



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**COMPARACIÓN DE DISEÑOS SÍSMICOS APLICADOS AL EDIFICIO DE
OFICINAS Y COMERCIO IMSA (INVERSIONES MOBILIARIAS S.A)
BASADO EN CONSTRUCCIÓN COMPUESTA (ACERO ESTRUCTURAL Y
CONCRETO) Vs CONCRETO REFORZADO.**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Lucía Patricia Fariñas Morales

Br. Victor Manuel Centeno Gómez

Br. Deymos Alexander Leiva Campbell

Tutor

Dr. Ing. Armando Ugarte

Managua, Octubre 2016

I. DEDICATORIA

Dedicamos esta tesis a DIOS, quien inspiró nuestro espíritu para la conclusión de esta tesis, por brindarnos la dicha de la vida, la salud, el bienestar físico y espiritual y las ganas de ser cada día mejores personas. A nuestros padres que nos dieron vida, educación, apoyo y consejos, por su esfuerzo y amor para alcanzar las metas que hemos puestos en nuestra vida y seguir siempre adelante, a nuestras familias y seres queridos que se mantuvieron al pendiente.

A nuestros maestros que en este andar, influyeron con sus lecciones y experiencias en formarnos como personas de bien, preparadas para los retos que pone la vida, a todos y cada uno de ellos dedicamos cada una de estas páginas de nuestra tesis.

A los compañeros de estudio y amigos, que con su ayuda contribuyeron a la realización de este trabajo.

A todos ellos les agradecemos inmensamente.

II. AGRADECIMIENTO

La presente tesis es un esfuerzo conjunto, donde participaron varias personas de manera directa e indirecta, de tal forma que se logró el propósito de optar y posteriormente obtener el título de Ingeniero Civil.

Agradecemos al Ingeniero Armando Ugarte por la confianza y paciencia, por habernos dirigido en este trayecto profesional. Al Ingeniero Carlos Gutiérrez por los consejos y apoyo brindado, Ing. Julio Maltez Montiel e Ing. Dany Hernández por sus comentarios y ayuda bibliográfica en el proceso de la elaboración de nuestra tesis.

Gracias a nuestros compañeros con los que elaboramos esta monografía, para poder optar a nuestro título profesional, siempre estuvimos juntos hasta alcanzar esta meta.

Muchas gracias a todos.

III. RESUMEN

La estructura presentada fue parte de un proyecto de edificio con destino de oficinas localizado cerca de la pista Jean Paul Genie en Managua.

Este documento aborda el proceso desarrollado durante la aplicación del diseño sísmico en dos tipos de marcos especiales de momento para una misma estructura. Este se encuentra constituido por cuatro capítulos, primeramente desarrollando las características del tema investigativo presentando: introducción, antecedentes, justificación, objetivos y marco teórico; capítulo dos, parámetros de análisis y provisiones sísmicas para edificio IMSA con estructura de marcos especiales de momento de concreto reforzado, mismo proceso utilizado para marcos especiales de momento compuesto de acero estructural y concreto reforzado, datos obtenidos del análisis del modelo 3D, para este último ver página IV Anexo 3; capítulo 3, diseño sísmico y presupuesto para el edificio formado por marcos especiales de momento de concreto reforzado cumpliendo con normas ACI318-14, y por último, Capítulo 4, proceso de diseño sísmico y presupuesto para la misma edificación pero en este caso formado por marcos especiales compuestos de acero estructural y concreto reforzado siguiendo normativas ACI318-14 y AISC341-10.

Al final se identifican diferencias y similitudes entre ambos sistemas, tanto en comportamiento, diseño y presupuesto de la edificación. Además del uso de nuestro Reglamento Nacional de la Construcción 2007 (RNC-07) se hizo uso de códigos de diseño y análisis estructural internacional como son ASC7-10, ACI318-14, AISC341-10, AISC360-10, IBC-2009.

En esta investigación, se puede apreciar la diferencia entre el dimensionamiento que deben tener los elementos de concreto reforzado que trabajan solamente con la capacidad de un material estructural, no solicitadas por resistencia, sino por control de colapso, áreas de secciones mucho mayores que las requeridas en estructura compuesta donde trabajan dos materiales como una unidad, en este caso haciendo uso de secciones de perfiles de acero embebidas en concreto para columnas y entrepiso

compuesto formado por vigas de acero unidas a losacero (losa de concreto sobre lamina troquelada) por medio de conectores de cortante.

IV. ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1 PRESENTACIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES	3
1.3. JUSTIFICACIÓN	5
1.4. OBJETIVOS	7
1.4.1. OBJETIVO GENERAL	7
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
1.5. MARCO TEÓRICO	8
1.5.1. DISEÑO SÍSMICO:	8
1.5.2. MARCO ESPECIAL DE CONCRETO REFORZADO:	10
1.5.3. MARCOS ESPECIALES COMPUESTOS DE ACERO Y CONCRETO:	12
1.5.4. ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL	15

CAPÍTULO 2 ANÁLISIS Y PROVISIONES SÍSMICAS

2.1. MARCO TEÓRICO	17
2.1.1. ACCIONES PERMANENTES (PP Y CM)	17
2.1.2. ACCIONES VARIABLES (CV Y CVR)	17
2.1.3. CARGAS DE VIENTO	17
2.1.4. VELOCIDAD DE DISEÑO	17
2.1.5. FACTOR DE TOPOGRAFÍA Y RUGOSIDAD DEL TERRENO (F_{TR})	17
2.1.6. CENTRO DE MASA	18
2.1.7. CENTRO DE RIGIDEZ	18
2.1.8. EFECTOS DE TORSIÓN	18
2.2. PARÁMETROS DE ANÁLISIS	19
2.2.1. MODELAJE:	19
2.2.2. MATERIALES A UTILIZAR:	20
2.2.3. CASOS DE CARGA	21
2.2.3.1. Acciones permanentes adicionales (CM)	21
2.2.3.2. Acciones variables (CV y CVR)	21
2.2.3.3. Acciones accidentales	22

2.2.3.3.1. Carga sísmica	22
2.2.3.3.1.1. Clasificación	22
2.2.3.3.1.2. Condición de regularidad Arto. 23 RNC-7	22
2.2.3.3.1.3. Capacidad dúctil de estructura:	26
2.2.3.3.1.4. Período fundamental de vibración de la estructura:	26
2.2.3.3.1.5. Factor de reducción por ductilidad:	27
2.2.3.3.1.6. Influencia del suelo:	27
2.2.3.3.2. Cargas de viento:	28
2.2.4. SELECCIÓN DEL TIPO DE MARCO:	28
2.3. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS	29
2.3.1. MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE	29
2.3.1.1. Cálculo de coeficiente sísmico por método estático equivalente:	29
2.3.1.2. Efectos de torsión	29
2.3.1.3. Efectos de segundo orden	31
2.3.1.4. Efectos bidireccionales	33
2.3.2. MÉTODO DINÁMICO DE ANÁLISIS MODAL	33
<u>CAPÍTULO 3 DISEÑO Y PRESUPUESTO DE MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO</u>	<u>35</u>
3.1. MARCO TEÓRICO	36
3.1.1. RIGIDEZ EFECTIVA:	36
3.1.2. RESISTENCIA AL MOMENTO TORSIONAL	36
3.1.3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	38
3.1.4. CONTROL DE DESPLAZAMIENTO POR COLAPSO	39
3.2. DISEÑO DE ENTREPISO	40
3.2.1. LÁMINA TROQUELADA	40
3.2.2. VIGAS SECUNDARIAS	40
3.2.3. VIGAS PRINCIPALES	43
3.3. COLUMNAS ESPECIALES DE MOMENTO	52
3.4. NODOS ESPECIALES DE MOMENTO	57
3.5. CONTROL DE DESPLAZAMIENTO DE MARCOS	59
3.6. CIMENTACIÓN	60
3.7. PRESUPUESTO	65

CAPÍTULO 4 DISEÑO Y PRESUPUESTO DE MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO COMPUESTOS DE ACERO ESTRUCTURAL Y CONCRETO 66

4.1. MARCO TEÓRICO	67
4.1.1. RIGIDEZ REDUCIDA	67
4.1.2. VIGAS Y COLUMNAS QUE FORMAN MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO COMPUESTO	67
4.1.3. VIGAS COMPUESTAS CONSIDERACIONES	67
4.1.3.1. Método de distribución de las tensiones plásticas	67
4.1.3.2. El método de compatibilidad de las deformaciones	67
4.1.3.3. Consecuencia del apuntalamiento.	68
4.1.3.4. Condición compuesta	68
4.1.3.5. Localización del eje neutro plástico	69
4.1.3.6. Conectores de cortante	69
4.1.3.7. Criterio de deflexión por carga viva	70
4.1.3.8. Resistencia por flexión negativa:	70
4.1.4. CONSIDERACIONES PARA COLUMNAS COMPUESTAS DE ACERO ESTRUCTURAL EMBEBIDO EN CONCRETO REFORZADO	71
4.1.4.1. Curva de interacción para modelo de distribución de tensiones plásticas	71
4.2. DISEÑO DE ENTREPISO COMPUESTO	72
4.2.1. LÁMINA TROQUELADA	72
4.2.2. VIGA SECUNDARIA COMPUESTA	73
4.2.3. VIGAS PRINCIPALES COMPUESTAS	80
4.3. COLUMNAS COMPUESTA, PERFIL DE ACERO EMBEBIDO EN CONCRETO	89
4.4. NODOS	98
4.5. CONTROL DE DESPLAZAMIENTO	98
4.6. CIMENTACIÓN	99
4.7. PRESUPUESTO	103
CONCLUSIONES	104
RECOMENDACIONES	105
BIBLIOGRAFÍA	106
ANEXOS	I

ANEXO 1. GRÁFICO COMPARACIÓN DE DISEÑOS Y PRESUPUESTOS	II
ANEXO 2. ESTRATIGRAFÍA DEL TERRENO	III
ANEXO 3. RESULTADOS DE ANÁLISIS EN ESTRUCTURA COMPUESTA	IV
ANEXO 4. MODELO ETABS V15.	VII
ANEXO 5. CÁLCULO DE PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO	IX

