



UNIVERSIDAD LATINA  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍAS DE INFORMACIÓN  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Licenciatura en Ingeniería Civil

Tesis de grado

**VALIDACIÓN DEL PROGRAMA SAP2000 PARA EL CÁLCULO DE  
GRADIENTES DE MOMENTO, EN VIGAS DE ACERO SOMETIDAS A FLEXIÓN.**

Karla Ovares Valerio

Heredia, abril 2019



## TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: "VALIDACIÓN DEL PROGRAMA SAP2000 PARA EL CÁLCULO DE GRADIENTES DE MOMENTO, EN VIGAS DE ACERO SOMETIDAS A FLEXIÓN.", fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:



ING. OLMAN ELIZONDO ESQUIVEL

TUTOR



ING. RONALD EUGENIO JIMENEZ CASTRO

LECTOR



ING. SIRLEY ALVAREZ GONZÁLEZ

REPRESENTANTE DE RECTORÍA

**COMITÉ ASESOR**

**ING. OLMAN ELIZONDO ESQUIVEL**

**TUTOR**

**ING. RONALD EUGENIO JIMENEZ CASTRO**

**LECTOR**

**ING. SIRLEY ALVAREZ GONZÁLEZ**

**REPRESENTANTE DE RECTORÍA**



**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR TUTOR DEL  
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 08 de mayo, de 2019

Sres.  
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación  
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad de Tesis de Grado bajo el título VALIDACIÓN DEL PROGRAMA SAP2000 PARA EL CÁLCULO DE GRADIENTES DE MOMENTO, EN VIGAS DE ACERO SOMETIDAS A FLEXIÓN, por parte del estudiante Karla María Ovares Valerio, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

Ing. Olman Elizondo Esquivel



**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR LECTOR DEL  
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 08 de mayo, de 2019

Sres.  
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación  
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad tesis de grado bajo el título VALIDACIÓN DEL PROGRAMA SAP2000 PARA EL CÁLCULO DE GRADIENTES DE MOMENTO, EN VIGAS DE ACERO SOMETIDAS A FLEXIÓN, por parte del estudiante: Karla María Ovares Valerio, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

**Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.**

Suscribe cordialmente,



Ing. Ronald Jiménez Castro

**Carta de filóloga**

14 de mayo, 2019.

Señores  
Facultad de Ingeniería y Tecnologías de la Información  
Escuela de Ingeniería Civil  
Universidad Latina de Costa Rica

Estimados señores

El suscrito Edith Raissa Pizarro Alfaro con cédula de identidad número 401780133, profesional en Filología, hace constar que revisó el documento denominado **“VALIDACIÓN DEL PROGRAMA SAP2000 PARA EL CÁLCULO DE GRADIENTES DE MOMENTO, EN VIGAS DE ACERO SOMETIDAS A FLEXIÓN”**, de la estudiante **Karla Ovares Valerio**, cédula 402050584, al cual se le aplicaron las revisiones y observaciones relacionadas con aspectos de construcción gramatical, ortografía, redacción, entre otros.

Dado lo anterior, certifico que el documento contiene las observaciones y correcciones solicitadas, quedando de conformidad con lo pactado.

Atentamente,



Licda. Edith Raissa Pizarro Alfaro  
Código del Colegio 35554







## “Carta Autorización del autor(es) para uso didáctico del Trabajo Final de Graduación”

Vigente a partir del 31 de Mayo de 2016

*Instrucción: Complete el formulario en PDF, imprima, firme, escanee y adjunte en la página correspondiente del Trabajo Final de Graduación.*

**Yo (Nosotros):**

*Escriba Apellidos, Nombre del Autor(a). Para más de un autor separe con " ; "*

**Ovares Valerio Karla María**

**De la Carrera / Programa:** Ingeniería Civil

**autor (es) del (de la)** *(Indique tipo de trabajo):* Tesis de Grado  
titulado:

**VALIDACIÓN DEL PROGRAMA SAP2000 PARA EL CÁLCULO DE GRADIENTES DE MOMENTO, EN VIGAS DE ACERO SOMETIDAS A FLEXIÓN.**

Autorizo (autorizamos) a la Universidad Latina de Costa Rica, para que exponga mi trabajo como medio didáctico en el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI o Biblioteca), y con fines académicos permita a los usuarios su consulta y acceso mediante catálogos electrónicos, repositorios académicos nacionales o internacionales, página web institucional, así como medios electrónicos en general, internet, intranet, DVD, u otro formato conocido o por conocer; así como integrados en programas de cooperación bibliotecaria académicos dentro o fuera de la Red Laureate, que permitan mostrar al mundo la producción académica de la Universidad a través de la visibilidad de su contenido.

De acuerdo con lo dispuesto en la Ley No. 6683 sobre derechos de autor y derechos conexos de Costa Rica, permita copiar, reproducir o transferir información del documento, conforme su uso educativo y debiendo citar en todo momento la fuente de información; únicamente podrá ser consultado, esto permitirá ampliar los conocimientos a las personas que hagan uso, siempre y cuando resguarden la completa información que allí se muestra, debiendo citar los datos bibliográficos de la obra en caso de usar información textual o paráfrasis de esta.

La presente autorización se extiende el día *(Día, fecha)* 14 del mes mayo del año 2019 a las 10 : 00 ~~am~~. Asimismo declaro bajo fe de juramento, conociendo las consecuencias penales que conlleva el delito de perjurio: que soy el autor(a) del presente trabajo final de graduación, que el contenido de dicho trabajo es obra original del (la) suscrito(a) y de la veracidad de los datos incluidos en el documento. Eximo a la Universidad Latina; así como al Tutor y Lector que han revisado el presente, por las manifestaciones y/o apreciaciones personales incluidas en el mismo, de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjurio que se pudiera presentar.

**Firma(s) de los autores** *Según orden de mención al inicio de ésta carta:*

## Índice

1.	Introducción.....	17
1.1	ANTECEDENTES .....	17
1.1.1	<i>Internacionales</i> .....	17
1.2	Planteamiento Del Problema.....	19
1.3	Hipótesis .....	19
1.4	Objetivos .....	19
1.4.1	OBJETIVO GENERAL .....	19
1.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	20
1.4	Justificación.....	20
1.5	Alcances y Limitaciones .....	21
2.	Marco Teórico .....	23
2.1	MARCO TEÓRICO-CONCEPTUAL .....	23
2.1.1	EL ACERO.....	23
2.1.2	VIGA DE ACERO .....	24
2.1.3	VIGAS TIPO W.....	25
2.1.4.	RESISTENCIA A FLEXIÓN VIGAS W .....	26
2.1.5	FLEXIÓN .....	27
2.1.5.1	<i>Esfuerzos Por Flexión</i> .....	27
2.1.6	MÉTODO LRFD .....	27
2.1.7	PANDEO TORSIONAL LATERAL .....	28
2.1.8	DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN.....	28
2.1.8.1	<i>Zona 1, Pandeo Plástico</i> .....	28
2.1.8.2	<i>Zona 2, Pandeo Inelástico</i> .....	29
2.1.9	GRADIENTE DE MOMENTO .....	31
3.	Marco Metodológico.....	31
3.1	PARADIGMA, ENFOQUE METODOLÓGICO Y MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN PROPUESTOS .....	31



FÓRMULA 5. GRADIENTE DE MOMENTO PARA ESTRUCTURAS EN ZONA II. FUENTE: FRAME DESIGN USING WEB-TAPERED MEMBERS. CHICAGO, IL: AMERICAN INSTITUTO OF STEEL CONSTRUCTION.....	32
3.2 CATEGORÍAS DE ANÁLISIS DE INVESTIGACIÓN (OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES) .....	34
3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA .....	35
3.4 TÉCNICAS Y MUESTREO PARA EL PROCESAMIENTO DE DATOS .....	35
FÓRMULA 10. GRADIENTE DE MOMENTO PARA ESTRUCTURAS EN ZONA II. FUENTE: FRAME DESIGN USING WEB-TAPERED MEMBERS. CHICAGO, IL: AMERICAN INSTITUTO OF STEEL CONSTRUCCIÓN. ....	36
4. Análisis De Resultados .....	38
4.1 CASO 1 .....	38
CÁLCULOS CON SAP2000 DEL CASO 1 .....	43
4.2 CASO 2 .....	46
CÁLCULOS CON SAP2000 DEL CASO 2 .....	50
4.3 CASO 3 .....	53
CÁLCULOS CON SAP2000 PARA EL CASO 3.....	57
4.4 CASO 4 .....	61
CÁLCULOS CON SAP2000, DEL CASO 4 .....	65
4.5 CASO 5 .....	69
CÁLCULO CON SAP2000 PARA EL CASO 5 .....	74
4.6 CASO 6 .....	77
CÁLCULO CON SAP2000 PARA EL CASO 6 .....	82
4.7 CASO 7 .....	85
CÁLCULOS EN SAP2000 DEL CASO 7 .....	90
4.8 CASO 8 .....	93
CÁLCULOS DE SAP2000 PARA EL CASO 8.....	98
5. Propuesta.....	102
6. Conclusiones.....	103
7. Recomendaciones .....	103

	10
8. Referencias Bibliográficas.....	104
9. Anexos .....	106
ANEXO1. ....	106
ANEXO 2 .....	107
ANEXO 3 .....	108
ANEXO 4 .....	109
ANEXO 5 .....	110
ANEXO 6 .....	111
ANEXO 7 .....	112
ANEXO 8 .....	113

## Índice de imágenes

IMAGEN 1. PERFILES RECTANGULARES DE ACERO. FUENTE PROPIA.....	24
IMAGEN 2. PERFILES TIPO W. FUENTE PROPIA.....	25
IMAGEN 3. PERFILES TIPO W. FUENTE PROPIA.....	26
IMAGEN 5. EJEMPLOS DE CÁLCULOS DE Cb, ADAPTADOS DE AASHTO (2007)	
ARTÍCULO C6.4.10 FUENTE: IMAGEN. FÓRMULA DE GRADIENTE DE MOMENTO PARA ESTRUCTURAS EN ZONA II. FUENTE: <i>FRAME DESIGN USING WEB-TAPERED MEMBERS</i> . CHICAGO, IL: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. ....	33
<u>IMAGEN 6. CASO 1, VIGA DE ENTREPISO. FUENTE: PROPIA.....</u>	38
<i>imagen 7. ....</i>	43
<i>imagen 8. Diagrama de cortante. Fuente propia .....</i>	43
<i>imagen 9. Diagrama de momentos. Fuente Propia .....</i>	44
<i>imagen 10. Datos de la viga dados por SAP2000 (anexo 1).....</i>	44
<b><i>Imagen 11. Caso 2. Viga de entrepiso doblemente empotrada. Fuente: propia</i></b> .....	46
<i>Imagen 12. Viga propuesta. Fuente propia .....</i>	51
<u>IMAGEN 13. DIAGRAMA DE CORTANTE. FUENTE PROPIA.....</u>	51
<i>Imagen 14. Diagrama de momento. Fuente Propia .....</i>	51

<u>Imagen 15. Diseño de la viga en SAP2000. Fuente Propia(anexo 2) .....</u>	<u>52</u>
IMAGEN 16. CASO 3, VIGA DE ENTREPISO SIMPLEMENTE APOYADA CON CARGA PUNTUAL Y UN LB DE 4MTS. FUENTE: PROPIA.....	53
<i>Imagen 17. Viga propuesta. Fuente propia .....</i>	<i>58</i>
<i>Imagen 18. Diagrama de cortante. Fuente propia.....</i>	<i>58</i>
<i>Imagen 19. Diagrama de momento. Fuente propia .....</i>	<i>59</i>
<i>Imagen 20. Datos de SAP2000. Fuente propia (anexo 3).....</i>	<i>59</i>
<i>Imagen 21. Caso 4, Viga de entrepiso doblemente empotrada. Fuente: propia</i>	
<i>Imagen 22. Viga propuesta caso 4. Fuente propia.....</i>	<i>66</i>
<i>Imagen 23. Diagrama de cortante. Fuente propia.....</i>	<i>66</i>
<i>Imagen 24. Diagrama de momento. Fuente propia .....</i>	<i>67</i>
<i>Imagen 26. Caso 5, Viga de entrepiso doblemente empotrada. Fuente: propia</i> .....	<i>69</i>
<i>Imagen 27. Viga propuesta. Fuente propia .....</i>	<i>74</i>
<i>Imagen 28. Diagrama de cortante. Fuente propia.....</i>	<i>75</i>
<i>Imagen 29. Diagrama de momento. Fuente propia .....</i>	<i>75</i>
<i>Imagen 30. Cálculos de SAP2000. Fuente propia (anexo 5) .....</i>	<i>76</i>
<i>Imagen 31. Caso 6, Viga de entrepiso doblemente empotrada. Fuente: propia</i> .....	<i>77</i>
<i>Imagen 33. Diagrama de cortante. Fuente propia.....</i>	<i>83</i>
<i>Imagen 34. Diagrama de momento. Fuente propia .....</i>	<i>83</i>
<i>Imagen 35. Datos de SAP2000.Fuente propia (anexo 6).....</i>	<i>84</i>
<i>Imagen 36. Caso 7, Viga de entrepiso apoyo simple. Fuente: propia .....</i>	<i>85</i>
<i>Imagen 37. Viga propuesta. Fuente propia .....</i>	<i>90</i>
<i>Imagen 38. Diagrama de cortante. Fuente propia.....</i>	<i>91</i>
<i>Imagen 39. Diagrama de momento. Fuente propia.....</i>	<i>91</i>
<i>Imagen 40. Datos de SAP2000.Fuente propia (anexo 7).....</i>	<i>92</i>
<i>Imagen 42. Viga Propuesta. Fuente propia.....</i>	<i>98</i>
<i>Imagen 43. Diagrama de cortante. Fuente propia.....</i>	<i>98</i>
<i>Imagen 44. Diagrama de momento. Fuente Propia .....</i>	<i>99</i>
<i>Imagen 45. Datos de SAP2000.Fuente propia (anexo 8).....</i>	<i>99</i>

## Índice de Tablas

### **TABLA 1. VALOR DE CB PARA APOYO SIMPLE. FUENTE: STEEL DESIGN. 37**

<i>Tabla 2. Resultados de gradiente de momento del caso 1. Fuente propia .....</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 3. Resultados de gradiente de momento del caso 2. Fuente propia .....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 4. Resultados de gradiente de momento del caso 3. Fuente propia .....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 5. Resultados de gradiente de momento del caso 4. Fuente propia .....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 6. Resultados de gradiente de momento del caso 4. Fuente propia .....</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 7. Resultados de gradiente de momento del caso 7. Fuente propia .....</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 8. Resultados de gradiente de momento del caso 8. Fuente propia .....</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 9. valores teóricos obtenidos de gradiente de momento .....</i>	<i>100</i>

## **AGRADECIMIENTOS**

Al concluir la tesis, para optar por el grado académico de Licenciatura en Ingeniería Civil, expreso mi agradecimiento primeramente a Dios por darme el entendimiento y la sabiduría para lograr mi objetivo.

A la Universidad Latina de Costa Rica, por ser la responsable de la formación como profesional.

Al ingeniero Olman Elizondo por su orientación profesional para la realización de la tesis y por proporcionarme la ayuda requerida en todo momento, tanto en las materias que me impartió, como en la instancia final de la carrera.

A la Ing. Sirley nuestra coordinadora académica que me ha instruido a la hora de elaborar el documento.

A mi familia que han sido un pilar importante en mi vida, los cuales me han ayudado tanto personalmente como profesional.

A todas aquellas personas con las cuales he compartido y relacionado, a los compañeros que se convirtieron familia, y a los profesores que se convirtieron en apoyo y pilar importante en toda la carrera.

## DEDICATORIAS

La presente investigación se la dedico primeramente a Dios por ser quien ha guiado mi vida y por el cual he llegado tan largo y sé que siempre va estar conmigo en el camino que falta por recorrer.

A mi familia la cual siempre me han apoyado y brindado todo lo necesario para concluir la carrera universitaria, al igual que a mi novio, el cual siempre me ha dado su apoyo incondicional a lo largo del camino.

A mi profesor tutor el ingeniero Olman Elizondo, que ha dado su tiempo instruyéndome y enseñándome su conocimiento para mi crecimiento profesional.

A mi jefe el ingeniero Mariano Gutiérrez Vargas, el cual me apoyó a terminar la carrera, y me ayudó a concluir la tesis, ya que ha creído en mí como una futura profesional.



## RESUMEN

El acero ha sido el aliado a lo largo del tiempo para el diseño estructural de las edificaciones, por lo que para el buen uso del mismo hay una serie de estudios que lo caracterizan y a su vez permiten conocer qué tanto podemos utilizarlo.

La viga de acero es un elemento constructivo conformado por varios perfiles de acero, están hechas para sostener y contener presiones, tensiones y flexiones; las vigas tipo W son elementos estructurales que se utilizan como elementos a flexión, tienen un porcentaje mayor de acero concentrado por lo que posee mayor momento de inercia.

La flexión es el pandeo obtenido en un elemento debido a que se le haya aplicado una fuerza, por lo que para diseñar vigas en Zona II o Zona III, se utiliza el gradiente de momento, el cual es una variable que depende del momento dado por los apoyos en los que se encuentra una viga, además es un coeficiente de flexión, conocido como factor de modificación de pandeo torsional lateral y se incluye para tomar en cuenta los diferentes efectos que causa en el diseño de vigas según el pandeo lateral, el cual sufre una viga según su estado.

Palabras Claves: Gradiente de momento; Vigas; acero ; Pandeo Lateral, Flexión.

## SUMMARY

Steel has been the ally over time for the structural design of buildings, so for the proper use of it there are a series of studies that characterize it and in turn allow us to know how much we can use it.

The steel beam is a constructive element formed by several steel profiles, they are made to hold and contain pressures, tensions and bends; W-type beams are structural elements that are used as bending elements, have a higher percentage of concentrated steel so it has a greater moment of inertia.

Bending is the buckling obtained in an element due to the application of a force, so to design beams in Zone II or Zone III, the moment gradient is used, which is a variable that depends on the moment given by the supports in which a beam is located, in addition is a coefficient of flexion, known as lateral torsional buckling modification factor and is included to take into account the different effects it causes in the design of beams according to the lateral buckling, which suffers a beam according to its state

Keywords: Gradient moment; Beams; steel; Lateral buckling, Flexion.

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

#### 1.1.1 Internacionales

A través de los años el diseño de estructuras de acero, en especial vigas de entresijos y techos, ha sido un amplio tema de estudio por lo tanto, en la investigación realizada por Hernández, A., García, D. y Soriano, E. (2012) titulada “GUÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO PARA VIGAS DE ALMA ABIERTA Y ARMADURAS METÁLICAS EN ESTRUCTURAS DE SOPORTE DE TECHOS Y ENTREPISOS”, su objetivo del estudio es proporcionar una guía de análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techo y entresijos que sirva de aporte técnico a profesionales y personas interesadas en el desarrollo de este tipo de estructuras y en sus usos. La investigación tiene como método el análisis, utilizando fórmulas para el diseño de vigas de entresijos y de techos de forma manual, luego desarrollándose a través de software para validar los datos obtenidos. Con respecto a los resultados se obtiene una serie de datos que al ser validados mediante un software en algunos casos no eran los esperados, al igual se da una serie de pasos específicos para el análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techos y entresijos. En conclusión, en la parte del diseño en software se obtiene que al utilizar el programa es más eficiente en tiempo y estos se pueden modificar rápidamente, sin embargo, el modelo es un aproximado de la estructura real.

En el año 2005, Cedeño y Gatica realizaron una investigación titulada “CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXIÓN Y CORTANTE DE VIGAS DE ACERO MEDIANTE LA APLICACIÓN MATHCAD” el objetivo de dicha investigación es diseñar mediante un software y obtener la capacidad de resistencia de flexión y cortante de perfiles de acero, por medio de una metodología de factores de carga y resistencia dados por Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), aplicando hojas de cálculo Mathcad, en este estudio se tomó la fórmula de gradiente de momento, como

menciona Chen y Lui (1991) toma la variación del momento en flexión en la longitud de un elemento (Citado en Cedeño y Gatica,2005), como una de las conclusiones obtenidas señalan que con el programa se ahorra mucho tiempo en la obtención de datos de capacidad cortante flectora en vigas de acero, pero el mismo es un diseño muy cercano a la realidad.

En el año 2017, Aguilar, R., Vielma, J., y Mora, D., realizaron un estudio denominado “DISEÑO Y ANÁLISIS DE VIGAS DE ACERO CON SECCIÓN TIPO I.”, el cual tiene como objetivo presentar las propiedades de una sección de acero. Esta investigación se basa en el método LRFD, el cual tiene como resultado determinar la capacidad a flexión para la viga con pandeo torsional, donde se menciona el gradiente de momento o factor de modificación de pandeo torsional lateral (cabe), como un coeficiente para ajustar la fórmula de pandeo flexo torsional, relativo al diagrama de momento a lo largo del elemento, calculando los momentos máximos. Como una de las conclusiones se obtuvo que el cálculo de capacidad a flexión se da en relación, a que cuanto más grande sea la longitud de la viga de acero menor será la capacidad de flexión de la viga.

