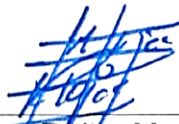
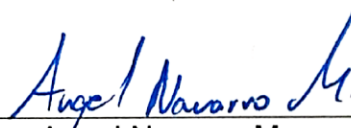


CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

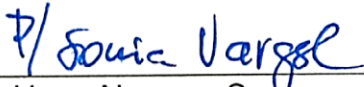
Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Angel Navarro Mora, Ing. Hugo Navarro Serrano, Ing. Giannina Ortiz Quesada, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



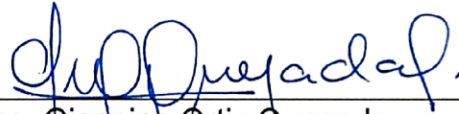
Ing. Gustavo Rojas Moya
Director



Ing. Angel Navarro Mora.
Profesor Guía



Ing. Hugo Navarro Serrano.
Profesor Lector



Ing. Giannina Ortiz Quesada.
Profesora Observador

Comparación entre un diseño realizado mediante un análisis estático y uno dinámico de historia en el tiempo para una estructura de mezanine sometida a vibraciones

Abstract

This work consists of an evaluation of the vibrations in a mezzanine structure designed by a static analysis, using a live load using instead of the real live load exerted by a machine on the structure. A design of the same structure but through a dynamic analysis time-history, using a live load is applied periodically with the real frequency that the machine exerts on the mezzanine. A model is created in the software SAP2000 that describes in a more real way this phenomenon.

The structural design was performed, and fatigue compliance was checked on the elements. The vibration compliance was reviewed for both structures according to the regulations applied.

It was identified as the main limitation for the history-time analysis the obtaining of the function that describes the periodicity and magnitude of the load exerted by the machine on the structure.

The cost of the structure designed by static method is about 200% more than that designed by the dynamic method of time-history.

Key words: vibrations, mezzanine, time-history, structural design.

Resumen

El trabajo realizado corresponde a una evaluación de las vibraciones en una estructura de mezzanine diseñada mediante un análisis estático, donde se utilizó una carga viva mayorada que remplazara la carga viva real que ejercería una máquina sobre la estructura. Se realiza el diseño de la misma estructura, pero mediante un análisis dinámico de historia en el tiempo, donde la carga viva es aplicada de manera periódica con la frecuencia real que ejercería la máquina sobre el mezzanine. De esta manera se crea un modelo en el software SAP2000 que describe de manera más real este fenómeno.

Se realizó el diseño estructural y se revisó el cumplimiento por fatiga de los elementos, y se revisó el cumplimiento de las vibraciones para ambas estructuras de acuerdo con la normativa encontrada.

Se identifica como la principal limitación para el análisis de historia en el tiempo la obtención de la función que describa la periodicidad y magnitud de la carga que ejerce la máquina sobre la estructura.

El costo de la estructura diseñada mediante método estático es de aproximadamente 200% más que la diseñada por el método dinámico de historia en el tiempo.

Palabras clave: vibraciones, mezzanine, historia en el tiempo, diseño estructural.

Comparación entre un diseño realizado mediante un análisis estático y uno dinámico de historia en el tiempo para una estructura de mezanine sometida a vibraciones

BENYAMIN FRANKLIN MONGE RUIZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Noviembre del 2017

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio.....	1
Resumen Ejecutivo.....	2
Introducción	4
Marco Teórico.....	5
Metodología.....	11
Resultados.....	13
Análisis de resultados.....	34
Conclusiones	38
Anexos.....	41
Referencias.....	459

Prefacio

En Costa Rica, el sector industrial ha tenido un crecimiento acelerado desde la aparición de zonas francas, donde se han establecido grandes empresas trasnacionales, ampliándose el sector de manufactura en todo el país. Por esto el sector construcción debe enfrentarse cada día a nuevos retos, adaptándose a las exigencias del mercado según las necesidades de este.

El tema abarcado en este documento está muy relacionado con la industria manufacturera, se ha convertido en algo cada vez más común requerir de métodos de análisis más confiables y que se ajusten más a la realidad de los sistemas constructivos requeridos por los clientes.

Los profesionales de ingeniería responsables de brindar soluciones al sector productivo del país deben estar preparados para evaluar las vibraciones en las estructuras, y diseñar para estas condiciones tomando en cuenta la vida útil de la edificación mediante las diferentes consideraciones de fatiga en los elementos a lo largo del tiempo. Y ser capaces de realizar diseños estructurales que cumplan con los requerimientos asociados a las vibraciones, realizados de manera óptima, donde las estructuras no sean sobre diseñadas sin certeza si en realidad va presentar problemas como agrietamientos o consecuencias que afecten las condiciones de servicio, e incluso resonancia en la edificación, todo esto a un costo justo y responsable hacia el cliente.

No existe en el país normativa que establezca límites claros para la aceptación de vibraciones en una estructura, e incluso la información relacionada es muy limitada.

Este trabajo pretende despertar el interés por el tema y evidenciar la necesidad de una normativa o referencia nacional en la materia, dejando en evidencia las diferencias claras en el método de análisis, de consideraciones de diseño, de costo de la construcción, e incluso el tiempo de construcción.

Finalmente, a Dios, a mi padre y a mi madre, gracias.

Resumen ejecutivo

En este documento se desarrolla una evaluación de las vibraciones en una estructura de mezanine la cual fue diseñada mediante un análisis estático, utilizando una carga viva mayorada en sustitución de la carga viva real que ejercería una máquina a ser colocada sobre la estructura.

Esto es importante ya que comúnmente para este tipo de condiciones de vibraciones en una estructura, se procede a utilizar cargas mayoradas para simplificar el análisis estructural, sin evaluar si estas cargas dinámicas pueden generar problemas como resonancia o vibraciones muy elevadas que signifiquen un problema para el funcionamiento mismo de la máquina o las condiciones de servicio deseadas. En caso contrario sobrediseñando la estructura, lo que implica estructuras con costos de construcción más elevados, lo cual es sumamente negativo en un mercado tan competitivo como el del sector construcción.

Por esto, se realizó el diseño de la misma estructura, pero mediante un análisis dinámico de historia en el tiempo, donde la carga viva es aplicada de manera periódica con la frecuencia real que ejercería la máquina sobre el mezanine, de esta manera se creó un modelo en el software SAP2000 que describiera de manera más real este fenómeno.

Para esto se investigó acerca de las diferentes implicaciones que conlleva diseñar una estructura sometida a vibraciones, donde aparecen conceptos como el factor de amplificación dinámica, resonancia y fatiga en los elementos, siendo este último una consideración indispensable en el diseño de elementos cuyos esfuerzos varían en gran cantidad de ciclos durante su vida útil.

También se investigó sobre las diferentes normativas asociada al control y aceptación de vibraciones en las estructuras civiles, donde se evidencia que no existe en el país normativa que establezca límites claros para la aceptación de vibraciones en una estructura, e incluso la información relacionada es muy limitada.

Se realizó el diseño estructural y se revisó el cumplimiento según estándares por fatiga de los elementos, ya que cuando se presentan más de 20 000 ciclos de carga en la condición de servicio de una estructura es necesario hacerlo, de manera que no presenten problemas de agrietamiento ni ruptura durante la vida útil de los mismos.

Se revisó el cumplimiento de las vibraciones para ambas estructuras de acuerdo con la normativa encontrada, esto mediante el valor de la velocidad en ciertos puntos, expresada en mm/s.

De igual manera, se hizo una comparación económica, mediante la estimación del costo de construcción de ambas estructuras, y el impacto que esto puede tener en el profesional diseñador, en el cliente y en la construcción de la misma, ya que afecta el presupuesto del cliente y el tiempo de construcción en general.

Se calculó que la estructura diseñada con el método estático cuesta más del 200% que la diseñada con un análisis dinámico de vibraciones.

También se identificaron una serie de limitaciones a la hora de realizar un análisis dinámico de historia en el tiempo para este tipo de casos. La principal fue la obtención de la función que describiera la frecuencia y magnitud de la carga que ejerce la máquina sobre la estructura. Por esta razón es que muchas veces los profesionales tienen que recurrir a estimaciones de cargas mayoradas que los llevan a sobre diseñar la estructura, que terminan siendo muy costosas, o en el peor de los casos por falta de conocimiento los profesionales no utilizan estas herramientas para la optimización de sus diseños y análisis estructurales que representen de manera más real el comportamiento de la estructura cuando las cargas de servicio les sean aplicadas.

Se recomendó el uso y aplicación de los análisis dinámicos para obtener diseños más

óptimos y en la mayoría de los casos menos costosos en su etapa constructiva.

Introducción

En el siguiente documento se realiza una evaluación de las vibraciones en una estructura de mezanine diseñada mediante un análisis estático, utilizando una carga viva mayorada que remplazara la carga viva real que ejercería una máquina sobre la estructura, y se realiza el diseño de la misma estructura, pero mediante un análisis dinámico de historia en el tiempo (time-history). En este caso la carga viva es aplicada de manera periódica con la frecuencia real que ejercería la máquina sobre el mezanine, de esta manera se crea un modelo en el software SAP2000 que describe de manera más real este fenómeno.

Se abarcan las diferentes implicaciones que conlleva diseñar una estructura sometida a vibraciones, donde aparecen conceptos como el factor de amplificación dinámica, resonancia y fatiga, siendo este último una consideración indispensable en el diseño de elementos cuyos esfuerzos varían en gran cantidad de ciclos durante su vida útil. Además, se investiga la diferente normativa asociada al control y aceptación de vibraciones en las estructuras civiles.

Una vez identificado y delimitado el problema, se realiza el diseño estructural con los resultados del análisis de historia en el tiempo y se verifica el cumplimiento de las vibraciones en ambas estructuras, la existente y la diseñada en este documento.

Se realiza una comparación en términos económicos, mediante el costo de construcción de ambas estructuras, y el impacto que esto puede tener en el profesional diseñador, en el cliente y en la construcción de la misma.

De ahí la importancia de realizar análisis y diseños estructurales un poco más complejos, ya que comúnmente para este tipo de condiciones de vibraciones en una estructura, se procede a utilizar cargas mayoradas para simplificar el análisis estructural, sin evaluar si estas cargas dinámicas pueden generar

problemas como resonancia o vibraciones muy elevadas que signifiquen un problema para el funcionamiento mismo de la máquina o las condiciones de servicio deseadas, o en caso contrario sobrediseñando la estructura, lo que implica estructuras con costos de construcción más elevados, lo cual es sumamente negativo en un mercado tan competitivo como el del sector construcción.

Objetivo general

Revisar las vibraciones en una estructura diseñada con el método estático, y diseñar la misma mediante un análisis dinámico de historia en el tiempo, y así evaluar el efecto de cada método de análisis en el costo total de la estructura.

Objetivos específicos

- Investigar los efectos de las vibraciones en las estructuras tipo mezanine.
- Crear un modelo 3D de la estructura existente mediante el software SAP2000.
- Realizar un análisis de historia en el tiempo, sustituyendo la carga viva mayorada por las cargas vibratorias.
- Efectuar el diseño de la estructura con los resultados del método dinámico historia en el tiempo.
- Verificar el cumplimiento de las vibraciones en la estructura existente y la diseñada.
- Elaborar un análisis costo-beneficio para determinar si es factible realizar el diseño estructural y construcción mediante un modelo dinámico más complejo.

Marco Teórico

Vibraciones

Una estructura experimenta una vibración forzada cuando existe la aplicación constante de una fuerza externa, como en el caso de las estructuras que soportan máquinas industriales. Para comprender el efecto de las vibraciones en una estructura, es necesario conocer los conceptos más básicos relacionados con ese fenómeno.

Una vibración se entiende como un estado continuo de oscilación, que en el caso de las máquinas por lo general ocurre a períodos constantes, es decir con una frecuencia regular. Por su parte, la frecuencia se entiende como el número de ciclos repetidos en unidades de tiempo, para nuestro interés, esta puede ser del tipo natural o de forzamiento, la frecuencia natural es con la cual un cuerpo vibra naturalmente cuando está sujeto a la aplicación de una fuerza externa, mientras que la de forzamiento es la frecuencia de la fuerza que causa la excitación del sistema.

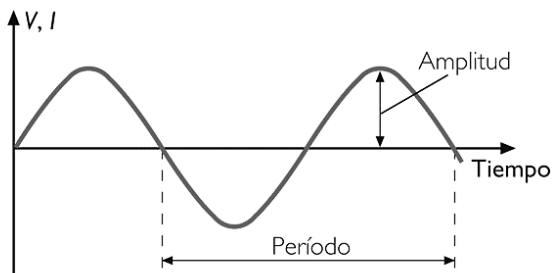


Figura 1. Amplitud y período de una onda
Fuente: (José Roberto Zetina Muñoz, 2011)

En el caso de las máquinas, la frecuencia suele medirse en revoluciones por minuto o Hertz (RPM o Hz), esto indica el número de rotaciones completas durante un minuto de un cuerpo que gira sobre un eje (J.P. Den Hartog, 1956), por lo que en realidad las RPM son una medida de la velocidad angular equivalente a radianes por

segundo. Para convertir de velocidad angular a frecuencia o viceversa, se utiliza la siguiente relación:

$$f[\text{Hz}] = \frac{\omega [\text{rad/s}]}{2\pi [\text{rad}]}$$

O bien

$$\omega = 2\pi * f$$

Excitación Harmónica: Sistema Amortiguado

Para el caso de un sistema amortiguado bajo la influencia de una carga harmónica, la ecuación de movimiento lo describe de la siguiente manera:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F_0 \cos \omega t$$

Mediante trabajo matemático (Paz & Leigh, 2003), la solución de la ecuación anterior es la siguiente:

$$\frac{X}{\delta_{st}} = \frac{1}{[(1 - r^2)^2 + (2\zeta r)^2]^{1/2}}$$
$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{2\zeta r}{1 - r^2} \right)$$

La solución general de la ecuación se reduce a una solución particular que representa la vibración en estado estable, mientras que la parte del movimiento que se reduce por el amortiguamiento se le denomina transitoria, esta tasa de reducción va depender de los parámetros del sistema.

Resonancia

Una edificación puede presentar deterioro, fisuras y deformaciones producto de las vibraciones, sin embargo, el principal problema o riesgo asociado a que una estructura presente vibraciones de manera continua es que la estructura entre en resonancia.

El fenómeno de la resonancia ocurre cuando un sistema interactúa con una fuerza externa cuya frecuencia de vibración coincide con la frecuencia natural del sistema, al coincidir las frecuencias ocurre una amplitud de la onda vibratoria, la cual continuaría incrementándose en el tiempo generando incluso el colapso del sistema.

La razón de frecuencias es la relación entre la frecuencia de forzamiento y la frecuencia natural del sistema, para alejarse del fenómeno de la resonancia, la razón de frecuencias debe alejarse de la unidad. El factor de amplificación dinámica (R_d) es una función de la relación entre la frecuencia de forzamiento (f) y la frecuencia natural del sistema (f_n), y el amortiguamiento del sistema, por lo que se puede escribir en función de las frecuencias de la siguiente manera:

$$R_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{f}{f_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi\left(\frac{f}{f_n}\right)\right]^2}}$$

Amplification Factor

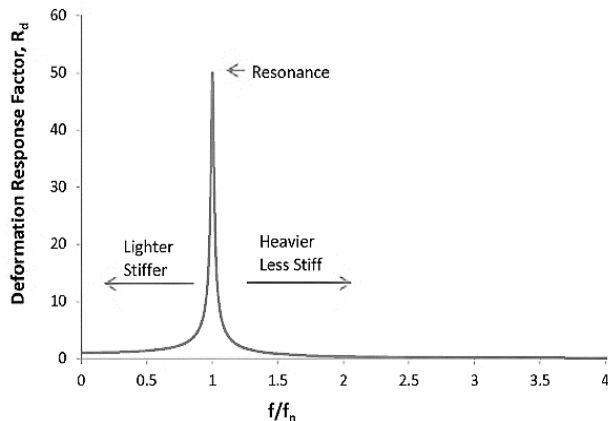


Figura 2. Factor de amplificación dinámica.
Fuente: (Hasanbas, 2013)

La grafica anterior muestra lo descrito anteriormente, donde el factor de amplificación dinámica se aumenta hasta 50 veces cuando la razón de frecuencias es igual a 1. Esto con un amortiguamiento crítico del 1%.

Amortiguamiento

Se refiere a la capacidad del sistema de disipar energía, y es de suma importancia cuando actúan movimientos vibratorios sostenidos de larga duración sobre una estructura. Cuando la frecuencia natural es mayor que la frecuencia de la carga, el amortiguamiento no afecta la respuesta de la estructura, y de manera similar, cuando la frecuencia natural es menor que la frecuencia de la carga no afecta significativamente la amplitud de la respuesta. Se ha determinado que cuando la frecuencia de excitación se encuentra entre 0.5 y 2 veces la frecuencia natural del sistema, la disipación de energía si es importante.