V. ÍNDICE DE TABLAS

Tabla.No.1 Desplazamientos estruct. Concreto reforzado.	25
Tabla.No.2 Derivas y condición piso suave estruct. Conc. Ref.	25
Tabla.No.3 Centro de masa y rigidez extraído de ETABSV15 estruct. Conc. Ref.	26
Tabla.No.4 Relación excentricidad estática entre dimensión en planta estruct. Conc. Ref.	26
Tabla.No.5 ASCE7-10 sección 12.8.2.1 Variables para calcular períodos de vibración según marco.	27
Tabla.No.6 Excentricidades estáticas por piso estruct. Conc. Ref.	30
Tabla.No.7 Condición efecto de segundo orden estruct. Conc. Ref.	32
Tabla.No.8 Cortante basal estático y dinámico	33
Tabla.No.9 Participación de masas por modo en estruct. Conc. Ref.	34
Tabla.No.10 Deformación estruct. Conc. Ref.	59
Tabla.No.11 Distorsiones máximas por piso estruct. Conc. Ref.	60
Tabla.No.12 Deformación estruct. Compuesta.	98
Tabla.No.13 Distorsiones máximas estruct. Compuesta.	99
Tabla.No.14 Resumen de diseño de ambas estructuras	II
Tabla.No.15 Centro de masa y rigidez estruc. Comp.	IV
Tabla.No.16 Excentricidades estáticas por piso estruc. Comp.	IV
Tabla.No.17 Relación excentricidad estática con dimensión en planta por piso en estruc. Comp.	IV

Tabla.No.18 Cortante basal estático y dinámico estruc. Comp.	V
Tabla.No.19 % Participación de las masas en estructura.	VI
Tabla No.20 Presión admisible del suelo	IX

VI. ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.No.1. Combinación del acero estructural y concreto reforzado.	12
Fig.No.2. Viga compuesta	13
Fig.No.3. Cargas de gravedad aplicada en sistema entrepiso	13
Fig.No.4. Interacción de los sistemas	14
Fig.No.5 Vista 3D modelo	19
Fig.No.6 Vista de planta de edificio	19
Fig.No.7 Esquema de desplazamientos	24
Fig.No.8 Espectro de diseño	27
Fig.No.9 Excentricidad accidental en patrón de carga de sismo	30
Fig.No.10 Calculo del Momento torsional	30
Fig.No.11 Analogía de la cercha espacial de una viga a torsión	37
Fíg.No.12 Descomposición de la fuerza V_i en una fuerza de compresión D_i y una fuerza de tracción axial N_i en una de las paredes del tubo.	37
Fig.No.13 Superficie de interacción biaxial	38
Fig.No.14 Orientación de eje neutro en varios ángulos	38
Fig.No.15 Ubicación de Cargas actuantes dentro de la curva de interacción	39
Fig.No.16 Momento y cortante en vigas 0.40mx0.85m combinación de esfuerzos máximos en 1.2CM+SY(+)+0.3SX(-)+CV, sismo considerando momento torsional de excentricidad accidental 0.1b.	43

Fig.No.17 Momentos en extremos y centro de la luz de la viga.	50
Fig.No.18 Condiciones de refuerzo en extremos y centro de la luz de la viga.	51
Fig.No.19 Refuerzo longitudinal en sección transversal de viga	52
Fig.No.20 Momento, cortante y axial en columnas 1.0mx1.0m combinación de esfuerzos máximos en 0.9CM-SX(+)+0.3SY(+), sismo considerando momento torsional de excentricidad accidental 0.1b.	52
Fig.No.21 Refuerzo longitudinal de columnas	54
Fig.No.22 Curva de interacción de columna de 1.0mx1.0m	54
Fig.No.23 Longitud de desarrollo gancho 90° y 180°	64
Fig.No.24 Tabla ACI318-14 factor para reducción de rigidez por inercia gruesa	67
Fig.No.25 Localización del eje neutro plástico	69
Fig.No.26 Diagrama de fuerzas a flexión negativa	70
Fig.No.27 Construcción de curva de interacción AISC360-10 comentarios C-15.2	71
Fig.No.28 Fuerza cortante y momento en viga secundaria combinación 1.2CM+1.6CV	73
Fig.No.29 Sección transversal lamina troquelada	76
Fig.No.30 Tabla 4.1 AISC Guía de diseño 11 limites aceleraciones	80
Fig.No.31 Fuerza cortante y momento en viga combinación 1.2CM-SX(+)+0.3SY(+)+CV	81
Fig.No.32 Fuerza cortante y momento en columna combinación 1.2CM+SX(-)+0.3SY(+)+CV	89
Fig.No.33 Curva de interacción de resistencia para columna compuesta	93

Fig.No.34 Separación conectores en sección transversal	95
Fig.No.35 Falla por fracturamiento del concreto por anclas, vista en elevación y sección trasversal.	95
Fig.No.36 Distribución de ref. long., estribos y conectores de cortante para sección de columna.	97
Figura.No.37 Distorsiones máximas de ambos sistemas	II
Figura.No.38 Comparación de costos entre sistemas	II
Figura 39. Columna estratigráfica de zona Boulevard Jean Paul Genie	III
Fig.40 Elev. Estruct. 2 igual a 3 Estruct. Conc. Ref.	VII
Fig.41 Elev. Estruct. B,C,D Y E Estruct. Conc. Ref.	VII
Fig.42 Elev. Estruct. 1 igual a 4 Estruct. Conc. Ref.	VII
Fig.43 Elev. Estruct. A igual a F Estruct. Conc. Ref.	VII
Fig.44 Planta Niv.1,2,3,4 y 5 Estruct. Conc. Ref.	VII
Fig.45 Planta Niv.6 Estruct. Conc. Ref.	VII
Fig.46 Modo 1 periodo fundamental de vibración 0.884 seg. Direcc. X Estruct. Conc. Ref.	VII
Fig.47 Elev. Estruct. 2 igual a 3 Estruct. Compuesta	VIII
Fig.48 Elev. Estruct. B,C,D Y E Estruct. Compuesta	VIII
Fig.49 Elev. Estruct. 1 igual a 4 Estruct. Compuesta	VIII
Fig.50 Elev. Estruct. A igual a F Estruct. Compuesta	VIII
Fig.51 Planta Niv.1,2,3,4 y 5 Estruct. Compuesta	VIII
Fig.52 Planta Niv.6 Estruct. Compuesta	VIII
Fig.53 Modo 1 periodo fundamental de vibración 0.907 seg. Direcc. Y. Estruct. Compuesta	VIII

CAPÍTULO 1 PRESENTACIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

Es posible que dos estructuras que tengan casi las mismas características dinámicas, respondan de manera bastante distinta a un sismo. En la práctica este hecho tiene menos importancia de la que parece a primera vista, gracias a la influencia del amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros.

El grado de amplificación de la edificación depende del amortiguamiento propio de este y de la relación entre el período de la estructura y el período dominante del suelo.

De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de período corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con períodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

La magnitud de las modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden 50% de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados.

Una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura, además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible.

Para ilustrar el comportamiento inelástico en la respuesta sísmica, se puede imaginar el siguiente ejemplo: Tres sistemas tienen el mismo período de vibración y el mismo porcentaje de amortiguamiento. El primero posee suficiente resistencia para soportar el sismo manteniéndose en su intervalo de comportamiento lineal. El segundo tiene la mitad de esa resistencia y el tercero la cuarta parte, pero estos dos últimos poseen suficiente capacidad de

deformación para que la respuesta se mantenga dentro de la zona de fluencia sin llegar al colapso, con un tipo de comportamiento que se denomina elasto-plástico. El desplazamiento máximo de los tres sistemas es muy similar.

De este ejemplo mostrado puede inferirse que es posible dar a una estructura una seguridad adecuada contra el colapso, con una resistencia elevada aunque no se cuente con mucha ductilidad, o con una resistencia mucho menor siempre que se proporcione amplia capacidad de deformación inelástica(ductilidad). De esta segunda manera se aprovecha el amortiguamiento inelástico para disipar una parte sustancial de la energía introducida por el sismo.

Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con una aproximación en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada del edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

1.2. ANTECEDENTES

Hasta el momento no existen estudios con un enfoque igual de comparación sobre estos dos sistemas en nuestro país, pero sí, se encontró una tesis donde se diseña un hospital formado por sistema de marcos compuestos de acero estructural embebido en concreto y entrepiso compuesto. El estudio fue realizado en 2008, por ingenieros en culminación de sus estudios, de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Por otro lado, se localizó bibliografía latinoamericana donde se estudia el comportamiento de los materiales compuestos de acero embebidos en concreto por medio de elementos finitos, investigación realizada por Tiziano Perea en México, quien publicó un libro sobre el tema.

Los códigos AISC y ACI en conjunto, han agregado secciones donde incluyen el diseño de elementos compuestos. Tomando las consideraciones especiales de provisiones sísmicas AISC 341-10 y ACI318-2014 Capítulo 18.

En Nicaragua, el Hospital Monte España es el único edificio con antecedentes de haber sido construido con marcos compuestos de acero estructural embebido en concreto reforzado.

Mediante la construcción compuesta, en los últimos años se ha demostrado que puede lograrse gran resistencia, uniendo los dos materiales de modo que actúen como unidad. Las vigas de acero y las losas de concreto unidas forman un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar aumentos de una tercera parte y aún mayores de las cargas que podrían soportar las vigas de acero trabajando por separado.

En columnas durante muchas décadas se han usado los perfiles estructurales de acero en combinación con concreto simple o reforzado. Originalmente el concreto se usaba para proporcionar protección contra el fuego y la corrosión del acero sin considerar la unión de ambos materiales para efectos estructurales.

El uso compuesto se empleaba comúnmente en puentes por lo que se empezó a incluir en las especificaciones de la AASHTO en 1994 y en el AISC en 1952.

El Instituto Americano de Construcción en Acero, es pionero en el desarrollo de especificaciones para acero y hormigón, miembros compuestos en la década de 1960 y el cual sigue actualizando y mejorando sus previsiones de diseño con respecto a estos miembros. El documento elaborado por el Instituto describe una serie de acontecimientos, empezando por la AISC 1999 Especificación, que han dado lugar a un tratamiento más completo del diseño de columnas compuestas, la extensión de las disposiciones en el diseño de las articulaciones, y el uso de la construcción mixta en el diseño sísmico.