Según el análisis de las tesis anteriores y estudios realizados se parte de la idea de que las fórmulas utilizadas para el diseño de vigas son las utilizadas desde la antigüedad, y que el gradiente de momento que utilizan depende de la variante de cómo se encuentra la viga en su apoyo, y que el diseño que se realiza en el software es un diseño cercano a la realidad, pero no es el real.

Por lo tanto, esta investigación parte de la idea, de que el gradiente de momento depende de un valor numérico, los cuales se realizan para elementos laminados en caliente, y según el apoyo en el que se encuentre la viga, se va a validar el valor dado por el programa , con el cálculo a mano para sacar una curva de precisión del valor adecuado, y concluir que no ocurra un sobrediseño al utilizar el software para el diseño de los elementos, dando así la validación de los datos obtenidos utilizados para el gradiente de momento de los software de diseño estructural , como lo es SAP2000 .

## **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Cuando se utilizan programas para diseñar estructuras de acero en especial vigas, ya sea de entrepisos o de carga gravitacionales, y de sismos, estos mecanismos tienen definido un valor específico para el gradiente de momento, para modelar el elemento a flexión, esto hace que se produzca la incógnita si dicho número programado por el software, para el gradiente de momento es el adecuado, y que no se dé un sobrediseño en el elemento, produciendo un modelo final con características superiores a las que necesitamos, lo cual va afectar arquitectónicamente una obra, además de sobrevalorarlo económicamente, por lo tanto, la pregunta de la investigación se basa en, ¿Cómo validar el gradiente de momento en el programa de diseño estructural SAP2000, para no sobrediseñar una viga en flexión?

## **1.3 HIPÓTESIS**

Se valida que los valores de gradiente de momento que utiliza el programa de diseño de estructuras como lo es Sap2000, que son valores específicos para cada tipo de estructura según su apoyo, y que los mismos no producen un sobrediseño tomando en cuenta un valor constante, todo esto mediante una tabla de datos obtenidos manual y sistemáticamente. Con ello se justifica la certeza de la utilización del software para el diseño adecuado de estructuras de acero, y que la utilización de los mismos nos da a los ingenieros una herramienta útil que disminuye el tiempo de diseño, con los datos adecuados.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 Objetivo General**

Verificar los gradientes de momentos utilizados en los programas SAP2000, para el diseño de estructuras sometidas a flexión.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

Calcular manualmente el gradiente de momento de diferentes vigas de entresijos y techos sometidas a flexión.

Analizar el valor de momento de gradiente de vigas sometidas a flexión en el programa SAP2000.

Comparar los datos teóricos con los resultados dados por el programa SAP2000.

Determinar el porcentaje de error de los datos obtenidos en la gradiente de momento.

Justificar la importancia del gradiente de momento en las vigas sometidas a flexión.

## **1.4 JUSTIFICACIÓN**

El gradiente de momento en estructuras a flexión es el factor de modificación de pandeo lateral torsional, el cual nos presenta un coeficiente que dependiendo las restricciones en las que se encuentren las vigas, puede verse afectado, por ello se debe de garantizar la obtención del valor del mismo para diseñar adecuadamente un elemento de acero en condiciones gravitacionales.

Los valores obtenidos manual y sistemáticamente de la gradiente de momento, son los datos adecuados utilizados para el diseño de una estructura en los programas, garantizando así, el buen diseño en el software, disminuyendo la posibilidad que se produzca un sobrediseño de la estructura de acero.

Los valores de los gradientes de momento obtenidos en la tabla son los datos exactos para el diseño de vigas según su momento a flexión y el tipo de apoyo en el que esta se encuentre.



## 1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES

Se procederá a diseñar manualmente vigas de acero de entrepisos y carga, con el fin de calcular el gradiente de momento, este mismo será comprobado diseñando en el programa SAP2000, con el fin de verificar el valor dado por este programa al gradiente de momento (Cb).

Los métodos de análisis por utilizar para el diseño serán el método del AISC (American Institute o Steel Construcción), además del AASHTO 2012 (American Association o Statu Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transporte), el cual trata del diseño de carreteras y de puentes, pero tiene un capítulo donde indica una norma para el diseño de vigas de acero, las cuales son normas para perfiles laminados en caliente como lo son las vigas W, además del método de Yura , el cual tiene esfuerzos arriba y abajo del elemento.

Las cargas a las cuales van a ser sometidas son gravitacionales, para edificios, utilizando cargas muertas para vigas de entrepisos de 347.57kg/m<sup>2</sup>, y vivas de 250kg/m<sup>2</sup>, además que para los demás tipos de vigas se diseña con carga muerta su peso propio.

Las vigas diseñadas tendrán apoyos articulados, empotrados y combinación entre ambas condiciones, por lo cual se diseñarán cinco casos diferentes según apoyos y van a ser vigas tipo W, y bajo el método LRFD (Load Resistance Factor Desingn (Diseño de Factores de Carga y Resistencia)), y tres casos bajo el método LRFD, pero analizando el valor del momento de gradiente con el método propuesto por Yura , en caso A (momentos positivos), caso B (un momento negativo y otro positivo) y caso C (momentos negativos)

Las combinaciones de apoyos que vamos a utilizar son las siguientes:

1. Empotrada -empotrada
2. Viga pasadora externo-rodillo

Estas combinaciones se van a evaluar para poder encontrar el valor del gradiente de momento exacto para utilizar, según el estado en el que se encuentren las vigas.

Las vigas van a tener una longitud de 6 y 8 metros según diferentes casos, además de una carga puntual según corresponda de 4ton-m para los casos desarrollados por el método del AISC, y de 1.2 ton-m para los casos desarrollados por el método de Yura.

Las vigas diseñadas van a ser bajo la zona II, Pandeo inelástico.

## **1.7 IMPACTO**

Se espera obtener una serie de impactos positivos, a lo largo de la investigación lo cual menciono según su ámbito en:

Impacto metodológico ya que al desarrollar los cálculos y obtener los resultados de las gradientes de momento se va a encontrar los valores exactos por utilizar en los modelos para no hacer un sobrediseño, esto conlleva a realizar una tabla de valores y realizar un método para los futuros ingenieros que sea fácil y rápido de utilizar para el diseño elemento de acero en condiciones gravitacionales, adecuándonos a las normativas expuestas por el AISC y AASTHO para el diseño de estructuras de acero.

Impacto económico, al garantizar un adecuado diseño de las vigas, estas no van a tener problemas de mayor peso, peralte, espesor entre otras características propias de las vigas, haciendo que el valor económico sea elevado, ya que el acero se vende por peso, permitiendo desarrollar diseños más eficientes; desarrollándolo bajo las normas de AISC y AASHTO 2012, las cuales dan parámetros para el diseño de elementos de acero, produciendo una construcción más eficiente.

Impacto ambiental, el sector de la construcción consume el 60% de la materia prima de la tierra, por lo que la producción de acero se encuentra dentro de este porcentaje, como todos sabemos el acero es producido por hierro y carbono los cuales el elemento metal es un elemento natural, y la extracción de los mismos dañan el ambiente considerablemente; el diseñar adecuadamente las estructuras ayudando a que los elementos no se realicen en tamaños que no son requeridos por el sobrediseño, hace que se disminuya la huella de carbono ocasionada al producir los elementos de acero, ya que se consume menos materia prima, ayudando así al medio ambiente

## 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1 MARCO TEÓRICO-CONCEPTUAL

El acero ha sido el aliado a lo largo del tiempo para el diseño estructural de las edificaciones, por lo que para el buen uso del mismo hay una serie de estudios que lo caracterizan y a su vez permiten conocer qué tanto podemos utilizarlo.

#### 2.1.1 El acero

El acero es una combinación de dos o más elementos donde uno es un metal (hierro), y un no metal (carbono) , además de elementos en menor proporción como silicio, manganeso, cromo entre otros; lo cual hace que como material estructural tenga ventaja su resistencia, y la facilidad de la fabricación, por lo que ha sido un material que va de la mano en construcción de todo tipo de edificaciones, como puentes, edificios, torres, edificaciones menores.

Ventajas del acero según McCormac y Csernak (2012):

- Alta resistencia
- Uniformidad
- Elasticidad
- Durabilidad
- Tenacidad
- Precisión
- Reciclable

Por lo que hace que este material tenga una gran ventaja sobre otros, y que a su vez sea de gran estudio el cómo poder diseñarlo para darle un mejor provecho a todas sus capacidades.



**Imagen 1. Perfiles rectangulares de acero. Fuente Propia**

### **2.1.2 Viga de acero**

La viga de acero es un elemento constructivo conformado por varios perfiles de acero, están hechas para sostener y contener presiones, tensiones y flexiones; las cuales amarran dos o más elementos constructivos, existen varios tipos y tamaños, las cuales pueden ser laminadas o conformadas en frío. Según McCormac y Csenak (2012), las primeras vigas laminadas producidas fueron los tipos I, y fueron originadas en Estados Unidos por primera vez en 1884. Por lo tanto, desde hace varias décadas el uso de estos elementos de acero en la construcción ha crecido por el fácil manejo del material, así como la amplitud de longitudes y tamaños que se pueden encontrar en el mercado.



**Imagen 2. Perfiles tipo W. Fuente Propia**

### **2.1.3 Vigas Tipo W**

Las vigas tipo W son elementos estructurales, se utilizan como elementos a flexión, tienen un porcentaje mayor de acero concentrado por lo que posee mayor momento de inercia. Se utilizan en edificios comerciales, residenciales, infraestructura, son elementos laminados en caliente, y las más utilizadas en las edificaciones.



**Imagen 3. Perfiles tipo W. Fuente Propia**

#### **2.1.4. Resistencia a flexión vigas W**

Es la curva o flexión que sufre una viga o elemento estructural al ser sometido a una fuerza, se establece que “la resistencia a flexión que una viga W puede desarrollar es completamente dependiente del grado de estabilidad que tenga. Si el elemento no es lo suficientemente estable fallará por pandeo, ya sea en el alma o el ala en compresión” (Vargas, 2013, p.20). Esto indica que la viga puede llegar a fallar antes de llegar a su capacidad de momento a flexión máxima, si la misma no tiene estabilidad, por lo que para que el pandeo no ocurra la viga debe de tener un soporte lateral.



### 2.1.5 Flexión

La flexión es el pandeo obtenido en un elemento debido a que se le haya aplicado una fuerza, se afirma que " el momento flexionante es causado por las cargas externas que tienden a flexionar el cuerpo respecto a un eje que se encuentra dentro del plano del área" (Hibberler , Cera Alonso y González Pozo ,2006), por lo que se entiende que el momento flexionante se da debido a la aplicación de una fuerza externamente que toca el eje neutro del elemento.

Además, se considera que "(...) si una viga está sujeta a momento de flexión, el esfuerzo en cualquier punto se puede calcular con la fórmula de la flexión  $Fb = Mc/I$ , esto es solo cuando el límite es elástico(..)" (McCormac y Csenak ,2012), por lo que la flexión depende del momento aplicado y de la inercia del elemento.

#### 2.1.5.1 Esfuerzos por flexión

El esfuerzo por flexión está sujeto al momento flexionante, se aplica cuando el máximo esfuerzo calculado en la viga es menor que el límite elástico, según R.C Hibbeler en el libro Mecánica de Materiales (2006), indica que la sección transversal de una viga permanece plana cuando la viga se deforma por flexión, y el eje neutro está sometido a cero esfuerzos.

### 2.1.6 Método LRFD

Este método de diseño denominado también diseño por estados límite o resistencia última, consiste en determinar en primer término, las acciones (cargas o momentos) que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural. Según el AISC las cargas factorizadas se obtienen multiplicando las cargas de servicio o de trabajo por un factor de carga, que suele ser mayor que la unidad (2011), las cuales diseñan vigas en Zona 2 cuando se encuentran sometidas a flexión.

### 2.1.7 Pandeo torsional lateral

El pandeo torsional lateral, es cuando en una viga incluye pandeo de lateral en una de sus secciones y torsión al mismo tiempo. En el libro *Frame design using web-tapered members*, se establece que, “se da en un miembro en flexión, que a su vez involucra una fuerza perpendicular al plano en flexión lateral, con un giro alrededor del centro de corte de la sección transversal” (Kaehler, R., White, D., y Kim, Y. (2011). p 58), dando cabida así a que ocurra una deformación lateral en la viga a causa de la fuerza perpendicular y el momento de torsión por el cual está sometido el elemento.

### 2.1.8 Diseño de Vigas a flexión

Cuando diseñamos vigas a flexión es importante verificar a qué zona pertenece nuestra viga, y dónde va a fallar con respecto a la flexión expuesta, por lo que se clasifica en Zona 1, Zona 2, y Zona 3; en nuestro caso para calcular nuestro gradiente de momento y considerarlo en el diseño el perfil debe de pertenecer a la Zona 2 o 3, para este trabajo solo se van a calcular vigas que se encuentre en Zona 2, pandeo inelástico.

#### 2.1.8.1 Zona 1, Pandeo Plástico

Es cuando se tiene un espaciamiento pequeño , o un soporte lateral continuo , la viga pandea plásticamente y nuestro  $L_b$ , que es la distancia entre soportes es menor o igual que  $L_p$ , siendo  $L_p$  la longitud del pandeo plástico.

Para ello McCormac y Csenak (2012) indica que la mayoría de las vigas fallan en Zona 1, por lo que se utiliza la siguiente fórmula para verificar si nos encontramos en Zona 1;

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

Fórmula 1. Longitud sin soportes laterales, Fuente: Diseño de estructura de acero (ecuación F2-5 del LRFD)

Para ello la resistencia a la flexión con respecto al eje mayor es la siguiente:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Fórmula 2. Longitud Plástica, Fuente: Diseño de estructura de acero (ecuación F2-1 del LRFD)

Donde:

$M_p$ =Momento plástico

$F_y$ =

$Z_x$ = módulo plástico

Por lo tanto,  $L_b$  no debe de ser mayor a  $L_p$ .

### 2.1.8.2 Zona 2, Pandeo Inelástico

Cuando nuestro  $L_b$  que es la distancia entre los soportes laterales se empieza a incrementar, la viga empieza a fallar inelásticamente, sometiéndose a momentos menores. Por lo tanto si la longitud sin soportes laterales  $L_b$  es mayor que  $L_p$  pero menor que  $L_r$ , la viga fallará inelásticamente y nos encontramos en Zona 2, según McCormac y Csernak (2012).

Y es aquí donde aparece el cálculo de nuestro gradiente de momento el cual pertenece a la fórmula del momento nominal para el diseño adecuado de los perfiles.

Por lo que se debe de verificar según la siguiente fórmula si nos encontramos en esta zona .

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

Fórmula 3. Longitud inelástica. Fuente: Diseño de estructura de acero

Según la fórmula anterior donde:

$r_{ts}$ =radio de giro distorsional

Lr= Longitud inelástica

E= Módulo de elasticidad

Jc= Constante torsional

Sx=Módulo de sección respecto al eje mayor en cm<sup>3</sup>

Ho=Distancia de los centros de las alas

Fy=Límite de fluencia

Además, según el AISC se debe cumplir con la siguiente fórmula para el diseño en Zona 2, para el momento nominal de la viga:

$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p$$

Fórmula 4. Momento Nominal. Fuente: ASCE (2010), *Minimum Design Loads Buildings and Structures*, ASCE/SEI-7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Donde:

$\phi M_n$  = Momento nominal

Cb= Gradiente de momento

Mp=Momento plástico

Fy=Límite de fluencia

Sx= Módulo de sección respecto al eje mayor en cm<sup>3</sup>

Lb= Longitud de apoyo lateral

Lr= Longitud inelástica

Lp=Longitud plástica

Es importante resaltar que según McCormac y Csernak (2012) indican “bajo ninguna circunstancia puede exceder el valor de  $\phi M_p = \phi b F_y Z$ ”, pág.287

### **2.1.9 Gradiente de Momento**

Primeramente para entender mejor que es el momento de gradiente debemos de conocer que la norma LRFD del American Institute of Steel Construction presentan fórmulas aproximadas que permiten el cálculo de cargas críticas de pandeo lateral torsional de vigas de acero en régimen elástico, esto quiere decir que se encuentran en Zona 2, esto se complementa según Kaehler, R., White, D., y Kim, Y. (2011), en donde indican que el  $C_b$  se utiliza para modificar la ecuación de esfuerzo de pandeo lateral-torsional en momento elástico. Por lo que el gradiente de momento es una variable que depende del momento el cual está dado por los apoyos en el cual se encuentre la viga.

Además McCormac y Csernak (2012), indican que el gradiente de momento es un coeficiente de flexión, también conocido como factor de modificación de pandeo torsional lateral y se incluye para tomar en cuenta los diferentes efectos que causa en el diseño de vigas según el pandeo lateral, el cual puede verse afectado por las restricciones en las que se encuentre la viga en los extremos y los factores de carga, por lo que se entiende que el  $C_b$  va a variar según las condiciones en las que se encuentre la viga.

## **3. MARCO METODOLÓGICO**

### **3.1 Paradigma, enfoque metodológico y métodos de investigación propuestos**

Según el Manual del Instituto Americano de la Construcción del acero, el diseño de vigas por momentos que se presenta para pandeo elástico o inelástico en vigas expuestas a flexión, es conocido también como factor de modificación de pandeo torsional lateral, es por el método donde partiremos en la siguiente investigación, ya que este coeficiente se agrega a diferentes fórmulas para tomar en cuenta el efecto de varias gradientes de momento, por lo que se considera que

el pandeo se ve afectado según las condiciones en las que se encuentren las vigas en sus extremos, por lo tanto el ingeniero Jack C. McCormac y Stephen F. Csenak en el libro Diseño de estructuras de acero, resalta que el valor del gradiente de momento en vigas que llegan a pertenecer a Zonas de 2 y 3 deben de tener un gradiente de momento ( $C_b$ ) con valor a uno.

Para el diseño de vigas a flexión en el cálculo de otras zonas se debe utilizar el gradiente de momento según la fórmula la cual se puede interpretar como que el gradiente de momento es igual a : doce punto cinco, por el momento máximo, dividido entre dos punto cinco por el momento máximo, más tres veces el momento a un cuarto del segmento, más cuatro veces el momento a la mitad del segmento más tres veces el momento a tres cuartos del segmento reflejada en la siguiente formula :

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Fórmula 5. Gradiente de momento para estructuras en Zona II. Fuente: Frame design using web-tapered members. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction

En donde se puede entender mejor, según el siguiente esquema:

Dichos datos utilizados por los ingenieros son dados por el Instituto Americano de la Construcción del Acero, lo cual también propone diferentes valores para  $C_d$  en la tabla 3-1. Según el libro Diseño de estructuras se basa en estos valores dados por el AISC, utilizándolos en miembros de simetría doble se da los siguientes gradientes de momento cabe;

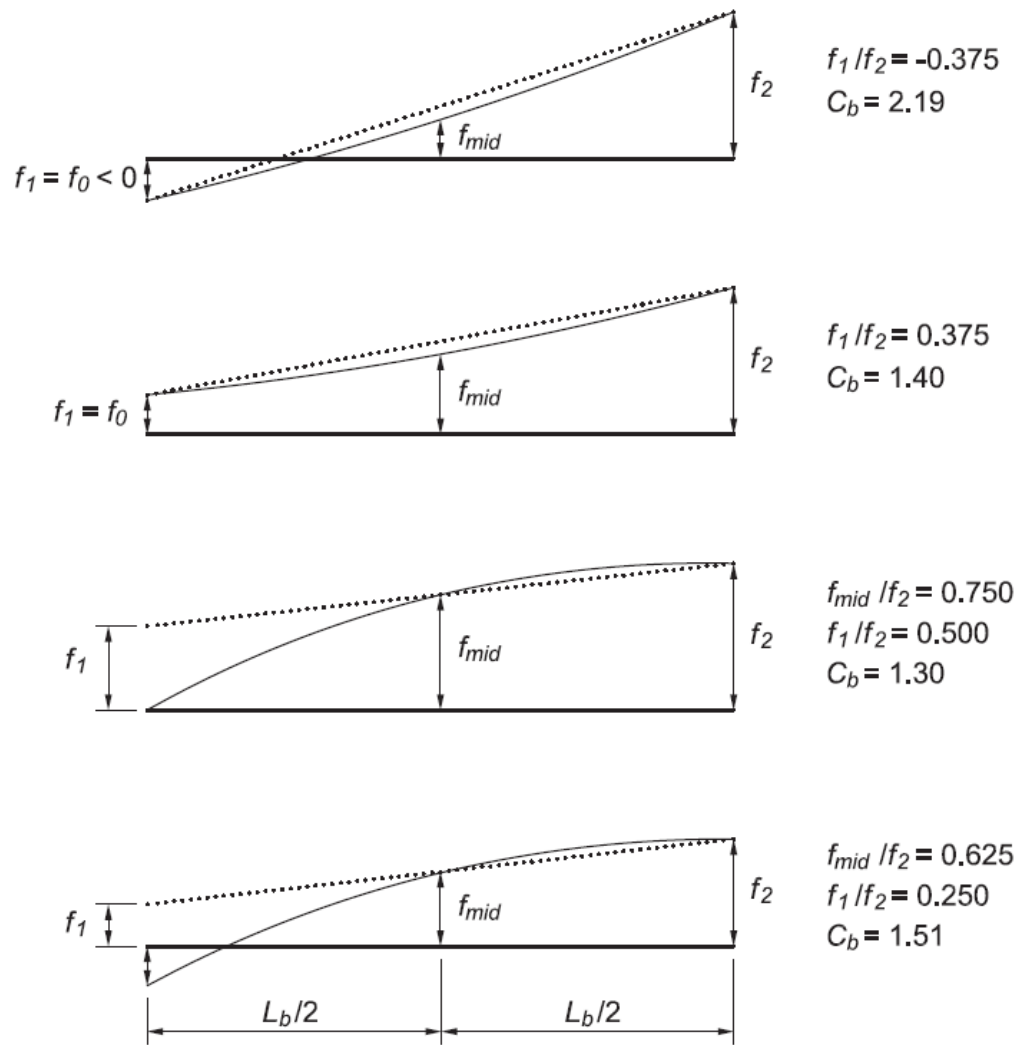


Fig. 5-5. Sample  $C_b$  calculations, adapted from AASHTO (2007) Article C6.4.10.