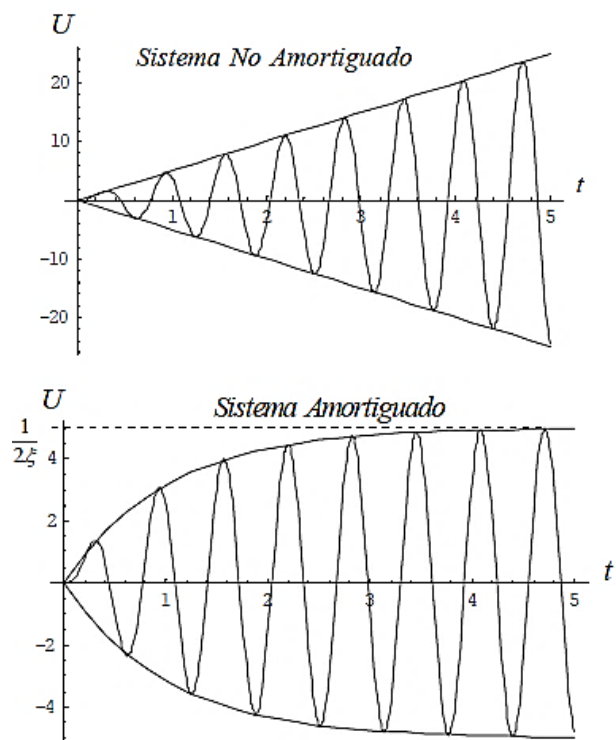


Figura 3. Efecto del Amortiguamiento
Fuente: (José Roberto Zetina Muñoz, 2011)

La Figura anterior muestra como el movimiento (U) del sistema aumenta a lo largo del tiempo, y como el amortiguamiento influye en el comportamiento de este.

Para seleccionar el valor de amortiguamiento crítico, se utilizó la siguiente tabla donde el amortiguamiento del sistema se obtiene sumando el amortiguamiento de los elementos.

Tabla 1. Estimación del amortiguamiento crítico.

Type	Damping (% of critical damping)
Structural damping D_1	
Wood	6%
Concrete	2%
Steel	1%
Composite (Steel-Concrete)	1%
Damping due to furniture D_2	
Traditional office for 1 to 3 persons with separation walls	2%
Paperless office	0%
Open plan office	1%
Library	1%
Residential	1%
Schools	0%
Gymnastic rooms	0%
Damping due to finishes D_3	
Ceiling under the floor	1%
Free floating floor	0%
Swimming screed	1%
Total damping $D = D_1 + D_2 + D_3$	

Fuente: (Feldmann, Heinemeyer, & Volling, 2008)

Criterios de Aceptación

Es necesario definir con criterios cuantitativos el grado de vibraciones tolerables en una estructura, donde por medio de un valor de frecuencia, aceleración, velocidad o desplazamiento, se valore la aceptación o no de estas, tomando en cuenta que se basan en normas generales que funcionan como una guía, ya que la última decisión la tiene el usuario, y es el que determina si la estructura cumple o no con las condiciones de servicio requeridas o deseadas de acuerdo al uso o actividad que se le vaya a dar al mismo.

Estas normas de aceptación pueden dividirse en 3 tipos: estructurales, psicológicos y de producción para su mejor diferenciación y análisis.

Estructurales

Las vibraciones producidas por las cargas de servicio en una estructura pueden generar problemas como deformaciones, desgaste, fatiga, agrietamientos, en elementos estructurales como columnas, muros, vigas, entre otros; de igual manera en elementos no estructurales como paredes, pisos, cielos, e incluso puede generar caída de objetos o daños en los equipos.

Algunas normativas internacionales que establecen criterios de aceptación de vibraciones desde el punto de vista estructural son las siguientes:

Normativa DIN 4150

Norma alemana que data del año 1999, establece límites aceptables a las vibraciones de tal manera que no supongan un efecto negativo en los edificios (ver tabla 2), para el caso de las vibraciones de larga duración la siguiente tabla muestra valores de velocidad en el plano horizontal en el piso más alto y para todas las frecuencias, que de acuerdo con la norma si se cumplen estos valores ningún efecto dinámico producirá daños o afectaciones en las condiciones de servicio del edificio.

Tabla 2. Valores de velocidad horizontal límite de acuerdo con el tipo de estructura.

Line	Type of structure	Guideline values for velocity, v_g , in mm/s, of vibration in horizontal plane of highest floor, at all frequencies
1	Buildings used for commercial purposes, industrial buildings, and buildings of similar design	10
2	Dwellings and buildings of similar design and/or occupancy	5
3	Structures that, because of their particular sensitivity to vibration, cannot be classified under lines 1 and 2 and are of great intrinsic value (e.g. listed buildings under preservation order)	2,5

Fuente: (German Inst. for Standards, 1983)

Normativa SN 640312

Es una norma suiza del año 1978, la cual establece cuatro tipos de construcciones, y establece velocidades pico de las vibraciones de acuerdo con la frecuencia y la fuente de origen de la misma (ver tabla 3 y 4), se distinguen dos

fuentes de origen como lo son maquinaria, equipos y tráfico, como también las producidas por explosiones.

Tabla 3. Clasificación estructural de acuerdo con el tipo de edificación.

structural category	definition
I	reinforced-concrete and steel structures (without plaster) such as industrial buildings, bridges, masts, retaining walls, unburied pipelines; underground structures such as caverns, tunnels, galleries, lined and unlined
II	buildings with concrete floors and basement walls, above-grade walls of concrete, brick or ashlar masonry; ashlar retaining walls, buried pipelines; underground structures such as caverns, tunnels, galleries, with masonry lining
III	buildings with concrete basement floors and walls, above-grade masonry walls, timber joist floors
IV	buildings which are particularly vulnerable or worth protecting

Fuente: (Institution of Swiss Highway Engs, 1978)

Tabla 4. Velocidades máximas de acuerdo con el tipo de fuente y rango de frecuencia.

structural category	source M		source S	
	f [Hz]	v _{max} [mm/s]	f [Hz]	v _{max} [mm/s]
I	10 ÷ 30	12	10 ÷ 60	30
	30 ÷ 60	12 ÷ 18*	60 ÷ 90	30 ÷ 40**
II	10 ÷ 30	8	10 ÷ 60	18
	30 ÷ 60	8 ÷ 12*	60 ÷ 90	18 ÷ 25**
III	10 ÷ 30	5	10 ÷ 60	12
	30 ÷ 60	5 ÷ 8*	60 ÷ 90	12 ÷ 18**
IV	10 ÷ 30	3	10 ÷ 60	8
	30 ÷ 60	3 ÷ 5*	60 ÷ 90	8 ÷ 12**

source M: machinery, traffic, construction works – (*) the lower value applies to 30 Hz, the upper to 60 Hz, with interpolation in between.

source S: blasting operations – (**) the lower value applies to 60 Hz, the upper to 90 Hz, with interpolation in between.

Fuente: (Institution of Swiss Highway Engs, 1978)

Psicológicos

La percepción de las vibraciones por las personas es muy variable, ya que depende de muchos factores como lo son la dirección de la vibración, la actividad que esté realizando la persona, la posición, la edad, sexo, en fin, una serie de variables que son difíciles de controlar, sin embargo, la intensidad de estas depende de

la velocidad, amplitud, frecuencia, duración, entre otras variables físicas cuantificables, por lo que existe normativa que establece estos valores (ver Figura 4 y tabla 5).

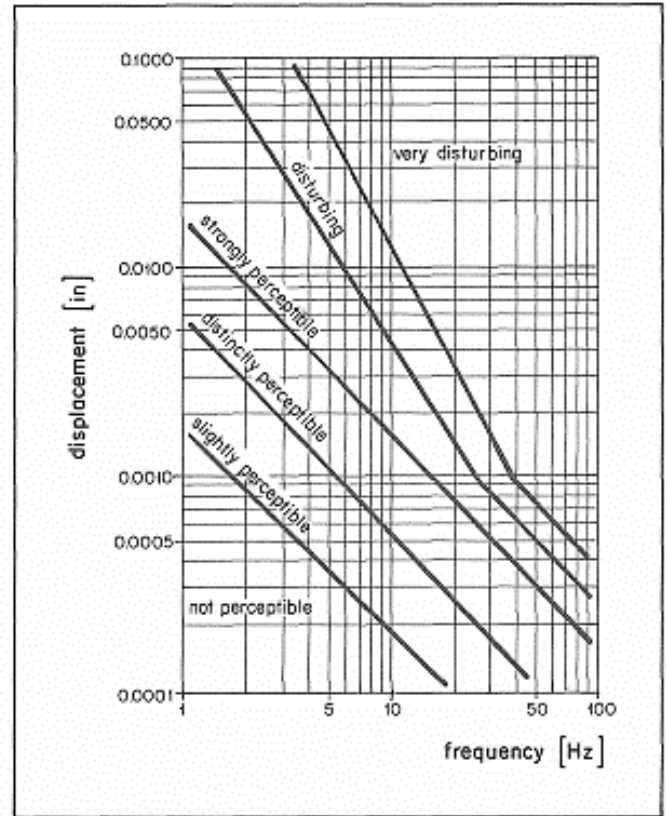


Figura 4. Percepción humana de las vibraciones

Fuente: (Bachmann & Ammann, 1987)

Tabla 5. Criterios de aceptación de las vibraciones desde el punto de vista psicológico.

vibration effects on people	frequencies 1 ÷ 10 Hz	frequencies 10 ÷ 100 Hz
	a _{max} [mm/s ²]	v _{max} [mm/s]
imperceptible	10	0.16
just perceptible	40	0.64
clearly perceptible	125	2.0
annoying	400	6.4
unpleasant, painful if lasting	1000	16.0
harmful	> 1000	> 16.0

Fuente: (Bachmann & Ammann, 1987)

Normativa DIN 4150

Esta normativa también aporta una metodología para la valoración de la percepción de las vibraciones, usando un valor conocido como KB que se obtiene de la siguiente manera y se compara con los valores de la tabla 6.

$$KB = d \frac{0.8f^2}{\sqrt{1+0.032f}}$$

$$d = \frac{v}{2\pi f} = \frac{a}{4\pi^2 f^2}$$

Donde d es la amplitud del desplazamiento en mm y f el valor de la frecuencia de vibración en Hz.

Tabla 6. Valores de KB aceptables según el tipo de construcción.

building zone (actual utilization and development of the estate within radius of vibration emission)	time	acceptable KB intensity	
		continuous or repeatedly	infrequent
purely residential, housing estate, holiday resort	day	0.2 (0.15*)	4
	night	0.15 (0.1*)	0.15
village and small business, town-centres	day	0.3 (0.2*)	8
	night	0.2	0.2
business and trade (incl. offices)	day	0.4	12
	night	0.3	0.3
industrial	day	0.6	12
	night	0.4	0.4
exceptional areas (acc. to residential content)	day	0.1 ÷ 0.6	4 ÷ 12
	night	0.1 ÷ 0.4	0.15 ÷ 0.4

(*) Values in brackets should be complied with if buildings are exited horizontally with a frequency below ~ 5 Hz.

Fuente: (German Inst. for Standards, 1983)

Norma ISO 2631-2

La norma ISO 2631 establece una serie de valores de aceleración para determinar el grado de confort de las personas en la estructura, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 7. Sensación de confort según vibraciones.

Aceleración (m/s ²)	Grado de Confort
< 0,315	Confortable
0,315 a 0,63	Apenas Inconfortable
0,5 a 1,0	Poco Inconfortable
0,8 a 1,6	Inconfortable
1,25 a 2,5	Muy Inconfortable
> 2	Extremadamente Inconfortable

Fuente: (Int. Organization for Standardization, 1997)

Producción

En cuanto a sector industrial y científico, las vibraciones pueden producir problemas en la producción de aparatos tecnológicos, en la calibración de las máquinas, fatiga y deformaciones de partes de la máquina, por lo que se existe normativa de la Organización Internacional para la Estandarización (ISO) que clasifica los equipos y maquinarias en categorías para valorar su sensibilidad a las vibraciones como se muestran en las siguientes tablas 8 y 9.

Tabla 8. Categorías de los aparatos electrónicos y máquinas.

apparatus category	machinery and equipment
I	optical instruments, such as microscopes, interferometer, opti-meter, etc.; mechanical measuring instruments in the micron-range, apparatus for precision scale calibration; finishing of optical lenses; precision cutters; rotor-balancing machines and other heavy precision machinery; machine control stations
II	machinery for grinding of ball bearings, cogwheels, razor blades, etc.; coordinate grinding machines, milling and turning machinery to a precision of some hundredths mm
III	metal-working machinery for turning, cutting, drilling, milling, etc., to usual precision; spinning, weaving and sewing machinery; printing presses, etc.
IV	rotary machines such as blowers, centrifugal separators, electric engines, etc.; stamping machines and presses in light metal-working industry; precision drilling machines; vibratory machines such as vibrators, jarring plates, riddlers, strewing machines, etc.

Fuente: (Int. Organization for Standardization, 1997)

Tabla 9. Criterios de aceptación de acuerdo con la categoría de los aparatos.

apparatus category	sensitivity to harmonic vibrations	frequ. 1 ÷ 10 Hz a_{max} [mm/s ²]	frequ. 10 ÷ 100 Hz v_{max} [mm/s]
I	highly sensitive	6.3	0.1
II	normally sensitive	63	1
III	little sensitive	250	4
IV	insensitive	> 250	> 4

Fuente: (Int. Organization for Standardization, 1997)

Diseño por Fatiga

Cuando existen vibraciones en una estructura, se dan cambios de esfuerzos en los elementos estructurales, los cuales, de acuerdo con la cantidad de los ciclos de carga y la magnitud de los rangos de tensión, van a generar problemas de fatiga en los elementos.

El rango de tensión es la magnitud del cambio del esfuerzo de tensión debido a aplicación de las cargas de servicio, y en el caso de inversión de tensiones, el rango es la sumatoria de las máximas tensiones repetidas de tensión y compresión en el punto donde probablemente inicie el agrietamiento (American Institute of Steel Construction, 2005).

Por otra parte, el umbral de fatiga (F_{th}) se refiere al rango tensión límite donde el agrietamiento o ruptura por fatiga no se presenta, sin importar el número de ciclos de carga. Cuando el rango de tensiones de carga viva es menor que el umbral de fatiga, entonces no se requiere la evaluación por fatiga del elemento.

El Instituto Americano para Construcción en Acero (AISC), también establece que para ciclos de aplicación de carga viva menores a 20 000 no se requiere la evaluación de la resistencia por fatiga.

Como se mencionó, la resistencia a la fatiga depende del número de ciclos de falla (N) y del rango de tensiones (S_r), los cuales están relaciones de manera exponencial de la siguiente manera:

$$N = \frac{C_f}{S_r^n}$$

La Figura 5 muestra las curvas S-N por categorías, las cuales van a depender del tipo de arreglo del elemento y su arreglo de esfuerzos. Fueron establecidas con base una serie de investigaciones por Keating y Fisher en 1986. Donde el ajuste del coeficiente C_f corresponde a una probabilidad de falla de 2.5% en la vida de diseño.

La Tabla A-3.1 de la Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones en Acero está organizada en 8 secciones de condiciones generales para diseño a fatiga, las cuales son:

Sección 1: entrega información y ejemplos para el material de acero en recortes, agujeros, tanto cortados como fabricados

Sección 2: entrega información y ejemplos de varios tipos de uniones sujetadas mecánicamente incluyendo bielas y placas para pasadores.

Sección 3: entrega información relacionada con conexiones soldadas usadas para unir miembros armados, tales como soldaduras longitudinales, agujeros de acceso y refuerzos.

Sección 4: se ocupa solamente de soldaduras de filete que soportan carga longitudinal en empalmes de corte.

Sección 5: entrega información para varios tipos de uniones con soldadura de ranura o de filete que son transversales a la tensión cíclica aplicada.

Sección 6: entrega información sobre una variedad de elementos unidos a las puntas de las alas o planchas del alma con soldadura de ranura, como también elementos similares conectados con soldaduras de filete o de ranura de penetración parcial en la unión.

Sección 7: entrega información sobre varios elementos cortos fijos a miembros estructurales.

Sección 8: agrupa varios detalles misceláneos tales como conectores de corte, corte en la garganta de soldaduras de filete, tapón y ranura, y su impacto en el metal base. Además, especifica la tracción en el área de varios pernos, barras de anclaje con hilo y ganchos.

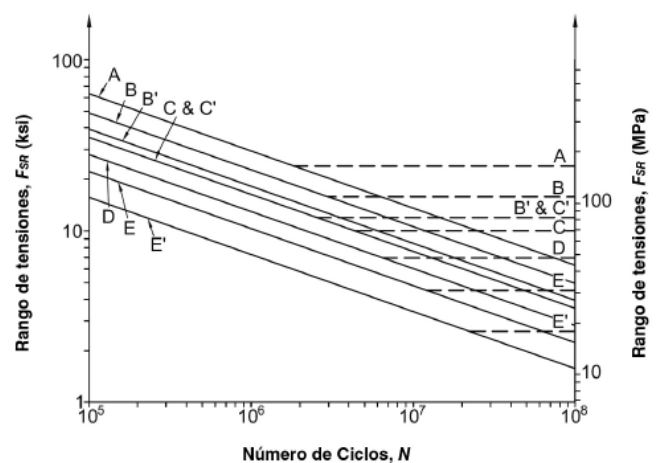


Figura 5. Curvas de resistencia a la fatiga.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2005)

Metodología

Para la elaboración del presente proyecto, se realizaron las siguientes actividades:

Investigación y recopilación de información

Para cumplir con los objetivos establecidos en el presente trabajo, primeramente, se investigo acerca del fenómeno de las vibraciones en las estructurales civiles, mediante consultas con profesionales y bibliográficas en bases de datos y libros, se determinaron los diferentes factores que intervienen en el fenómeno de las vibraciones, como lo son el factor de amplificación dinámica, el amortiguamiento, la resonancia, y la manera en que se entrelazan estos con la ecuación de movimiento, formulada para una carga harmónica en un sistema amortiguado.