1.3. JUSTIFICACIÓN

En este trabajo se pretende demostrar diferencias y similitudes, entre sistemas de marcos especiales de momento de concreto reforzado y marcos especiales de momento compuestos con columnas de acero estructural embebido en concreto reforzado y entre piso compuesto por losacero unida a vigas de acero, diseños sísmicos de ambos sistemas empleados en una misma estructura, calculando de forma manual con resultados obtenidos gracias a herramienta ETABS, programa que permite realizar modelo 3D en elementos finitos, y realizando sus presupuestos.

No es tan preciso afirmar que son mejores las estructuras solo de metal o de concreto. Ambas estructuras son seguras si son diseñadas apropiadamente. Sin embargo, el concreto por su rigidez, su falla es frágil, la ventaja de la estructura metálica es que puede volver a su lugar a pesar del movimiento siempre y cuando no alcance su nivel de colapso. Al combinar ambos materiales se logra proporcionar un comportamiento de la estructura más favorable que separados.

En el presente tema monográfico de construcción compuestas (acero estructural y concreto) Vs concreto reforzado, se pretende dar una alternativa de construcción siendo Nicaragua un país altamente vulnerable ante sismos de gran magnitud, situación que ha enfrentado el país y se han presentado períodos de duración muy corto con epicentros poco profundos y devastaciones inminentes, como lo experimentado en el terremoto de 1972, el cual nos permitió documentar esta información valiosa y aprender más sobre la vulnerabilidad a la que están expuestas las estructuras sobre el territorio nacional.

El diseño de un sistema de marco especial compuesto o de concreto reforzado sería una solución óptima, aunque el costo de construcción es elevado, pero es muy seguro al momento de un eventual sismo para construcciones que se realicen en la zona del pacífico, propensa a terremotos, encontrándose la mayoría de volcanes activos y fallas geológicas, también tomándose en cuenta el tipo de suelo en donde se construye.

Teniendo claro que en realidad no hay una estructura completamente antisísmica, lo que se trata es de construir estructuras que tienen más capacidad de absorber la fuerza sísmica, en comparación con otras.

El edificio utilizado como modelo a analizar, es una estructura que formará parte de un complejo de atención al público, destino de uso del edificio que será para oficinas, por lo que se necesita un alto grado de seguridad ante las probables sollicitaciones de cargas.

Un aspecto de gran importancia es que este estudio permitirá consolidar conocimiento, ampliarlo y hacer un aporte sobre el tema, sumar bibliografía en el área y seguir profundizando mediante la realización de investigaciones sobre este tipo de sistemas.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

- Comparar dos sistemas estructurales diseñados sísmicamente, siguiendo configuración de edificio IMSA, con secciones compuestas (acero estructural y concreto) Vs concreto reforzado.

1.4.2. Objetivos específicos

- Diseñar sísmicamente estructura edificio IMSA de concreto reforzado.
- Diseñar estructura sísmica compuesta de acero estructural y concreto reforzado para edificio IMSA.
- Realizar presupuesto de ambos diseños sísmicos.
- Comparar ambos diseños estructurales, aplicados en el edificio IMSA.
- Comparar comportamiento de los sistemas diseñados, de forma sísmica con el uso de software.

1.5. MARCO TEÓRICO

1.5.1. Diseño sísmico:

El diseño sísmico reconoce que no es económicamente viable, en general, para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño. El problema se plantea en forma rigurosa como uno de optimización, en que debe equilibrarse la inversión que es razonable hacer en la seguridad de la estructura con la probabilidad del daño que puede ocurrir.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos, por una parte, evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura; y, por otra, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico:

- i) Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura;
- ii) Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura;
- iii) El estado límite de supervivencia no debe exceder ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Estas probabilidades pueden manejarse en términos de períodos de retorno; a continuación se muestra este planteamiento e incluye períodos de retorno considerados aceptables para cada uno de los tres casos.

Los reglamentos en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis para tres niveles de sismos; tratan de cumplirlos de manera indirecta mediante un conjunto de requisitos que supuestamente llevan a ello.

Estado límite para diseño sísmico

<i>Estado límite</i>	<i>Intensidad sísmica</i>	<i>Período de retorno, años</i>
Servicio	Moderada	20-30
Integridad	Severa	50-100
Supervivencia	Extraordinaria	500-1000

Los objetivos antes expuestos no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, aunque esto es parte esencial del proceso. Debe darse a la estructura la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno. En caso de sismo severo, es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

Esto implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que se introducirían si su comportamiento fuese elástico-lineal.

En el reglamento de construcción especifica un espectro de diseño de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite que dichas fuerzas se reduzcan por un factor de comportamiento Q , que depende del tipo de estructura en función de

su capacidad de disipación de energía inelástica, o de su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen estados límites de resistencia de sus secciones.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, el reglamento requiere que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro del límite admisible. Se usan los desplazamientos que se calculan para el sismo de diseño y por tanto, no corresponden a condiciones de servicio, y se comparan con desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que ocasionan daño no estructural.

1.5.2. Marco especial de concreto reforzado:

El diseño sísmico aplica disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de concreto construida en obra capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin un deterioro crítico de su resistencia. La integridad de la estructura en el rango inelástico de respuesta debe mantenerse dado que las fuerzas de diseño definidas se consideran menores que aquellas correspondientes a la respuesta lineal para la intensidad esperada del sismo.

A medida que una estructura de concreto construida en obra adecuadamente detallada responde ante movimientos fuertes del terreno, su rigidez efectiva disminuye y su disipación de energía aumenta. Estos cambios tienden a reducir las aceleraciones de respuesta y las fuerzas inerciales laterales con respecto a los valores que se producirían si la estructura permaneciera linealmente elástica y con bajo amortiguamiento. Así, el uso de fuerzas de diseño que representen los efectos de un sismo requiere que el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas mantenga una porción significativa de su resistencia en el rango inelástico bajo desplazamientos alternantes.

Al seleccionar dimensiones de elementos estructurales para estructuras resistentes a sismos, es muy importante considerar los problemas relacionados con la congestión del refuerzo. El diseño debe hacerse de tal modo de que todo el refuerzo se pueda colocar y comportar apropiadamente. El empleo de los límites de cuantía de refuerzo superiores a los permitidos

probablemente conduzca a problemas insolubles de construcción, especialmente en los nodos de los pórticos.

Empleo de refuerzo longitudinal con resistencia mayor que la supuesta en el diseño, conduce a esfuerzos cortantes y adherencia, mayores en el instante en que se desarrollen los momentos de fluencia. Estas condiciones pueden originar fallas frágiles por cortante o adherencia y deben evitarse aun cuando dichas fallas puedan ocurrir a cargas mayores que las previstas en el diseño. Por lo tanto, se impone un límite superior a la resistencia real a la fluencia del acero.

El requisito de una resistencia de tracción mayor que la resistencia a la fluencia del refuerzo se basa en la suposición que la capacidad de un elemento estructural para desarrollar la capacidad de rotación inelástica es una función de la longitud de la región de fluencia a lo largo del eje del elemento.

ACI318-2014 Sección 18.6 Disposiciones para vigas de marcos especiales de momento de concreto reforzado, esta sección se refiere a vigas que resisten cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos. En sección 9 se limita la deformación unitaria neta de tracción, ϵ_t , y de esta manera se limita indirectamente en un elemento en flexión la cuantía de refuerzo de tracción a una fracción de la cantidad que produciría condiciones balanceadas.

En secciones sometidas a flexión y carga mono tónicamente hasta la fluencia, este enfoque es factible porque la probabilidad de falla a la compresión puede estimarse confiablemente con el modelo de comportamiento adoptado para determinar la cuantía de refuerzo correspondiente a una falla balanceada.

El mismo modelo de comportamiento no puede describir las condiciones de un elemento en flexión sometido a inversiones de desplazamiento dentro del rango inelástico. Por lo tanto, existen pocas justificaciones para continuar refiriéndose a condiciones balanceadas en el diseño de estructuras de concreto reforzado resistente a sismo.

ACI318-2014 sección 18.7 Columnas especiales $\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$ el propósito de esta condición es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que se

consideren ante fuerzas sísmicas. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de acción inelásticas en ellas. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso.

1.5.3. Marcos especiales compuestos de acero y concreto:

Definición de construcción compuesta:

Elementos estructurales y sistemas formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto.

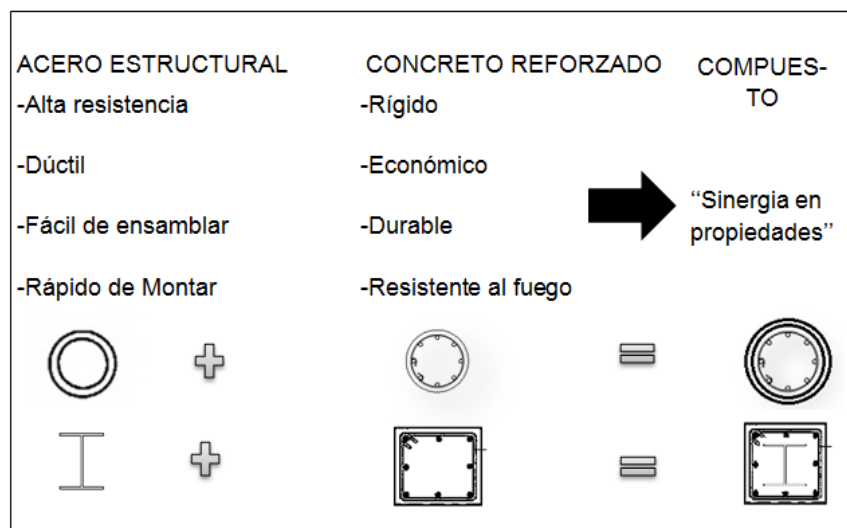


Fig.No.1. Combinación del acero estructural y concreto reforzado

Dos tipos de materiales que han sido ampliamente utilizados en la construcción de obras civiles son el concreto reforzado y el acero estructural embebido, empleados en columnas de edificios y vigas, comúnmente más aplicados a puentes. Es conocida por los especialistas, en estructuras las ventajas de ambos materiales y el diseñador puede combinar estos dos materiales eficientemente, aprovechando las características de cada uno.

La unión de concreto-acero es común observarla en sistemas de entrepiso compuesto con lámina troquelada, perfiles de acero y conectores de cortante para unión a la losa de concreto.