Imagen 5. Ejemplos de cálculos de  $C_b$ , adaptados de AASHTO (2007) Artículo C6.4.10  
 Fuente: Imagen. Fórmula de gradiente de momento para estructuras en Zona II. Fuente:  
*Frame design using web-tapered members*. Chicago, IL: American Institute of Steel  
 Construction.

Por lo tanto, esta investigación parte de las normas y fórmulas dadas, haciendo así  
 que se verifiquen los valores establecidos para la gradiente de momento, en el  
 programa SAP2000.

El enfoque de esta investigación es cuantitativo, ya que el mismo “usa la  
 recolección de datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el

análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías” (Hernández Sampieri, Fernández Collado & Baptista Lucio, 2010, p.4), de acuerdo con esta definición se parte de la idea de que el enfoque es cuantitativo y se debe de validar el valor de gradiente de momento de forma manual y en el software; por lo que se va a desarrollar una curva de presión de los datos obtenidos para generalizar el valor adecuado de gradiente de momento ( $C_b$ ). La investigación es de tipo experimental pura, ya que las vigas estudiadas son analizadas de manera que establezcan un diseño adecuado y correcto, cambiando una o varias variables para obtener el momento de gradiente óptimo para el diseño de una viga de acero, ya que se van a desarrollar mediante la norma LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) del AISC, la cual determina el análisis de los elementos según su momento y su carga cuando los mismos se encuentren en Zona 2, las cuales experimentan pandeo inelástico. El análisis busca mejorar el diseño de las estructuras de acero, cumpliendo con las normas establecidas del AISC y AASHTO 2012, dependiendo como se encuentren los apoyos en las vigas.

Además, se calcula el gradiente de momento por el método de Yura, que según las notas de clase del ingeniero Gerardo Chacón, en Diseño de estructuras de acero el método de Yura consiste el calcular el gradiente de momento en tensión y compresión arriba y abajo según los tres casos siguientes:

Caso A, momentos positivos

Caso B, momento negativo y positivo

Caso C, momento negativo

### **3.2 Categorías de análisis de investigación (operacionalización de variables)**

Las vigas son analizadas de forma manual y teórica, además de comprobadas por medio del software, buscando así una verificación del valor del gradiente de momento utilizado por el software para tener una estructura



adecuadamente diseñada en flexión. Todo el proceso fue para encontrar una metodología adecuada para el análisis y diseño de estas estructuras para que no presenten el sobrediseño, validando así que el diseño en el programa de estructuras es correcto.

La variable dependiente es la variable que deseo encontrar, por lo que en esta investigación es el gradiente de momento, conocido como  $C_b$ ; el cual por medio de fórmulas y análisis se va a encontrar un valor definido y adecuado según el apoyo en el que se encuentre la viga. Como variables independientes tenemos la dimensión de vigas, el apoyo en el que se encuentran (simples, empotrados, combinados), la zona a la que pertenece, además de las cargas a las cuales está sometida.

### **3.3 Población y muestra**

El trabajo realizado es una de validación de información, por lo tanto, no tiene una población para realizar el estudio, sino se escogió una muestra a conveniencia de ocho tipos de vigas tipo W, con apoyos y cargas diferentes pero que se pueden encontrar en un proyecto real.

Las vigas seleccionadas corresponden a los siguientes criterios:

1. Tienen longitudes usuales en los proyectos debido a la oferta de los proveedores, ya que en el mercado se consiguen vigas de 6,8,12 metros, y las más usadas son el tipo W.
2. Las cargas propuestas como la distribuida es muy común en los proyectos reales, sin que esto se considere una regla.
3. Los valores de las cargas propuestas son valores reales y lógicos.

### **3.4 Técnicas y muestreo para el procesamiento de datos**

Los diseños se van a realizar mediante fórmulas, tablas, y requerimientos contemplados en las especificaciones antes mencionadas. El análisis sistemático se realizará mediante el software SAP2000. El análisis estructural se realizará

mediante las fórmulas a partir de las tablas del AISC, bajo la norma LRFD. El análisis por software y el análisis por fórmulas, dependiendo de la metodología utilizada, nos dará la información necesaria para realizar el diseño de las estructuras adecuadamente, utilizando también softwares estadísticos en nuestro caso Excel para tal procesamiento.

Partimos de la fórmula dada por el AISC para el cálculo de gradiente de momento:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Fórmula 10. Gradiente de momento para estructuras en Zona II. Fuente: Frame design using web-tapered members. Chicago, IL: American Instituto of Steel Construcción.

Donde:

Mmax= Momento máximo de la sección

MA= Momento a  $\frac{1}{4}$  de la longitud sin apoyo lateral

MB= Momento a  $\frac{1}{2}$  de la longitud sin apoyo lateral

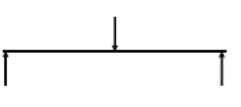
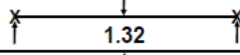
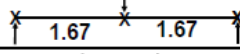
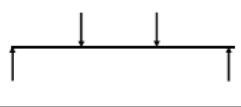
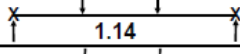
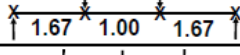

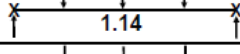
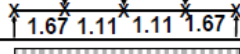

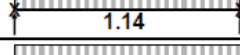
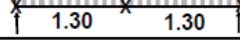
Mc= Momento a  $\frac{3}{4}$  de la longitud sin apoyo lateral

A su vez de las normativas para el diseño de elementos de acero del AASHTO 2012, el cual diseña puentes y carreteras, pero tiene normativa para el diseño del acero, además se parten de las tablas de los valores teóricos dados por el AISC para el gradiente de momento para algunos apoyos.

Tabla 1. Valor de  $C_b$  para apoyo simple. Fuente: Steel Design

After College

**AISC Table 3-1. Values of  $C_b$** **For simply supported beams**

Load	Lateral Bracing Along Span	$C_b$	$L_b$
	None		L
	At Load Points		L/2
	None		L
	At Load Points		L/3
	None		L
	At Load Points		L/4
	None		L
	At Centerline		L/2

X = Brace Point.

Note That Beam Must Be Braced at Supports.

43

Además del cálculo del gradiente de momento por medio de las fórmulas impuestas por el método de Yura.

Partiendo de la idea de los valores establecidos por las fórmulas, para poder desarrollar el número exacto para el valor del gradiente de momento, con el fin de dar por aceptado que el diseño por medio del software SAP2000, es valedero, y que los mismos no van a producir un sobrediseño.

#### 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se diseñaron ocho casos aleatorios de vigas con longitudes de 6 y 8 metros sometidas a cargas distribuidas y puntuales para ver su comportamiento según su gradiente de momento por lo que a continuación se muestra el paso a paso del diseño de la viga para cada caso, además de su cálculo de gradiente de momento comparado con los datos dados en el AISC, y en las notas del curso de Diseños de Acero llevado en la universidad.

##### 4.1 Caso 1

Se tiene una viga de entrepiso simplemente apoyada con rodillo a un extremo y articulado al otro, el cual está diseñada para soportar una carga viva de 250kg/m<sup>2</sup>, y una carga muerta de 347.57 kg/m<sup>2</sup>, ambas cargas son distribuidas. La viga está diseñada bajo el método de LRFD, ubicada en Zona II.

- Diagrama

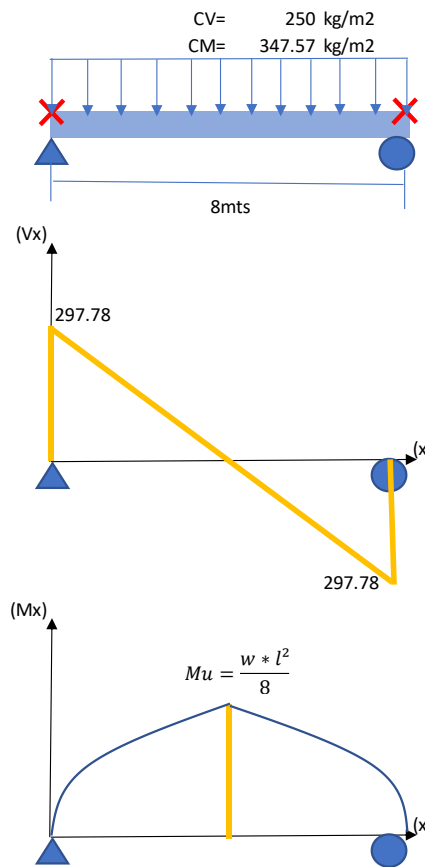


Imagen 6. Caso 1, Viga de entrepiso. Fuente: propia

- Datos de la viga

#### DATOS DE LA VIGA

Acero	A992	
Longitud	8	M
Fy	3500	kg/cm2
E	2100000	kg/cm2
Longitud Tributaria	1	M
Lb	8	M

- Cargas de diseño

#### Cargas de Diseño

Sistema De Entrepiso Metaldeck	7.57	kg/m2
Losa De Concreto 1mx1m X 10cm	240	kg/m2
Acabado Cerámica	60	kg/m2
Cielo	25	kg/m2
Sistema Electromecánico	15	kg/m2
<b>Total</b>	<b>347.57</b>	<b>kg/m2</b>
Destino Del Piso: Oficinas	250	kg/m2

\*\*La carga de diseño viva es dada según CSCR 2010, tabla 6.1

- Cálculo de cargas y momento máximo

Carga viva=0.25 Ton/m

Carga muerta= 0.348 Ton/m

#### Combinación de cargas

$$1.4 * CM = 0.49 \text{ ton}$$

$$1.2 * CM + 1.6 * CV = 0.82 \text{ ton}$$

#### Cálculo de momento máximo

$$Mu = \frac{w * l^2}{8}$$

$$\frac{0.82 \text{ ton/m} * 8\text{m}^2}{8} = 7\text{ton} * \text{m}$$

- Cálculo de peralte de la viga

Se utiliza una estimación de peralte utilizando una viga con una fórmula empírica basada en el estudio de deformación de las vigas.

$$h = \frac{L}{20} = \frac{800\text{cm}}{20} = 40\text{cm} = 15.7\text{in}$$

- Escogencia de la viga

**VIGA PROPUESTA:**

<b>W14X61</b>	13.9 in
	35.306 cm

TABLA 1-1 AISC	VIGA PROPUESTA		W14X61	
	Pulgadas	Centímetros	Centímetros	Metros
<b>ÁREA</b>	17.9 in <sup>2</sup>	115.48 cm <sup>2</sup>	115.48 cm <sup>2</sup>	0.01 m <sup>2</sup>
<b>D</b>	13.9 in	35.31 cm	35.31 cm	0.35 m
<b>BF</b>	10 in	25.40 cm	25.40 cm	0.25 m
<b>IX</b>	640 in <sup>4</sup>	26638.81 cm <sup>4</sup>	26638.81 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>4</sup>
<b>SX</b>	92.1 in <sup>3</sup>	1509.25 cm <sup>3</sup>	1509.25 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>3</sup>
<b>RX</b>	5.98 in	15.19 cm	15.19 cm	0.15 m
<b>ZX</b>	102 in <sup>3</sup>	1671.48 cm <sup>3</sup>	1671.48 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>4</sup>
<b>IY</b>	107 in <sup>4</sup>	4453.68 cm <sup>4</sup>	4453.68 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>3</sup>
<b>SY</b>	21.5 in <sup>3</sup>	352.32 cm <sup>3</sup>	352.32 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>3</sup>
<b>RY</b>	2.45 in	6.22 cm	6.22 cm	0.06 m
<b>ZY</b>	32.8 in <sup>3</sup>	537.50 cm <sup>3</sup>	537.50 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>3</sup>
<b>RTS</b>	2.78 in	7.06 cm	7.06 cm	0.07 m
<b>HO</b>	13.2 in	33.53 cm	33.53 cm	0.34 m
<b>J</b>	2.19 in <sup>4</sup>	91.15 cm <sup>4</sup>	91.15 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>4</sup>
<b>BF/2TF</b>	7.75	7.75	7.75	
<b>H/TW</b>	30.4	30.40	30.40	
<b>PESO VIGA</b>	61 lb/ft	0.91 kg/cm	0.91 kg/cm	0.01 kg/m

La viga que se propone se escoge de las tablas 1-1 del AISC, y se convierten los valores dados en pulgadas y libras por el sistema de unidad que necesitamos en este caso en centímetros, metros y kilogramos.

- Revisión de zonas

### **Revisión de Zona I**

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 6.22 \sqrt{\frac{2100000}{3500}} = 2.7$$

$$L_p = 2.7$$

Lo que significa que  $L_b$  es mayor que mi  $L_p$  por lo tanto no se encuentra en ZONA I

### **Revisión de Zona II**

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}} =$$

$$L_r = 1.95 * 0.07 * 857.14 * \sqrt{0.00 + \sqrt{0.00 + 6.76 * 0.00}} = 8.62$$

$$\frac{E}{0.7 * f_y} = 857.14$$

$$\frac{J_c}{S_x h_o} = 0.00$$

$$\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 = 0.00$$

$$\left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2 = 0.00$$

Por lo que  $L_p$  es menor que  $L_b$  y  $L_r$  es mayor que  $L_b$ , entonces se encuentra en ZONA II, pandeo inelástico.

Cuando la viga se encuentra en Zona II, se procede a realizar una revisión de pandeo del ala y el alma el cual solo se hace si se encuentra en pandeo en inelástico.

- Revisión de pandeo del ala y alma

$$\frac{bf}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 7.75 \leq 9.3080$$

$$\frac{h}{tw} \leq \lambda_{rw} = 30.4 \leq 92.10$$

Ahora se calcula el gradiente de momento teórico para la viga simplemente apoyada con carga distribuida, el mismo depende del momento máximo de la viga y de la condición de apoyo en la que se encuentre.

$$C_b = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3MA + 4MB + 3Mc} = \frac{12.5 * 6.54}{2.5 * 6.54 + 3 * 4.90 + 4 * 6.54 + 3 * 4.90} = 1.14$$

$$M_{max} = \frac{w * l^2}{8} = 6.54$$

$$MA = MC = \frac{3W * L^2}{32} = 4.90$$

$$MB = \frac{w * l^2}{8} = 6.54$$

Calculado ya el gradiente de momento podemos verificar la capacidad de la sección, siempre y cuando se respete que el momento plástico debe de ser mayor que el momento nominal.

$$M_p = f_y * z_x = 35000 * 0.00 = 58.502 \text{ ton} * \text{m}$$



$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p$$

$$\phi M_p = 30.50$$

Por lo que se puede ver que cumple, que el momento nominal es menor que el momento plástico obtenido.

### Cálculos con SAP2000 del Caso 1

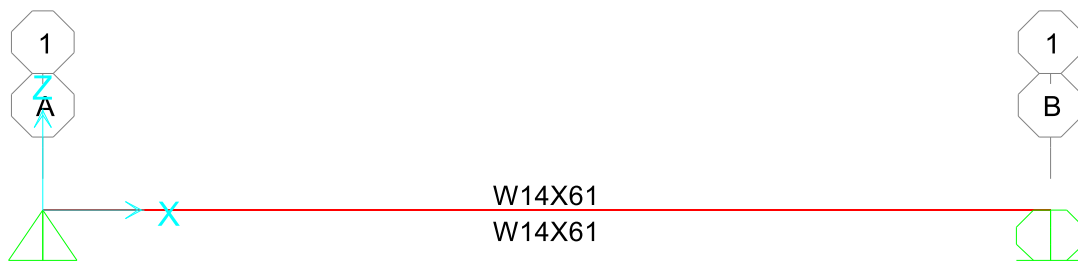


Imagen 7. Viga propuesta W14x61. Fuente propia

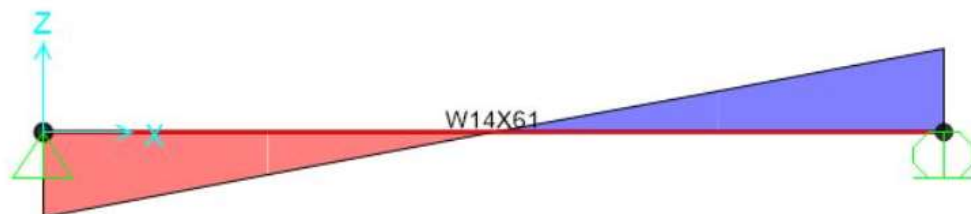


Imagen 8. Diagrama de cortante. Fuente propia

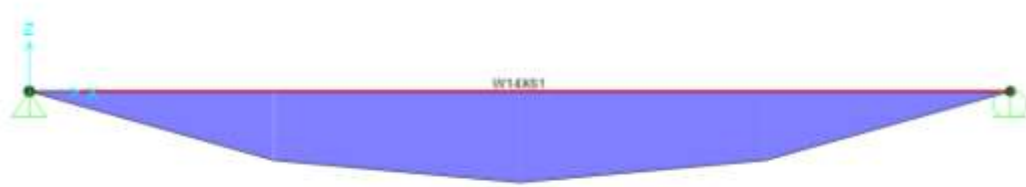


imagen 9. Diagrama de momentos. Fuente Propia

LTB	Lltb	Kltb	Cb	
	1.000	1.000	1.136	
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity	
	0.000	110.529	365.369	
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Minor Moment	0.000	39.424	52.883	34.693
	0.000	17.005		
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Minor Shear	0.000	70.931	0.000	OK
	0.000	157.986	0.000	OK

Imagen 10. Datos de la viga dados por SAP2000 (anexo 1)

Cabe destacar que, en el ejercicio desarrollado, la viga propuesta presenta un sobrediseño en la capacidad del momento, ya que este es mayor del que se necesita, pero el valor del gradiente de momento para la condición de apoyo de la viga, no cambia ya que este depende de nuestro momento máximo, además que es muy cercano al dado por el SAP2000, y el mismo dado por los libros de texto.

Por lo que se obtienen los siguientes resultados de gradiente de momento:

Tabla 2. Resultados de gradiente de momento del caso 1. Fuente propia

**DATOS DE GRADIENTE DE MOMENTO CASO 1**

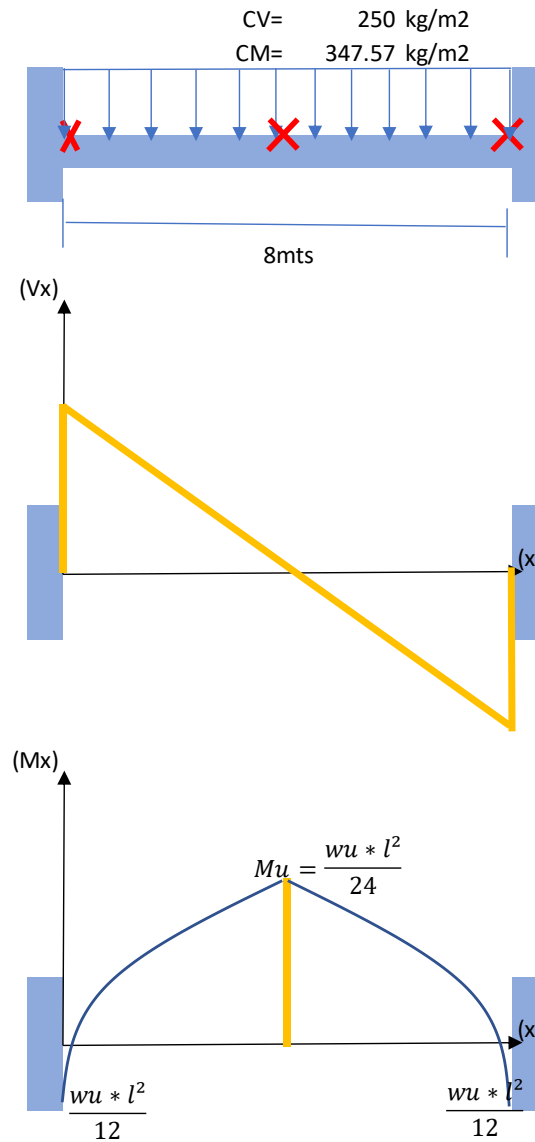
<b>CASO</b>	<b>Gradiente de momento Teórico</b>	<b>Gradiente de momento Experimental</b>
<b>1</b>	1.14	1.136

Donde se puede ver que el valor obtenido del gradiente de momento teórico es muy similar al calculado por el programa SAP2000, lo que hace que en este caso para una viga simplemente apoyada con un Lb de 8 mts, el valor sea constante tanto para el programa como para el cálculo manual, aquí podemos verificar que el software no está sobrediseñando.