De igual manera, se obtuvieron referencias de valores de aceptación de vibraciones en las diferentes edificaciones, mediante normas que establecen valores tolerables de velocidad y/o aceleración para evitar la afectación estructural, psicológica o productiva de los usuarios y máquinas en la estructura afectada.

Se procedió a recolectar toda la información concerniente al mezanine ya construido, el cual fue diseñado mediante un análisis estático, para posteriormente realizar el diseño mediante los resultados de un análisis dinámico de historia en el tiempo para su posterior comparación.

Se obtuvo la distribución requerida por el cliente y las condiciones de servicio, los perfiles estructurales usados en los elementos de vigas, columnas, el detalle de las diferentes conexiones, y del entrepiso en steeldeck con conectores de cortante formando una sección compuesta con las vigas. Del mismo modo, las resistencias específicas para cada material utilizado en la construcción del mezanine.

En cuanto a la máquina que genera las vibraciones, el cliente nos facilitó la información necesaria para la modelación de la carga harmónica en el programa SAP2000, donde por medio de las revoluciones del motor, y la amplitud de la fuerza harmónica, se crea una función sinusoidal que describe los ciclos de carga sobre la estructura de manera periódica durante la condición de servicio.

Se indago con los profesionales a cargo del diseño mediante el análisis estático, la magnitud de la carga viva mayorada utilizada en lugar de la carga viva dinámica real sobre la estructura.

Modelos en SAP200

Se creo el modelo de la estructura en el software SAP2000, se aplicó un análisis dinámico de historia en el tiempo, donde se utilizó y modelo la carga harmónica que genera la máquina sobre la estructura del mezanine.

Se creo un modelo de la estructura construida con la carga viva mayorada, para su posterior verificación del cumplimiento o no de las vibraciones al aplicarle la carga viva dinámica de acuerdo con la normativa recopilada.

Se creo un modelo para el diseño del mezanine con los datos obtenidos del análisis dinámico de historia en el tiempo, así como determinar las vibraciones que presentaría la estructura en la condición de servicio.

Diseño producto del análisis dinámico de historia en el tiempo

Una vez obtenidos los resultados de esfuerzos y fuerzas internas, se diseñaron los diferentes componentes de la estructura de manera tal que se cumpliera con las vibraciones establecidas en las diferentes normativas, y tomando en cuenta la

fatiga que experimentan los elementos para su revisión y diseño por fatiga producto del cambio de esfuerzos constante en la condición de servicio.

Se diseñaron las vigas en sección compuesta, las columnas, las placas base, el entrepiso con el sistema steeldeck, los conectores de cortante, y las conexiones entre viga-viga y viga-columna.

Posteriormente, se procedió a la realización de los dibujos estructurales en el software AutoCAD con el diseño final propuesto del mezanine.

Comparación costo-beneficio

Se estimó el costo que conlleva el diseño y construcción de la estructura obtenida mediante el análisis estático con una carga viva mayorada, y el costo del diseño y construcción de la estructura obtenida mediante el análisis dinámico.

Se comparan ambos métodos mediante la identificación de ventajas y desventajas asociados a estos.

Resultados

A continuación, se muestran los resultados obtenidos mediante la aplicación de la metodología anteriormente expuesta para el cumplimiento de los objetivos establecidos en el presente documento.

Estructura existente

Primeramente, se obtuvieron y actualizaron los planos as-built de la estructura, que muestran la distribución requerida por el cliente y las condiciones de servicio, los elementos estructurales utilizados, las conexiones de los elementos de acero, el detalle del entrepiso en steeldeck, las cimentaciones y placas utilizadas en la estructura, así como las resistencias especificadas para cada material utilizado en la construcción del mezanine.

En la Figura 7 se muestra la vista en planta del mezanine, como se observa es de 10x16 metros, con vigas secundarias (V-1) cada 2 metros.

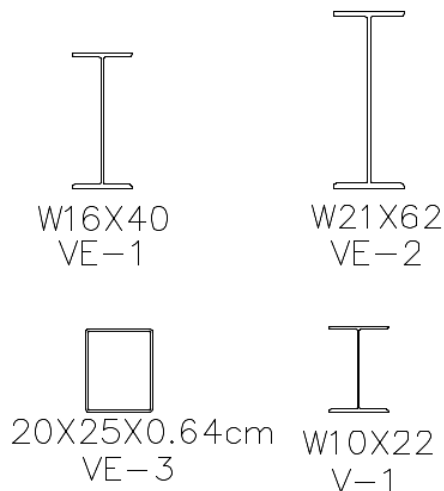


Figura 6. Detalles de las vigas utilizadas
Fuente: Planos as-built

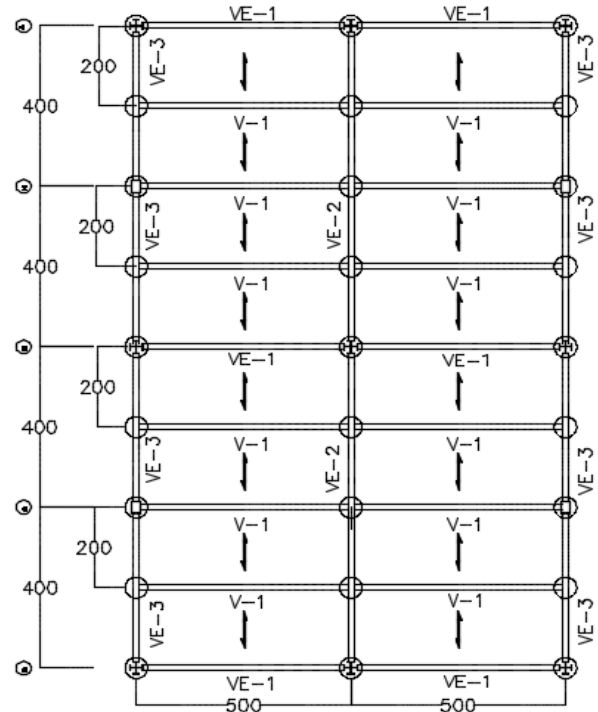


Figura 7. Planta del mezanine construido.
Fuente: Planos as-built

La Figura 6, muestra las secciones de vigas utilizadas en la construcción del mezanine, mientras que la Figura 8 muestra el detalle del sistema de entrepiso utilizado, consisten en steeldeck o losacero calibre 22, con concreto con resistencia a la compresión de 210 kg/cm².

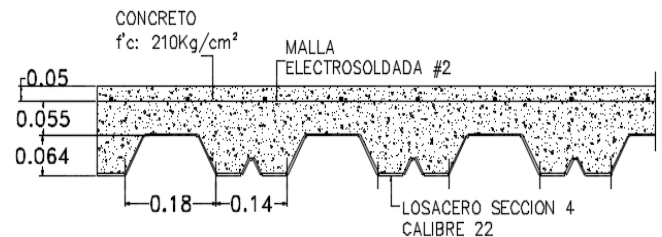


Figura 8. Detalle del entrepiso
Fuente: Planos as-built

En cuanto a los apoyos, la columna central se encuentra sobre una zapata de cimentación 2.15x2.15 metros (PA-2), y las columnas del nivel superior e inferior sobre el eje central en una zapata de 1.5x1.5 metros (PA-1), mientras que las demás columnas están apoyadas sobre la losa de la nave industrial mediante placas de acero, tal y como se muestra en la Figura a continuación.

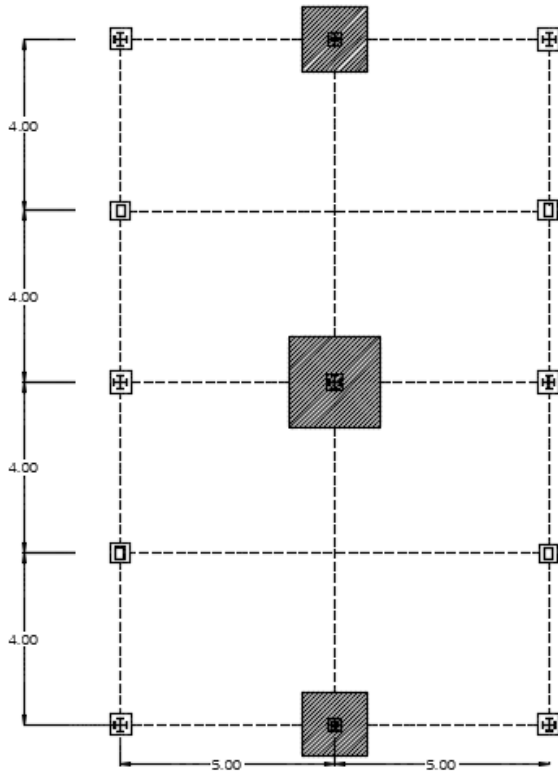


Figura 9. Planta de cimentaciones
Fuente: Planos as-built

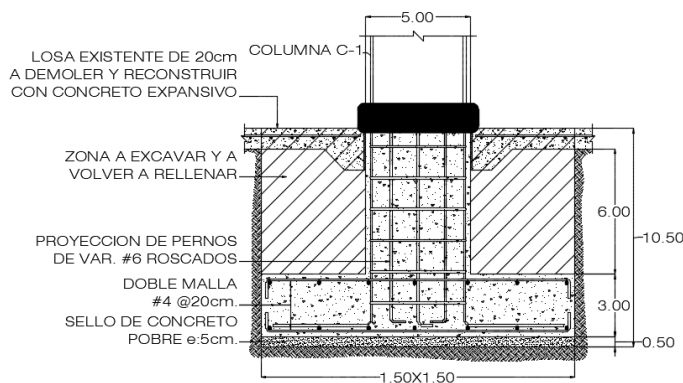


Figura 10. Detalle de zapata PA-1
Fuente: Planos as-built

Como se muestra en la Figura 10 y 11, el detalle de las zapatas de cimentación, donde la losa existente de la nave industrial fue perforada y demolida en una sección para construir las cimentaciones resultantes del diseño realizado mediante el análisis dinámico.

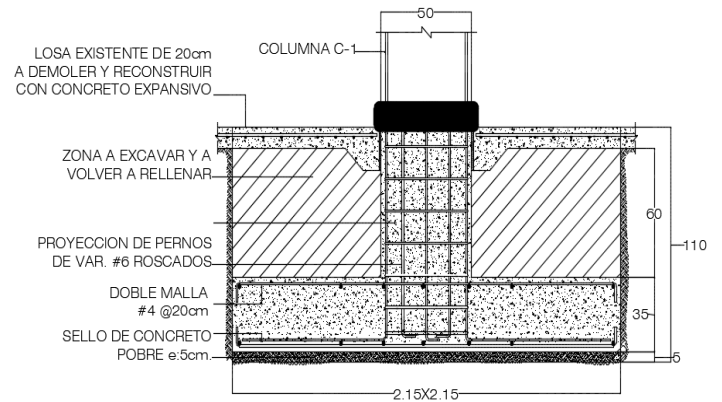


Figura 11. Detalle de zapata PA-2
Fuente: Planos as-built

El detalle de las secciones de acero utilizadas como columnas se muestra en la Figura a continuación, donde la altura del piso inferior al piso del mezanine es de 3.8 metros.

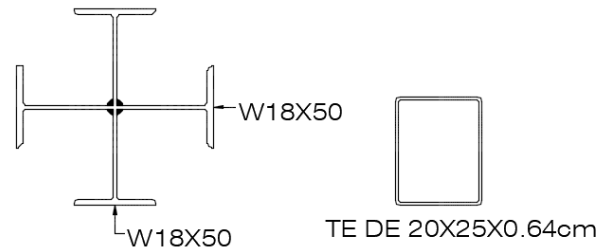


Figura 12. Secciones usadas como columnas
Fuente: Planos as-built

Consideraciones de diseño

La estructura existente fue diseñada utilizando una carga viva mayorada en sustitución de la carga dinámica real sobre el mezanine. Por lo que el diseñador considero el uso de una carga viva de 1000 kg/m².

Se procedió a crear el modelo en el software SAP2000 de la estructura construida, para evaluar posteriormente el cumplimiento o no de las vibraciones en la estructura, introduciendo la carga periódica en el modelo y cuyos

resultados se presentan más adelante en este documento.

Modelo dinámico

Respetando la distribución inicial del proyecto expuesta en las Figuras anteriores, se procedió a realizar un modelo estructural en 3D en el software SAP2000, cuyas consideraciones se detallan a continuación.



Figura 13. Modelo en 3D
Fuente: CSI, SAP2000

Cargas y combinaciones

Para las cargas muertas, se consideró el peso de la losacero o steeldeck, las cargas utilitarias y el peso de la losa de concreto.

Cuadro 1. Valores de carga muerta.

Cargas Muertas		
Misceláneos	50	kg/m ²
Losacero	6	kg/m ²
Losa Concreto	360	kg/m ²

Cabe destacar que esta carga muerta producto de la losa de concreto se utilizó para las estimaciones iniciales, posteriormente fue actualizada en el modelo en SAP2000 de acuerdo con el diseño de la misma.

Para la carga viva distribuida se utilizó un valor de 200 kg/m², esto porque en el mezanine va existir un pequeño flujo de personas encargadas de darle mantenimiento a la máquina y abastecerla de materia prima, la cual es ligera. En cuanto a la carga periódica que ejerce la máquina, se nos indicó por parte del cliente que esta actúa a 600 ciclos por minuto, e imprime una fuerza de 125 kg sobre cada punto de apoyo de la máquina en la estructura, cuya distribución se muestra en la siguiente Figura:

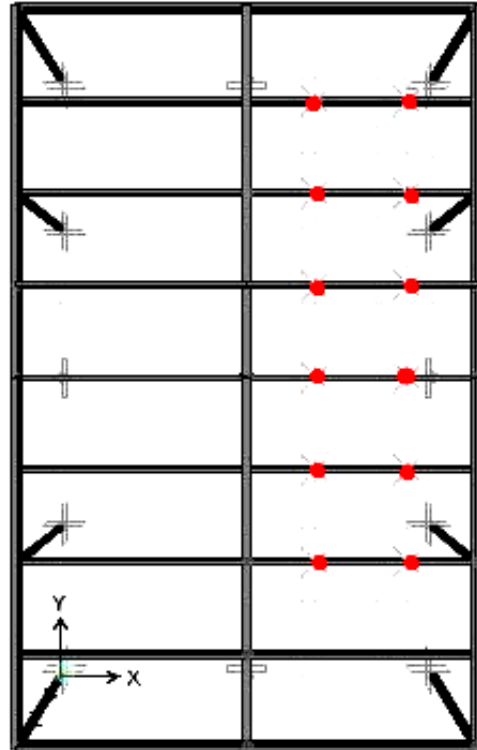


Figura 14. Ubicación apoyos de la máquina, vista en planta
Fuente: CSI, SAP2000

De esta manera, la ecuación que describe la fuerza periódica en los puntos señalados y la cual se carga en el software SAP2000 para realizar el análisis dinámico de historia en el tiempo queda de la siguiente manera:

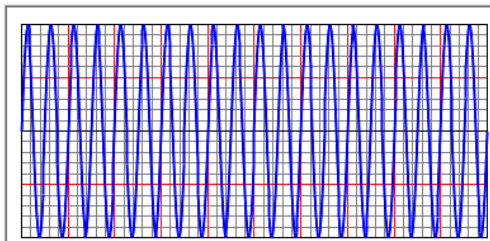
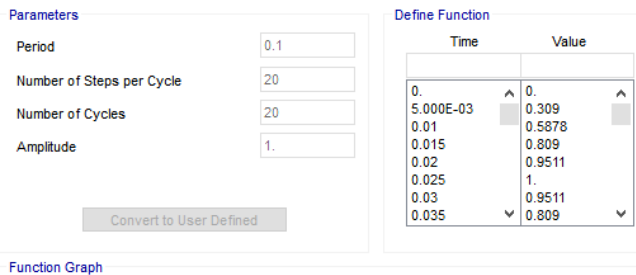


Figura 15. Función de la fuerza que ejerce la máquina
Fuente: CSI, SAP2000

Como se observa en la Figura 15, el periodo de la función es de 0.1 segundos, ya que el número de ciclos como se menciona es de 600 por minuto, lo que es igual a decir que vibra a una frecuencia de 10 Hz.

En cuanto a las combinaciones de carga utilizadas, la principal por las condiciones de servicio es la combinación 6-2 del Código Sísmico de Costa Rica, la cual es:

$$CU = 1.2 CP + 1.6 f_r CT + 1.6 CE$$

Donde no hay carga de empuje, y el valor de f_r es igual a cero de acuerdo con la sección 6.3 del Código Sísmico de Costa Rica.

Diseño estructural

Este apartado se basa en los cálculos y consideraciones realizadas para el diseño de la estructura de acuerdo con los resultados obtenidos en el modelo dinámico de historia en el tiempo.