Vigas compuestas en donde está sujeta a flexión que se descompone en un par de fuerzas una de compresión que es la que le da a la losa de concreto y una de tensión que es la que toma el acero estructural.

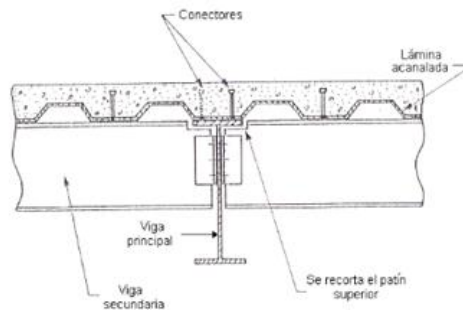


Fig.No.2. Viga compuesta

Acción compuesta:

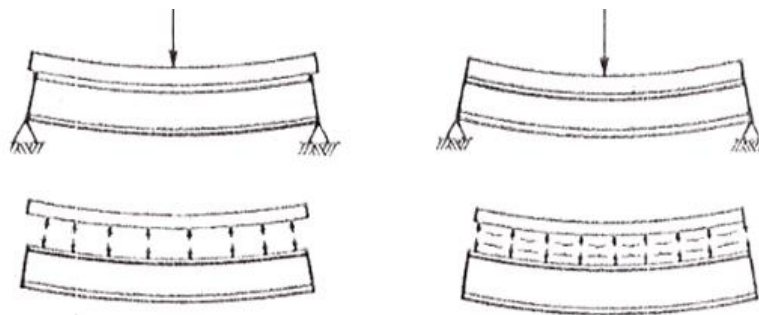


Fig.No.3. Cargas de gravedad aplicada en sistema entrepiso

Sometido a cargas de gravedad se observa la losa de concreto en la parte superior y abajo el perfil estructural en elemento (Fig.3a) los materiales no interactúan, no trabajan en conjunto se ve en las deformaciones que cada uno de los materiales toma sus propias deformaciones (Fig. 4a).

Ahora, si se ponen anclajes mecánicos en la unión en elemento (Fig.3b) se moverán de forma conjunta, se observara en la deformación unitaria 'interacción completa (Fig.4c)' de la sección transversal que están trabajando en conjunto. Una parte intermedia sería cuando hay acción compuesta parcial 'interacción parcial (Fig.4b)'.

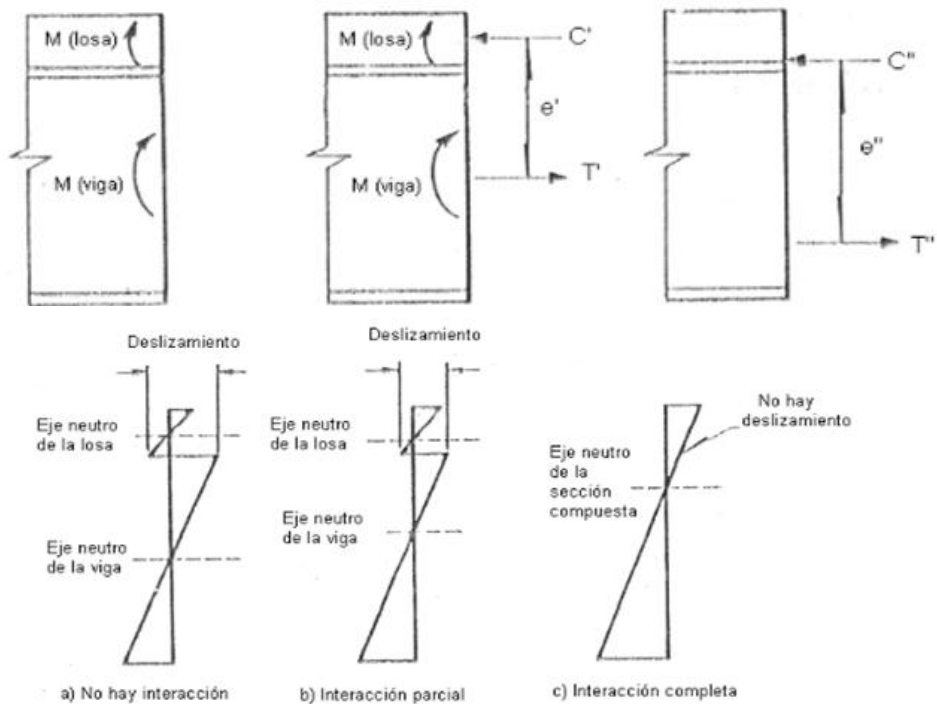


Fig.No.4. Interacción de los sistemas

Cuando no se toman medidas para transmitir fuerzas cortantes entre la losa de concreto y la viga de acero en la que se apoya, los dos elementos trabajan por separado. Como las deflexiones de la losa y viga son iguales, una parte de la carga es resistida por la primera, sin embargo la diferencia entre módulo de elasticidad y momento de inercia es tan grande que suele despreciarse la carga que soporta la losa ya que resulta muy pequeña.

Para determinar los efectos de carga en miembros y conexiones de una estructura que incluye miembros compuesto, se debe considerar la sección efectiva para cada instante de incremento de carga aplicada.

El diseño, detallado y propiedades de los materiales relacionados a las partes de concreto y acero de refuerzo en la construcción compuesta de marcos especiales de momento deben cumplir con las especificaciones de diseño para concreto reforzado y barras de refuerzo estipuladas por las normativas de edificación aplicable AISC341-10 sección G3, adicionalmente donde lo indica esta sección deberá aplicarse las disposiciones del código ACI318-2014 y AISC360-10.

Diseñar con estas provisiones marcos esperados a proveer significantes capacidades de deformación inelástica hasta alcanzar la ductilidad de marcos

especiales de momento compuestos (C-SMF) en vigas y límite de ductilidad de la zona de panel de la columna. Excepto donde es permitido en la sección G3 AISC341 de otra manera, columnas deben ser diseñadas para ser generalmente más fuertes que la completamente flexible y fuerte tensión en vigas.

La resistencia nominal de secciones compuestas deberá ser determinada de acuerdo con el método de distribución de tensiones plásticas o el método de compatibilidad de deformaciones tal como se define en sección AISC360 capítulo I.

1.5.4. Análisis tridimensional

En este análisis se crea en ETABS V15.2.2 un modelo espacial del sistema estructural a analizar. Las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masa de cada piso por lo tanto debe existir una forma de transmitir estas fuerzas a cada pórtico, la forma en que lo hacen los programas es considerando unos elementos de ligadura (links) que amarran los grados de libertad de desplazamientos horizontales de cada nudo del piso a los desplazamientos y rotaciones del centro de rigidez del piso. Esto obedece a la existencia de diafragmas rígidos en los pisos.

CAPÍTULO 2 ANÁLISIS Y PROVISIONES SÍSMICAS

2.1. MARCO TEÓRICO

2.1.1. Acciones permanentes (PP y CM)

Son aquellas fuerzas que actúan continuamente sobre la estructura y su magnitud, se puede considerar invariable en el tiempo.

En estado de carga (PP) se considera la acción del peso propio de los elementos estructurales para el modelo en programa ETABS. Para calcular el peso propio se considera la densidad del material establecido para el miembro o elemento, siendo para el caso del concreto de 2400 kg/m³ y del acero estructural 7850 kg/m³, la carga muerta adicional (CM) es ingresada según estimaciones del peso de accesorios eléctricos, conductos, cielo raso, etc.

2.1.2. Acciones variables (CV y CVR)

Son aquellas que actúan sobre la estructura, con una variabilidad de su magnitud y/o localización en el tiempo. Fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente.

Las cargas aplicadas en el diseño se determinaron según el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07, Arto. 10 (Entrepiso y Techo).

2.1.3. Cargas de viento

Presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada (kg/m²).

2.1.4. Velocidad de diseño

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño. Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la siguiente ecuación: $V_D = F_{TR} F_\alpha V_R$

2.1.5. Factor de topografía y rugosidad del terreno (F_{TR})

Toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio Tabla 6 RNC-7.

2.1.6. Centro de masa

Es el punto en el cual se puede considerar que actúa toda la masa del piso y está posicionada en ese lugar produce el mismo efecto que cada una de las masas del piso, actuando en su posición real.

2.1.7. Centro de rigidez

Es el punto con respecto al cual el edificio se mueve desplazándose como un todo. Si el edificio presenta rotaciones estas serán con respecto a este punto. Existe línea de rigidez en sentido X y Y, la interacción de ellas presenta el centro de rigidez. Las líneas de rigidez representan la línea de acción de la resultante de las rigideces en cada sentido, considerando las rigideces de cada pórtico como fuerzas.

2.1.8. Efectos de torsión

Se presentan cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa y por lo tanto la fuerza sísmica produce momentos torsores a la edificación. El momento torsor se calcula como la fuerza sísmica de piso por la excentricidad perpendicular al sentido de análisis. Una vez encontrado el efecto de rotación se puede analizar la estructura considerando la fuerza sísmica, más su momento torsor actúan en el centro de rigidez del piso. Para calcular el momento torsor de piso, se deben sumar los efectos torsores de los pisos superiores.

La excentricidad torsional de rigideces calculadas en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$e_D = 1.5e_s + 0.1b$; $e_D = e_s - 0.1b$; siendo b la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

2.2. PARÁMETROS DE ANÁLISIS

2.2.1. Modelaje:

El edificio presente en esta investigación consta de 5 plantas, ancho 22.35mx41.35m de largo, altura total de 24m, destinado a oficinas ubicado en Managua considerado con cerramiento de vidrio.