## 4.2 Caso 2

Se tiene una viga de entrepiso empotrada en sus dos extremos, el cual está diseñada para soportar una carga viva de  $250 \text{ kg/m}^2$ , y una carga muerta de  $347.57 \text{ kg/m}^2$ , ambas cargas son distribuidas. La viga está diseñada bajo el método de LRFD, ubicada en Zona II

Diagrama



**Imagen 11.** Caso 2. Viga de entrepiso doblemente empotrada. Fuente: propia

Datos de la viga

**DATOS DE LA VIGA**

<b>ACERO</b>	A992	
<b>LONGITUD</b>	8	m
<b>FY</b>	3500	kg/cm <sup>2</sup>
<b>E</b>	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
<b>LONGITUD TRIBUTARIA</b>	1	m
<b>LB</b>	4	m

Carga de diseño

**CARGAS DE DISEÑO**

<b>SISTEMA DE ENTREPISO METALDECK</b>	7.57	kg/m <sup>2</sup>
<b>LOSA DE CONCRETO 1MX1M X 10CM</b>	240	kg/m <sup>2</sup>
<b>ACABADO CERÁMICA</b>	60	kg/m <sup>2</sup>
<b>CIELO</b>	25	kg/m <sup>2</sup>
<b>SISTEMA ELECTROMECAÁNICO</b>	15	kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	347.57	kg/m <sup>2</sup>
<b>DESTINO DEL PISO: OFICINAS</b>	250	kg/m <sup>2</sup>

Cálculo de cargas y momento máximo

Carga viva= 0.25 ton

Carga muerta=0.348 ton

Combinación de carga

$$1.4 * C_m = \frac{0.49 \text{ ton}}{m}$$

$$1.2 * C_m + 1.6 * C_v = 0.82 \text{ ton/m}$$

Cálculo de momento máximo

$$\frac{w_u * L^2}{12} = \frac{0.82 * 8^2}{12} = 4.36 \text{ ton * m}$$

Cálculo de peralte de la viga

$$h = \frac{L}{20} = \frac{800\text{cm}}{20} = 40\text{cm} = 15.7\text{in}$$

Propuesta de viga

### SE PROPONE UNA VIGA

W12X45	12.1	in	30.7	cm			
	W12x45						
TABLA 1-1 AISC		Pulgadas		Centímetros		Metros	
	Área	13.1	in <sup>2</sup>	84.52	cm <sup>2</sup>	0.01	m <sup>2</sup>
	D	12.1	in	30.73	cm	0.31	m
	Bf	8.05	in	20.45	cm	0.20	m
	Ix	348	in <sup>4</sup>	14484.85	cm <sup>4</sup>	0.00	m <sup>4</sup>
	Sx	57.7	in <sup>3</sup>	945.53	cm <sup>3</sup>	0.00	m <sup>3</sup>
	Rx	5.15	in	13.08	cm	0.13	m
	Zx	64.2	in <sup>3</sup>	1052.05	cm <sup>3</sup>	0.00	m <sup>4</sup>
	Iy	50	in <sup>4</sup>	2081.16	cm <sup>4</sup>	0.00	m <sup>3</sup>
	Sy	12.4	in <sup>3</sup>	203.20	cm <sup>3</sup>	0.00	m <sup>3</sup>
	Ry	1.95	in	4.95	cm	0.05	m
	Zy	19	in <sup>3</sup>	311.35	cm <sup>3</sup>	0.00	m <sup>3</sup>
	Rts	2.23	in	5.66	cm	0.06	m
	Ho	11.5	in	29.21	cm	0.29	m
	J	1.26	in <sup>4</sup>	52.45	cm <sup>4</sup>	0.00	m <sup>4</sup>
	bf/2tf	7		7.00			
	h/tw	29.6		29.60			
	Peso Viga	45	lb/ft	0.67	kg/cm	0.01	kg/m

Revisión de zonas

#### Revisión de Zona I

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1.76ry \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 4.95 \sqrt{\frac{2100000}{3500}} = 2.14$$

El  $L_b$  es menor que  $L_p$  por lo tanto no estamos en Zona I, pandeo Plástico.

### **Revisión de Zona II**

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * H_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 5.66 * 857.143 * \sqrt{0.002 + \sqrt{0.000} + 6.76 * 0.000} = 7.01$$

Por lo que el  $L_r$  es mayor que el  $L_b$ , se encuentra en ZONA II, pandeo Inelástico, al estar en Zona II, se revisa el pandeo del alma y del ala de sección.

Pandeo local del ala

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 7 \leq 9.308$$

Pandeo local del alma

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{rw} = 29.6 \leq 92.100$$

Por lo tanto, cumple.

Cálculo de gradiente de momento

$$M_{max} = \frac{w * l^2}{12} = 0.08$$

$$M_A = M_C = \frac{wL^2}{96} = 0.01$$

$$M_B = \frac{w * l^2}{24} = 0.04$$

$$C_b = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3MA + 4MB + 3Mc} = \frac{12.5 * 0.08}{2.5 * 0.08 + 3 * 0.01 + 4 * 0.04 + 3 * 0.01} = 1.30$$

Con el cálculo del gradiente de momento, se puede calcular la capacidad de la sección.

$$M_p = F_y * z_x = 36.82$$

$$\phi M_p = 33.140 \text{ ton} * \text{m}$$

$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p = 9.34 \text{ ton} * \text{m}$$

Pueda que la capacidad de viga sea un poco alta a las que se necesita soportar, pero esto no hace que el gradiente de momento sea diferente para esta condición de apoyo y longitud lateral, ya que el gradiente de momento depende del momento máximo y no de la capacidad de la viga, más bien es un dato que ayuda a dar valor al momento nominal.

### Cálculos con SAP2000 del caso 2

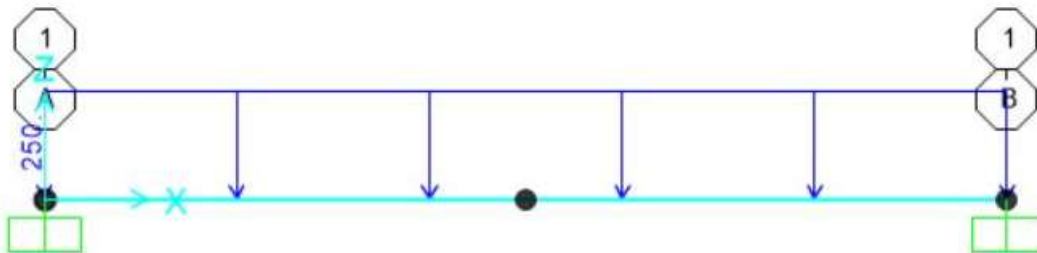




Imagen 12. Viga propuesta. Fuente propia

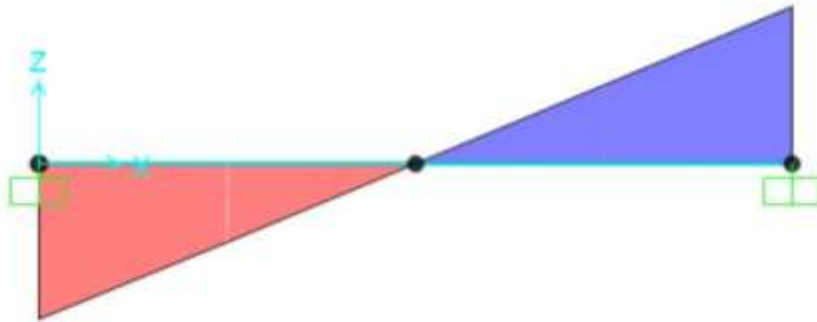


Imagen 13. Diagrama de cortante. Fuente propia

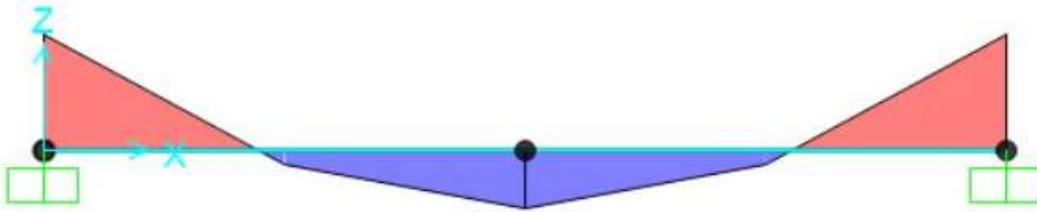


Imagen 14. Diagrama de momento. Fuente Propia

LTB	Lltb 1.000	Kltb 1.000	Cb 1.258	
Axial	Pu Force 0.000	phi*Pnc Capacity 51.649	phi*Pnt Capacity 267.393	
Major Moment	Mu Moment 3.725	phi*Mn Capacity 21.521	phi*Mn No LTB 33.285	phi*Mn Cb=1 17.102
Minor Moment	0.000	9.851		

Imagen 15. Diseño de la viga en SAP2000. Fuente Propia (anexo 2)

Donde, se tiene como resultado la siguiente tabla de gradiente de momento teórico y experimental para este caso:

Tabla 3. Resultados de gradiente de momento del caso 2. Fuente propia

DATOS DE GRADIENTE DE MOMENTO CASO 2		
CASO	Gradiente de momento Teórico	Gradiente de momento Experimental
2	1.3	1.258

En la tabla anterior se puede valorar que, para una viga empotrada en ambos extremos, de 8 metros de longitud, de un Lb de 4 metros y con una carga distribuida, el gradiente de momento teórico nos da 1.3, y el experimental 1.258, que es muy cercano al valor teórico, esto indica que el software no está sobrediseñando para este caso, y que la pequeña diferencia se debe al redondeo de decimales en los cálculos realizados.

### 4.3 Caso 3

Se tiene una viga de carga simplemente apoyada, el cual está diseñada para soportar una carga puntual de 4 ton/m. La viga está diseñada bajo el método de LRFD, ubicada en Zona II, con una longitud de 8 metros y un Lb de 4 mts.

- Diagrama

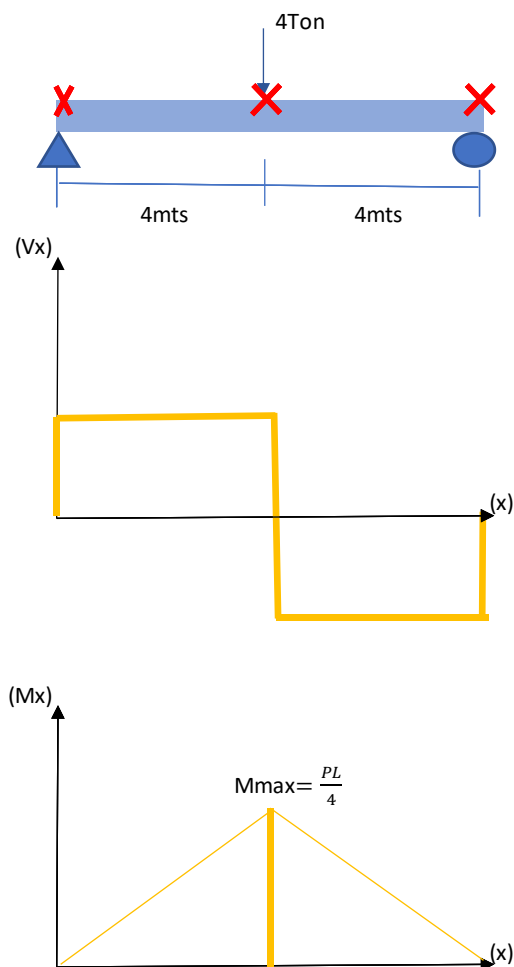


Imagen 16. Caso 3, Viga de entrespacio simplemente apoyada con carga puntual y un Lb de 4mts. Fuente: propia

- Datos de la viga

**DATOS DE LA VIGA**

<b>Acero</b>	A992
<b>Longitud</b>	8 m
<b>Fy</b>	3500 kg/cm <sup>2</sup>
<b>E</b>	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Longitud Tributaria</b>	1 m
<b>Lb</b>	4 m

- Carga de diseño

**CARGAS DE DISEÑO**

<b>Carga Puntual Viva</b>	4 Ton
---------------------------	-------

- Cálculo de cargas y momento máximo

Carga viva= 4ton

Carga muerta= peso propio

Combinación de carga

$$1.2 * C_m + 1.6 * C_v = 1.2 * 0 + 1.6 * 4 = 6.40\text{ton/m}$$

Cálculo de momento máximo.

$$M_{\max} = \frac{PL}{4} = 4 * \frac{6}{4} = 12.8 \text{ ton} * \text{m}$$

- Cálculo de peralte de la viga

$$h = \frac{L}{20} = \frac{800}{20} = 40\text{cm} = 15.7\text{in}$$

- Se propone una viga

**PROPUESTA DE VIGA:**

<b>W14X61</b>	13.9 in	35.306 cm		
<b>ESCOJO VIGA DE MENOR PESO</b>	W14x61			
<b>TABLA 1-1 AISC</b>	<b>Pulgadas</b>	<b>Centímetros</b>	<b>Metros</b>	
<b>ÁREA</b>	17.9 in <sup>2</sup>	115.5 cm <sup>2</sup>	0.01 m <sup>2</sup>	
<b>D</b>	13.9 in	35.3 cm	0.35 M	
<b>BF</b>	10 in	25.4 cm	0.25 M	
<b>IX</b>	640 in <sup>4</sup>	26638.8 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>4</sup>	
<b>SX</b>	92.1 in <sup>3</sup>	1509.2 cm <sup>3</sup>	0.002 m <sup>3</sup>	
<b>RX</b>	5.98 in	15.2 cm	0.15 m	
<b>ZX</b>	102 in <sup>3</sup>	1671.5 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>4</sup>	
<b>IY</b>	107 in <sup>4</sup>	4453.7 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>3</sup>	
<b>SY</b>	21.5 in <sup>3</sup>	352.3 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>3</sup>	
<b>RY</b>	2.45 in	6.2 cm	0.06 m	
<b>ZY</b>	32.8 in <sup>3</sup>	537.5 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>3</sup>	
<b>RTS</b>	2.78 in	7.1 cm	0.07 m	
<b>HO</b>	13.2 in	33.5 cm	0.34 m	
<b>J</b>	2.19 in <sup>4</sup>	91.2 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>4</sup>	
<b>BF/2TF</b>	7.75	7.8		
<b>H/TW</b>	30.4	30.4		
<b>PESO VIGA</b>	61 lb/ft	0.9 kg/cm	0.01 kg/m	

- Revisión de zonas

**Revisión de Zona I**

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 6.22 \sqrt{\frac{2100000}{3500}} = 2.7$$

Por lo tanto, como  $L_p$  es menor que  $L_b$  no se encuentra en Zona I, pandeo plástico.

### Revisión de Zona II

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{x * Ho}}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * 857.143 * \sqrt{0.002 + \sqrt{0.000} + 6.76 * 0.00} = 7.09$$

Como  $L_p$  es menor que  $L_b$  la viga se encuentra en Zona II Pandeo inelástico, por lo tanto, se debe revisar el pandeo del alma y ala de la sección.

- Revisión de pandeo del alma y ala

Pandeo local del ala

$$\frac{bf}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 7.75 \leq 9.308$$

Pandeo local del alma

$$\frac{h}{tw} \leq \lambda_{rw} = 30.4 \leq 92.101$$

Cumple el pandeo local del alma y del ala.

- Cálculo de gradiente de momento

$$C_b = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3MA + 4MB + 3Mc} = 1.67$$

Según la figura del libro McCormac/ Csernak el  $C_b$  de una viga con carga puntual es correcto.

Con el cálculo del gradiente de momento podemos verificar la capacidad de la sección.

$$M_p = F_y * z_x = 52.652$$

$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$\phi M_n = 0.9 * 1.67 * \left[ 52.65 - (52.65 - 0.7 * 350000 * 0.003) * \left( \frac{4 - 2.67}{7.09 - 2.67} \right) \right] \leq 52.65$$

$$\phi M_n = 14.9 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto, el momento plástico ( $M_p$ ), es mayor que nuestro momento nominal ( $M_n$ ), entonces cumple la restricción dada.

La viga propuesta está sobrediseñada en su capacidad de los momentos ya que los momentos nominales y plásticos son mayores al momento máximo, la viga cumple, pero no es la adecuada en dimensión, pero el gradiente de momento no cambia para esta condición de apoyo ya que el mismo depende del momento máximo a la que está sometida la viga, y de los apoyos.

### **Cálculos con SAP2000 para el caso 3**

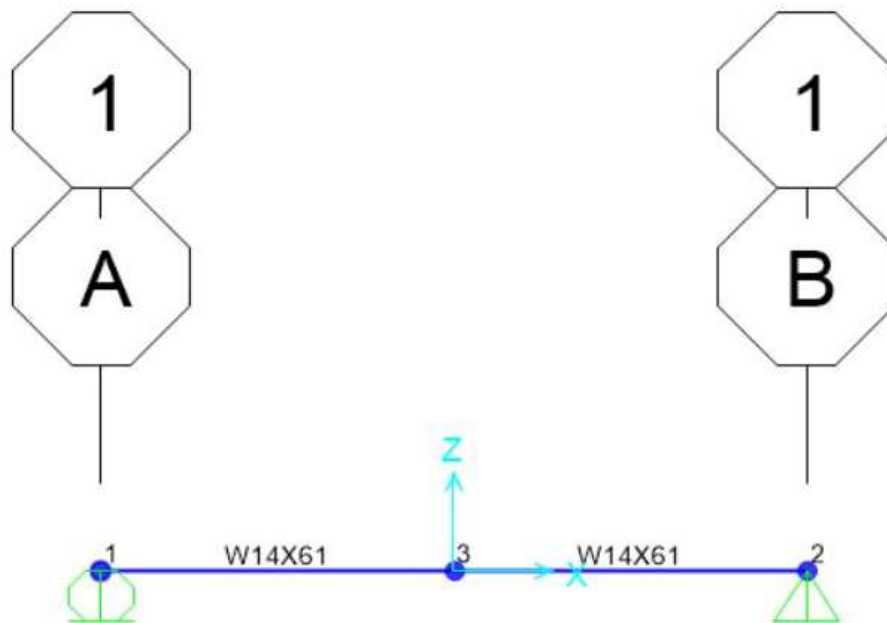


Imagen 17. Viga propuesta. Fuente propia

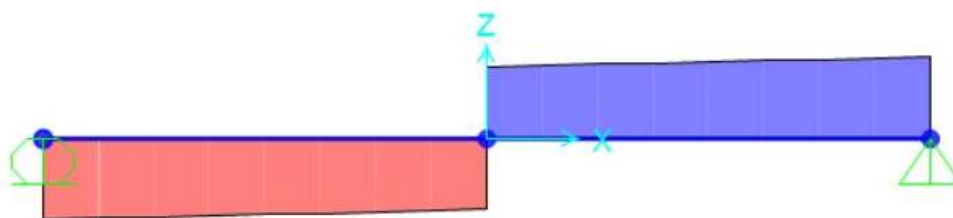


Imagen 18. Diagrama de cortante. Fuente propia



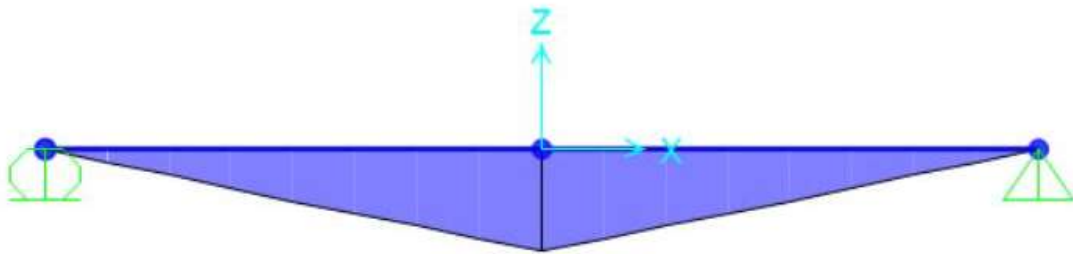


Imagen 19. Diagrama de momento. Fuente propia

LTB	Lltb 1.000	Kltb 1.000	Cb 1.637	
Axial	Pu Force 0.000	phi*Pnc Capacity 269.767	phi*Pnt Capacity 365.369	
Major Moment	Mu Moment 13.670	phi*Mn Capacity 52.883	phi*Mn No LTB 52.883	phi*Mn Cb=1 48.248
Minor Moment	0.000	17.005		
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force 3.200	phi*Vn Capacity 70.931	Stress Ratio 0.045	Status Check OK
Minor Shear	0.000	157.986	0.000	OK

Imagen 20. Datos de SAP2000. Fuente propia (anexo 3)

Obteniendo como resultado la siguiente tabla comparativa del gradiente de momento para este caso.

Tabla 4. Resultados de gradiente de momento del caso 3. Fuente propia

**DATOS DE GRADIENTE DE MOMENTO CASO 3**

<b>CASO</b>	<b>Gradiente de momento Teórico</b>	<b>Gradiente de momento Experimental</b>
<b>3</b>	1.67	1.63

En este caso para una viga de longitud de 8 metros, simplemente apoyada con una carga puntual al centro podemos ver que el valor teórico es de 1.67, mientras que el valor experimental es de 1.63, lo que nos demuestra que para el caso 3, el software no está sobrediseñando en cuestión del valor del gradiente de momento, cabe destacar que la sección escogida si esta sobrediseñada en cuestión de su capacidad de momentos, pero el valor de gradiente de momento sigue siendo el mismo para la viga que corresponda a estas condiciones de apoyo.

