. (2004). *Estructuras de acero Diseño con factores de carga y resistencia*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Rochel A. R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Universidad Eafit.
- Asociación colombiana de ingeniería sísmica (2010), *Reglamento colombiano de Construcción sismo resistente NSR -10*. Bogotá, Colombia: Asociación colombiana de ingeniería sísmica.
- American Institute of Steel Construction. (2022). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications 358-22. Chicago, Illinois.
- ASCE/SEI 7-16, (2016), *Mínimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Estados Unidos.