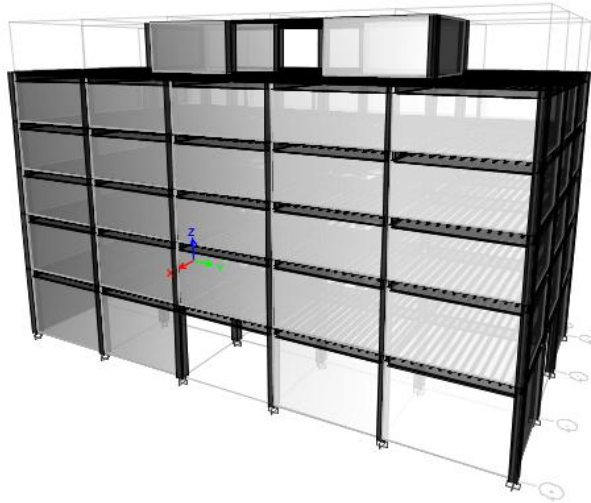


Fig.No.5 Vista 3D modelo

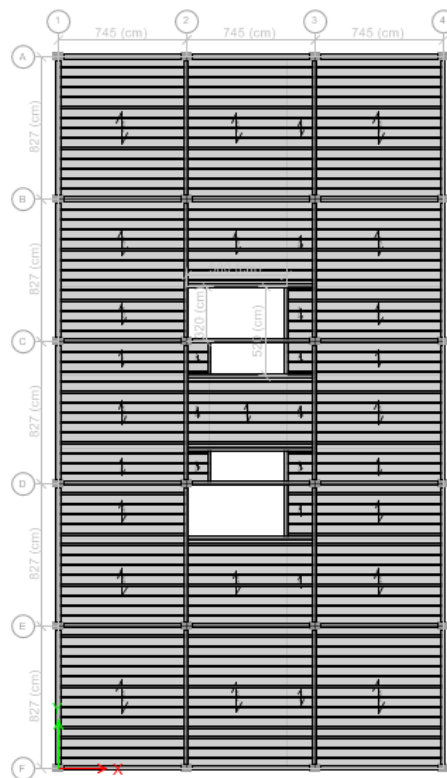


Fig.No.6 Vista de planta de edificio

Los apoyos en la base de columnas se idealizaron como empotres, a cada entrepiso fue asignado su diafragma como rígido. Vigas secundarias de acero @ 0.60m máximo, claros libre de vigas de marcos especiales en dirección X 7.45m y dirección Y 8.27m, tomando en entrepiso sección de viga compuesta en modelo de edificio compuesto con espesor de 8 cms de concreto sobre lamina troquelada y materiales sin unir entre sí en diseño de concreto reforzado utilizando 5 cms como espesor de concreto.

Induciendo espectro de diseño de Nicaragua, balanceando fuerza dinámica con respecto a fuerza estática para revisión del período de vibración y participación de masas en estructura, el uso del método estático equivalente se permite por el grado de regularidad y altura de edificio para extraer fuerzas de diseño y análisis de la misma.

2.2.2. Materiales a utilizar:

Acero estructural:

A992 (Perfiles):

Resistencia a la fluencia mínima $f_y: 50,000 \text{ lb/pulg}^2 = 3,522.73 \text{ kg/cms}^2$

Resistencia máxima a la fluencia $f_u: 65,000 \text{ lb/pulg}^2 = 4,579.55 \text{ kg/cms}^2$

Acero A529 (Placas):

Resistencia a la fluencia mínima $f_y: 50,000 \text{ lb/pulg}^2 = 3,522.73 \text{ kg/cms}^2$

Resistencia máxima a la fluencia $f_u: 70,000 \text{ lb/pulg}^2 = 4,931.83 \text{ kg/cms}^2$

Acero AWS D.1.1 TIPO B (Anclajes):

Resistencia a la fluencia mínima $f_y: 50,000 \text{ lb/pulg}^2 = 3,522.73 \text{ kg/cms}^2$

Resistencia máxima a la fluencia $f_u: 60,000 \text{ lb/pulg}^2 = 4,227.28 \text{ kg/cms}^2$

Rango de diámetro (\emptyset) 1/2" - 1"

Alargamiento mínimo 20%; 2"

Reducción de área mínima 50%

Acero A108 (Conectores de cortante):

Resistencia máxima a la fluencia f_u : 65,000 lb/pulg²= 4,579.55 kg/cms²

Rango de diámetro (\emptyset) 3/8'' - 3/4''

Acero A635 (Lamina de entrepiso):

Resistencia a la fluencia mínima f_y : 36,000 lb/pulg²= 2536.37 kg/cms²

Peso por unidad de área 0.001 kg/cms²

Acero de refuerzo A572:

Resistencia a la fluencia mínima f_y : 60,000 lb/pulg²= 4,227.28 kg/cms²

Resistencia máxima a la fluencia f_u : 75,000 lb/pulg²= 5,284.10 kg/cms²

Concreto estructural:

Resistencia a compresión f'_c : 4,000 lb/pulg²= 281.82 kg/cms²

Soldadura:

Resistencia a la tracción nominal f_{EXX} : 70,000 lb/pulg²= 4,931.83 kg/cms²

del metal de aporte.

2.2.3. Casos de carga

2.2.3.1. Acciones permanentes adicionales (CM)

Cubierta de techo de zinc corrugado Cal.24: 6.1 kg/m²

Cielo raso: 16 kg/m²

Lámparas, ductos, tuberías y accesorios: 28 kg/m²

Peso de terminación de piso: 50 kg/m²

Total de carga muerta $CM_{entrepiso}$ =100.1 kg/m²+ peso propio de viga.

Total de carga muerta CM_{techo} =50.1 kg/m²+ peso propio de viga.

2.2.3.2. Acciones variables (CV y CVR)

Oficinas, salas de archivos y pasillos CV= 500 kg/m², CVR= 250 kg/m².

Oficinas, despacho CV= 250 kg/m², CVR= 100 kg/m².

Techo de losa con pendiente menor 5% CV= 100 kg/m², CVR= 40 kg/m².

Vigas principales de techo CV puntual: 200 kg

Vigas secundarias de techo CV: 100 kg

2.2.3.3. Acciones accidentales

2.2.3.3.1. Carga sísmica

Los elementos resistentes de una estructura, se verificarán tanto para los estados de carga que incluyen el efecto sísmico como para los que no lo consideran. Esto podrá hacerse por el Método Elástico o por Resistencia última, y para ambos casos cada estado de carga se deberá factorar como especifican RNC-07 Arto. 15 inciso a y b.

2.2.3.3.1.1. Clasificación

Artículo 20 RNC-7 Grupo: Estructura por su ocupación será clasificada como Grupo B, las cuales son aquellas estructuras cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficina, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.

2.2.3.3.1.2. Condición de regularidad Arto. 23 RNC-7

- a) Para que una estructura se considere regular debe cumplir los siguientes requisitos.
- 1- Planta sensiblemente simétrica con respecto a 2 ejes ortogonales, así como muros u otros elementos resistentes. Estos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio: **OK CUMPLE!**
 - 2- La relación altura a la menor dimensión de su base no pase de 2.5:
 $24\text{m}/22.35\text{m}=1.07$: **OK CUMPLE!**
 - 3- La relación de largo ancho de la base no excede de 2.5:
 $41.35\text{m}/22.35\text{m}=1.85$: **OK CUMPLE!**
 - 4- La planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión excede de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de entrantes o saliente: **NO POSEE ENTRANTES Ó SALIENTES.**

5- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente: **OK CUMPLE!**

6- No tiene aberturas en su sistema de entrepiso o techo cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; el área total de abertura no excede en ningún entrepiso de 20% del área de la planta.

Dimensiones de entrepiso:

Paralelo a la dirección X=22.35 m

Paralelo a la dirección Y=41.35 m

Área de entrepiso: $22.35\text{m} \times 41.35\text{m} = 924.17 \text{ m}^2$

Dimensiones de hueco de ascensor y escalera en entrepiso:

Paralelo a X= 5.8 m

Paralelo a Y= 5.2 m

Área de hueco de ascensor y escalera: 30.16 m^2

Relación:

Dimensión paralela a X = 25.95%

Dimensión paralela a Y = 12.6%

Área = 3.26%

NO CUMPLE! >20%

7- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso. **OK CUMPLE! TODOS LOS PISOS TIENEN EL MISMO PESO.**

8- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de esta. Se exime de este último

requisito únicamente al último piso de la construcción. **OK CUMPLE!**
TODOS LOS PISOS SON IGUALES.

- 9- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. **OK CUMPLE!**
- 10- Para calcular inciso 10 y 11 de RNC-07, se utilizará el criterio de IBC, el cual indica que este tipo de irregularidad también puede ser determinada por la comparación de los valores de los desplazamientos laterales. Esta comparación de deformación puede ser incluso más eficaz que la comparación de las rigideces debido a la forma del primer modo, esto a menudo es aproximada estrechamente por los desplazamientos de la estructura debido a la carga triangular del patrón especificado.

Para comparar desplazamientos en lugar de la rigidez es necesario utilizar el recíproco de las proporciones porcentuales limitantes de 80% y 70% que se aplicarán a la rigidez del piso o pisos anteriores.

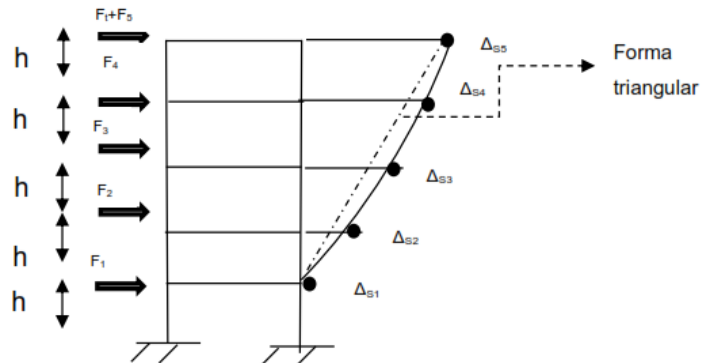


Fig.No.7 Esquema de desplazamientos

Para utilizar derivas se deberá cumplir con:

- Cuando 70% de deriva de piso inferior excede la deriva del piso superior existe piso blando.
- Cuando 80% de deriva del piso analizado excede el promedio de las derivas de los pisos superiores existe piso blando.

Tabla.No.1 Desplazamientos estruct. Concreto reforzado.