#### 4.4 Caso 4

Se tiene una viga de entrepiso empotrada en sus dos extremos, el cual está diseñada para soportar una carga viva de  $250\text{kg/m}^2$ , y una carga muerta de  $347.57\text{kg/m}^2$ , ambas cargas son distribuidas. La viga está diseñada bajo el método de LRFD, ubicada en Zona II

- Diagrama

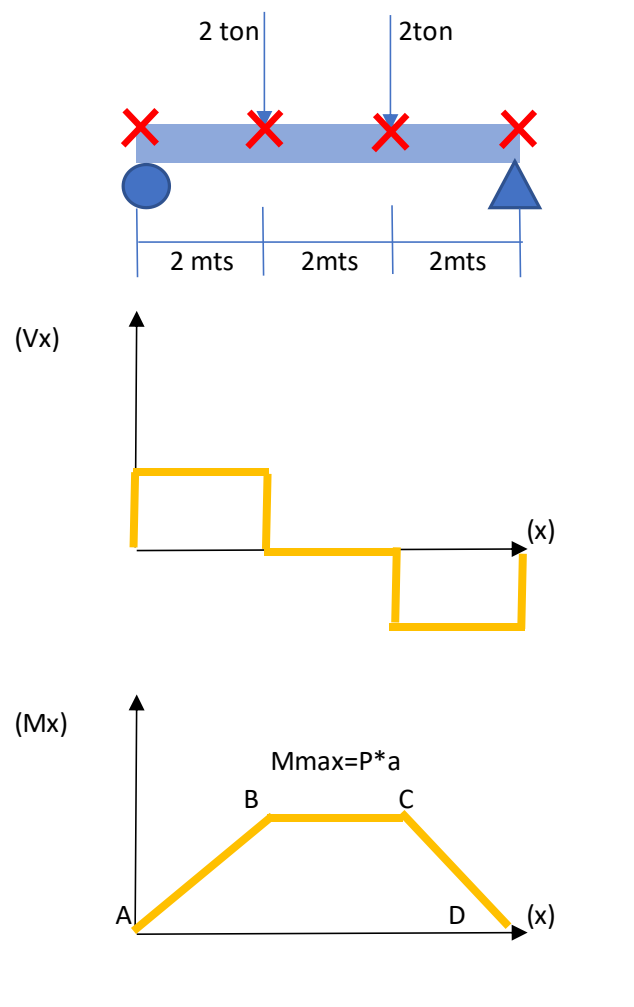


Imagen 21. Caso 4, Viga de entrepiso doblemente empotrada. Fuente: propia

- Datos de la viga

#### CARGAS DE DISEÑO

Carga Puntual Viva 1	2 ton
Carga Puntual Viva 2	2 ton

- Carga de diseño

#### DATOS DE LA VIGA

Longitud	6	m
Acero	A992	
Fy	3500	kg/cm <sup>2</sup>
E	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
Longitud Tributaria	1	m
Lb	2.0	m

- Cálculo de cargas y momento máximo

Carga viva= 4 ton/m

Carga muerta = peso propio

Combinación de cargas

$$1.2 * C_m + 1.6 * C_v = 6.4 \text{ ton/m}$$

Momento máximo

$$M_{\max} = P * a = 6.40 \text{ ton} * \text{m}$$

- Cálculo de peralte de la viga

$$h = \frac{L}{20} = \frac{600}{20} = 30\text{cm} = 11.8 \text{ in}$$

- Propuesta de viga

Se propone una viga

<b>W12x30</b>	12.3	in				
	31.242	cm				
<b>Escojo viga de menor peso</b>	W12x30					
<b>tabla 1-1 AISC</b>	Pulgadas		Centímetros		Metros	
<b>Área</b>	8.79	in <sup>2</sup>	56.71	cm <sup>2</sup>	0.006	m <sup>2</sup>
<b>d</b>	12.3	in	31.24	cm	0.312	m
<b>bf</b>	6.52	in	16.56	cm	0.166	m
<b>Ix</b>	238	in <sup>4</sup>	9906.31	cm <sup>4</sup>	0.000	m <sup>4</sup>
<b>Sx</b>	38.6	in <sup>3</sup>	632.54	cm <sup>3</sup>	0.001	m <sup>3</sup>
<b>rx</b>	5.21	in	13.23	cm	0.132	m
<b>Zx</b>	43.1	in <sup>3</sup>	706.28	cm <sup>3</sup>	0.001	m <sup>4</sup>
<b>Iy</b>	20.3	in <sup>4</sup>	844.95	cm <sup>4</sup>	0.000	m <sup>3</sup>
<b>Sy</b>	6.24	in <sup>3</sup>	102.26	cm <sup>3</sup>	0.000	m <sup>3</sup>
<b>ry</b>	1.52	in	3.86	cm	0.039	m
<b>Zy</b>	9.56	in <sup>3</sup>	156.66	cm <sup>3</sup>	0.000	m <sup>3</sup>
<b>rts</b>	1.77	in	4.50	cm	0.045	m
<b>ho</b>	11.9	in	30.23	cm	0.302	m
<b>J</b>	0.457	in <sup>4</sup>	19.02	cm <sup>4</sup>	0.000	m <sup>4</sup>
<b>bf/2tf</b>	7.41		7.41			
<b>h/tw</b>	41.8		41.80			
<b>Peso Viga</b>	30	lb/ft	0.45	kg/c	0.004	kg/m
				m		

- Revisión de zonas

### Revisión de Zona I

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 3.86 \sqrt{\frac{2100000}{3500}} = 1.7 \text{ mts}$$

El  $L_b$  es mayor que el  $L_p$ , por lo que no nos encontramos en Zona I.

**Revisión de Zona II**

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{x * H_o}}\right)^2}} + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2 = 3.36$$

$$\frac{E}{0.7 * f_y} = 857.143$$

$$\frac{J_c}{S_{xho}} = 0.001$$

$$\frac{J_c}{S_{xho}}^2 = 0.000$$

$$\left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2 = 0.000$$

La viga se encuentra en Zona II, Pandeo Inelástico, por lo que se revisa el pandeo local del alma y del ala.

Pandeo local del Ala

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 7.41 \leq 9.308$$

Pandeo Local del alma

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{rw} = 41.8 \leq 92.100$$

- Cálculo de gradiente de momento

$$C_{bab} = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3MA + 4MB + 3Mc} = 1.67$$

$$C_{bbc} = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3MA + 4MB + 3Mc} = 1$$

Con el valor del gradiente de momento se puede calcular la capacidad de la sección, verificando que nuestro momento nominal, no sea mayor que nuestro momento plástico.

$$M_p = F_y * z_x = M_p = 22.248$$

$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$\phi M_n = 0.9 * 1 * \left[ 22.248 - (22.248 - 0.7 * 35000 * 0.001) * \left( \frac{2 - 1.7}{1.66 - 1.7} \right) \right] = 16.64$$

Por lo tanto, cumple la restricción, pero está sobrediseñada en la capacidad de los momentos ya que el momento nominal es mayor que el momento máximo requerido, pero esto no hace que el gradiente de momento sea diferente ya que depende del momento máximo y no de la capacidad de la sección en momento nominal ni plástico.

**Cálculos con SAP2000, del caso 4**

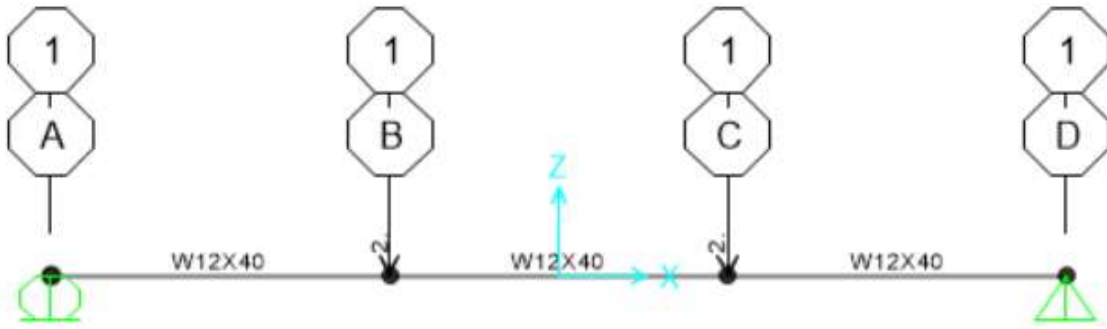


Imagen 22. Viga propuesta caso 4. Fuente propia

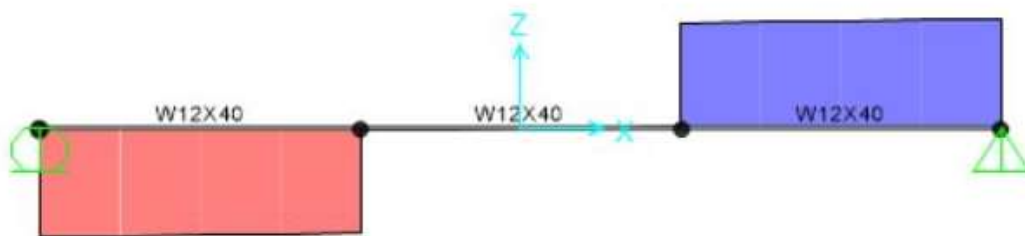


Imagen 23. Diagrama de cortante. Fuente propia





Imagen 24. Diagrama de momento. fuente propia

LTB	Lltb	Kltb	Cb	
	3.000	1.000	1.657	
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity	
	0.000	80.986	238.816	
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Minor Moment	0.000	8.710	29.552	19.789
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Minor Shear	0.000	101.041	0.068	OK
			0.000	OK

Imagen 25. Datos calculados con SAP2000 (nexo 4)

Para el caso 4, se obtienen los siguientes valores de gradiente de momento según los cálculos teóricos y experimentales realizados:

Tabla 5. Resultados de gradiente de momento del caso 4. Fuente propia

DATOS DE GRADIENTE DE MOMENTO CASO 4		
CASO	Gradiente de momento Teórico	Gradiente de momento Experimental
4	1.67	1.658

La tabla anterior nos muestra, un valor de 1.67 de gradiente de momento teórico, y 1.658 del calculado por el programa, por lo que se concluye que no existe un sobrediseño ya que los valores son muy cercanos, y que la variación entre un dato y otro se da por el redondeo de los cálculos realizados, esto para un viga de 6 metros de longitud con dos cargas puntuales a  $L/3$  de la longitud de la viga, y la cual se encuentra simplemente apoyada.

#### 4.5 Caso 5

Se tiene una viga de entrepiso empotrada en sus dos extremos, el cual está diseñada para soportar una carga puntual de 4 ton/m. La viga está diseñada bajo el método de LRFD, ubicada en Zona II, con una longitud de 6 metros.

- Diagrama

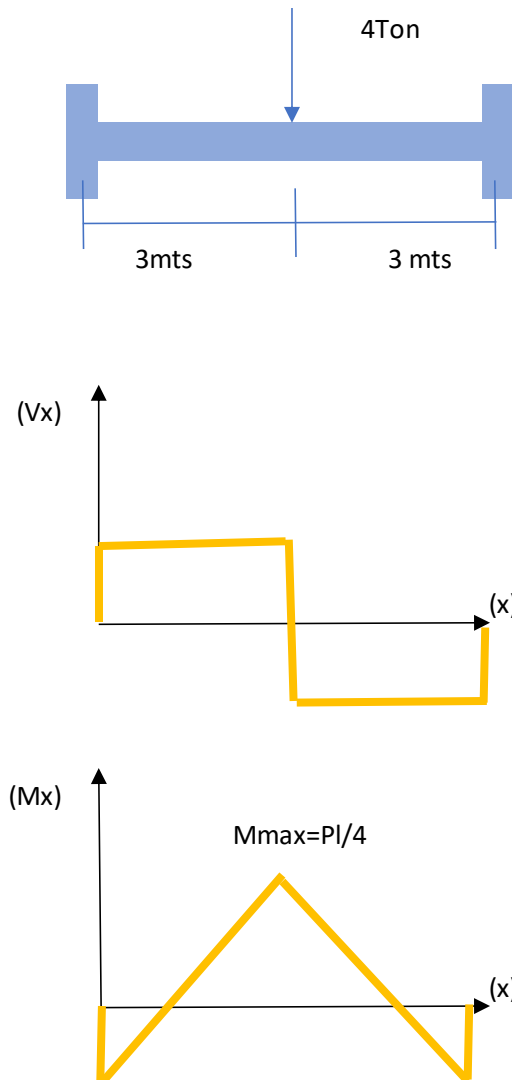


Imagen 26. Caso 5, Viga de entrepiso doblemente empotrada. Fuente: propia

- Datos de la viga

DATOS DE LA VIGA		
Longitud	6	m
Acero	A992	
Fy	3500	kg/cm <sup>2</sup>
E	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
Longitud Tributaria	1	m
Lb	3	m

- Carga de diseño

CARGAS DE DISEÑO	
Carga Puntual Viva De:	4 Ton

- Cálculo de cargas y momento máximo

Carga viva: 4 ton

Carga muerta = peso propio de la viga

Combinación de cargas

$$1.2 * C_m + 1.6 * C_v = 1.2 * 0 + 1.6 * 4 = 6.40 \text{ ton/m}$$

Cálculo de momento máximo

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4} = \frac{6.40 * 6}{4} - \frac{6.40 * 6}{8} = 4.8 \text{ ton * m}$$

Cálculo del peralte

$$h = \frac{L}{20} = \frac{600}{20} = 30\text{cm} = 11.8 \text{ in}$$

- Propuesta de viga

**PROPUESTA DE VIGA**

<b>W12X30</b>	12.2 in	30.988 cm
---------------	---------	-----------

- Propuesta de viga

**ESCOJO VIGA DE MENOR PESO W12X30**

<b>TABLA 1-1 AISC</b>	Pulgadas		Centímetros		Metros	
<b>AREA</b>	8.79	in2	56.710	cm2	0.006	m2
<b>D</b>	12.3	in	31.242	cm	0.312	m
<b>BF</b>	6.52	in	16.561	cm	0.166	m
<b>IX</b>	238	in4	9906.308	cm4	0.000	m4
<b>SX</b>	38.6	in3	632.541	cm3	0.001	m3
<b>RX</b>	5.21	in	13.233	cm	0.132	m
<b>ZX</b>	43.1	in3	706.282	cm3	0.001	m4
<b>IY</b>	20.3	in4	844.950	cm4	0.000	m3
<b>SY</b>	6.24	in3	102.255	cm3	0.000	m3
<b>RY</b>	1.52	in	3.861	cm	0.039	m
<b>ZY</b>	9.56	in3	156.660	cm3	0.000	m3
<b>RTS</b>	1.77	in	4.496	cm	0.045	m
<b>HO</b>	11.9	in	30.226	cm	0.302	m
<b>J</b>	0.457	in4	19.022	cm4	0.000	m4
<b>BF/2TF</b>	7.41		7.410			
<b>H/TW</b>	41.8		41.800			
<b>PESO VIGA</b>	30	lb/ft	0.446	kg/cm	0.004	kg/m

- Revisión de zonas

**Revisión de Zona I**

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 3.86 \sqrt{\frac{2100000}{3500}} = 1.7 \text{ mts}$$

Nuestro  $L_b$  es mayor que nuestro  $L_p$ , por lo que no nos encontramos en Zona I, no nos encontramos en pandeo plástico.

### **Revisión de Zona II**

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\frac{J_c^2}{S_x * H_o} + 6.76 * \frac{0.7 * f_y^2}{E}}}$$

$$L_r = 1.95 * 4.496 * 857.143 * \sqrt{0.001 + \sqrt{0.000} + 6.76 * 0.00} = 3.36$$

$$\frac{E}{0.7 * f_y} = 857.143$$

$$\frac{J_c}{S_{xho}} = 0.001$$

$$\frac{J_c^2}{S_{xho}} = 0.00$$

$$\left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2 = 0.00$$

Por lo que el valor de  $L_r$  es mayor que el valor de  $L_b$ , la viga se encuentra en Zona II.

- Revisión de pandeo del alma y ala

Pandeo local del Ala

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 7.41 \leq 9.308$$

Pandeo Local del alma

$$\frac{h}{tw} \leq \lambda_{rw} = 41.8 \leq 92.100$$

- Cálculo de gradiente de momento

$$C_b = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12.5 * 4.8}{2.5 * 4.8 + 3 * 9.6 + 4 * 4.8 + 3 * 9.6} = 2.27$$

$$M_a = M_c = \frac{PL}{4} = 9.6$$

$$M_b = 4.8$$

Según la figura 4.16 de las notas del curso diseño de estructuras de acero (2017), el valor calculado de gradiente de momento para una viga empotrada con carga puntual al centro y el  $L_b$  a  $L/2$ , es el correcto.

Por lo que se procede a calcular la capacidad de la sección

$$M_p = F_y * z_x = 35000 * 0.001 = 24.72 \text{ ton} * \text{m}$$

$$\phi M_p = 22.248 \quad \text{ton} * \text{m}$$

$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$\phi M_n = 0.9 * 2.27 * \left[ 22.248 - (22.248 - 0.7 * 35000 * 0.001) * \left( \frac{2 - 1.7}{3.36 - 1.7} \right) \right] \leq M_p$$

$$\phi M_n = 20.20 \text{ ton} * \text{m}$$

Lo que indica que cumple con la restricción, que el momento nominal es menor que el momento plástico, por lo tanto, la viga cumple según el gradiente de momento utilizado en la fórmula del momento nominal, pueda que la viga cumpla la restricción

pero la viga propuesta no sea la indicada ya que está sobrediseñando en la capacidad de sus momentos, pero esto no hace que el gradiente de momento cambie ya que el mismo depende del momento máximo y no del momento nominal ni plástico.

### Calculo con SAP2000 para el caso 5

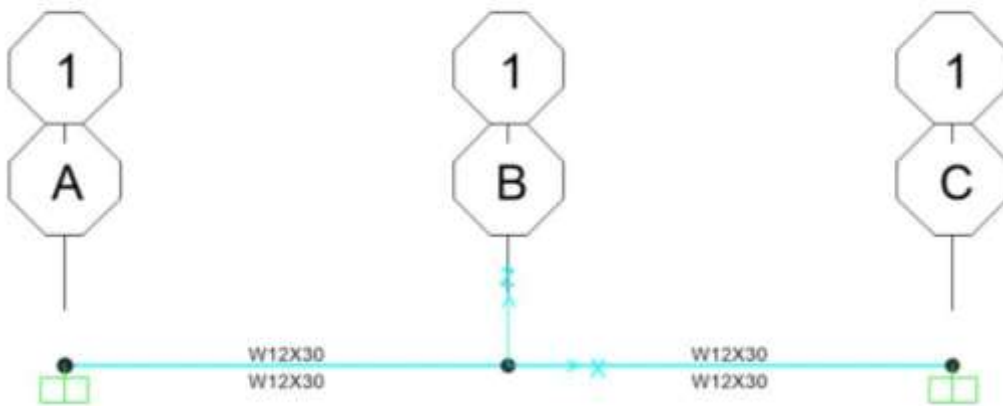


Imagen 27. Viga propuesta. Fuente propia



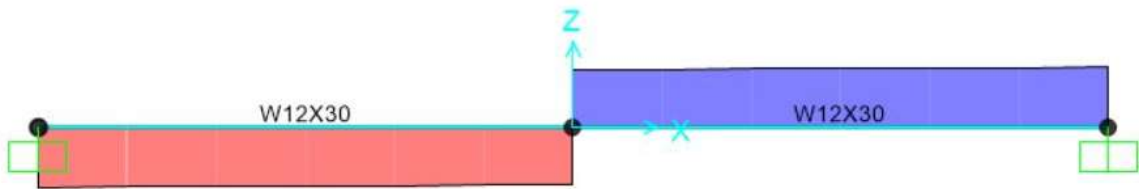


Imagen 28. Diagrama de cortante. Fuente propia

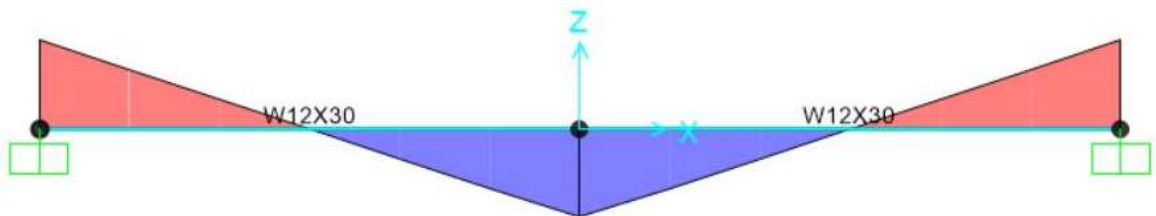


Imagen 29. Diagrama de momento. Fuente propia

LTB	Lltb 2.000	Kltb 1.000	Cb 2.276	
Axial	Pu Force 0.000	phi*Pnc Capacity 37.279	phi*Pnt Capacity 179.418	
Major Moment	Mu Moment -4.960	phi*Mn Capacity 22.345	phi*Mn No LTB 22.345	phi*Mn Cb=1 9.905
Minor Moment	0.000	4.956		
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force 3.360	phi*Vn Capacity 43.518	Stress Ratio 0.077	Status Check OK
Minor Shear	0.000	70.268	0.000	OK

Imagen 30. Cálculos de SAP2000. Fuente propia (anexo 5)

Obteniendo como resultado, la siguiente tabla de resumen del gradiente de momento para este caso de viga.