Vigas compuestas

Por los resultados de esfuerzos obtenidos y la distribución de la estructura, las vigas se dividen

en 3 grupos, las vigas principales, vigas secundarias y vigas perimetrales.

Vigas secundarias

La viga secundaria con mayor esfuerzo se encuentra bajo la influencia de la carga periódica y los valores de cortante y momento en la condición de servicio son los siguientes:

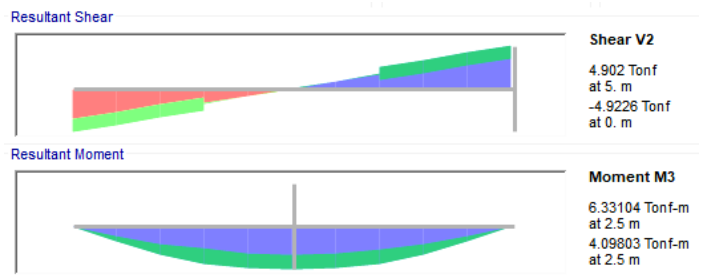


Figura 16. Cortante y momento viga secundaria
Fuente: CSI, SAP2000

Con un cortante de aproximadamente 5 ton y un momento máximo de 6,5 ton-m. A continuación, se muestran los cálculos realizados para el diseño por sección compuesta de la viga.

Propiedades del Acero	
Es (kg/cm ²)	2039000
fy (kg/cm ²)	3515
Propiedades del Concreto	
hc (cm)	8
be (cm)	125
f'c (kg/cm ²)	210
Ec (kg/cm ²)	202879

W10x12			
d (cm)	25.07	A(cm ²)	22.84
tw(cm)	0.48	bf/2tf	9.43
bf(cm)	10.06	d/tw	51.95
tf(cm)	0.53	Ixx (cm ⁴)	2239.33
Sxx (cm ³)	178.62	rx (cm)	9.91

h (cm)	25.0698
tw (cm)	0.4826
h/tw	51.95
$3.76\sqrt{E_s/f_y}$	91
Alma no esbelta	

Determinar Tensión y Compresión	
T (kg)	80278
C (kg)	178500
Cálculo Eje Neutro	
a (cm)	10.00
El PNA está en la viga de acero	

C (kg)	197359
T (kg)	61419
El PNA estará en el patín	

Cálculos con PNA en el patín	
Af (cm ²)	5
ybarra	-1
Fviga	80278
FConcreto	178500
Fpatín	-98222
Cálculo del momento nominal	
Mpn (kg*cm)	1652057
Mpn(Ton*m)	16.52
Mu diseño (ton*m)	14.87
Mu req (Ton*m)	6.5

La sección cumple

Cálculo del Cortante	
Ac (cm ²)	1000
Cv	1
Vu (kg)	107100
Vu req (kg)	5000

La sección cumple

Conectores de Cortante	
Largo (cm)	5.1
Diámetro (cm)	1.27
Asa (cm ²)	1.27
f'c (kg/cm ²)	200
Ec (kg/cm ²)	113137.085
Asa (cm ²)	1.27
Fu (kg/cm ²)	4227
Rg	1
Rp	0.75

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

$$0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} = 3021 \text{ kg}$$

Cumple

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 4026 \text{ kg}$$

C (kg)	197359
T (kg)	61419
Usar el menor	

F (kg)	61419
Qn (kg)	3021
# de conectores	20

Colocar cada = 19 cm

Dmáximo (cm)	1.33
Lmínimo(cm)	5.08
Espaciamiento permitido	
Smín (cm)	5.08
Smín (cm)	7.62

Revisión por Fatiga

Mmax (kg-cm)	632697
Mmin (kg-cm)	406758
Dist Eje neutro (cm)	16
Inercia (cm ⁴)	2239.32507
Esf Tmax (kg/cm ²)	4520.63
Esf Tmin (kg/cm ²)	2906.29
Dif Esfuerzos (kg/cm ²)	1614.3
Fth (kg/cm ²)	1686

La diferencia es menor al Fth, por lo cual cumple con la fatiga.

Vigas Perimetrales

La viga perimetral con mayor esfuerzo se encuentra bajo la influencia de la carga periódica y los valores de cortante y momento en la condición de servicio son los siguientes:

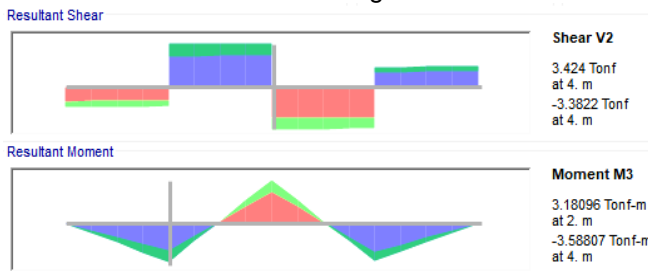


Figura 17. Cortante y momento en viga perimetral
Fuente: CSI, SAP2000

Posee un cortante máximo de aproximadamente 3.5 ton y un momento de 3.6 ton-m.

Propiedades del Acero	
Es (kg/cm ²)	2039000
fy (kg/cm ²)	3515
Propiedades del Concreto	
hc (cm)	14
be (cm)	30
f'c (kg/cm ²)	210
Ec (kg/cm ²)	202879

W10x22			
d (cm)	25.91	A(cm ²)	41.87
tw(cm)	0.61	bf/2tf	7.99
bf(cm) t2	14.61	d/tw	42.50
tf(cm)	0.91	Ixx (cm ⁴)	4911.53
Sxx (cm ³)	380.18	rx (cm)	10.85

h (cm)	25.908
tw (cm)	0.6096
h/tw	42.50
$3.76\sqrt{Es/fy}$	91
Alma no esbelta	

Determinar Tensión y Compresión	
T (kg)	147176
C (kg)	74970
Cálculo Eje Neutro	
a (cm)	27.48
El PNA está en la viga de acero	

C (kg)	121912
T (kg)	100234
El PNA estará en el patín	
Cálculos con PNA en el patín	
Af (cm ²)	13
ybarra	1
Fviga	147176
FConcreto	74970
Fpatín	72206

Cálculo del momento nominal	
Mpn (kg*cm)	2405920
Mpn(Ton*m)	24.06
Mu diseño (ton*m)	21.65
Mu req (Ton*m)	3.6

La sección cumple

Cálculo del Cortante	
Ac (cm ²)	420
Cv	1
Vu (kg)	44982
Vu req (kg)	3500

La sección cumple

Conectores de Cortante	
Largo (cm)	5.08
Diámetro (cm)	1.27
Asa (cm ²)	1.27
f'c (kg/cm ²)	200
Ec (kg/cm ²)	113137.085
Asa (cm ²)	1.27
Fu (kg/cm ²)	4227
Rg	1
Rp	0.75

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_cE_c} \leq R_gR_pA_{sa}F_u$$

$$0.5A_{sa}\sqrt{f'_cE_c} = 3021 \text{ kg}$$

Cumple

$$R_gR_pA_{sa}F_u = 4026 \text{ kg}$$

C (kg)	121912
T (kg)	100234
Usar el menor	
F (kg)	100234
Qn (kg)	3021
# de conectores	33

Colocar cada = **24** cm

Revisión por Fatiga	
Mmax (kg-cm)	310844
Mmin (kg-cm)	217192
Dist Eje neutro (cm)	16
Inercia (cm ⁴)	21561
Esf Tmax (kg/cm ²)	230.67
Esf Tmin (kg/cm ²)	161.18
Dif Esfuerzos (kg/cm ²)	69.5
Fth (kg/cm ²)	1686

La diferencia es menor al Fth, por lo cual cumple con la fatiga.

Vigas Principales

La viga principal con mayor esfuerzo se encuentra bajo la influencia de la carga periódica y los valores de cortante y momento en la condición de servicio son los siguientes:

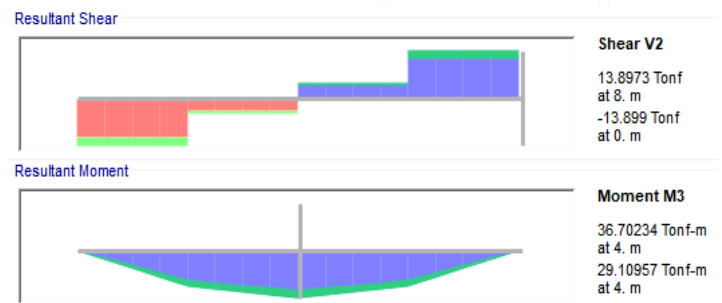


Figura 18. Cortante y momento viga principal
Fuente: CSI, SAP2000

Posee un cortante máximo de aproximadamente 13.9 ton y un momento de 36.8 ton-m.

Propiedades del Acero	
Es (kg/cm ²)	2039000
fy (kg/cm ²)	3515
Propiedades del Concreto	
hc (cm)	14
be (cm)	125
f'c (kg/cm ²)	210
Ec (kg/cm ²)	202879

W16x40			
d (cm)	40.64	A(cm ²)	76.13
tw(cm)	0.77	bf/2tf	6.93
bf(cm) t2	17.78	d/tw	52.46
tf(cm)	1.28	Ixx (cm ⁴)	21560.79
Sxx (cm ³)	1060.24	rxx (cm)	16.84

h (cm)	40.64
tw (cm)	0.7747
h/tw	52.46
$3.76\sqrt{Es/fy}$	91
Alma no esbelta	

Determinar Tensión y Compresión	
T (kg)	267593
C (kg)	312375
Calculo Eje Neutro	
a (cm)	11.99
El PNA recae en la losa	

Cálculo del momento nominal	
Mpn (kg*cm)	7579176
Mpn(Ton*m)	75.79
Mu diseño (ton*m)	68.21
Mu req (ton*m)	37
La sección cumple	

Calculo del Cortante	
As (cm ²)	76
Cv	1
Vu (kg)	160556
Vu req (kg)	13900
La sección cumple	

Conectores de Cortante	
Largo (cm)	5.08
Diámetro (cm)	1.27
Asa (cm ²)	1.27
f'c (kg/cm ²)	210
Ec (kg/cm ²)	113137.085
Asa (cm ²)	1.27
Fu (kg/cm ²)	4227
Rg	1
Rp	0.75

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_cE_c} \leq R_gR_pA_{sa}F_u$$

$$0.5A_{sa}\sqrt{f'_cE_c} = 3021 \text{ kg}$$

Cumple

$$R_gR_pA_{sa}F_u = 4026 \text{ kg}$$

C (kg)	312375
T (kg)	267593
Usar el menor	
F (kg)	267593
Qn (kg)	3095
Número de conectores	86

Colocar cada = 9 cm

Revisión por Fatiga	
Mmax (kg-cm)	3670234
Mmin (kg-cm)	2910956
Dist Eje neutro (cm)	41
Inercia (cm ⁴)	21561
Esf Tmax (kg/cm ²)	7136.24
Esf Tmin (kg/cm ²)	5686.19
Dif Esfuerzos (kg/cm ²)	1443.8
Fth (kg/cm ²)	1686

La diferencia es menor al Fth, por lo cual cumple con la fatiga.

Columnas

Por la distribución de la estructura y los esfuerzos en los elementos, se establecen 2 tipos de columnas, la columna principal que es la central en la vista en planta y las columnas secundarias, las cuales todas son perimetrales.

Columna principal

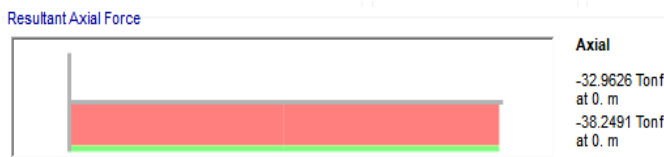
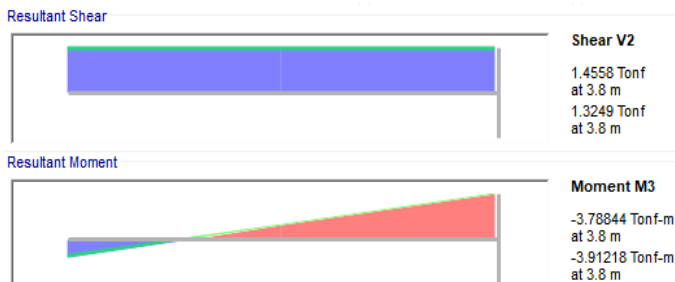


Figura 19. Fuerza axial, cortante y momento viga principal
Fuente: CSI, SAP2000



Pu =	38.40	ton
Longitud =	3.8	m
K de tabla 5.1 =	1.2	ad
Pu =	84.66	klb
KL =	15.0	pies

$$\text{Suponemos } \frac{KL}{r} = 50$$

Usando $F_y = \text{acero de } 50 \text{ klb/plg}^2$

$\phi_c F_{cr}$ de la Tabla 4-22 del AISC = 37.5 klb/plg²

Areq =	2.26	in ²
Sección =	w10x30	
A =	8.84	in ²
rx =	4.38	in
ry =	1.37	in
KL/r	131.04	
De la tabla 4-22 del AISC		
$\phi F_{cr} =$	13	klb/in ²
$\phi P_n =$	114.92	klb
$\phi P_n =$	52.13	ton
Relacion =	0.74	
La sección cumple		

Revisión por flexión

Pu =	38.40	ton
Mu =	3.7	ton-m
Longitud =	3.8	m
K de tabla 5.1 =	1.2	ad
Pu =	84.66	klb
Mu =	4.20	klb-pie
KL =	15.0	pies

De la tabla 6.1 AISC extraer:		
Sección =	w10x30	
p =	8.65	x10-3
bx =	9.85	x10-3
by =	6.42	x10-3

$$pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} = 0.89$$

La Sección es Satisfactoria

Diseño de Placa PL-1

DATOS		
Carga Ultima (Pu)	48380	Kg
Momento Ultimo (Mu)	58000	Kg-cm
Fy Acero (Placa Base)	3600	Kg/cm ²
Resistencia del Concreto (fc)	105	Kg/cm ²

N=	40.00	cm
B=	40.00	cm
A1=	1600	cm ²
A2/A1=	2	

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD		
e	1.20	cm

TENSION DE DISEÑO MAXIMA A FLEXION (Fp)		
Fp=	116.0	kg/cm ²
Fpa=	107.1	kg/cm ²

TENSION EN LOS EXTREMOS DE LA PLACA		
f1=	26.431	kg/cm ²
f2=	35.675	kg/cm ²
A=	40.0	cm

f max=	35.7	kg/cm ²
fmin=	26.4	kg/cm ²

SECCION CRITICA		
m	6.67	cm

Tensión en el extremo de la sección crítica		
Ft	34.13	Kg/cm ²
MOMENTO EN LA SECCION CRITICA		
Mplu	780.98	kg-cm

ESPESOR FINAL DE PLACA BASE		
tp=	1.20	cm

Uso PL 1.27 x 40 x 40 cm

Capacidad por Aplastamiento Losa Concreto

Capacidad =	185640	kg
Capacidad =	185640	kg
Uso el menor =	185640	kg

Cumple

Cortante Resistido Por diafragma de acero

Vu =	1500	kg
Vn =	6720	kg

No es necesario el uso de diafragma.