Piso	Atura-h (cm)	Sx- $\bar{\delta}_x$ (cm)	Sy- $\bar{\delta}_y$ (cm)	Sx - Δ_x (cm)	Sy - Δ_y (cm)
1	400	0.623	0.623	0.623	0.623
2	400	1.897	1.894	1.274	1.271
3	400	3.288	3.281	1.391	1.387
4	400	4.520	4.508	1.232	1.227
5	400	5.497	5.479	0.977	0.971

1- Donde 70% de $\delta_{1e}/h_1 > \bar{\delta}_{2e}-\bar{\delta}_{1e}/h_2$ la estructura se considera con piso suave

70% de δ_{1e}/h_1 : 0.0011 **NO PRESENTA PISO SUAVE!!**

1- Donde 80% de $\delta_{1e}/h_1 > 1/3((\bar{\delta}_{2e}-\bar{\delta}_{1e}/h_2)+(\bar{\delta}_{3e}-\bar{\delta}_{2e}/h_3)+(\bar{\delta}_{4e}-\bar{\delta}_{3e}/h_4))$
la estructura se considera con piso suave

80% de δ_{1e}/h_1 : 0.00125 **NO PRESENTA PISO SUAVE!!**

Tabla.No.2 Derivas y condición piso suave estruct. Conc. Ref.

Piso	Irregularidad tipo 1a		Relacion de deriva de piso	Promedio de los 3 pisos sig.	Cond. De piso suave
	70%	80%			
1	0.00109	0.00125	0.00156	0.00325	NO
2	0.00223	0.00255	0.00319	0.00300	NO
3	0.00243	0.00278	0.00348	0.00000	NO
4	0.00216	0.00246	0.00308	0.00000	NO
5	0.00171	0.00195	0.00244	0.00000	NO

OK CUMPLE!

12-En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Tabla.No.3 Centro de masa y rigidez extraído de ETABSV15 estruct. Conc. Ref.

Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
D1	11.19	20.68	11.18	20.68
D2	11.19	20.68	11.18	20.68
D3	11.19	20.68	11.18	20.68
D4	11.19	20.69	11.18	20.68
D5	11.19	20.68	11.18	20.68

Tabla.No.4 Relación excentricidad estática entre dimensión en planta estruct. Conc. Ref.

de planta(%)	
X	Y
0.05	0.00
0.04	0.00
0.04	0.00
0.05	0.04
0.03	0.00

RNC-7 Arto.23.d. El factor por irregularidad cuando no se cumple con una condición del inciso a, de este mismo artículo, debe ser 0.9.

2.2.3.3.1.3. Capacidad dúctil de estructura:

Se usará $Q=4$ cumpliendo requisitos Arto. 21 RNC-07: Donde en resumen la resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos arriostrados o no, soportando cuando al menos 50% de la fuerza sísmica actuante.

2.2.3.3.1.4. Período fundamental de vibración de la estructura:

El período fundamental de la estructura es de $T=0.884$ seg. Considerando secciones agrietadas, por otro lado, según cálculos aproximados por ASC7-10 sección 12.8.2.1 donde los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica: $T=C_t h_n^x=0.81$ seg. Dando aproximado al valor del modelo en elementos finitos.

Altura total del edificio (h_n)= 24 m

Tabla.No.5 ASCE7-10 sección 12.8.2.1 Variables para calcular períodos de vibración según marco.		
Tipo de marco	C_t	x
Marcos de acero resistentes a momentos	0.072	0.80
Marcos de concreto resistentes a momentos	0.047	0.90
Marcos de acero arriostrados excéntricamente	0.073	0.75
Marcos de acero resistentes a momento restringidos al volteo	0.073	0.75
Toda otra estructura	0.049	0.75

2.2.3.3.1.5. Factor de reducción por ductilidad:

$Q'=Q$ siempre y cuando $T > T_a$.

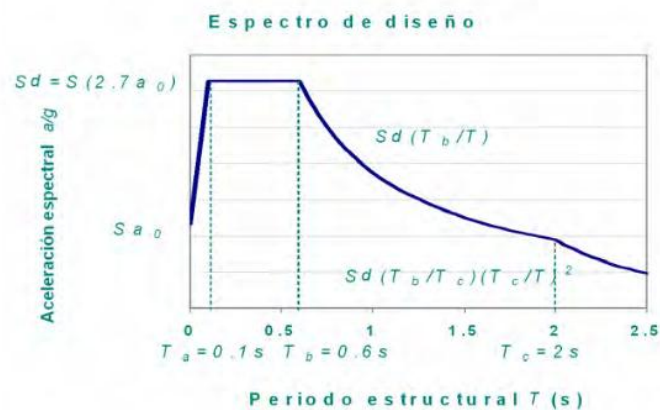


Fig.No.8 Espectro de diseño

T_a en espectro de diseño = 0.1 segundos. Por lo tanto $T_a = 0.1s < T = 0.884s >$
 $T_b = 0.6s$.

Aplicando el factor de reducción por irregularidad a $Q' = Q * 0.9 = 4 * 0.9 = 3.6$.

2.2.3.3.1.6. Influencia del suelo:

Para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debido a las características del terreno, el suelo se tomará como tipo III, suelo moderadamente blando con $180 \leq V_s \leq 360m/s$ (Ver página IX Anexo 5). Edificio ubicado en Managua quedando dentro de la zona sísmica C según RNC-7. Por lo tanto, el factor de amplificación por tipo de suelo, S, será igual a 2.

Dentro de la zona C, en anexo C del reglamento RNC-7, ubicado en el mapa de isoaceleraciones el valor de la aceleración máxima del terreno, correspondiente a la aceleración espectral cuando $T=0$, a_0 , es igual a 0.31.

2.2.3.3.2. Cargas de viento:

Tabla 6 RNC-7 el factor por topografía presente es en Zona típica urbana y suburbana R3. Se puede clasificar el tipo de topografía como tipo 1 (T1), base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento. Por lo tanto ubicando estos parámetros en tabla 7 del reglamento $F_{TR}=0.7$

Edificio ubicado en zona 1 en el mapa de zonificación eólica de Nicaragua para análisis por viento y un período de retorno por importancia de la construcción de 50 años, se ubica en la Tabla 5 del reglamento de la construcción una velocidad regional de 30kg/m.

Factor de variación con la altura, F_α , con la altura de edificio de 24 m, $Z=24 >10m$, $F_\alpha=(Z/10)^\alpha$, $\alpha=0.156$ (Tabla 6 RNC-7), $F_\alpha=(24/10)^{0.156}=1.15$.

Dando una velocidad de diseño de $V_D=24.15m$.

Presión de viento, $P_z=0.0479C_pV_D^2$, siendo los coeficientes de presión, C_p , para pared barlovento 0.8, pared sotavento -0.4, paredes laterales -0.8. Por lo tanto las presiones de viento son las siguientes:

$$P_{z \text{ barlovento}}= 23.35 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{z \text{ sotavento}}= -11.17 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{z \text{ laterales}}= -23.35 \text{ kg/m}^2$$

2.2.4. Selección del tipo de marco:

Se seguirán los criterios de ASC7-10 para aplicación del tipo de marco a usar, ordinario, intermedio, o especiales.

Parámetro de aceleración espectral:

Con 5% de amortiguamiento, el parámetro de respuesta de aceleración espectral con períodos cortos, $S_{DS}= S_d=2(2.7 a_0)=2*2.7*0.31=1.674$.

Parámetro de espectro de aceleración de respuesta, con un período de 1 segundo, $S_{D1}= S_{a0}= 2*0.31=0.62$.

Categoría de riesgo del edificio, según la ocupación de la estructura, la categoría de riesgo será III, Tabla 1.5.1 de ASCE7-10 definido como, edificios y otras construcciones, cuyo fallo podría plantear un riesgo importante para la vida humana.

Ubicando los parámetros de aceleración espectral entre los rangos de tabla ASCE7-10 11.6.1 para S_{DS} y 11.6.2 S_{D1} , con una categoría de riesgo 3, se obtiene una categoría de diseño sísmico (CDS) D.

Tabla 12.2.1 ASCE7-10 para marcos ordinarios e intermedios para estructuras con categorías de diseño sísmico D no son permitidos, por lo tanto de esta manera se justifica el uso de marcos especiales de momento de concreto reforzado y compuestos.

2.3. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

Se hace uso del método estático para análisis de estructura y complementando con método dinámico para obtención de su período fundamental de vibración.

2.3.1. Método estático equivalente

2.3.1.1. Cálculo de coeficiente sísmico por método estático equivalente:

Aplicando el artículo 32.b, coeficiente sísmico se calcula por reducción de fuerzas sísmicas:

$$C = \frac{a}{\Omega Q}; \text{ donde } a = S(2.7a_o) \left(\frac{T_b}{T} \right) \text{ pero no menor a } Sa_o.$$

$T_b=0.6s$ por tanto $a= 2(2.7*0.31)(0.6/0.81)=1.24$ (Arto.27 título III a)

$Sa_o=2*0.31=0.62$.

Factor de reducción por sobre resistencia $\Omega=2$ (Arto.22 RNC-7)

Por lo tanto el coeficiente sísmico será igual $C=1.24/(2*3.6)=0.17$.

2.3.1.2. Efectos de torsión

1.5 de excentricidad torsional calculada estáticamente(e_s):

Tabla.No.6 Excentricidades estáticas por piso estruct. Conc. Ref.

Diafragma	Excentricidad e_{sx}	Excentricidad e_{sy}	Excentricidad $d\ 1.5e_{sx}$	Excentricidad $1.5e_{sy}$
	m	m	m	m
D1	0.01	0.00	0.02	0.00
D2	0.01	0.00	0.01	0.00
D3	0.01	0.00	0.01	0.00
D4	0.01	0.02	0.02	0.03
D5	0.01	0.00	0.01	0.00

La excentricidad de diseño es considerada directamente en los cálculos del programa al definir los patrones de carga de sismo con su excentricidad accidental (0.1b) como se observa en la figura 9.