Tabla 6. Resultados de gradiente de momento del caso 4. Fuente propia

#### DATOS DE GRADIENTE DE MOMENTO CASO 5

CASO	Gradiente de momento Teórico	Gradiente de momento Experimental
5	2.27	2.27

Como se puede ver los valores obtenidos son iguales, lo cual indica que no existe un sobrediseño en el software para este caso de viga.

#### 4.6 Caso 6

Se tiene una viga de entrepiso simplemente apoyada, el cual está diseñada para soportar una carga distribuida de 1.2 ton, y la cual tiene momentos en ambos extremos. La viga está diseñada bajo el método de LRFD, utilizando el método de Yura para calcular el gradiente de momento, ubicada en Zona II, con una longitud de 6 metros.

- Diagrama

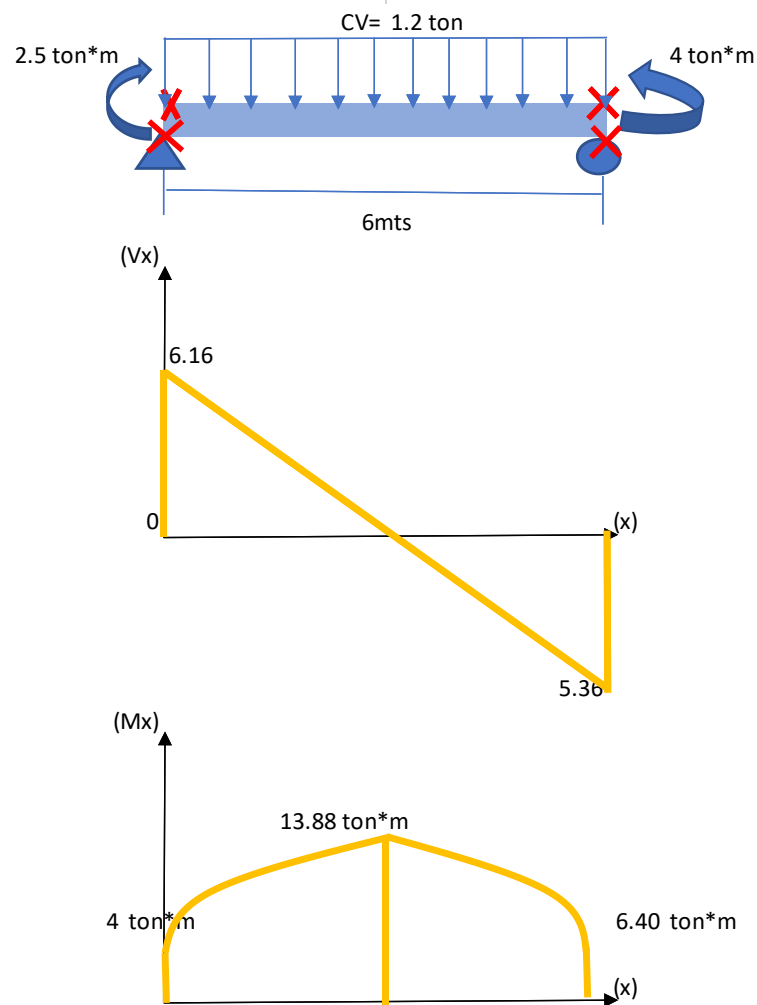


Imagen 31. Caso 6, Viga de entrepiso doblemente empotrada. Fuente: propia

- Datos de la viga

DATOS DE LA VIGA

Longitud	6	m
Acero	A992	
fy	3500	kg/cm <sup>2</sup>
E	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
L.tributario	1	m
LB	6	m

- Carga de diseño

CARGAS DE DISEÑO

Carga Distribuida	1.2	ton
Momento A	2.5	Ton*m
Momento B	4	ton*m

- Cálculo de cargas y momento máximo

$$\text{Distribuida} = 1.2 * 1.6 = 1.92 \text{ ton/m}$$

$$\text{Momento en A} = 2.5 * 1.6 = 4 \text{ ton * m}$$

$$\text{Momento en B} = 4 * 1.6 = 6.4 \text{ ton * m}$$

Distancia en x

$$x = \frac{6}{11.52} * 6.16 = 3.208$$

Cálculo de reacciones

$$MA = MA + \frac{WDIST}{2 * L^2} - MB - B = 4 + \frac{1.92}{2 * 6^2} - 6.4 = 5.36 = B$$

$$MB = -MA + \frac{WDIST}{2 * L^2} - MB - A = -4 + \frac{1.92}{2 * 6^2} - 6.4 = 6.16 = A$$

## Cálculo de momento máximo

$$M_x = -\frac{w}{2}x^2 + AX + Ma = -\frac{1.92}{2 * 3.208^2} + 6.16 + 4 = 13.88 \text{ ton} * \text{m}$$

- Escogencia de la viga

En este caso se utilizan las gráficas dadas por el AISC, y la Tabla 3-10 y 1-1 para la escogencia del tamaño del perfil.

**VIGA PROPUESTA**

<b>W14X43</b>	13.7 in	34.798 cm
---------------	---------	-----------

**DATOS DE LA VIGA****W14X43**

<b>TABLA 1-1 AISC</b>	<b>Pulgadas</b>	<b>Centímetros</b>	<b>Metros</b>
<b>ÁREA</b>	12.6 in <sup>2</sup>	81.29 cm <sup>2</sup>	0.01 m <sup>2</sup>
<b>D</b>	13.7 in	34.80 cm	0.35 m
<b>BF</b>	8 in	20.32 cm	0.20 m
<b>IX</b>	428 in <sup>4</sup>	17814.71 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>4</sup>
<b>SX</b>	62.6 in <sup>3</sup>	1025.83 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>3</sup>
<b>RX</b>	5.82 in	14.78 cm	0.15 m
<b>ZX</b>	69.6 in <sup>3</sup>	1140.54 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>4</sup>
<b>IY</b>	45.2 in <sup>4</sup>	1881.37 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>3</sup>
<b>SY</b>	11.3 in <sup>3</sup>	185.17 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>3</sup>
<b>RY</b>	1.89 in	4.80 cm	0.05 m
<b>ZY</b>	17.3 in <sup>3</sup>	283.50 cm <sup>3</sup>	0.00 m <sup>3</sup>
<b>RTS</b>	2.18 in	5.54 cm	0.06 m
<b>HO</b>	13.1 in	33.27 cm	0.33 m
<b>J</b>	1.05 in <sup>4</sup>	43.70 cm <sup>4</sup>	0.00 m <sup>4</sup>
<b>BF/2TF</b>	7.54	7.54	
<b>H/TW</b>	37.4	37.40	
<b>PESO VIGA</b>	43 lb/ft	0.64 kg/cm	0.01 kg/m

- Revisión de zonas

### **Revisión de Zona I**

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 4.80 * \sqrt{\frac{21000000}{3500}} = 2.1 \text{mts}$$

Como la longitud de apoyo lateral es mayor que la longitud plástica no nos encontramos en Zona I.

### **Revisión de Zona II**

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{x*Ho}}\right)^2} + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}$$

$$L_r = 1.95 * 5.54 * 857.14 * \sqrt{0.000 + \sqrt{0.00} + 6.76 * 0.00} = 6.26$$

$$\frac{E}{0.7 * f_y} = 857.14$$

$$\frac{J_c}{S_{xho}} = 0.00$$

$$\frac{J_c^2}{S_{xho}} = 0.00$$

$$\left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2 = 0.00$$

Como la viga se encuentra en Zona II procedemos a revisar el pandeo local del alma y ala.

- Revisión de pandeo del alma y ala

Pandeo del alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 7.54 \leq 9.308$$

Pandeo local del ala

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{rw} = 37.4 \leq 92.10$$

- Cálculo de gradiente de momento:

Como se calcula por el método de Yura, en este caso se detecta que de tipo A, el cual tiene ambos momentos positivos en sus extremos

$$C_b = 2 - \left( \frac{M_0 + 0.6M_1}{M_{cl}} \right) = 2 - \frac{6.4 + 0.6 * 4}{13.88} = 1.10$$

Calculando el momento de gradiente se puede valorar la capacidad de la sección

$$M_p = F_y * z_x = 35000 * 0.00 = 35.927 \text{ ton} * \text{m}$$

$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 * 1.37 * \left[ 35.927 - (35.927 - 0.7 * 35000 * 0.00) * \left( \frac{6 - 2.1}{6.26 - 2.1} \right) \right] \\ &= 26.09 \text{ ton} * \text{m} \end{aligned}$$

Al ser el momento nominal menor que el plástico, está cumpliendo la restricción; la viga propuesta presenta un sobre diseño en la capacidad de los momentos nominal y plástico, pero esto no quiere decir que nuestro gradiente de momento cambie ya que el mismo depende del momento máximo de la viga.

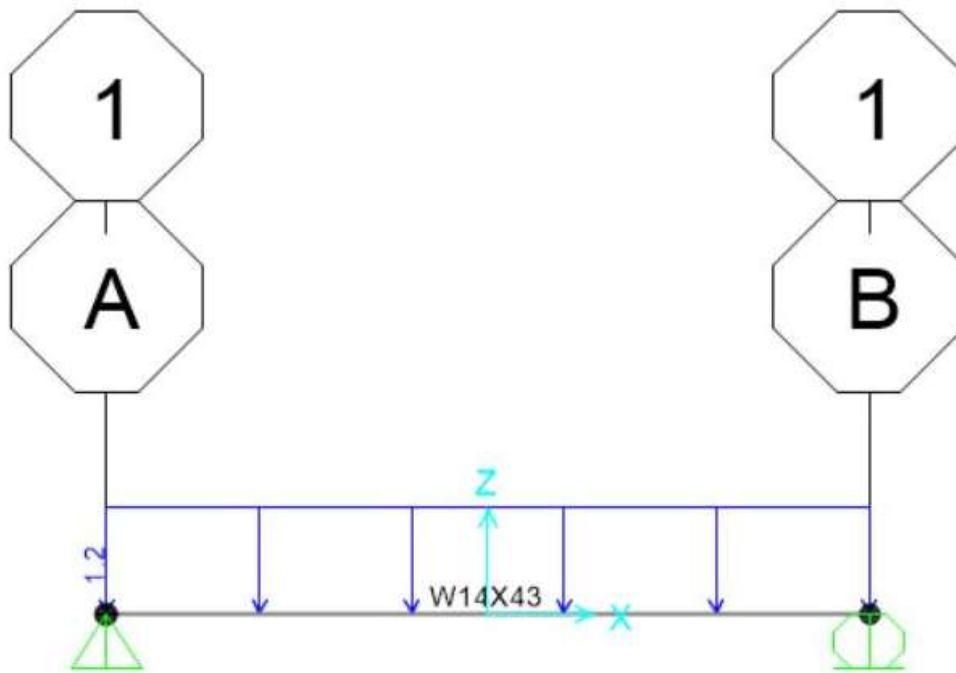
**Cálculo con SAP2000 para el caso 6**

Imagen 32. Viga propuesta. Fuente propia



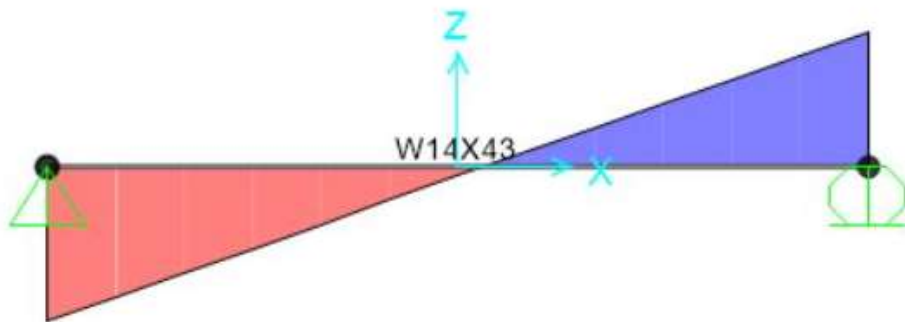


Imagen 33. Diagrama de cortante. Fuente propia

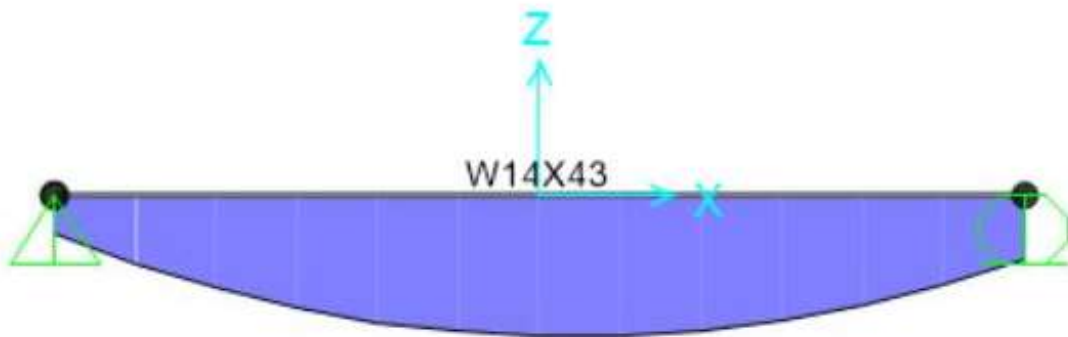


Imagen 34. Diagrama de momento. Fuente propia

LTB	Lltb	Kltb	Cb	
	1.000	1.000	1.082	
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity	
	0.000	83.006	257.187	
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Minor Moment	0.000	24.957	36.085	23.060
		8.969		
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Minor Shear	0.400	56.860	0.007	OK
	0.000	103.855	0.000	OK

Imagen 35. Datos de SAP2000.Fuente propia (anexo 6)

Se obtiene la siguiente tabla de resumen del gradiente de momento:

Tabla. Resultados de gradiente de momento del caso 6. Fuente propia

#### DATOS DE GRADIENTE DE MOMENTO CASO 6

CASO	Gradiente de momento Teórico	Gradiente de momento Experimental
6	1.10	1.082

En el caso 6 para una viga simplemente apoyada, con carga distribuida el valor del gradiente teórico nos da 1.10, mientras que el experimental 1.082, lo cual indica que el resultado es muy parecido, y que la variación se debe por redondeo de cálculos anteriores.

#### 4.7 Caso 7

Se tiene una viga de entrepiso con apoyos simples en sus extremos, el cual está diseñada para soportar una carga viva distribuida de 1.2 ton, además de dos momentos en sus extremos. La viga está diseñada bajo el método de LRFD, ubicada en Zona II, pero bajo el método de Yura para el cálculo del gradiente de momento.

- Diagrama

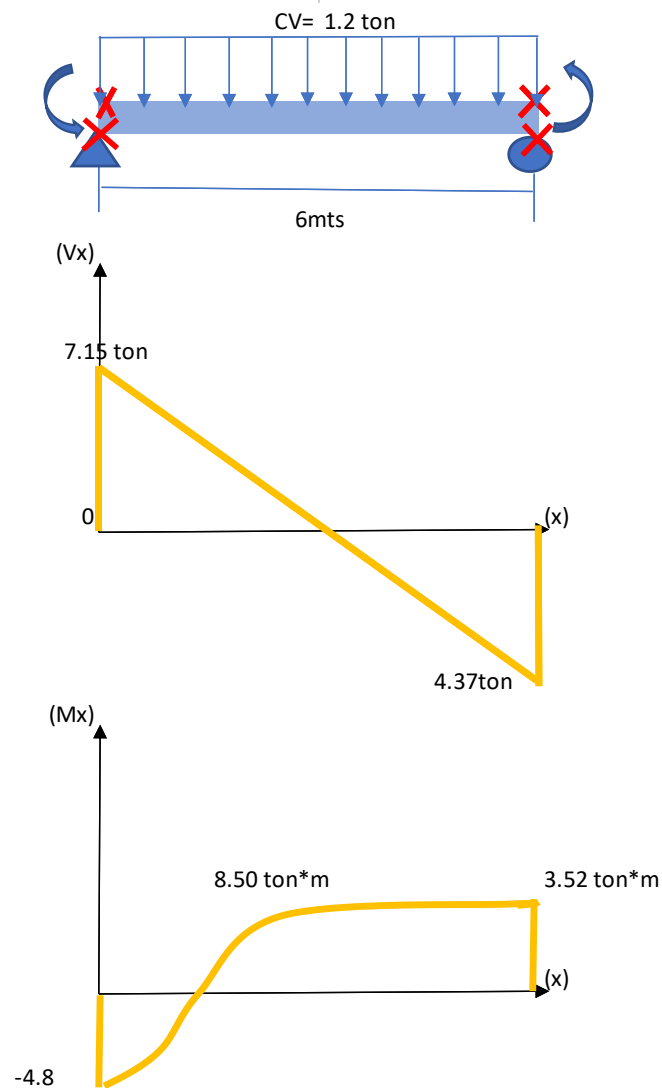


Imagen 36. Caso 7. Viga de entrepiso apoyo simple. Fuente: propia

- Datos de la viga

**DATOS DE LA VIGA**

<b>Longitud</b>	6	m
<b>Acero</b>	A992	
<b>Fy</b>	3500	kg/cm2
<b>E</b>	2100000	kg/cm2
<b>Tributario</b>	1	m
<b>Lb</b>	6	m

- Carga de diseño

**Cargas de Diseño**

<b>Carga distribuida</b>	1.2	ton
<b>Momento A</b>	3	Ton*m
<b>Momento B</b>	2.2	ton*m

- Cálculo de cargas y momento máximo

Mayoramos las cargas:

$$\text{Distribuida} = 1.6 * 1.2 = 1.92 \text{ton/m}$$

$$\text{Momento en A} = 3 * 1.6 = 4.8 \text{ ton * m}$$

$$\text{Momento en B} = 2.2 * 1.6 = 3.52 \text{ ton * m}$$

Distancia en x

$$x = \frac{6}{11.52} * 7.15 = 3.72$$

Cálculo de reacciones

$$MA = MA + \frac{WDIST}{2 * L^2} - MB - B = 4.8 + \frac{1.92}{2 * 6^2} - 3.52 = 4.373 = B$$

$$MB = -MA + \frac{WDIST}{2 * L^2} - MB - A = -4.8 - \frac{1.92}{2 * 6^2} - 3.52 = 7.147 = A$$

Cálculo de momento máximo

$$Mx = -\frac{w}{2}x^2 + AX + Ma = -\frac{1.92}{2 * 3.72^2} + 7.15 + 4.8 = 8.51 \text{ ton * m}$$

- Propuesta de viga

SEGÚN TABLA DEL 1-1 AISC	10.1 IN					
W10X45	25.25	cm				
TABLA 1-1 AISC	Pulgadas		Centímetros		Metros	
ÁREA	13.3 in2		85.81 cm2		0.01 m2	
D	10.1 in		25.65 cm		0.26 m	
BF	8.02 in		20.37 cm		0.20 m	
IX	248 in4		10322.54 cm4		0.00 m4	
SX	49.1 in3		804.60 cm3		0.00 m3	
RX	4.32 in		10.97 cm		0.11 m	
ZX	54.9 in3		899.65 cm3		0.00 m4	
IY	53.4 in4		2222.68 cm4		0.00 m3	
SY	13.3 in3		217.95 cm3		0.00 m3	
RY	2.01 in		5.11 cm		0.05 m	
ZY	20.3 in3		332.66 cm3		0.00 m3	
RTS	2.27 in		5.77 cm		0.06 m	
HO	9.48 in		24.08 cm		0.24 m	
J	1.51 in4		62.85 cm4		0.00 m4	
BF/2TF	6.47		6.47			
H/TW	22.5		22.50			
PESO VIGA	45 lb/ft		0.67 kg/cm		0.01 kg/m	

- Revisión de zonas

### **Revisión de Zona I**

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 5.11 * \sqrt{\frac{21000000}{3500}} = 2.20 \text{mts}$$

Por lo que  $L_b$  es mayor que el  $L_p$ , la viga no se encuentra en Zona I.

### **Revisión de Zona II**

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{x*Ho}}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 5.77 * 857.14 * \sqrt{0.00 + \sqrt{0.00} + 6.76 * 0.00} = 8.45 \text{mts}$$

$$\frac{E}{0.7 * f_y} = 857.14$$

$$\frac{J_c}{S_{xho}} = 0.00$$

$$\frac{J_c}{S_{xho}}^2 = 0.000$$

$$\left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2 = 0.00$$

La viga propuesta se encuentra en Zona II, revisamos el pandeo del alma y ala de la sección.

Pandeo del alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 6.47 \leq 9.308$$

Pandeo local del ala

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{rw} = 22.5 \leq 92.10$$

Cumple el pandeo local del alma y ala.