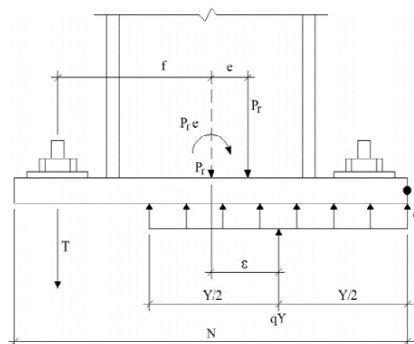


Figura 20. Diagrama de fuerzas en la placa
Fuente: (Csernak, 2013)

Columnas Secundarias

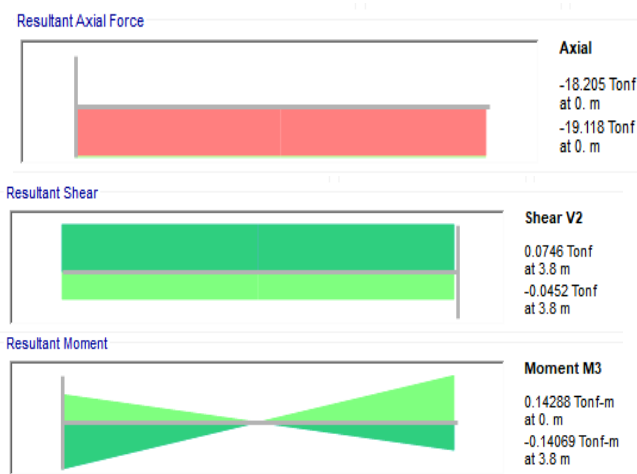


Figura 21. Fuerza axial, cortante y momento en columna
Fuente: CSI, SAP2000

Pu =	18.21	ton
Longitud =	3.8	m
K de tabla 5.1 =	1.2	ad
Pu =	42.33	klb
KL =	15.0	pies

Suponemos $\frac{KL}{r} = 50$

Usando F_y = acero de 50 klb/plg²

$\phi_c F_{cr}$ de la Tabla 4-22 del AISC = 37.5 klb/plg²

Areq =	1.13	in ²
Sección =	HSS 5x4x3/16	
A =	2.93	in ²
rx =	1.9	in
ry =	1.6	in
KL/r	112.20	

De la tabla 4-22 del AISC		
$\phi F_{cr} =$	17.1	klb/in ²
$\phi P_n =$	50.10	klb
$\phi P_n =$	22.73	ton
Relación =	0.84	

La sección cumple

Diseño de Placa PL-2

DATOS		
Carga Ultima (Pu)	19200	Kg
Momento Ultimo (Mu)	15000	Kg-cm
Fy Acero (Placa Base)	3600	Kg/cm ²
Resistencia del Concreto (fc)	105	Kg/cm ²

ÁREA DE LA PLACA BASE (PARCIAL)		
N=	30.00	cm
B=	30.00	cm
A1=	900	cm ²
A2/A1=		2

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD		
e	0.78	cm

TENSION DE DISEÑO MAXIMA A FLEXION (Fp)		
Fp=	116.0	kg/cm ²
Fpa=	107.1	kg/cm ²

TENSION EN LOS EXTREMOS DE LA PLACA		
f1=	18.000	kg/cm ²
f2=	24.667	kg/cm ²
A=	30.0	cm

f max=	24.7	kg/cm ²
fmin=	18.0	kg/cm ²

SECCION CRITICA		
m	8.65	cm

Tensión en el extremo de la sección crítica		
Ft	22.74	Kg/cm ²

MOMENTO EN LA SECCION CRITICA		
Mplu	898.84	kg-cm

ESPESOR FINAL DE PLACA BASE		
tp=	1.24	cm

Uso PL 1.27 x 30 x 30 cm

Losa compuesta

Tipo de steeldeck =	3"x12"	
Calibre Steeldeck =	22	
Resistencia Steeldeck, Fyd =	36.0	ksi
Sobrecapa, t(top) =	0.0000	in.
Espesor total, h =	6.0000	in.
Peso del concreto, wc =	150	pcf
Resistencia Concreto, f'c =	1.5	ksi
Longitud libre, L =	6.5600	ft.
Condición apoyo =	2-Span	
Refuerzo Mom Neg, Asn =	0.170	in. ² /ft.
Dist a refuerzo long, d1 =	1.0000	in.
Promedio de refuerzo, Ast =	0.180	in. ² /ft.
Dist refuerzo trans, d2 =	1.0000	in.
Resistencia refuerzo, fy =	36.0	ksi
Carga viva uniforme, w(LL) =	70	psf
Carga concentrada, P =	1.000	kips
Ancho carga conc, b2 =	4.5000	in.
Largo carga conc, b3 =	4.5000	in.

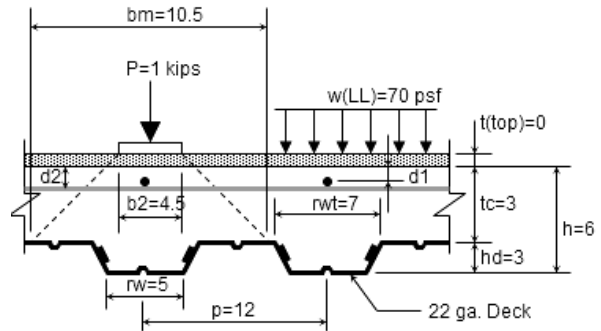


Figura 22. Dimensiones losa compuesta
Fuente: AutoCAD

Datos y propiedades:		
hd =	3.000	in.
p =	12.000	in.
rw =	5.000	in.
rw(avg) =	6.000	in.
td =	0.0295	in.
Asd =	0.505	in. ²
ld =	0.797	in. ⁴
yd =	1.500	in.
Sp =	0.454	in. ³
Sn =	0.500	in. ³
tc =	3.000	in.
Wd =	1.70	psf
Wc =	56.25	psf
w(DL) =	57.95	psf

Resistencia de la cubierta cargas de construcción:

P =	0.150	kips
W2 =	20.00	psf
Fb(allow) =	34.20	ksi
+Mu =	0.66	ft-kips/ft.
or: +Mu =	0.36	ft-kips/ft.
+fbu =	17.44	ksi
-Mu =	0.38	ft-kips/ft.
or: -Mu =	0.65	ft-kips/ft.
-fbu =	15.50	ksi
+fbu <= O.K.	0.510	
-fbu <= O.K.	0.453	

Cortante en la cubierta cargas de const:

fVd =	2.22	kips
Vu =	0.492	kips
Vu <= O.K.	0.222	

Mom positivo del eje fuerte para carga viva dist:

+fMno =	3.78	ft-kips/ft.
+Mu =	0.75	ft-kips/ft.
+Mu <= O.K.		0.198

Mom negativo eje fuerte para carga viva dist:

-fMno =	2.11	ft-kips/ft.
-Mu =	1.08	ft-kips/ft.
-Mu <= O.K.		0.510

Cortante viga por carga viva uniforme:

fVd =	2.22	kips
Ac =	42.00	in.^2
fVc =	2.77	kips
fVnt =	4.99	kips
Vu =	0.74	kips
Vu <= O.K.		0.149

Mom positivo eje fuerte para carga concentrada:

x =	39.36	in.
bm =	10.50	in.
be =	36.74	in.
n =	12	
a =	1.686	in.
Z =	2.814	in.
Icr =	6.39	in.^4
Scr =	1.48	in.^3
+fMno =	3.78	ft-kips/ft.
+Mu =	0.98	ft-kips/ft.
+Mu <= O.K.		0.260

Mom negativo eje fuerte para carga concentrada:

x =	39.36	in.
bm =	10.50	in.
be =	36.74	in.
b =	6.00	in.
a =	0.800	in.
-fMno =	2.11	ft-kips/ft.
-Mu =	0.78	ft-kips/ft.
-Mu <= O.K.		0.369

Cortante viga por carga concentrada:

x =	6.00	in.
bm =	10.50	in.
be =	16.04	in.
fVd =	2.22	kips
Ac =	42.00	in.^2
fVc =	2.77	kips
fVnt =	64.99	kips
Vu =	1.48	kips
Vu <= O.K.		0.297

Punzonamiento para carga concentrada:

bo =	30.00	in.
fVc =	5.93	kips
Vu =	1.70	kips
Vu <= O.K.		0.287

Momento eje débil para carga concentrada:

A'c =	36.00	in.^2
Ast(min) =	0.027	in.^2/ft.
x =	39.36	in.
bm =	10.50	in.
be =	36.74	in.
w =	43.86	in.
a =	0.424	in.
fMnw =	0.36	ft-kips/ft.
Muw =	0.09	ft-kips/ft.
Ast >= Ast(min), O.K.		0.150
Muw <= O.K.		0.247

Conexiones

Conexión tipo U-1, U-2, U-4

tw	w10x12	0.19	in
tw	w16x40	0.305	in
Carga =		5.2	ton
Carga =		11.5	klb

Tornillos A325 SC Tonillo de 1/2 pulg

$$s \geq 3d_b, L_e \geq 1.5d_b$$

Asumo:

$$\phi R_n \text{ (por aplastamiento)} = \phi (2.4F_u)d_b t$$

$$\phi R_n = 11.1 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\phi R_n \text{ (cor tante doble)} = \phi (0.50F_u^b)mA_b$$

$$= 17.64 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\phi R_n = 11.1 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\# \text{ Tornillos} = 1.0 \quad \text{uso} = 2$$

Usando espaciamento de 5 cm, con distancia al borde de 3 cm

Revisión por bloque de Cortante

$$A_{gv} = \text{área por fluencia en cortante} = 0.57 \quad \text{in}^2$$

$$A_{nv} = \text{área por fractura en cortante} = 0.50 \quad \text{in}^2$$

$$A_{gt} = \text{área por fluencia en tensión} = 0.38 \quad \text{in}^2$$

$$A_{nt} = \text{área por fractura en tensión} = 0.30 \quad \text{in}^2$$

$$(F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv})$$

$$19.3 < 19.5$$

Entonces se usa la formula J4-3b

$$T_n = 0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}$$

Tn =	38.5	klb
Pu =	29	klb

Conexión al alma de la viga:

$$\phi R_n \text{ (por aplastamiento)} = \phi (2.4F_u)d_b t$$

$$\phi R_n = 17.8 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\phi R_n \text{ (cor tante doble)} = \phi (0.50F_u^b)mA_b$$

$$= 17.64 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\phi R_n = 17.6 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\text{Cada tornillo soporta} = 2.9 \quad \text{klb}$$

Espesor de los ángulos:

$$t > 0.07$$

Uso t = 1/4 plg

Espaciamento tornillos:

L =	0.75	in
s =	1.5	in
uso L =	3	cm
uso s =	5	cm

Revisión por Fatiga:

Esfuerzo min=	961	kg/cm ²
Esfuerzo max=	1612	kg/cm ²
Diferencia=	651	kg/cm ²
Fth =	1125	kg/cm ²

La diferencia es menor al Fth, por lo cual cumple con la fatiga.

Conexión tipo U-3

tw w16X40	0.305	in
tw W10x30	0.3	in
Carga =	14	ton
Carga =	30.9	klb

Tornillos A325 SC Tonillo de 1/2 pulg

$$s \geq 3d_b, L_e \geq 1.5d_b$$

Asumo:

$$\phi R_n \text{ (por aplastamiento)} = \phi (2.4F_u)d_b t$$

$$\phi R_n = 17.8 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\phi R_n \text{ (cor tante doble)} = \phi(0.50F_u^b)mA_b$$

$$= 17.64 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\phi R_n = 17.6 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\# \text{ Tornillos} = 2.01 \quad \text{uso} = 4$$

Usando espaciamento de 5 cm, con distancia al borde de 3 cm

Revisión por bloque de Cortante:

$$A_{gv} = \text{área por fluencia en cortante} = 0.57 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = \text{área por fractura en cortante} = 0.50 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = \text{área por fluencia en tensión} = 0.38 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = \text{área por fractura en tensión} = 0.30 \text{ in}^2$$

$$(F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv})$$

$$31.0 < 37.9$$

Entonces se usa la formula J4-3b

$$T_n = 0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}$$

Tn =	68.4	klb
Pu =	51	klb

Conexión al alma de la viga:

$$\phi R_n \text{ (por aplastamiento)} = \phi (2.4F_u)d_b t$$

$$\phi R_n = 17.6 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\phi R_n \text{ (cor tante doble)} = \phi(0.50F_u^b)mA_b$$

$$= 17.64 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\phi R_n = 17.6 \text{ Klb/tornillo}$$

$$\text{Cada tornillo soporta} = 3.9 \text{ klb}$$

Espesor de los ángulos:

$$t > 0.18$$

$$\text{Usó } t = 1/4 \text{ plg}$$

Espaciamento tornillos:

L =	0.75	in
s =	1.5	in
uso L =	3	cm
uso s =	5	cm

Revisión por Fatiga:

Esfuerzo min=	1728	kg/cm ²
Esfuerzo max=	2170	kg/cm ²
Diferencia=	442	kg/cm ²
Fth =	1125	kg/cm ²

La diferencia es menor al Fth, por lo cual cumple con la fatiga.

Vibraciones

Mediante el modelo de la estructura en SAP2000, se evalúan las vibraciones en la zona más crítica se mostrará primeramente las vibraciones del modelo de la estructura existente diseñada mediante un análisis estático y posteriormente se mostrarán las vibraciones en la misma zona, pero de la estructura diseñada con el método dinámico de historia en el tiempo en el presente documento.

La zona más crítica del modelo abarca los nodos 35 y 37, cuya ubicación se muestra en la siguiente Figura.

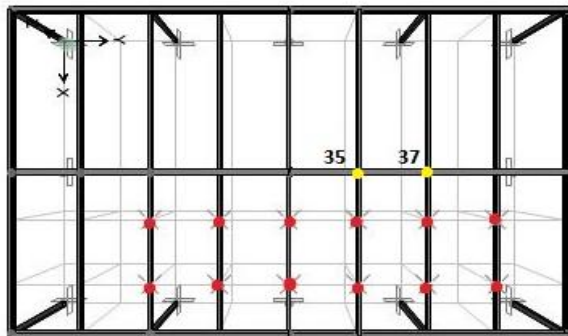


Figura 23. Ubicación nodos críticos
Fuente: CSI, SAP2000

Vibraciones estructura existente

El nodo 37, como se muestra en la siguiente Figura, vibra a una velocidad de 7,46 mm/s.

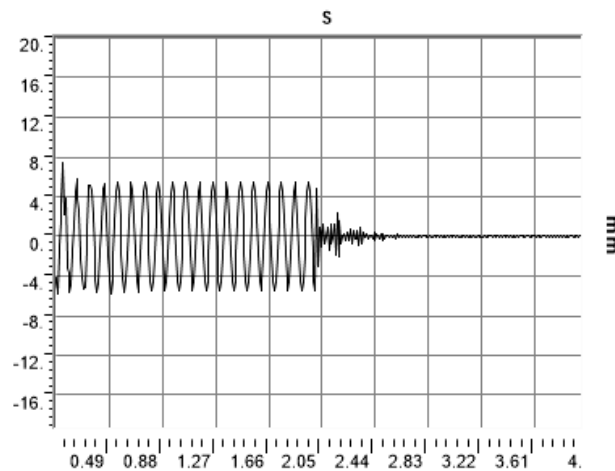


Figura 24. Velocidad del nodo 37 en función del tiempo
Fuente: CSI, SAP2000

La siguiente Figura describe la velocidad del nodo 35, para una velocidad máxima de 5,91 mm/s.

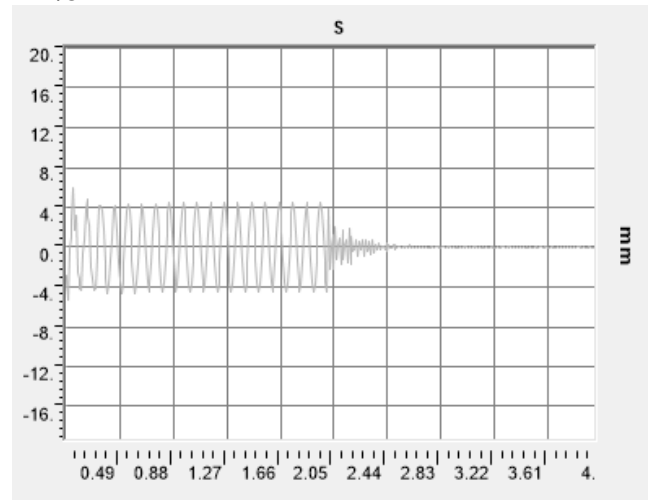


Figura 25. Velocidad del nodo 35 en función del tiempo
Fuente: CSI, SAP2000

El siguiente cuadro muestra una comparación entre los valores de vibraciones en la normativa investigada y los obtenidos en la estructura realizada con el análisis estático.

Cuadro 2. Valores de velocidad establecidos por la normativa y valores obtenidos en la estructura realizada con el método estático.

Norma	Velocidad (mm/s)	Vibración obtenida (mm/s)
Normativa DIN 4150	10	6.7
Normativa SN 640312	12	

Vibraciones estructura en diseño

El nodo 37, como se muestra en la siguiente Figura, tiene una velocidad máxima de 12,46 mm/s.

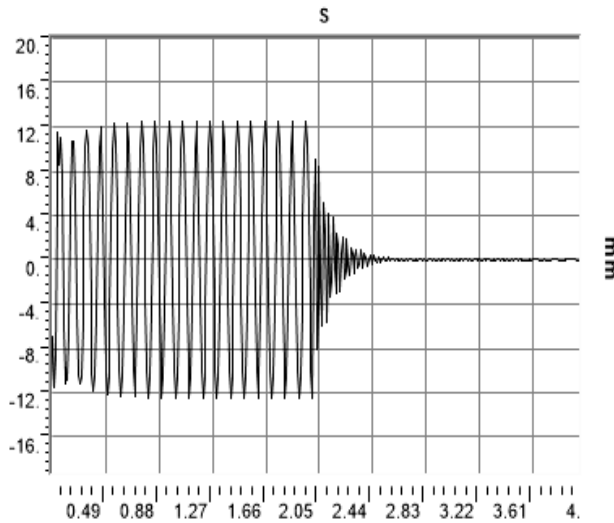


Figura 26. Velocidad nodo 37 en función del tiempo
Fuente: CSI, SAP2000

Por su parte, el nodo 35, alcanza una velocidad de 9,55 mm/s.

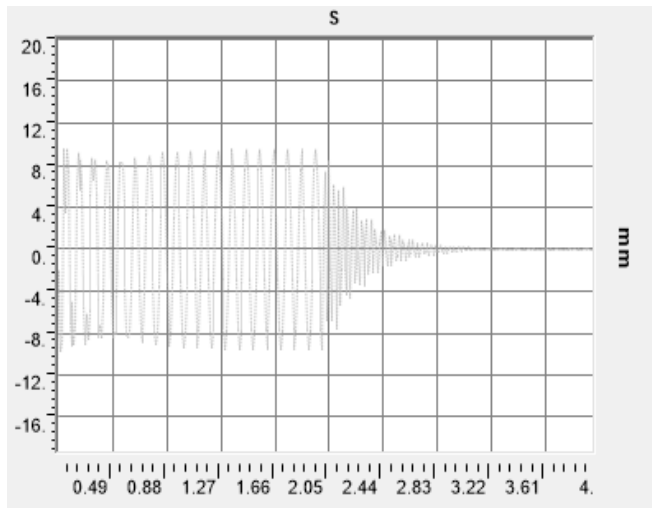


Figura 27. Velocidad nodo 35 en función del tiempo
Fuente: CSI, SAP2000

El siguiente cuadro muestra una comparación entre los valores de vibraciones en la normativa investigada y los obtenidos en la estructura realizada con el análisis dinámico.