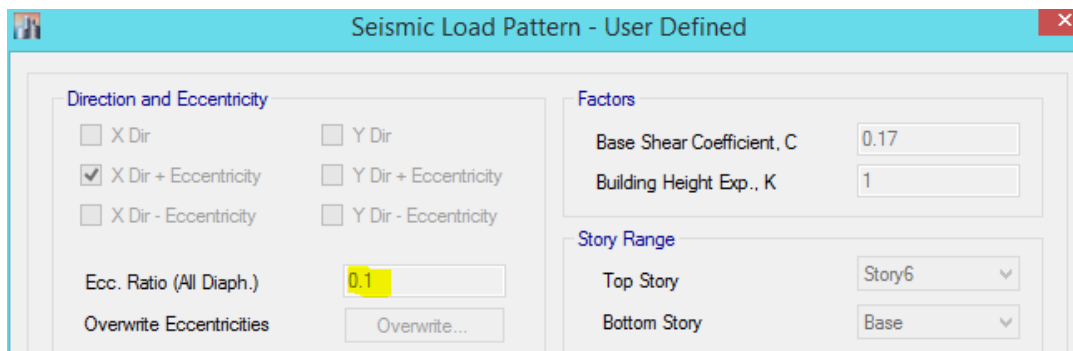


Fig.No.9 Excentricidad accidental en patrón de carga de sismo

Con respecto a la amplificación del 50% de la excentricidad estática (e_s), como se muestra en la tabla No.6, es prácticamente despreciable el aumento de 3 cms presente en este caso, la excentricidad es poca, por lo tanto se obvia el procedimiento para amplificar el momento torsional M_{ta} en el programa.

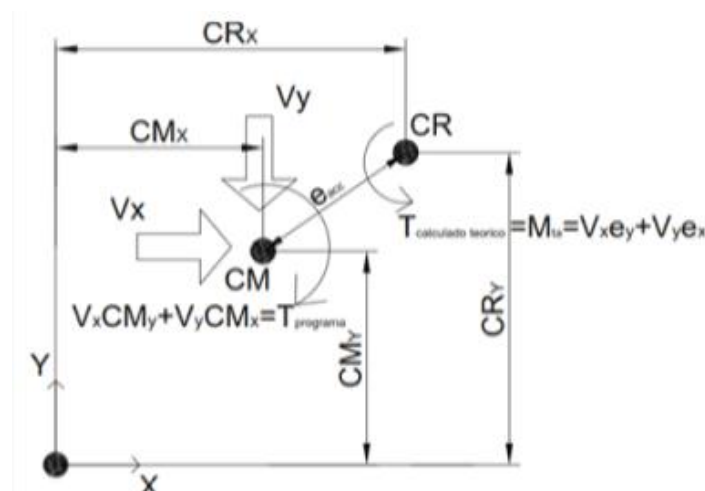


Fig.No.10 Calculo del Momento torsional

2.3.1.3. Efectos de segundo orden

Deberá tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden si no se cumple la siguiente condición.

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_y}$$

Dónde:

Δ , es el desplazamiento lateral relativos entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado.

H, es la altura de entrepiso.

V, es la fuerza cortante calculada en el entrepiso; y

P_y , es el peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

Combinación: 1.2CM+SX+0.3SY+CV

Tabla.No.7 Condición efecto de segundo orden estruct. Conc. Ref.

Piso	$\bar{\delta}x(\text{cms})$	$\bar{\delta}y(\text{cms})$	$\Delta x(\text{cms})$	$\Delta y(\text{cms})$	$P_y(\text{kg})$	H(cms)	$V_x(\text{kg})$	$V_y(\text{kg})$	$\theta_x = \Delta x P_y / H V_x$	$\theta_y = \Delta y P_y / H V_y$	CONDICION
1	0.622	0.187	0.62	0.19	5908222.21	400	-730460.8	-219138.2	-0.01258	-0.01260	OK DESPRECIAR P-DELTA
2	1.893	0.568	1.27	0.38	4766182.52	400	-682035.9	-204610.8	-0.02220	-0.02219	OK DESPRECIAR P-DELTA
3	3.282	0.985	1.39	0.42	3612371.69	400	-584633.1	-175389.9	-0.02146	-0.02147	OK DESPRECIAR P-DELTA
4	4.510	1.352	1.23	0.37	2458560.86	400	-438528.9	-131558.7	-0.01721	-0.01715	OK DESPRECIAR P-DELTA
5	5.484	1.644	0.97	0.29	1302658.65	400	-243440.4	-73032.13	-0.01303	-0.01302	OK DESPRECIAR P-DELTA

Por lo tanto, los efectos de segundo orden no deben ser considerados en el análisis. Estos efectos corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efecto de esbeltez) de la estructura. Estos efectos producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura.

De acuerdo al valor del índice de estabilidad se clasifican los pisos como no susceptibles de ladeo (menor que 0.08) y los pisos susceptibles de ladeo (mayores de 0.08) a estos se les debe dar un tratamiento especial. Este índice en cualquier piso no debe exceder el valor de 0.25, cuando esto suceda la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

2.3.1.4. Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto, tomado en cuenta en modelo 3D desarrollado en ETABS.

2.3.2. Método dinámico de análisis modal

En el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus períodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90% del peso total de la estructura.

Revisión por cortante basal:

Cortante dinámico debe ser mayor o igual al cortante estático. $V_{DINAM} \geq 0.8V_{ESTAT}$

Tabla.No.8 Cortante basal estático y dinámico

Piso	Caso de carga	VX	VY
		kgf	kgf
1	SX _{DINAM}	581798.83	2.43
1	SY _{DINAM}	2.43	582957.14
1	SX _{ESTATIC}	-730460.8	0
1	Sy _{ESTATIC}	0	-730460.8

Cortante basal dinámico debe ser >80% del cortante basal estático

$$V_x: \begin{array}{|c|c|} \hline S_x: & -0.80 \\ \hline \end{array}$$

$$V_y: \begin{array}{|c|c|} \hline S_y: & -0.80 \\ \hline \end{array}$$

Tabla.No.9 Participación de masas por modo en estruct. Conc. Ref.

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		seg.												
Modal	1	0.884	0.758	0.000	0.000	0.758	0.000	0.000	0.000	0.296	0.000	0.000	0.296	0.000
Modal	2	0.883	0.000	0.758	0.000	0.758	0.758	0.000	0.295	0.000	0.000	0.295	0.296	0.000
Modal	3	0.760	0.000	0.000	0.000	0.758	0.758	0.000	0.000	0.000	0.766	0.295	0.296	0.766
Modal	4	0.270	0.097	0.000	0.000	0.855	0.758	0.000	0.000	0.320	0.000	0.295	0.616	0.766
Modal	5	0.267	0.000	0.100	0.000	0.855	0.859	0.000	0.334	0.000	0.000	0.629	0.616	0.766
Modal	6	0.223	0.000	0.000	0.000	0.855	0.859	0.000	0.000	0.000	0.101	0.629	0.616	0.867
Modal	7	0.189	0.054	0.000	0.000	0.909	0.859	0.000	0.000	0.152	0.000	0.629	0.768	0.867
Modal	8	0.186	0.000	0.050	0.000	0.909	0.909	0.000	0.140	0.000	0.000	0.769	0.768	0.867
Modal	9	0.177	0.000	0.000	0.000	0.909	0.909	0.000	0.000	0.000	0.039	0.769	0.768	0.906
Modal	10	0.102	0.054	0.000	0.000	0.963	0.909	0.000	0.000	0.121	0.000	0.769	0.889	0.906
Modal	11	0.102	0.000	0.054	0.000	0.963	0.963	0.000	0.120	0.000	0.000	0.889	0.889	0.906
Modal	12	0.094	0.000	0.000	0.000	0.963	0.963	0.000	0.000	0.000	0.056	0.889	0.889	0.962
Modal	13	0.060	0.028	0.000	0.000	0.990	0.963	0.000	0.000	0.083	0.000	0.889	0.972	0.962
Modal	14	0.060	0.000	0.028	0.000	0.990	0.990	0.000	0.083	0.000	0.000	0.972	0.972	0.962
Modal	15	0.055	0.000	0.000	0.000	0.990	0.990	0.000	0.000	0.000	0.029	0.972	0.972	0.990

Obteniéndose en la estructura más del 90% de la participación de las masas para los 15 modos de vibraciones correspondiente a un edificio de 5 pisos, en las direcciones X e Y y rotaciones X, Y y Z.

**CAPÍTULO 3 DISEÑO Y
PRESUPUESTO DE
MARCOS ESPECIALES DE
MOMENTO DE CONCRETO
REFORZADO**

3.1. MARCO TEÓRICO

3.1.1. Rigidez efectiva:

Idealmente, la rigidez del elemento $E_c I$ y GJ deben reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ha ocurrido a lo largo de cada elemento inmediatamente antes de la fluencia.

Una forma simple de estimar una deflexión lateral no lineal equivalente usando un análisis lineal es reducir la rigidez de los elementos de concreto de la estructura, utilizando el modelo lineal. Para fuerzas sísmicas, un nivel de comportamiento no lineal es aceptable, dependiendo del comportamiento estructural deseado y del período de recurrencia del sismo.

Por lo tanto, para el diseño, la rigidez efectiva para determinar las deflexiones laterales de los sistemas estructurales de concreto reforzado provenientes de fuerzas laterales mayoradas deben calcularse ya sea mediante análisis lineal con la rigidez de los elementos definida por ACI318-14 6.6.3.1.1 o 6.6.3.1.2.

ACI318-14 6.6.3.2.2 Análisis para carga de servicio, permite calcular las deflexiones laterales inmediatamente usando el momento de inercia igual a 1.4 veces I definido en 6.6.3.1 o bien usando un análisis más detallado, pero el valor no debe exceder I_g .

Propiedades para los elementos en la estructura:

- Módulo de elasticidad calculándolo $E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$
- Elementos a flexión, reducción de inercia para cargas de servicio:
 - Vigas: $1.4 I = 0.35 I_g = 0.49 I_g$
 - Columnas: $1.4 I = 0.7 I_g = 0.98 I_g$

3.1.2. Resistencia al momento torsional

El tamaño de una sección transversal se limita por dos razones, primero para reducir el agrietamiento imperceptible y segundo para prevenir el aplastamiento de la superficie de concreto debido al refuerzo inclinado de compresión producido por el cortante y la torsión.