- Cálculo de gradiente de momento

Utilizando el método de Yura caso B, en donde se tiene un momento negativo y uno positivo en sus extremos

$$C_b = \left( \frac{2M_1 - 2M_{cl} + 0.165M_0}{0.5M_1 - M_{cl}} \right) = 1.17$$

En donde:

M1: Momento en A

Mcl: Momento a L/2

M0: Momento en B

Ya con el cálculo de gradiente de momento, se procede a verificar la capacidad de la sección

$$M_p = F_y * z_x = 350000 * 0.00 = 28.339$$

$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p$$

$$\phi M_n = 15.93 \text{ ton*m}$$

Cumple la restricción que el momento nominal sea menor que el momento plástico.

Puede que la viga propuesta se encuentre sobrediseñada en la capacidad de los momentos ,porque el momento máximo es menor a lo que da el momento nominal y plástico , por lo que se debe de escoger una sección que los momentos den valores similares para no colocar una sección tan grande ; esto no quiere decir que el momento de gradiente sea diferente ya que él depende del momento máximo de la sección, y de los apoyos a la que esté sometida.

### Cálculos en SAP2000 del caso 7

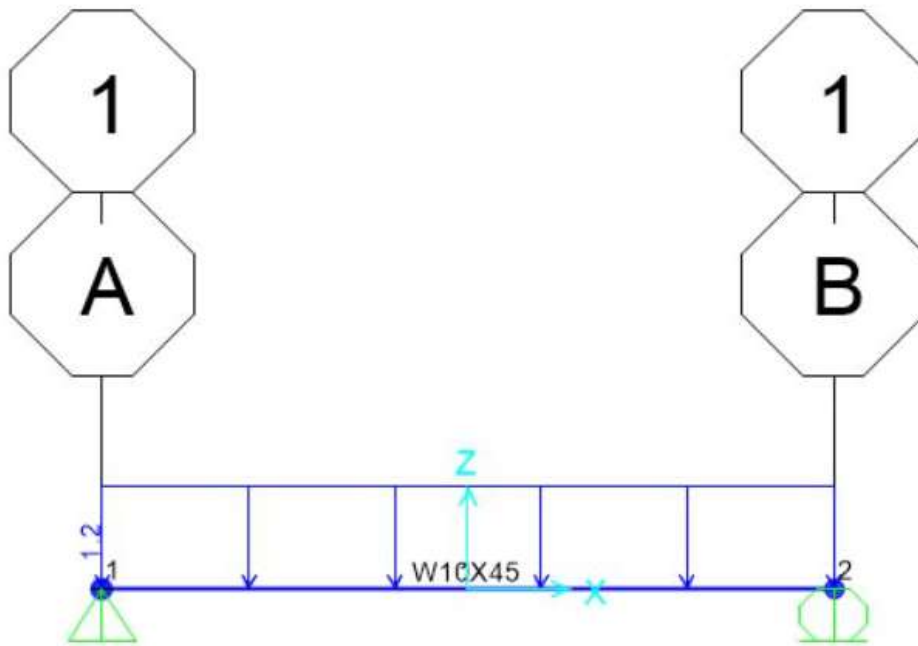


Imagen 37. Viga propuesta. Fuente propia



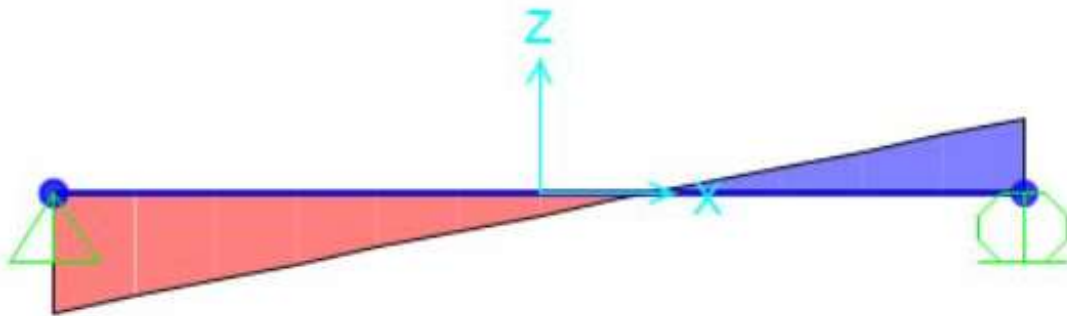


Imagen 38. Diagrama de cortante. Fuente propia

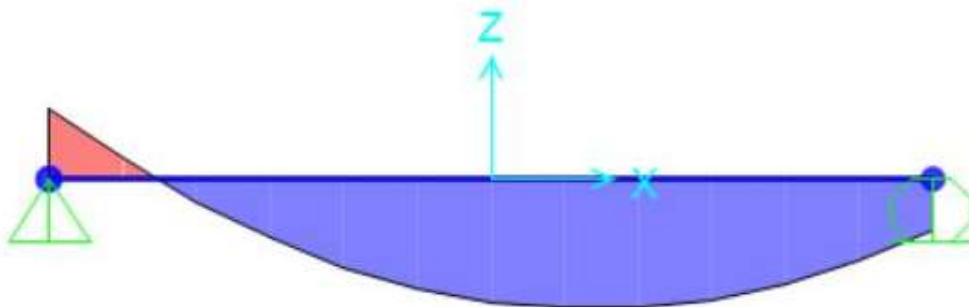


Imagen 39. Diagrama de momento. Fuente propia

LTB	Lltb	Kltb	Cb	
	1.000	1.000	1.148	
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity	
	0.000	98.064	271.475	
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Minor Moment	8.807	24.922	28.463	21.703
	0.000	10.525		
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Minor Shear	0.386	48.103	0.008	OK
	0.000	121.794	0.000	OK

Imagen 40. Datos de SAP2000.Fuente propia (anexo 7)

Se obtiene la siguiente tabla de resumen del gradiente de momento:

Tabla 7. Resultados de gradiente de momento del caso 7. Fuente propia

DATOS DE GRADIENTE DE MOMENTO CASO 7		
CASO	Gradiente de momento Teórico	Gradiente de momento Experimental
7	1.17	1.148

La tabla muestra que para una viga simplemente apoyada de 6 metros de longitud con carga distribuida el valor del gradiente de momento teórico es de 1.17, mientras que el del experimental 1.148, esto quiere decir que el valor es muy cercano y que la diferencia se da por el redondeo de los cálculos en pasos anteriores.

#### 4.8 Caso 8

Se tiene una viga de entrepiso empotrada en sus dos extremos, el cual está diseñada para soportar una carga viva de  $250\text{kg/m}^2$ , y una carga muerta de  $347.57\text{kg/m}^2$ , ambas cargas son distribuidas. La viga está diseñada bajo el método de LRFD, ubicada en Zona II

- Diagrama

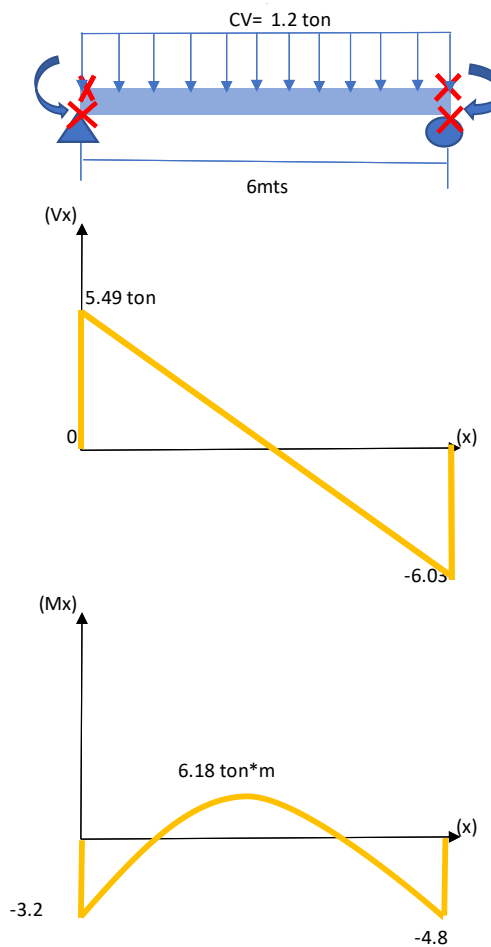


Imagen 41. Caso 8, Viga de entrepiso apoyo simple, método de Yura Caso C.

Fuente: propia

- Datos de la viga

DATOS DE LA VIGA		
Longitud	6	M
Acero	A992	
Fy	3500	kg/cm <sup>2</sup>
E	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
Longitud Tributaria	1	M
Lb	6	M

- Carga de diseño

CARGAS DE DISEÑO		
Carga Distribuida	1.2	Ton
Momento A	2	Ton*m
Momento B	3	ton*m

- Cálculo de cargas y momento máximo

Mayoramos las cargas:

$$\text{Distribuida} = 1.6 * 1.2 = 1.92\text{ton/m}$$

$$\text{Momento en A} = 2 * 1.6 = 3.2 \text{ ton} * \text{m}$$

$$\text{Momento en B} = 3 * 1.6 = 4.8 \text{ ton} * \text{m}$$

Distancia en x

$$x = \frac{6}{11.52} * 5.493 = 2.86$$

Cálculo de reacciones

$$M_A = M_A + \frac{WDIST}{2 * L^2} - M_B - B = 3.2 + \frac{1.92}{2 * 6^2} - 4.8 = 6.027 = B$$

$$MB = -MA + \frac{WDIST}{2 * L^2} - MB - A = -3.2 - \frac{1.92}{2 * 6^2} - 4.8 = 5.493 = A$$

Cálculo de momento máximo

$$Mx = -\frac{w}{2}x^2 + AX + Ma = -\frac{1.92}{2 * 2.86^2} + 5.493 + 3.2 = 6.18 \text{ ton} * \text{m}$$

- Propuesta de viga según momento última y tabla 1-1 del AISC

#### PROPUESTA DE LA VIGA

<b>W12X35</b>	12.5 in			
	31.75 cm			
<b>ESCOJO VIGA DE MENOR PESO</b>	W12x35			
<b>TABLA 1-1 AISC</b>	Pulgadas	Centímetros	Metros	
<b>AREA</b>	10.3 in <sup>2</sup>	66.45 cm <sup>2</sup>	0.01	m <sup>2</sup>
<b>D</b>	12.5 in	31.75 cm	0.32	m
<b>BF</b>	6.56 in	16.66 cm	0.17	m
<b>IX</b>	285 in <sup>4</sup>	11862.60 cm <sup>4</sup>	0.00	m <sup>4</sup>
<b>SX</b>	45.6 in <sup>3</sup>	747.25 cm <sup>3</sup>	0.00	m <sup>3</sup>
<b>RX</b>	5.25 in	13.34 cm	0.13	m
<b>ZX</b>	51.2 in <sup>3</sup>	839.02 cm <sup>3</sup>	0.00	m <sup>4</sup>
<b>IY</b>	24.5 in <sup>4</sup>	1019.77 cm <sup>4</sup>	0.00	m <sup>3</sup>
<b>SY</b>	7.47 in <sup>3</sup>	122.41 cm <sup>3</sup>	0.00	m <sup>3</sup>
<b>RY</b>	1.54 in	3.91 cm	0.04	m
<b>ZY</b>	11.5 in <sup>3</sup>	188.45 cm <sup>3</sup>	0.00	m <sup>3</sup>
<b>RTS</b>	1.79 in	4.55 cm	0.05	m
<b>HO</b>	12 in	30.48 cm	0.30	m
<b>J</b>	0.741 in <sup>4</sup>	30.84 cm <sup>4</sup>	0.00	m <sup>4</sup>
<b>BF/2TF</b>	6.31	6.31		
<b>H/TW</b>	36.2	36.20		
<b>PESO VIGA</b>	35 lb/ft	0.52 kg/cm	0.01	kg/m

- Revisión de zonas

### **Revisión de Zona I**

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 3.91 * \sqrt{\frac{21000000}{3500}} = 1.7 \text{ mts}$$

Por lo que  $L_b$  es mayor que el  $L_p$ , no nos encontramos en Zona I.

### **Revisión de Zona II**

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 * f_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{x * H_o}}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 4.55 * 857.14 * \sqrt{0.00 + \sqrt{0.00} + 6.76 * 0.00} = 5.20$$

$$\frac{E}{0.7 * f_y} = 857.14$$

$$\frac{J_c}{S_{xho}} = 0.00$$

$$\frac{J_c}{S_{xho}}^2 = 0.000$$

$$\left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2 = 0.00$$

- Revisión de pandeo del alma y ala

Pandeo del alma

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{rf} = 6.31 \leq 9.308$$

Pandeo local del ala

$$\frac{h}{tw} \leq \lambda_{rw} = 36.2 \leq 92.10$$

Cumple con la restricción del pandeo local en la sección

- Cálculo de gradiente de momento

$$C_b = 2.0 - \frac{(M_0 + M_1)}{M_{cl}} * \left[ 0.165 + \frac{1}{3} * \frac{M_1}{M_0} \right] = 2 - \left( \frac{-3.2 + -4.8}{6.18} \right) * \left[ 0.165 + \frac{1}{3} * \frac{-4.8}{-3.2} \right] = 1.14$$

Donde

$$M_0 = -3.2$$

$$M_1 = -4.8$$

$$M_{cl} = 6.18$$

Calculado ya el momento de gradiente se valora la capacidad de la sección

$$M_p = F_y * z_x = 350000 * 0.00 = 26.429 \text{ ton} * \text{m}$$

$$\phi M_n = \phi C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p$$

$$\phi M_n = 0.9 * 1.14 * \left[ 26.42 - (26.42 - 0.7 * 350000 * 0.00) * \left( \frac{6 - 1.7}{5.20 - 1.7} \right) \right] \leq \phi M_p$$

$$\phi M_n = 20.77 \text{ ton} * \text{m}$$

Por lo que se puede verificar que cumple, ya que el momento nominal es menor que el momento plástico. La viga propuesta está sobrediseñada en la capacidad del momento, ya que el momento nominal y plástico es mayor al requerido, por lo tanto, no quiere decir que el gradiente de momento cambie ya que el mismo depende del momento máximo y la condición de apoyo a la que la viga se encuentre sometida.

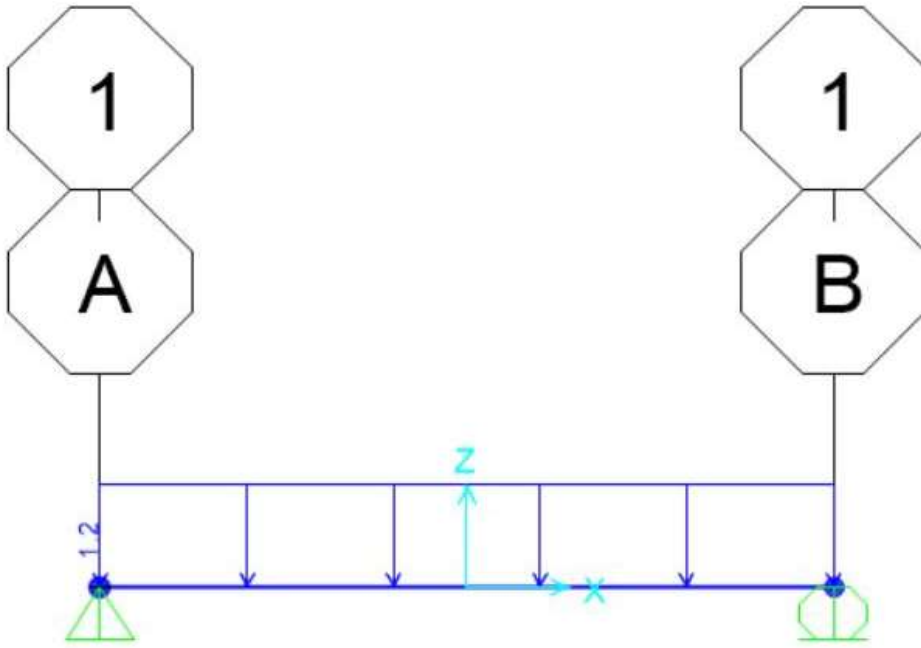
**Cálculos de SAP2000 para el caso 8**

Imagen 42. Viga Propuesta. Fuente propia

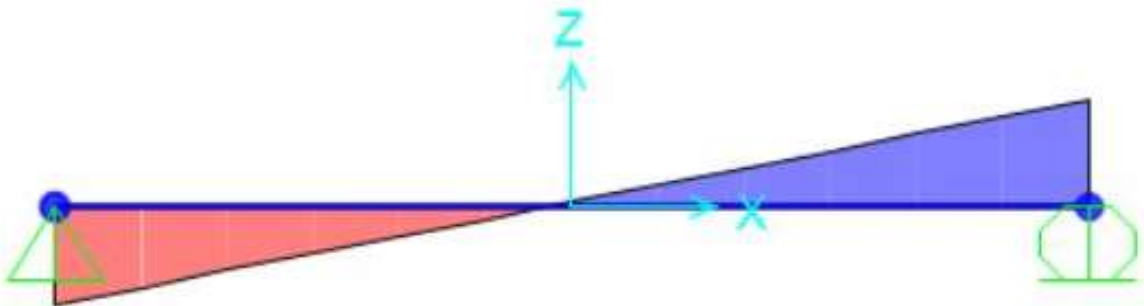


Imagen 43. Diagrama de cortante. Fuente propia



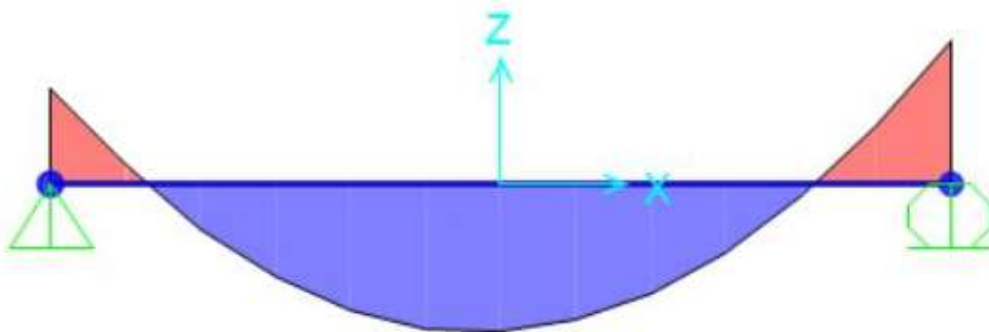


Imagen 44. Diagrama de momento. Fuente Propia

LTB	Lltb	Kltb	Cb	
	1.000	1.000	1.136	
Axial	Pu Force	$\phi$ *Pnc Capacity	$\phi$ *Pnt Capacity	
	0.000	44.992	210.240	
Major Moment	Mu Moment	$\phi$ *Mn Capacity	$\phi$ *Mn No LTB	$\phi$ *Mn Cb=1
Minor Moment	0.000	5.962	26.545	13.141
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force	$\phi$ *Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Minor Shear	0.000	83.554	0.005	OK
			0.000	OK

Imagen 45. Datos de SAP2000. Fuente propia (anexo 8)

De los datos obtenidos, se establecen los siguientes valores de gradiente de momento:

Tabla 8. Resultados de gradiente de momento del caso 8. Fuente propia

<b>DATOS DE GRADIENTE DE MOMENTO CASO 8</b>		
<b>CASO</b>	<b>Gradiente de momento Teórico</b>	<b>Gradiente de momento Experimental</b>
<b>8</b>	1.14	1.136

En la tabla anterior se obtiene que el gradiente de momento teórico es de 1.14, mientras que el experimental es de 1.136, para una viga simplemente apoyada con carga distribuida, lo que quiere decir que el programa para este caso 8 no está sobrediseñando en cuestión del gradiente de momento, y que los valores que se obtuvieron varían por el redondeo de los decimales, que se utilizan en los cálculos realizados.

Como resumen de los datos obtenidos en los diferentes casos podemos verificar para cada caso el valor teórico del gradiente de momento, así como el momento plástico y nominal:

Tabla 9. Valores teóricos obtenidos de gradiente de momento

<b>Datos Teóricos</b>					
<b>Caso</b>	<b>Mp</b>	<b>Mn</b>	<b>Longitud</b>	<b>Lb</b>	<b>Gradiente de momento Teórico</b>
<b>1</b>	52.652	30.502	8.000	8.000	1.14
<b>2</b>	33.140	9.337	8.000	4.000	1.3
<b>3</b>	52.652	14.909	8.000	4.000	1.67
<b>4</b>	22.248	16.938	6.000	2.000	1.67
<b>5</b>	22.248	20.204	6.000	3.000	2.27
<b>6</b>	35.927	26.093	6.000	6.000	1.10
<b>7</b>	28.339	15.931	6.000	6.000	1.17
<b>8</b>	26.429	20.771	6.000	6.000	1.14

Así también los valores obtenidos por el diseño de cada caso en el software SAP2000, llamados a estos como datos experimentales:

Tabla 10. Valores experimentales obtenidos de gradiente de momento.

<b>Datos experimentales</b>					
<b>Caso</b>	<b>Mp</b>	<b>Mn</b>	<b>Longitud</b>	<b>Lb</b>	<b>Gradiente de momento Experimental</b>
<b>1</b>	52.88	39.52	8.000	8.000	1.136
<b>2</b>	33.29	21.52	8.000	4.000	1.258
<b>3</b>	52.88	52.88	8.000	4.000	1.63
<b>4</b>	29.55	29.55	6.000	2.000	1.657
<b>5</b>	22.34	22.34	6.000	3.000	2.27
<b>6</b>	36.09	36.09	6.000	6.000	1.082
<b>7</b>	28.46	28.46	6.000	6.000	1.148
<b>8</b>	26.55	26.55	6.000	6.000	1.136

Se puede obtener una tabla de resumen de los datos teóricos y experimentales, identificando así que los valores para cada caso de gradiente de momento son muy similares y en algunos casos hasta iguales.