Cuadro 3. Valores de velocidad establecidos por la normativa y valores obtenidos en la estructura realizada con el método dinámico.

Norma	Velocidad (mm/s)	Vibración obtenida (mm/s)
Normativa DIN 4150	10	11.0
Normativa SN 640312	12	

Estructura diseñada

A continuación, se muestra gráficamente las secciones de vigas, columnas, losa steeldeck y conexiones de la estructura resultantes del diseño realizado con los resultados del análisis dinámico de historia en el tiempo.

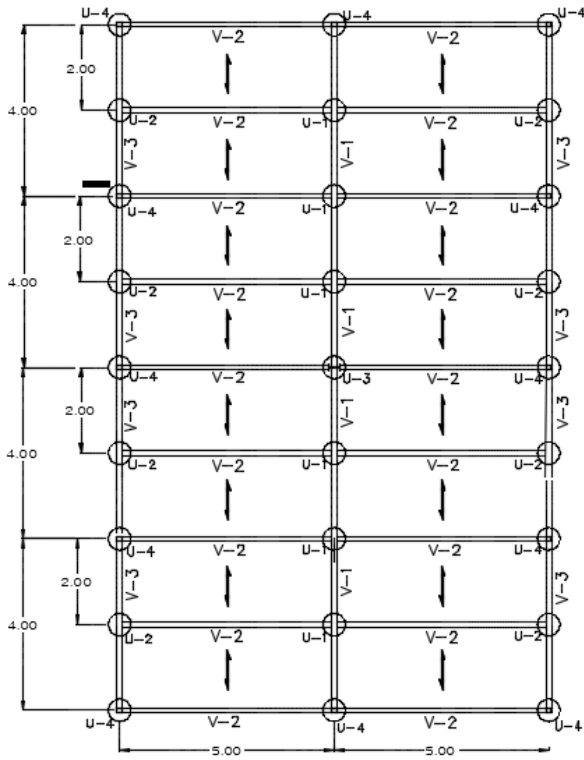


Figura 28. Vista en Planta nivel +3.8 m
Fuente: AutoCAD

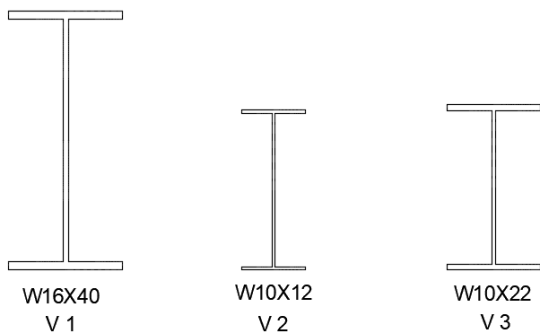


Figura 29. Detalle de las vigas resultantes del diseño
Fuente: AutoCAD

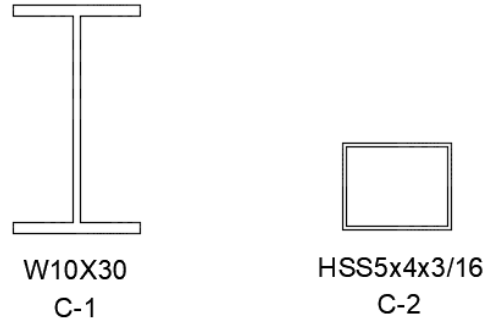


Figura 30. Detalle de perfiles usados como columnas
Fuente: AutoCAD

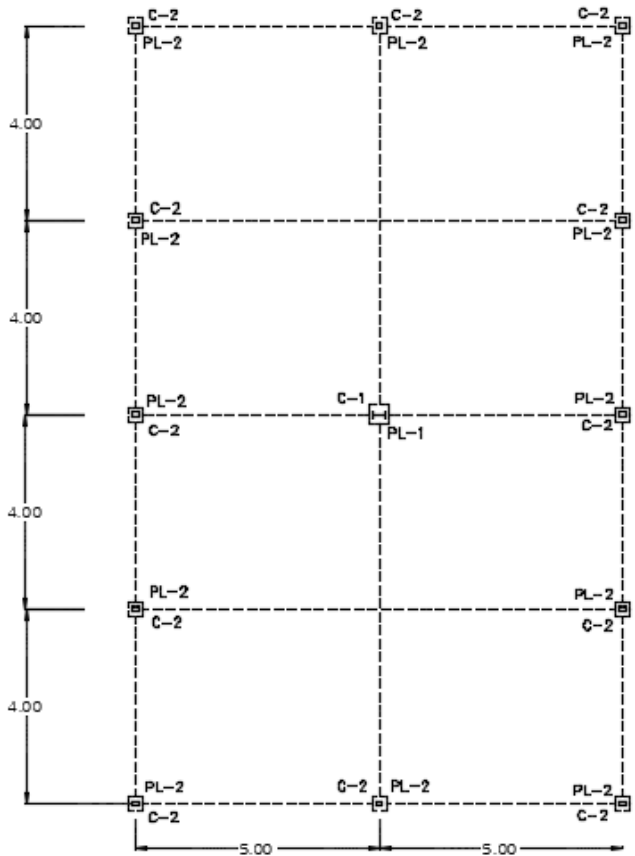


Figura 31. Vista en planta nivel +0.0
Fuente: AutoCAD

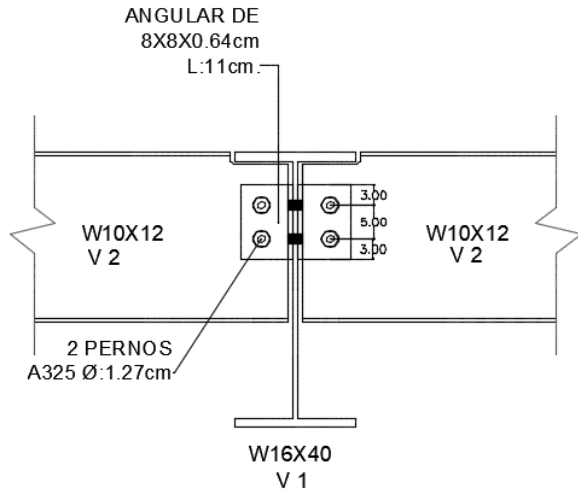


Figura 32. Unión U-1
Fuente: AutoCAD

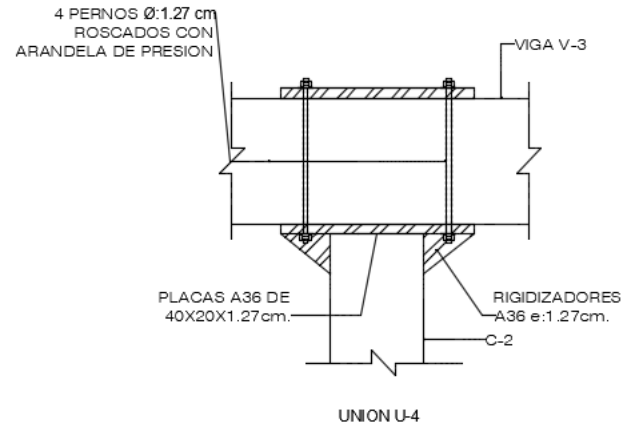


Figura 34. Detalle unión tipo U-4
Fuente: AutoCAD

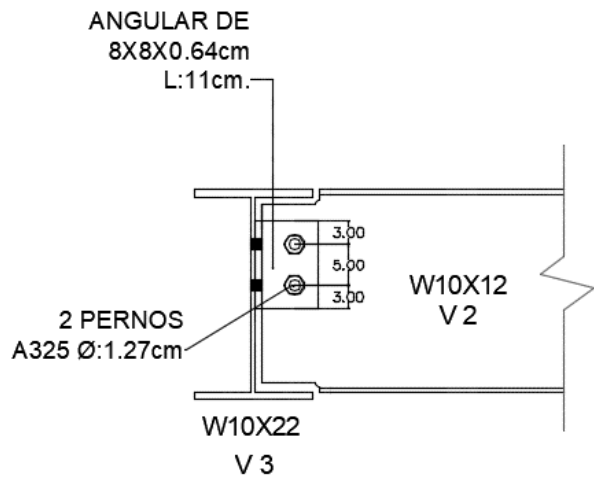


Figura 33. Unión U-2
Fuente: AutoCAD

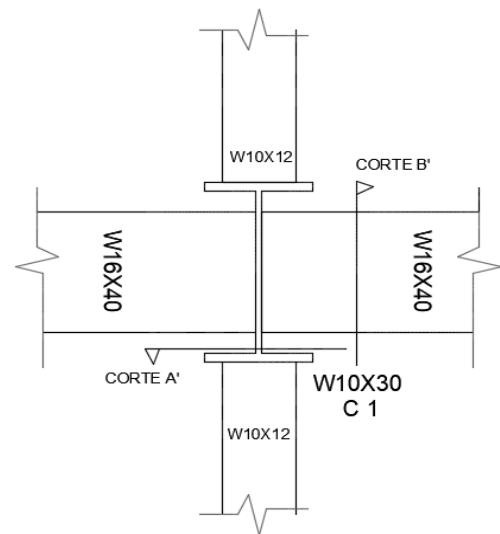


Figura 35. Vista superior unión U-3
Fuente: AutoCAD

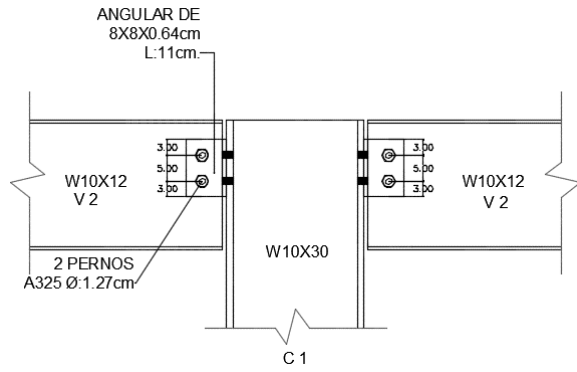


Figura 36. Corte B' de unión U-3
Fuente: AutoCAD

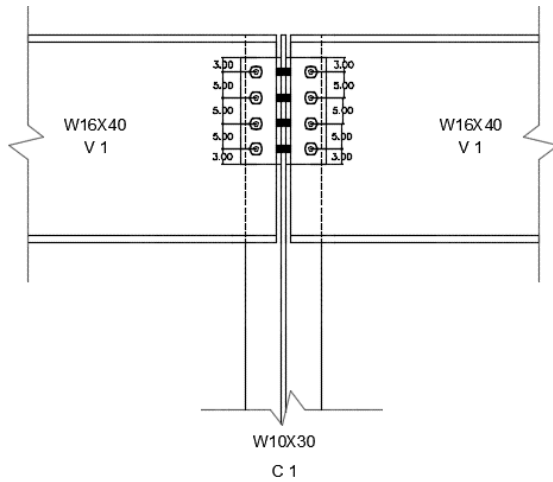


Figura 37. Corte A' de unión U-3
Fuente: AutoCAD

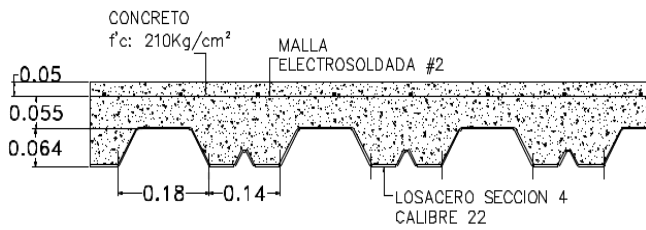


Figura 38. Detalle de la losa
Fuente: Planos as-built

Presupuesto

Se realizo el presupuesto general para ambas estructuras, y se muestra a continuación:

Cuadro 4. Presupuesto general de la estructura diseñada con un método de análisis estático.

Vigas		¢15,351,375
W16x40	¢4,143,048	
W21x62	¢3,424,920	
w10x22	¢4,557,353	
HSS10x8x1/4	¢3,226,054	
Columnas		¢14,400,131
w18x50	¢11,335,380	
HSS10x8x1/4	¢3,064,751	
Entrepiso		¢2,737,778
Steeldeck	¢977,778	
Concreto 210	¢1,760,000	
Cimientos		¢1,461,100
PA-1	¢784,700	
PA-2	¢676,400	
Total		¢33,950,385

Cuadro 5. Presupuesto general de la estructura diseñada con un método de análisis dinámico.

Vigas		¢8,790,168
W16x40	¢2,209,626	
W10x22	¢2,541,070	
w10x12	¢4,039,472	
Columnas		¢2,173,719
w10x30	¢441,925	
HSS5x4x3/16	¢1,731,794	
Entrepiso		¢2,737,778
Steeldeck	¢977,778	
Concreto 210	¢1,760,000	
Cimientos		¢356,210
General	¢356,210	
Total		¢14,057,875

Análisis de resultados

Primeramente, para el cumplimiento del primer objetivo, se procedió a la investigación de los efectos de las vibraciones en las diferentes estructuras y construcciones. Se identifican fenómenos como el factor de amplificación dinámica, el cual va provocar un incremento en el movimiento y por ende de las fuerzas internas presentes en los elementos estructurales, este efecto está asociado al fenómeno de la resonancia, de aquí la importancia de realizar este tipo de análisis dinámicos, donde el diseñador pueda comprobar, en este caso, mediante un modelo computacional que la edificación no va presentar estos problemas de altas vibraciones que perjudiquen la serviciabilidad del inmueble e incluso la integridad estructural del mismo.

El amortiguamiento es otra variable importante por considerar, ya que este refleja la capacidad de la estructura de disipar la energía cuando actúan sobre ella fuerzas vibratorias. Para el análisis de historia en el tiempo, es necesario determinar un valor de amortiguamiento, el cual es parte de la ecuación de movimiento que describe el comportamiento de la estructura en el tiempo.

Para seleccionar el porcentaje de amortiguamiento se utilizó la tabla 1, seleccionando un amortiguamiento crítico del 2%.

Para realizar el modelo 3D de la estructura mediante el software SAP2000, primeramente, se obtuvo toda la información posible de la estructura existente, donde se obtuvieron los detalles de distribución de planta (ver Figura 7), los cuales deben ser respetados en la etapa de diseño. De igual manera, los perfiles utilizados en las columnas y vigas (ver Figura 6 y 12), las propiedades mecánicas de los materiales utilizados y las cimentaciones, donde fue necesario demoler la losa de la nave industrial, sacar el material, construir las zapatas y volver a rellenar, esto para el apoyo de 3 de las columnas del mezanine (ver Figura 9, 10 y 11).

Esta estructura existente fue diseñada mediante un análisis estático, donde en lugar de realizar un modelo que considerara la periodicidad de la fuerza que ejercerá la máquina sobre la estructura. Se asumió una carga viva de 1000 kg/m². Mas adelante se comentará el efecto de estas consideraciones en el diseño, las vibraciones y el costo de la estructura de mezanine.

En cuanto el modelo dinámico, la Figura 13, muestra el modelo tridimensional del mezanine en SAP2000. El cuadro 1 expone las cargas muertas utilizadas, donde la carga de la losa va variar de acuerdo con el diseño final de la misma. Se utiliza una carga viva de 200 kg/m² distribuida en toda la estructura, y para la carga vibratoria que ejerce la máquina nos fue suministra la información necesaria para su modelación, la cual actúa a 600 ciclos por minuto y ejerce una fuerza de 125 kg en cada punto de apoyo, tal y como se muestra en los puntos rojos de la Figura 14.

En el SAP2000 se crea una función del análisis tipo historia en el tiempo, tal y como se muestra en la Figura 15, en donde 600 ciclos por minuto se traduce a un periodo de 0.1 segundos, o sea, una frecuencia de 10 Hz para la fuerza en acción.

En cuanto a la combinación de carga utilizada, es importante mencionar que como objetivo del presente proyecto no se considera considerar el caso de sismo, por el contrario, este se limita a la condición de servicio, donde una máquina durante 7 u 8 horas al día vibrara sobre la estructura, lo que representa más de 200 millones de ciclos durante su vida útil, priorizando la revisión por fatiga de la estructura del mezanine. Por esto, se utiliza la combinación 6-2 del Código Sísmico de Costa Rica, en su edición del 2010.

Una vez obtenidos los resultados del modelo dinámico de historia en el tiempo se

procede al diseño de los elementos de la estructura.

Primeramente, se diseñaron las vigas bajo la metodología de diseño de viga compuesta, la cual actúa junto con la losa gracias a los conectores de cortante también diseñados.

Se dividieron en 3 grupos, las vigas secundarias (V-2) con una longitud de 5 metros, se utiliza una sección w10x12, un espesor efectivo de la losa de concreto de 8 cm por encontrarse perpendiculares a la dirección de la lámina de steeldeck con una resistencia f'_c de 210 kg/cm². Se verifica que el alma no sea esbelta según lo estipulado por el AISC para evitar el pandeo local de la misma. Se calcula donde se encuentra el eje neutro, el cual está en la viga de acero, específicamente en el patín. De esta manera se determina que el momento que soporta la sección es de 14,89 ton-m, mayor al requerido de 6.5 ton-m como se indica en la Figura 16.

Luego se revisa el cumplimiento de la sección por cortante, y se diseñan los conectores de corte, donde se determina que cada viga de estas deber tener 20 conectores, uno cada 19 cm, (estos con un largo de 5 cm y un diámetro de 1.27 cm en todos los casos). Para los conectores de cortante se escoge un valor del factor R_p igual a 0.75, ya que serán soldados directamente en el perfil de acero, y el factor R_g igual a 1 porque están perpendiculares a la lámina de acero, estas consideraciones se mantienen para el diseño de las demás vigas.

Al final, se revisa la sección compuesta por fatiga, en donde se descomponen los momentos máximo y mínimo de la sección en esfuerzos de tensión. Como se mencionó en el marco teórico, cuando hay más de 20 000 ciclos de carga durante la vida útil es necesario revisar esta condición. Se determina que el esfuerzo de tensión varía en un rango de 1615 kg/cm², siendo este menor al umbral de fatiga límite de 1686 kg/cm² establecido por el Instituto Americano para Construcción en Acero (AISC), y el cual se encuentra en la tabla A-3.1 de la Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones en Acero incluida en los anexos del presente documento. Recordemos que el umbral de fatiga se refiere al rango de tensión límite donde el agrietamiento o ruptura no se va presentar sin importar el número de ciclos de carga, en caso de que el cambio de esfuerzo fuera mayor al umbral de fatiga,

mediante la Figura 5 se determina el número de ciclos antes del agrietamiento del elemento.

Para las vigas perimetrales (V-3) se realiza el mismo procedimiento, se tratan de secciones w10x22 y tienen una longitud libre de 4 metros y un requerimiento de momento máximo de 3.6 ton-m como lo indica la Figura 17. En este caso el espesor de la losa es de 14 cm, ya que es paralela al eje fuerte de la losa compuesta, se calcula la ubicación del eje neutro y se determina que se encuentra en la viga de acero, específicamente en el patín, soportando así la sección compuesta un momento de 21,6 ton-m.

En los conectores de cortante, es necesario la colocación de 33, a un espaciamiento de 24 cm entre ellos.

Se revisa la fatiga, donde el cambio de esfuerzos de tensión es de 70 kg/cm², menor al umbral de fatiga de 1686 kg/cm², por lo que la sección no va presentar problemas por fatiga.

En las vigas principales (V-1), la situación es similar, se seleccionan secciones w16x40. Se determina que el eje neutro recae sobre la losa de concreto, y por ende resistente a un momento de 68.2 ton-m, superior al requerido de 36.8 ton-m señalado en la Figura 18. Se revisa el cumplimiento del cortante y se calcula el número de conectores de cortante necesarios, cada viga posee una longitud de 8 metros, y se necesitan 86 conectores, se utiliza un espaciamiento de 9 cm, respetando los espaciamientos mínimos que establece la normativa.

La distribución final de las vigas se puede observar en la Figura 28 del presente documento.

Las columnas, por los esfuerzos resultantes y la distribución requerida, se dividieron en 2 tipos, la columna principal (C-1) y las perimetrales (C-2).

En la columna principal, la carga axial es de 38,4 ton (ver Figura 19). Estas tienen una altura de 3.8 metros de altura, se seleccionó una sección w10x30 la cual para esas condiciones soporta una carga axial de 52 ton. De igual manera se revisa por capacidad de momento junto con carga axial, y la sección es satisfactoria.

En el caso de las columnas, ninguna presenta esfuerzos de tensión, por lo que no se evalúa la condición de fatiga en las mismas.

Se realiza el diseño de la placa PA-1, que soporta la columna C-1, y aquí hay una consideración importante relacionada con la resistencia del concreto, el Comité para el Diseño de Puentes del Instituto Americano del Concreto

(ACI Committee for Bridge Design) limita esta resistencia a $0.5 f_c$ cuando hay cambios en los esfuerzos de compresión, por eso se toma un f_c igual a 105 kg/cm^2 . En este caso y los siguientes donde el concreto se someta a estas condiciones de carga. Se revisa que cumpla el aplastamiento y cortante en la losa, lo que evita la construcción de zapatas, siendo suficiente con la placa de acero resultante de $1.27 \times 40 \times 40 \text{ cm}$.

Para las columnas secundarias se repite el mismo procedimiento, donde las condiciones de esfuerzos se presentan en la Figura 21, se elige un perfil HSS5x4x3/16 el cual cumple con todas las consideraciones de carga axial, cortante y momento como se observa en la sección de resultados, y se procede a diseñar la placa PA-2, obteniendo una placa de $1.27 \times 30 \times 30 \text{ cm}$.

El detalle en planta de la distribución de las placas y las columnas se observa en la Figura 31, las secciones de las columnas en la Figura 30.

Lo anterior es un punto importante en el presente trabajo, ya que, mediante el diseño realizado con el análisis dinámico de historia en el tiempo, no es necesario demoler parte de la losa para la construcción de las zapatas que soporten las columnas, lo cual tiene un gran impacto en el costo y tiempo de construcción que se discutirá más adelante.

En cuanto a la losa compuesta, las dimensiones se muestran en la Figura 22, se revisa la resistencia de la cubierta para los esfuerzos de cortante y flexión para las cargas de construcción, que en este caso presenta la condición más severa de esfuerzo de flexión, llegando al 51% de la capacidad si fuera el caso, se evitaría con apuntalamientos. Para las condiciones de servicio se revisa el cumplimiento de los momentos soportantes, tanto negativos como positivos, y como para cargas concentradas y distribuidas, como se mencionó y se observa en la sección de cálculos, la losa está bastante sobre diseñada, esto se determinó así con el propósito de disminuir y cumplir con las vibraciones en la estructura, ya que va a aportar más peso y rigidez a la misma.

Luego se muestran en los resultados los cálculos para el diseño de las conexiones, las conexiones tipo U-1, U-2 y U-4 son entre vigas $w10 \times 12$ y $w16 \times 40$, cuando existen conexiones sometidas a fatiga, es muy recomendable el uso de tornillos A325-SC, llamados de deslizamiento crítico, estos son aquellos que se aprietan hasta

que todas las capas de una conexión estén en contacto entre sí, se aprietan hasta que sus cuerpos adquieran valores muy altos de tensión, de tal manera que las cargas son resistidas por fricción y el deslizamiento es nulo (Csernak, 2013). Se revisa el aplastamiento y el cortante doble en este caso, requiriendo 2 tornillos de $\frac{1}{2}$ pulgada para la conexión, las conexiones al ser despatinadas, se hace obligatorio la revisión por bloque de cortante, se calcula el espesor de la placa como se muestra en la sección de resultados, siendo esta de $\frac{1}{4}$ de pulgada y usando espaciamientos de borde de 3 cm y 5 cm entre tornillos (ver Figuras 32, 33 y 34). Se revisa el esfuerzo máximo y mínimo para determinar el cumplimiento por fatiga, para este tipo de arreglos, el umbral de fatiga se encuentra en la sección 2 de la tabla A3.1 del Specification for Structural Steel Buildings, la cual es de 1125 kg/cm^2 , mayor al cambio de esfuerzos presentes en la placa.

Para la conexión tipo U-3, se realiza el mismo procedimiento, obteniendo 4 tornillos de $\frac{1}{2}$ pulgada y un espesor de los ángulos de $\frac{1}{4}$ de pulgada. Se reviso igualmente la condición de fatiga, siendo la diferencia de esfuerzos de 442 kg/cm^2 , menor al umbral de fatiga establecido para esa condición (ver Figura 35, 36 y 37).

Para la evaluación de las vibraciones, la mayoría de las normas consultadas toman en cuenta en valor de velocidad en mm/s como criterio de referencia, por lo que se escogieron los 2 nodos más afectados en el modelo en SAP2000, estos corresponden al nodo 35 y 37, señalados en la Figura 23, son los que tienen más afectación por la máquina y además no cuentan con columnas como apoyo.

Se aplico la función de carga dinámica en la estructura diseñada con el método estático para comprobar las vibraciones, la Figura 24 muestra la velocidad del nodo 37, de 7.46 mm/s y la Figura 25 la velocidad del nodo 35 la cual es 5.94 mm/s . El cuadro 2 muestra el promedio resultante tomado en cuenta para su comparación con la normativa, este es de 6.7 mm/s , mientras que el promedio que establece la normativa referente a los criterios estructurales es de 11 mm/s máximo. Estos resultados eran esperables, ya que conforme avanzaba el proceso de diseño mediante el análisis dinámico, se observaba el sobre diseño en todos los elementos de la estructura existente, con peraltes

más grandes, secciones más robustas e incluso cimentaciones con zapatas.

En base a estos resultados, la estructura existente no presentaría ningún problema asociado a las vibraciones generadas por las cargas de servicio.

En la estructura diseñada en el presente proyecto, la velocidad obtenida en el nodo 37 es de 12,46 mm/s (ver Figura 26) y en el nodo 35 la velocidad es de 9,55 mm/s (ver Figura 27). El cuadro 3 muestra que el promedio de la velocidad obtenida es de 11 mm/s, igual al promedio recomendado por las normativas para no presentar afectaciones en la estructura por las continuas vibraciones en el sistema, cumpliendo así con estas.

Cabe destacar la ausencia de normativa nacional en el tema de vibraciones, incluso a nivel internacional existe escasa información o normas que establezcan criterios cuantitativos de aceptación o no de vibraciones en estructuras, desde el punto de vista estructural. En casos industriales se utiliza como referencia la tolerancia de las máquinas a las vibraciones de su base especificada por el fabricante, esto en caso de que lo requirieran para su correcto funcionamiento.

El cuadro 4 y 5 muestran un presupuesto general de la estructura diseñada con un método de análisis estativo y la estructura diseñada con un método de análisis dinámico respectivamente. Esto es probablemente uno de los diferenciadores más importantes; el primero tiene un costo estimado de ¢33 950 385, mientras que el segundo representa apenas un 40% de ese monto, con un costo de ¢14 057 875. Esto es una diferencia desde el punto de vista económico muy considerable, si analizamos detenidamente el mayor costo del método estático son las columnas, pues se está suponiendo una carga de una tonelada por metro cuadrado que en realidad no existe como tal. Al suponer que las columnas van a soportar este peso se están sobre diseñando, y además, ocurre lo mismo con las cimentaciones, usándose valores tan altos de carga que fuera necesario demoler la losa del piso para la creación de las zapatas, en total 3 zapatas, las cuales significan elevar el costo y tiempo de construcción considerablemente.

Si bien es cierto, ambas estructuras cumplen con las condiciones de servicio, y el análisis dinámico tiene ligeramente más trabajo computacional y de diseño para el profesional a

cargo, ya que debe obtener información confiable de la función que describe la fuerza que ejerce la máquina, y esto puede convertirse en una grande limitación para llevar a cabalidad este tipo de análisis de historia en el tiempo, además que se debe tomar en cuenta la fatiga para el diseño estructural, sin embargo, que una estructura tenga un costo de más del 200% es una omisión grave del profesional a cargo hacia el cliente, y en un sector tan competitivo como el de la construcción, estar a la vanguardia en tecnología, optimización, costos y tiempo es un diferenciador claro entre el éxito o el fracaso. De ahí la importancia de conocer y aplicar estos tipos de análisis estructurales.

Conclusiones

- La normativa relacionada con la aceptación de vibraciones en las estructuras es muy escasa, incluso no existe una norma destinada a esto a nivel nacional.
- Cuando se presenten más de 20 000 ciclos de carga en la condición de servicio de una estructura es necesario la evaluación por fatiga de los elementos.
- El amortiguamiento crítico utilizado en la ecuación de movimiento debe ser seleccionado de acuerdo con el tipo de materiales que componen la estructura como tal.
- Para realizar un análisis dinámico de historia en el tiempo es indispensable contar con información detallada y confiable de la magnitud y frecuencia de la carga periódica.
- Las curvas de esfuerzo versus número de ciclos son las que van a limitar la resistencia a la fatiga en los elementos de una estructura sometida a cargas dinámicas.
- Se determinó que en este caso en particular el periodo de aplicación de la fuerza incipiente era de 0.1 segundos.
- Se diseñaron las vigas y entrepiso como sección compuesta, por lo que el calibre del steeldeck debe ser mayor que 22 y utilizar conectores de cortante, en este caso de 5 cm de largo y diámetro de 1.27 cm.
- Para las vigas secundarias se utilizó una sección w10x12, soportando un momento de hasta 14.84 ton-m, con conectores de cortante cada 19 cm.
- Para las vigas perimetrales se utilizó una sección w10x22, soportando un momento de hasta 21,65 ton-m, con conectores de cortante cada 24 cm.
- Para las vigas principales se utilizó una sección w16x40, soportando un momento de hasta 68,22 ton-m, con conectores de cortante cada 9 cm.
- Para las vigas el umbral de fatiga límite era de 1686 kg/cm², siendo las vigas principales en acercarse más a este valor, con una diferencia de esfuerzos en cada ciclo de 1443.8 kg/cm².
- Para la columna principal se utilizó una sección w10x30, soportando una carga axial de hasta 52 ton, con una placa 1.27x40x40 cm.
- Para las columnas secundarias se utilizó una sección HSS5x4x3/16, soportando una carga axial de hasta 22 ton, con una placa de 1.27x30x30 cm.
- Para cada placa se revisó que la losa no falla por aplastamiento ni punzonamiento.
- Para concretos con cambios recurrentes en los esfuerzos de compresión de utiliza un esfuerzo soportante de 0.5f_c.
- Se utilizó un espesor total de 15 cm para la losa, con láminas steeldeck calibre 22 y una malla electrosoldada número 2.
- En las conexiones se utilizan tornillos de ½ pulgada tipo A325-SC de deslizamiento crítico, se deben usar para condiciones donde las conexiones presenten fatiga por las cargas de

servicio, ya que resisten por fricción y el deslizamiento es nulo.

- Para las conexiones tipo U-1, U-2 y U-4, se utilizan 2 tornillos con ángulos con espesor de $\frac{1}{4}$ de pulgada.
- Para la conexión tipo U-3, se utilizan 4 tornillos con ángulos con espesor de $\frac{1}{4}$ de pulgada.
- En las conexiones al ser despatinadas se debe verificar el bloque de cortante, y los espaciamientos utilizados fueron de 3 cm del borde y 5 cm entre tornillos.
- El umbral de fatiga límite en el caso de las conexiones es de 1125 kg/cm², siendo el máximo obtenido de 651 kg/cm².
- Los nodos del modelo estructural en SAP2000 con mayores vibraciones son el nodo 35 y el nodo 37.
- Para el modelo de la estructura existente diseñada con un modelo estático, las vibraciones obtenidas en promedio en esos nodos son de 6.7 mm/s y cumplen con el promedio establecido por las normas consultadas.
- Para el modelo de la estructura diseñada con los resultados del método de historia en el tiempo, las vibraciones obtenidas en promedio en esos nodos son de 11 mm/s y cumplen con el promedio establecido por las normas consultadas.
- El costo estimado de construcción de la estructura diseñada con un método estático es de \$33 950 385, mientras que para la estructura diseñada con el método dinámico es de \$14 057 875.
- La estructura diseñada con el método estático cuesta más del 200% que la diseñada con un análisis dinámico de vibraciones en este caso.
- El método de análisis dinámico de historia en el tiempo se ajusta más a las

condiciones reales que experimenta la estructura que el método estático, y por lo tanto presenta resultados más exactos y confiables para el diseñador.

Recomendaciones

- Se recomienda utilizar un análisis dinámico de historia en el tiempo cuando se cuente con condiciones de vibraciones producidas las cargas de servicio.
- Es fundamental solicitar toda la información posible al cliente respecto a la máquina que se va colocar, y si es posible establecer contacto con la empresa fabricante de la misma.
- Es esencial utilizar tornillos A325-SC en todas las conexiones, los cuales son especiales para condiciones de fatiga.
- Realizar una investigación más detallada del fenómeno de las vibraciones en otras estructuras para disponer de más información y datos de referencia en el ámbito nacional.
- Definir normativa a nivel país, que sirva de referencia para la aceptación de o no de las vibraciones en diferentes estructuras.
- Incentivar a nivel académico el tema de las vibraciones para investigación y futuros proyectos de graduación.