Tabla 5. Resumen de valores de gradiente de momento

<b>VALORES OBTENIDOS DE GRADIENTE DE MOMENTO</b>		
<b>CASO</b>	Valor teórico	Valor experimental
<b>1</b>	1.14	1.136
<b>2</b>	1.3	1.258
<b>3</b>	1.67	1.63
<b>4</b>	1.67	1.658
<b>5</b>	2.27	2.27
<b>6</b>	1.10	1.082
<b>7</b>	1.17	1.148
<b>8</b>	1.14	1.136

Por lo que si existe alguna variación decimal se procede a realizar una tabla de porcentaje de error de los datos, justificando así que nos encontramos así dentro del margen error establecido, y que los datos obtenidos son valederos

Tabla 3. Porcentaje de error en cálculo de gradientes de momentos

<b>PORCENTAJE DE ERROR GRADIENTE DE MOMENTO</b>					
<b>CASO</b>	Valor teórico	Valor experimental	valor absoluto	valor absoluto / valor teórico	% de error
<b>1</b>	1.14	1.136	0.004	0.0	0.3509
<b>2</b>	1.3	1.258	0.042	0.0	3.2308
<b>3</b>	1.67	1.63	0.040	0.0	2.3952
<b>4</b>	1.67	1.658	0.012	0.0	0.7186
<b>5</b>	2.27	2.27	0.000	0.0	0.0000
<b>6</b>	1.10	1.082	0.018	0.0	1.6364
<b>7</b>	1.17	1.148	0.018	0.0	1.5385
<b>8</b>	1.14	1.136	0.004	0.00	0.3509

## 5. PROPUESTA

Se propone a los estudiantes prontos a realizar la tesis de graduación desarrollar los diferentes tipos de vigas con el programa Robots Structural, con el fin de valorar que los resultados sean los adecuados, para completar la investigación.

Además, se propone realizar una hoja de cálculo lo relativamente precisa para el procedimiento de escogencia de las secciones, esto con el fin de agilizar este paso, así como realizar los diferentes tipos de vigas con otros tipos de apoyos no desarrollados en esta investigación.

## 6. CONCLUSIONES

Con respecto a la investigación realizada y a los objetivos propuestos se concluye lo siguiente:

Se calculan manualmente ocho casos diferentes de vigas sometidas a flexión concluyendo así el diseño de las mismas, para el cálculo del gradiente de momento que se podría utilizar, obteniendo así el valor para cada tipo de viga según su apoyo a la cual estaba sometida.

Se valida el programa SAP2000, por medio de una tabla los valores obtenidos, y se obtiene que los datos teóricos obtenidos son muy similares a los datos del programa, por lo que se determina que el software no sobrediseña las vigas sometidas a flexión, y que más bien los datos dados al utilizarse con todos los decimales en los cálculos son más precisos.

El valor del momento de gradiente es importante cuando se verifica la capacidad de la sección de una viga en flexión, y es un valor importante en la fórmula ya que, al variar, el momento nominal aumenta o disminuye.

La utilización de software estructurales como lo es el SAP2000, permite que como profesionales elaboremos nuestros trabajos con mayor facilidad, y confiabilidad, de que los resultados obtenidos son los adecuados y que no se produzcan sobre diseños por lo menos en la parte de vigas sometidas a flexión.

El gradiente de momento depende de las condiciones de apoyo de las cuales está sometida la viga, además de la longitud de apoyo lateral que esta contenga, y del momento máximo a la que esté sometida.

## 7. RECOMENDACIONES

- Se recomienda utilizar los diagramas de momento para el cálculo del gradiente de momento, con el fin de ayudarse a que los datos sean los adecuados.

- A la hora de realizar los cálculos utilizar más de tres decimales, con el fin que los valores obtenidos sean más precisos.
- Realizar una hoja de cálculo para facilitar el cambio de la escogencia de vigas, con el fin de disminuir el tiempo de la escogencia y la validación si la viga es la adecuada.

## 8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguilar, R., Vielma, J., & Mora, D. (2017). *Diseño y análisis de vigas de acero con sección tipo i*. Revista Ciencia, 19(2), 285-307.

Cedeño, R., y Gatica, J. (2005). *Capacidad Resistente a Flexión y Cortante de Vigas de Acero Mediante la Aplicación Mathcad*. Información Tecnológica, 16(1), 61-68.

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2010). *Metodología de la investigación* (5th ed.). México: McGraw-Hill.

Hernández, A., García, D. y Soriano, E. (2012). *Guía de análisis y diseño para vigas de alma abierta y armaduras metálicas en estructuras de soporte de techos y entresijos*. (licenciatura). universidad de el salvador.

Hibbeler, R., Cera Alonso, J., y González Pozo, V. (2006). *Mecánica de materiales* (6th ed., p. 8). Mexico: Pearson education.

Hoffmann, C., Sameh, A., & Grama, A. (2009). *Simulation and Validation of Structural Models*. Purdue University.

Kaehler, R., White, D., y Kim, Y. (2011). *Frame design using web-tapered members*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.

McCormac, J. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (5th ed.). México D.F.: Alfaomega Grupo Editor.

Quevedo, L. (2012). *Estudio Sobre la Simulación de Eventos Discretos* (licenciatura). Universidad Católica Boliviana "San Pablo."

Vargas, L. (2012). *Longitud efectiva de pandeo en elementos de armaduras de acero* (Licenciatura). Universidad de Costa Rica.

Vargas, S. (2013). *Diseño comparativo de superestructuras de puentes simplemente apoyados de vigas de concreto prees forzado y vigas de acero tipo W grado 50* (Licenciatura). Universidad de Costa Rica.

ASCE (2010), *Minimum Design Loads Buildings and Structures*, ASCE/SEI-7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Bresler, B., Lin, T., & Scalzi, J. (1990). *Diseño de estructuras de acero*. México: Limusa.

Chacón, Gerardo. "Diseño de estructuras de acero". Universidad Latina de Costa Rica. Heredia. 2017

Ramírez, C. (2016). Gradiente de Momentos Cb [Blog]. Retrieved from <https://www.goratools.com/single-post/2016/12/09/Gradiente-de-Momentos-Cb>

LRFD-AISC Manual of Steel Construction Load & Resistance Factor Design, 3rd Edition. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, USA. (2003).

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. cuarta edición. Editorial tecnológica de Costa Rica, Cartago.

Vinnakota, S (2006). *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD*. México: McGraw-Hill Interamericana de Editores S.A de C.V.

## 9. ANEXOS

### Anexo1. Datos dados por el programa SAP2000 Caso 1.

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

**SAP2000**

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units : Tonf, m, C

Frame : 2	X Mid: 4.000	Combo: 1.2CM+1.6CV	Design Type: Beam
Length: 8.000	Y Mid: 0.000	Shape: W14X61	Frame Type: OMF
Loc : 4.000	Z Mid: 0.000	Class: Compact	Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD      Analysis: Limited 1st Order  
 D/C Limit=0.950

PhiB=0.900	PhiC=0.900	PhiTY=0.900	PhiTF=0.750
PhiS=0.900	PhiS-RI=1.000	PhiST=0.900	

A=0.012	I33=2.664E-04	r33=0.152	S33=0.002	Av3=0.007
J=0.000	I22=4.454E-05	r22=0.062	S22=3.507E-04	Av2=0.003
E=20389019.16	fy=35153.481	Ry=1.100	s33=0.002	Cw=1.262E-06
RLLF=1.000	Fu=45699.526		s22=5.375E-04	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2CM+1.6CV)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
4.000	0.000	7.407	0.000	0.000	0.000	0.000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.3b,H1-2,M)  
 D/C Ratio: 0.188 = 0.188  
 = (Mr33/(Cb\*Mc33))

AXIAL FORCE & BIANIAL MOMENT DESIGN (H1.3b,H1-2,M)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

LTB	Lltb	Kltb	Cbt
LTB	1.000	1.000	1.136

Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	0.000	110.529	365.369

Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	7.407	39.424	52.883	34.693
Minor Moment	0.000	17.005		

SHEAR CHECK

Major Shear	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.000	70.931	0.000	OK
Minor Shear	0.000	157.966	0.000	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	3.703	3.703



## Anexo 2. Datos dados por el programa SAP 2000 para el Caso 2.

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

**SAP2000**

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units : Tonf, m, C

Frame : 2      X Mid: 4.000      Combo: 1.2CM+1.6CV      Design Type: Beam  
 Length: 8.000      Y Mid: 0.000      Shape: W12X45      Frame Type: OMF  
 Loc : 4.000      Z Mid: 0.000      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD      Analysis: Limited 1st Order  
 D/C Limit=0.950

PhiB=0.900      PhiC=0.900      PhiTY=0.900      PhiTF=0.750  
 PhiS=0.900      PhiS-RI=1.000      PhiST=0.900  
 A=0.008      I33=1.448E-04      r33=0.131      S33=9.426E-04      Av3=0.005  
 J=0.000      I22=2.081E-05      r22=0.050      S22=2.036E-04      Av2=0.003  
 E=20389019.16      fy=35153.481      Ry=1.100      z33=0.001      Cw=0.000  
 RLLF=1.000      Fu=45699.526      z22=3.114E-04

## STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS (Combo 1.2CM+1.6CV)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
4.000	0.000	3.725	0.000	0.000	0.000	0.000

## FORM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.3b, H1-2, M)

D/C Ratio: 0.173 = 0.173  
 = (Mr33 / (Cb \* Mc33))

## AXIAL FORCE &amp; BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1.3b, H1-2, M)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

	L1tb	K1tb	Cb
LTB	1.000	1.000	1.258

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	0.000	51.649	267.393

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	3.725	21.521	33.285	17.102
Minor Moment	0.000	9.851		

## SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.000	55.159	0.000	OK
Minor Shear	0.000	113.377	0.000	OK

## CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	3.587	3.587

## Anexo 3. Datos dados por el programa SAP 2000 para el Caso 3.

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

**SAP2000**

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units : TonF, m, C

Frame : 3      X Mid: 2.000      Combo: DSTL2      Design Type: Beam  
 Length: 4.000      Y Mid: 0.000      Shape: W14X61      Frame Type: OMF  
 Loc : 0.000      Z Mid: 0.000      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD      Analysis: Limited 1st Order  
 D/C Limit=0.950

PhiB=0.900      PhiC=0.900      PhiTY=0.900      PhiTF=0.750  
 PhiS=0.900      PhiS-RI=1.000      PhiST=0.900

A=0.012      I33=2.664E-04      r33=0.152      S33=0.002      Av3=0.007  
 J=0.000      I22=4.454E-05      r22=0.062      S22=3.507E-04      Av2=0.003  
 E=20389019.16      fy=35153.481      Ry=1.100      z33=0.002      Cw=1.262E-06  
 RLLF=1.000      Fu=45699.526      z22=5.375E-04

## STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.000	0.000	13.670	0.000	3.200	0.000	0.000

## FMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio: 0.259 = 0.000 + 0.259 + 0.000  
 = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

## AXIAL FORCE &amp; BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	2.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1.000	1.000	1.637

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
Axial	Force	Capacity	Capacity
	0.000	269.767	365.369

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1
Major Moment	13.670	52.883	52.883	48.248
Minor Moment	0.000	17.005		

## SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	3.200	70.931	0.045	OK
Minor Shear	0.000	157.966	0.000	OK

## CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	3.200	3.635

## Anexo 4. Datos dados por el programa SAP 2000 para el Caso 4.

Project \_\_\_\_\_  
Job Number \_\_\_\_\_  
Engineer \_\_\_\_\_

**SAP2000**

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : Tonf, m, C

Frame : 2      X Mid: -2.000      Combo: 1.2\*CM+1.6\*CV      Design Type: Beam  
Length: 2.000      Y Mid: 0.000      Shape: W12X40      Frame Type: SMF  
Loc : 2.000      Z Mid: 0.000      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD      Analysis: Direct Analysis  
D/C Limit=0.950      2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed  
AlphaPr/Fy=0.000      AlphaPr/Pe=0.000      Tau\_b=1.000      EA factor=0.800      EI factor=0.800

PhiB=0.900      PhiC=0.900      PhiTY=0.900      PhiTF=0.750  
PhiS=0.900      PhiS-RI=1.000      PhiST=0.900

A=0.008      I33=1.278E-04      r33=0.130      S33=8.455E-04      Av3=0.004  
J=0.000      I22=1.836E-05      r22=0.049      S22=1.804E-04      Av2=0.002  
E=20389019.16      fy=35153.481      Ry=1.100      s33=9.341E-04      Cw=0.000  
RLLF=1.000      Fu=45699.826      s22=2.753E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2\*CM+1.6\*CV)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2.000	0.000	6.684	0.000	-3.271	0.000	0.000

FPM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)  
D/C Ratio: 0.226 = 0.000 + 0.226 + 0.000  
= (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	3.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	3.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

	L1tb	K1tb	Cb
LTB	3.000	1.000	1.657

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	0.000	80.986	238.816

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	6.684	29.552	29.552	19.789
Minor Moment	0.000	8.710		

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	3.271	47.770	0.068	OK
Minor Shear	0.000	101.041	0.000	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	3.413	3.271

G:\Mi unidad\Tesis\Tesis\Caso4\Caso 4.sdb 1/5/2019 08:19

## Anexo 5. Datos dados por el programa SAP 2000 para el Caso 5.

Project \_\_\_\_\_  
Job Number \_\_\_\_\_  
Engineer \_\_\_\_\_

**SAP2000**

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : Tonf, m, C

Frame : 2      X Mid: 1.500      Combo: 1.2\*CM+1.6\*CV      Design Type: Beam  
Length: 3.000      Y Mid: 0.000      Shape: W12X30      Frame Type: SMF  
Loc : 3.000      Z Mid: 0.000      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD      Analysis: Direct Analysis      Reduction: Tau-b Fixed  
D/C Limit=0.950      2nd Order: General 2nd Order      EA factor=0.800      EI factor=0.800  
AlphaPr/Py=0.000      AlphaPr/Pe=0.000      Tau\_b=1.000

PhiB=0.900      PhiC=0.900      PhiTY=0.900      PhiTF=0.750  
PhiS=0.900      PhiS-RI=1.000      PhiST=0.900

A=0.006      I33=9.906E-05      r33=0.132      S33=6.342E-04      Av3=0.003  
J=0.000      I22=8.449E-06      r22=0.039      S22=1.020E-04      Av2=0.002  
E=20889019.16      fy=35183.481      Ry=1.100      s33=7.063E-04      Cw=0.000  
RLLF=1.000      Fu=45699.526      s22=1.567E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2\*CM+1.6\*CV)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3.000	0.000	-4.960	0.000	3.360	0.000	0.000

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)  
D/C Ratio: 0.222 = 0.000 + 0.222 + 0.000  
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	2.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	2.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

	L1tb	K1tb	Cb
LTB	2.000	1.000	2.276

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	0.000	37.279	179.418

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	-4.960	22.345	22.345	9.905
Minor Moment	0.000	4.956		

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	3.360	43.518	0.077	OK
Minor Shear	0.000	70.268	0.000	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	3.200	3.360

## Anexo 6. Datos dados por el programa SAP 2000 para el Caso 6.

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

**SAP2000**

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units : Tonf, m, C

Frame : 1            X Mid: 0.000            Combo: DSTL2            Design Type: Beam  
 Length: 6.000       Y Mid: 0.000            Shape: W14X43            Frame Type: SMF  
 Loc : 3.000         Z Mid: 0.000            Class: Compact            Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD        Analysis: Direct Analysis  
 D/C Limit=0.950       2nd Order: General 2nd Order        Reduction: Tau-b Fixed  
 AlphaPr/Py=0.000     AlphaPr/Pe=0.000     Tau\_b=1.000            EA factor=0.800     EI factor=0.800

PhiB=0.900            PhiC=0.900            PhiTY=0.900            PhiTF=0.750  
 PhiS=0.900            PhiS-RI=1.000        PhiST=0.900

A=0.008                I33=1.781E-04            r33=0.148                S33=0.001                Av3=0.005  
 J=0.000                I22=1.881E-05            r22=0.048                S22=1.852E-04            Av2=0.003  
 E=20389019.16        fy=35153.481            Ry=1.100                s33=0.001                Cw=0.000  
 RLLF=1.000            Fu=45699.526            z22=2.835E-04

## STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3.000	0.000	14.185	0.000	-0.400	0.000	0.000

## FMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.3b, H1-2, M)

D/C Ratio: 0.568 = 0.568  
 = (Mr33/(Cb\*Mcr33))

## AXIAL FORCE &amp; BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.3b, H1-2, M)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

LTB	Lltb	Kltb	Cb
	1.000	1.000	1.082

Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
	0.000	83.006	257.187

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	14.185	24.957	36.085	23.060
Minor Moment	0.000	8.969		

## SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.400	56.860	0.007	OK
Minor Shear	0.000	103.855	0.000	OK

## CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right
	6.390	5.590

## Anexo 7. Datos dados por el programa SAP 2000 para el Caso 7.

Project \_\_\_\_\_  
 Job Number \_\_\_\_\_  
 Engineer \_\_\_\_\_

**SAP2000**

```

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Tonf, m, C

Frame : 1      X Mid: 0.000      Combo: DSTL2      Design Type: Beam
Length: 6.000  Y Mid: 0.000      Shape: W10X45     Frame Type: SMF
Loc : 3.500    Z Mid: 0.000      Class: Compact   Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD      Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.950     2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0.000   AlphaPr/Pe=0.000   Tau_b=1.000     EA factor=0.800   EI factor=0.800

PhiB=0.900          PhiC=0.900          PhiTY=0.900      PhiTF=0.750
PhiS=0.900          PhiS-RI=1.000       PhiST=0.900

A=0.009            I33=1.032E-04        r33=0.110         S33=8.046E-04     Av3=0.006
J=0.000            I22=2.223E-05        r22=0.051         S22=2.182E-04     Av2=0.002
E=20389019.16     fy=35153.481        Ry=1.100          s33=8.996E-04     Cw=0.000
RLLF=1.000        Fu=45699.526        z22=3.327E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)
Location          Pu          Mu33          Mu22          Vu2          Vu3          Tu
3.500              0.000        8.620         0.000         -0.333       0.000       0.000

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.3b,H1-2,M)
D/C Ratio: 0.345 = 0.345
            = (Mr33/(Cb*Mc33))

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.3b,H1-2,M)
Factor           L           K1           K2           B1           B2           Cm
Major Bending   1.000       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000
Minor Bending   1.000       1.000       1.000       1.000       1.000       1.000

LTB              Lltb       Klbtb       Cb
1.000            1.000      1.000       1.152

Axial            Pu          phi*Pnc       phi*Pnt
Force            Capacity    Capacity
0.000            98.064     271.475

Major Moment     Mu          phi*Mn        phi*Mn        phi*Mn
Moment           Capacity    No LTB       Cb=1
8.620            24.995     28.463       21.703
Minor Moment     0.000      10.825

SHEAR CHECK
Vu              phi*Vn        Stress        Status
Force          Capacity      Ratio        Check
Major Shear    0.333        48.103       0.007       OK
Minor Shear    0.000        121.794      0.000       OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
VMajor          VMajor
Left            Right
Major (V2)     7.336       4.669
  
```

## Anexo 8. Datos dados por el programa SAP 2000 para el Caso 8.

Project \_\_\_\_\_  
Job Number \_\_\_\_\_  
Engineer \_\_\_\_\_

**SAP2000**

AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : Tonf, m, C

Frame : 1      X Mid: 0.000      Combo: DSTL2      Design Type: Beam  
Length: 6.000      Y Mid: 0.000      Shape: W12X35      Frame Type: SMF  
Loc : 3.000      Z Mid: 0.000      Class: Compact      Princpl Rot: 0.000 degrees

Provision: LRFD      Analysis: Limited 1st Order  
D/C Limit=0.950

PhiB=0.900      PhiC=0.900      PhiTY=0.900      PhiTF=0.750  
PhiS=0.900      PhiS-RI=1.000      PhiST=0.900

A=0.007      I33=1.186E-04      r33=0.134      S33=7.473E-04      Av3=0.004  
J=0.000      I22=1.020E-05      r22=0.039      S22=1.224E-04      Av2=0.002  
E=20389019.16      fy=35153.481      Ry=1.100      r33=8.390E-04      Cw=0.000  
RLLF=1.000      Fu=45699.526      z22=1.885E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3.000	0.000	6.762	0.000	0.267	0.000	0.000

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.3b, H1-2, M)  
D/C Ratio: 0.453 = 0.453  
= (Mr33 / (Cb \* Mc33))

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.3b, H1-2, M)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

	Ltb	Kltb	Cb
LTB	1.000	1.000	1.136

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	0.000	44.992	210.240

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1
Major Moment	6.762	14.933	26.545	13.141
Minor Moment	0.000	5.962		

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.267	51.029	0.005	OK
Minor Shear	0.000	83.554	0.000	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	5.681	6.214

G:\Mi unidad\Tesis\Tesis\Caso8\Caso8.sdb 8/4/2019 20:58