Anexos

Anexo 1. Tabla A3.1 del Specification for Structural Steel Buildings

TABLA A-3.1 Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_r	Umbral F_{TH} kgf/cm^2 (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 1. Material plano alejado de cualquier soldadura				
1.1 Metal Base, excepto acero de alta resistencia no cubierto, con superficie laminada o limpia. Bordes cortados térmicamente con dureza superficial de 1000 μin . (25 μm) o menor, pero sin esquinas entrantes.	A	250 x 10 ⁶	1686 (165)	Alejado de toda soldadura o conexión estructural.
1.2 Metal base de acero de alta resistencia no recubierto con superficie laminada o limpia. Bordes cortados térmicamente con dureza superficial de 1000 μin . (25 μm) o menor, pero sin esquinas entrantes.	B	250 x 10 ⁶	1125 (110)	Alejado de toda soldadura o conexión estructural.
1.3 Miembros con agujeros taladrados o escariados. Miembros con esquinas entrantes en rebajes, cortes, obstrucciones o discontinuidades geométricas hechas de acuerdo con los requerimientos del Anexo 3.5, excepto agujeros de acceso para soldadura.	B	250 x 10 ⁶	1125 (110)	En un borde externo o en el perímetro del agujero.
1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura hechos de acuerdo con los requerimientos de la Sección J1.6 y Anexo 3.5. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contengan pernos para unir arriostamiento liviano donde hay una componente longitudinal pequeña de la fuerza en la riostra.	C	44 x 10 ⁶	702 (69)	En la esquina entrante del agujero de acceso para soldadura o en cualquier agujero pequeño (puede contener perno para conexiones menores)
Sección 2. Material conectado en uniones sujetas mecánicamente				
2.1 Área bruta del metal base en juntas de traslape conectadas con pernos de alta resistencia en uniones que satisfacen todos los requerimientos para conexiones de deslizamiento crítico.	B	120 x 10 ⁶	1125 (110)	A través del área bruta cercana al agujero.
2.2 Metal base en el área neta de uniones apernadas alta resistencia diseñadas en base a resistencia de contacto, pero fabricadas e instaladas conforme a los requerimientos para conexiones de deslizamiento crítico.	B	120 x 10 ⁶	1125 (110)	En área neta originándose en el lado del agujero.
2.3 Metal base en el área neta de otras uniones conectadas mecánicamente excepto barras y placas de pasador.	D	22 x 10 ⁶	490 (48)	En área neta originándose en el lado del agujero.
2.4 Metal base en el área neta de cabezas de barras o placas de pasador.	E	11 x 10 ⁶	316 (31)	En área neta originándose en el lado del agujero.

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga	
Ejemplos Típicos Ilustrativos	
Sección 1. Material puro alejado de cualquier soldadura	
1.1 and 1.2	
1.3	
1.4	
Sección 2. Material conectado en uniones solicitadas mecánicamente	
2.1	<p>*Nota: las figuras son para conexiones apernadas de deslizamiento crítico*</p>
2.2	<p>(*Nota: las figuras son para conexiones apernadas diseñadas para apriestamiento, reuniendo los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico*)</p>
2.3	<p>*Nota: las figuras son para pernos de apriete ajustado, remaches u otros conectores mecánicos*</p>
2.4	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 3. Uniones soldadas que unen componentes de Perfiles Soldados				
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin piezas unidas de placas o perfiles conectados por soldaduras longitudinales de penetración completa, rebajadas y soldadas nuevamente desde el segundo lado, o por soldaduras de filete continuas.	B	120×10^6	1.125 (110)	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura alejada del extremo de soldadura.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin piezas unidas de placas o perfiles conectados por soldaduras longitudinales de penetración completa sin remoción de las barras de soporte, o por soldadura de filete de penetración parcial.	B'	61×10^6	843 (80)	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura, incluyendo soldadura que une barras de soporte.
3.3 Metal base y terminación de metal de soldadura de soldaduras longitudinales en agujeros de acceso para soldadura en miembros armados conectados.	D	22×10^6	492 (48)	Desde la terminación de la soldadura hacia dentro del alma o ala.
3.4 Metal base en extremos de segmentos longitudinales intermitentes de soldadura de filete.	E	11×10^6	316 (31)	En el material conectado los lugares de inicio y fin de cualquier depósito de soldadura.
3.5 Metal base en extremos de planchas de cubierta con soldadura de longitud parcial más estrechas que el ala con extremos cuadrados o afilados, con o sin soldaduras cruzando los extremos de las placas de cubierta más anchas que el ala con soldaduras cruzando los extremos.	E	11×10^6	316 (31)	En el ala al pie de la soldadura de extremo o en el ala al término de soldadura longitudinal o en el borde del ala con planchas de cubierta anchas.
espesor del ala $\leq 0,8$ in (20 mm)	E	11×10^6	316 (31)	
espesor del ala $> 0,8$ in (20 mm)	E'	$3,9 \times 10^6$	183 (18)	
3.6 Metal base en extremos de placas de cubierta con soldadura de longitud parcial más anchas que el ala sin soldaduras cruzando los extremos.	E'	$3,9 \times 10^6$	183 (18)	En el borde el ala en el extremo de la soldadura de placa de cubierta.
Sección 4. Conexiones de extremo con soldadura longitudinal de filete				
4.1 Metal base en empalme de miembros cargados axialmente con conexiones de extremo soldadas longitudinalmente. Las soldaduras deben ser en cada lado del eje del miembro para balancear las tensiones en la soldadura.	E	11×10^6	316 (31)	Iniciándose desde el extremo de cualquier terminación de soldadura extendiéndose hacia el metal base.
$t \leq 12$ mm (0,5 plg)	E	11×10^6	316 (31)	
$t > 12$ mm (0,5 plg)	E'	$3,9 \times 10^6$	183 (18)	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga	
Ejemplos Típicos Ilustrativos	
Sección 3. Uniones soldadas que unen componentes de Perfiles Soldados	
3.1	
3.2	
3.3	
3.4	
3.5	
3.6	
Sección 4. Conexiones de extremo con soldadura longitudinal de filete	
4.1	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 5. Uniones soldadas transversales a la dirección de tensiones				
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa en secciones transversales laminadas o soldadas con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelo a la dirección de la tensión, y con una solidez establecida por Inspección radiográfica o ultrasónica de acuerdo con los requerimientos de SECCIONES 6.12 o 6.13 de AWS D1.1/D1.1M.	B	120×10^6	1.125 (110)	Desde discontinuidades internas en metal de relleno o a lo largo del límite de fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelo a la dirección de la tensión en transiciones en espesor o ancho hechas en una razón no mayor a 8 a 20%. $F_y < 6.330 \text{ kgf/cm}^2$ (620 MPa) $F_y \geq 6.330 \text{ kgf/cm}^2$ (620 MPa)	B	120×10^6	1.125 (110)	Desde discontinuidades internas en metal de relleno o a lo largo del límite de fusión o al inicio de la transición cuando $F_y \geq 6.330 \text{ kgf/cm}^2$ (620 MPa)
	B'	61×10^6	0.843 (83)	
5.3 Metal base con F_y mayor o igual a 6.330 kgf/cm^2 (620 MPa) y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelo a la dirección de la tensión en transiciones en ancho hechas en un radio no menor a 2 ft (600 mm) con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura.	B	120×10^6	1.125 (110)	Desde discontinuidades internas en el metal de relleno o discontinuidades a lo largo del límite de fusión.
5.4 Metal base y metal de soldadura en o adyacente al ple de uniones T o esquina de penetración completa o empalmes, con o sin transiciones en espesor con razones no mayores a 8 a 20%, cuando el refuerzo de soldadura no es removido.	C	44×10^6	702 (69)	Desde la discontinuidad superficial al ple de soldadura extendiéndose hacia el metal base o a lo largo del límite de fusión.
5.5 Metal base y metal de soldadura en conexiones transversales de extremos de elementos tipo plancha cargados en tracción usando uniones de tope de penetración parcial T o de esquina, con flejes de refuerzo o contorno, F_y debe ser el menor entre el rango de tensión del agrietamiento de ple tope o el agrietamiento de raíz. - Grieta iniciándose desde ple de soldadura. - Grieta iniciándose desde raíz de soldadura.	C	44×10^6	702 (69)	Iniciándose de discontinuidad geométrica al ple de soldadura extendiéndose hacia el metal base o, iniciándose en la raíz de soldadura solicitada a tracción extendiéndose hacia arriba y luego hacia afuera a través de la soldadura.
	C'	Eqn. A-3-4 o A-3-4M	None provided	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga	
Ejemplos Típicos Ilustrativos	
Sección 5. Uniones soldadas transversales a la dirección de tensiones	
5.1	
5.2	
5.3	
5.4	
5.5	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_1	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 5. Uniones soldadas transversales a la dirección de tensiones				
5.6 Metal base y metal de relleno en conexiones transversales de extremo de elementos tipo placa cargados en tracción usando un par de soldaduras de filete en lados opuestos de la plancha. F_u debe ser el menor entre el rango de tensión del agrietamiento de ple tope o del agrietamiento de raíz.				Iniciándose desde discontinuidad geométrica al ple de soldadura extendiéndose hacia el metal base o, iniciándose en la raíz de soldadura solicitada a tracción extendiéndose hacia arriba y luego hacia afuera a través de la soldadura.
- Grieta iniciándose desde ple de soldadura.	C	44×10^6	702 (69)	
- Grieta iniciándose desde raíz de soldadura.	C'	Eqn. A-3-5 o A-3-5M	None provided	
5.7 Metal base de elementos tipo placa cargados en tracción y en almas o alas de girders o vigas laminadas al ple de soldaduras transversales de filete adyacentes a alisadores transversales soldados.	C	44×10^6	702 (69)	De discontinuidades geométricas al ple del filete extendiéndose hacia el metal base.
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales				
6.1 Metal base en detalles conectados por soldaduras de penetración completa sujetos solo a carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerilada suave.				Cercano al punto de tangencia del radio en el borde del miembro.
$R \geq 600\text{mm}$ (24 plg)				
$600\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$ (24 plg. $> R \geq 6\text{ plg}$)	B	120×10^6	1.125 (110)	
$150\text{mm} > R \geq 50\text{ mm}$ (6 plg. $> R \geq 2\text{ plg}$)	C	44×10^6	702 (69)	
50mm (2 plg) $> R$	D	22×10^6	492 (48)	
	E	11×10^6	316 (31)	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga	
Ejemplos Típicos Ilustrativos	
Sección 5. Uniones soldadas transversales a la dirección de tensiones	
5.6	
5.7	
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales	
6.1	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{th} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales				
<p>6.2 Metal base en detalles de igual espesor conectados por soldaduras de penetración completa sujetos a carga transversal con o sin carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerlada suave y con una solidez establecida por Inspección radiográfica o ultrasónica de acuerdo con los requisitos de Secciones 6.12 o 6.13 de AWS D1.1/D1.1M.:</p> <p>- Cuando el refuerzo para soldadura es removido:</p> <p>R ≥ 600 mm (24 plg)</p> <p>600 mm > R ≥ 150 mm (24 plg. > R ≥ 6 plg)</p> <p>150 mm > R ≥ 50 mm (6 plg. > R ≥ 2 plg)</p> <p>50 mm (2 plg) > R</p> <p>- Cuando el refuerzo de soldadura no es removido:</p> <p>R ≥ 600 mm (24 plg)</p> <p>600 mm > R ≥ 150 mm (24 plg. > R ≥ 6 plg.)</p> <p>150 mm > R ≥ 50 mm (6 plg. > R ≥ 2 plg)</p> <p>50 mm (2 plg) > R</p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>120×10^3</p> <p>44×10^3</p> <p>22×10^3</p> <p>11×10^3</p>	<p>1.125 (110)</p> <p>702 (69)</p> <p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p>	<p>Cerca de los puntos de tangencia del radio o en la soldadura o en el límite de fusión o miembro o pieza unida</p> <p>Al pie de soldadura ya sea a lo largo del borde o miembro o pieza unida</p>
<p>6.3 Metal base en detalles de distinto espesor conectados por soldaduras de penetración completa sujetos a carga transversal con o sin carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerlada suave y con una solidez establecida por Inspección radiográfica o ultrasónica de acuerdo con los requisitos de Secciones 6.12 o 6.13 de AWS D1.1/D1.1M.:</p> <p>- Cuando el refuerzo de soldadura es eliminado:</p> <p>R > 50 mm (2 plg)</p> <p>R ≤ 50 mm (2 plg)</p> <p>- Cuando el refuerzo para soldadura es removido: Cualquier radio</p>	<p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>22×10^3</p> <p>11×10^3</p> <p>11×10^3</p>	<p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p> <p>316 (31)</p>	<p>Al pie de soldadura a lo largo del borde del material más delgado, en la terminación de soldadura en el radio pequeño</p> <p>Al pie de soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p>

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga	
Ejemplos Típicos Ilustrativos	
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales	
6.2	
6.3	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_1	Umbral F_{m1} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales				
6.4 Metal base sujeto a tensión longitudinal en miembros transversales, con o sin tensión transversal, conectados por soldaduras de filete o penetración parcial paralela a la dirección de la tensión cuando el detalle abarca un radio de transición R , con la terminación de soldadura esmerilada suave:				Inicio en el metal base de la terminación de la soldadura o en ple de la soldadura extendiéndose en dirección al metal base.
$R > 50$ mm (2 plg)	D	22×10^6	492 (49)	
$R \leq 50$ mm (2 plg)	E	11×10^6	316 (31)	
Sección 7. Metal base en insertos cortos				
7.1 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles conectados por soldaduras de filete paralelas o transversales a la dirección de la tensión donde el detalle no abarca un radio de transición y con la longitud del detalle en dirección de la tensión, a , y altura normal a la superficie del miembro, b :				Inicio en el metal base de la terminación de la soldadura o en ple de la soldadura extendiéndose en dirección al metal base.
$A < 50$ mm (2 plg)	C	44×10^6	702 (69)	
50 mm (2 plg) $\leq a \leq$ menor entre $12b$ o 100 mm (4 pulg)	D	22×10^6	492 (49)	
$a > 100$ mm (4 pulg) cuando $b > 20$ mm (0,8 plg)	E	11×10^6	316 (31)	
$a >$ menor entre $12b$ o 100 mm (4 plg) cuando $b \leq 20$ mm (0,8 plg)	E	$3,9 \times 10^6$	182 (18)	
7.2 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles conectados por soldaduras de filete o de penetración parcial, con o sin carga transversal en el detalle, cuando el detalle abarca un radio de transición, R , con la terminación de soldadura esmerilada suave:				En la terminación de soldadura extendiéndose hacia el miembro.
$R > 50$ mm (2 plg)	D	22×10^6	7 (49)	
$R \leq 50$ mm (2 plg)	E	11×10^6	4,5 (31)	
Pieza unida como es usado aquí, se define como cualquier detalle de acero soldado a un miembro el cual, por su sola presencia e independiente de su carga, produce una discontinuidad en el flujo de tensión en el miembro y por lo tanto reduce la resistencia a fatiga.				

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga	
Ejemplos Típicos Ilustrativos	
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales	
6.4	
Sección 7. Metal base en insertos cortos	
7.1	
7.2	

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_1	Umbral F_{ni} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 8 – Uniones varias				
8.1 Metal base en conectores de corte conectados por soldadura de filete o automática.	C	44×10^3	702 (69)	Al pie de la soldadura en el metal base.
8.2 Corte en garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes longitudinales o transversales.	F	150×10^3 (Eqn. A-3-2 o A-3-2M)	562 (55)	"Inicio en la raíz de la soldadura de filete, y se extiende en la soldadura".
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	11×10^3	316 (31)	En el extremo de la soldadura en el metal base.
8.4 Corte en soldaduras de tapón o ranura.	F	150×10^3 (Eqn. A-3-2 o A-3-2M)	562 (55)	"Inicio en la soldadura en la superficie de contacto, extendiéndose en la soldadura".
8.5 Pernos de alta resistencia de apriete ajustado, pernos comunes, barras de anclaje con hilo y ganchos con corte, hilos esmerilados o limpiados. Rango de tensión en el área de tensión de tracción debido a carga viva más acción de palanca cuando corresponda.	G	$3,9 \times 10^3$	492 (48)	Inicio de la soldadura en el metal base en el extremo de la soldadura de tapón o de ranura, extendiéndose en el metal base.

TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga	
Ejemplos Típicos Ilustrativos	
Sección 8. Uniones varias	
8.1	
8.2	
8.3	
8.4	
8.5	

Referencias

- American Institute of Steel Construction. (2005). Specification for Structural Steel Buildings.
- Bachmann, H., & Ammann, W. (1987). *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines* (3era ed.). Zurich: ABSE.
- Csernak, J. C. M.-S. F. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (5th ed.).
- Feldmann, M., Heinemeyer, C., & Volling, B. (2008). Design Guide for Floor Vibrations - ArcelorMittal. *Built Environment*, (January 2008), 3–5.
- German Inst. for Standards. (1983). DIN 4150: Vibrations in civil engineering. German.
- Hasanbas, E. (2013). *The Effect of Vibratory Screens on Supporting Structures*. University of Utah.
- Institution of Swiss Highway Eng. (1978). Swiss Standard SN 640312: Vibration effects on structures. Zurich: VSS secretariat.
- Int. Organization for Standardization. (1997). ISO 2631-1 Mechanical vibration and shock-Evaluation of human exposure to whole-body vibration. Geneva: ISO secretariat.
- J.P. Den Hartog. (1956). *Mechanical Vibrations*.
- José Roberto Zetina Muñoz. (2011). *Diseño Práctico de Cimentaciones Sujetas a Vibración Producida por Maquinaria*. México DF.
- Murray, T. M., Allen, D. E., Ungar, E. E., & Davis, D. B. (2016). *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity: Second Edition*, 130.
- Paz, M., & Leigh, W. (2003). *Structural Dynamics: Theory And Computation*.
- Poon, D., Zuo, S., Hsiao, L. E., Zhi, Y., & Zhao, X. (2010). Time History Response Analysis of the Floor Vibration Study of Shanghai Center Project. *2010 Structures Congress*.
- Svinkin, M. R. (2015). Tolerable Limits of Construction Vibrations. *Journal of Structural Design and Construction*, 4014028(7), 1–7.