Refuerzo longitudinal adicional para controlar torsión según el acero transversal por torsión requerido:

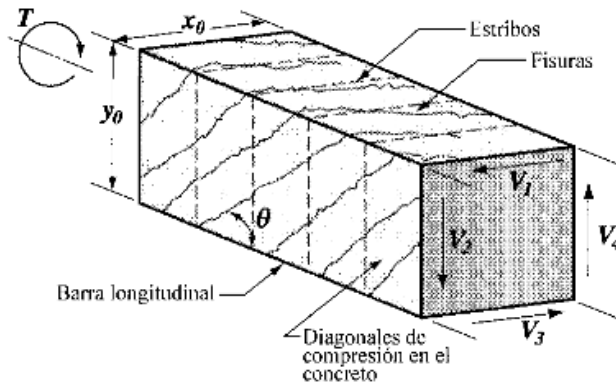


Fig.No.11 Analogía de la cercha espacial de una viga a torsión

La figura 11 muestra las fuerzas cortantes V_1 y V_4 resultantes del flujo de cortante alrededor de las paredes del tubo. En una pared dada del tubo, el flujo de cortante V_i es resistida por una componente de compresión diagonal, $D_i = V_i / \text{sen}\theta$, en el concreto. Se necesita de una fuerza axial de tracción, $N_i = V_i(\text{cot}\theta)$ en el refuerzo longitudinal para completar la descomposición de V_i .

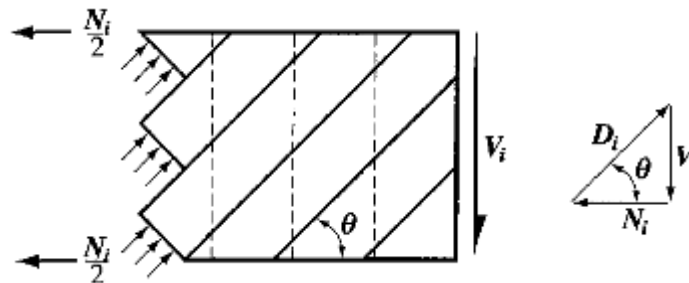


Fig.No.12 Descomposición de la fuerza V_i en una fuerza de compresión D_i y una fuerza de tracción axial N_i en una de las paredes del tubo.

La figura 12 muestra el esfuerzo de compresión diagonal y la fuerza axial de tracción, N_i , actuando en un segmento corto a lo largo de una de las paredes del tubo. Debido a que el flujo de cortante causado por torsión es constante en todos los puntos a lo largo del perímetro, las resultantes de D_i y N_i actúan a media altura del lado i . Como resultado, se puede suponer que la mitad de N_i es resistida por cada cuerda superior e inferior, como se muestra. Debe colocarse el refuerzo longitudinal con una capacidad A_{lfy} para resistir la suma de las fuerzas N_i fuerzas, $\sum N_i$ actuando en todas las paredes del tubo.

3.1.3. Diagrama de interacción

Se puede generar un diagrama de interacción de las resistencias, graficando la resistencia a la carga axial de diseño ΦP_n en función de la correspondiente resistencia al momento de diseño ΦM_n , este diagrama define la resistencia utilizable de una sección para diferentes excentricidades de la carga.

El segmento plano de la curva de resistencia de diseño define la resistencia de la carga axial de diseño limitante $P_{n(max)}$. A medida que se disminuye la resistencia a la carga axial de diseño ΦP_n , se produce una transición entre el límite correspondiente a secciones controladas por compresión y el límite correspondiente a secciones controladas por tracción.

La flexión biaxial es cuando se provoca flexión simultánea respecto de ambos ejes principales. La resistencia a flexión biaxial de una sección cargada axialmente se puede representar esquemáticamente como una superficie formada por una serie de curvas de interacción uniaxial trazadas en forma radial a partir del eje P. Los datos para estas curvas intermedias se obtienen variando el ángulo del eje neutro con respecto a los ejes principales.

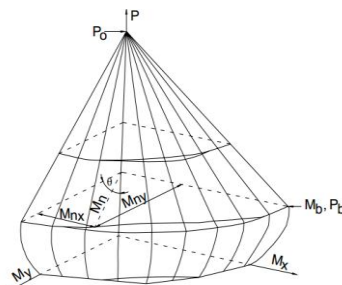


Fig.No.13 Superficie de interacción biaxial

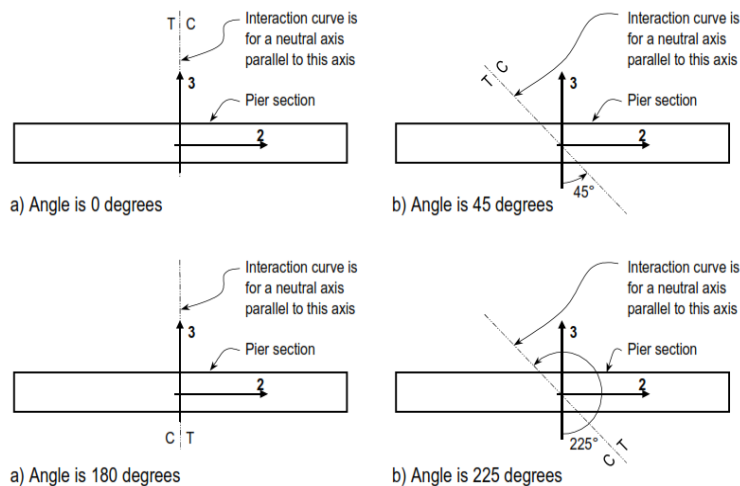


Fig.No.14 Orientación de eje neutro en varios ángulos

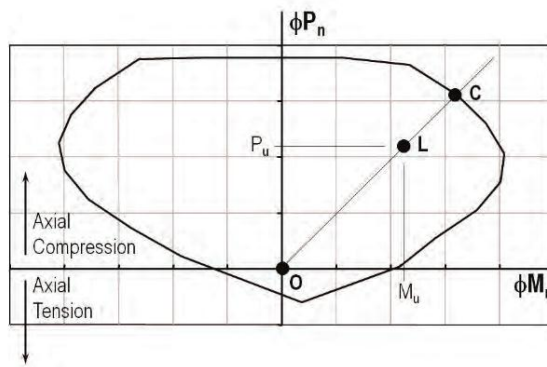


Fig.No.15 Ubicación de Cargas actuantes dentro de la curva de interacción

El punto L, definido por (P_u, M_{u2}, M_{u3}) en 3 dimensiones que representa los efectos estructurales de las diferentes combinaciones de cargas y fuerzas que pueden solicitar una estructura, es ubicado en el diagrama de interacción como es visto en la figura 15. Si el punto reside en la curva de interacción la columna posee una capacidad adecuada, si cae fuera de la curva interacción, la columna está sobre esforzada.

3.1.4. Control de desplazamiento por colapso

Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de piso consecutivo, calculado como lo señala el arto. 34 inciso b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4 para los distintos sistemas estructurales. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del artículo 38, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el artículo 32 inciso e).

3.2. DISEÑO DE ENTREPISO

3.2.1. Lámina troquelada

Espesor de losa (t):	0.05	m		
CV =	500	kg/m ²	Claro=	0.6 m
CVR=	250	kg/m ²	Ancho=	1 m
CM _{concreto} =	211.44	kg/m ²		
CM _{adicional} =	100	kg/m ²	Wu=	1173.7 kg/m
TOTAL=	811.44	kg/m ²	Mu=	52.82 kg.m

Lámina calibre 18 luz libre 3.0 m		
Espesor de lamina troquelada =	0.12	cms
Inercia=	1.11E-07	m ⁴
A=	4.35E-04	m ²
S=	5.693E-06	m ³

Resistencia de lámina troquelada:

$$\sigma_u = 9.28E+06 \text{ kg/m}^2 = 927.808 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = 1369.64 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!!}$$

Deflexión lámina troq.: $W_{serv.} = 811.44 \text{ kg/m} = 8.11 \text{ kg/cms}$

$$\Delta_{calculada} = 0.061 \text{ cms}$$

$$\Delta_{resistente} = 0.250 \text{ cms} \quad \text{OK!!}$$

Acero por contracción y temperatura:

Refuerzo= ▼

$$A_{sref.} = 0.71 \text{ cms}^2$$

$$A_s = 1 \text{ cms}^2$$

$$Separ. = 71.00 \text{ cms}$$

3.2.2. Vigas secundarias

Las vigas secundarias de acero se consideraran como una sección no compuesta para la estructura de entrepiso del modelo de marcos especiales de momento de concreto reforzado. En modelo se consideran elementos articulados en sus extremos.

Sección: W10x15 Sección de ala y alma compacta
 Ancho tributario: Geometría de sección:

$a_t =$	0.6	m	$h =$	25.4	cms
Longitud entre apoyos:			$t_h =$	0.58	cms
$L =$	7.45	m	$b =$	10.16	cms
	745	cms	$t_b =$	0.69	cms
$CV =$	500	kg/m ²			
$CVR =$	100	kg/m ²			
$CM_{concreto} =$	211.44	kg/m ²	$W_u =$	757.84	kg/m
$CM_{adicional} =$	100	kg/m ²	$M_u =$	5257.73	kg.m
$CM_{sección} =$	22.33	kg/m			

Área de sección transversal:

$$A_s = 0.002845 \text{ m}^2$$

Módulo de sección:

$Z_x =$	262.19	cm ³	Plástico
$S_x =$	226.14	cm ³	Elástico

Constante torsional:

$$J = 4.33 \text{ cm}^4$$

Módulo de corte de elasticidad del acero:

$$G = 790000 \text{ kg/cm}^2$$

Inercia:

$$I_x = 2870 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 120 \text{ cm}^4$$

Radio de giro:

$$r_y = 2.06$$

Pandeo lateral torsional:

$$L_b = 745 \text{ cms}$$

Coefficiente c para secciones I con simetría doble AISC360 F2.2:

$$c = 1$$

Constante de deformación $C_w = 18341 \text{ cms}^6$

$$h_o = 24.71 \text{ cms}$$

Radio de giro efectivo(r_{ts})=

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f}\right)}} = 2.54 \text{ cms}$$

Longitud límite sin arrojamiento lateral para el estado límite de fluencia:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 87.23 \text{ cms}$$

Longitud límite sin arrojamiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico (L_r):

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 259.66 \text{ cms}$$

Factor por modificación por pandeo lateral torsional:

$$C_b = 1.14 \quad (\text{Tabla 3-1 AISC manual tablas v13})$$

Momento de flexión plástica:

$$M_p = F_y Z_x = 923625.7109 \text{ kg.cms}$$

Resistencia nominal a flexión: $M_n \leq M_p$

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

$$M_n = 2425011.71 \text{ kg.cms} \quad \text{NO CUMPLE} > M_p$$

$$\Phi = 0.90$$

$$\Phi M_n = 831263.14 \text{ kg.cms}$$

$$M_u = 525772.82 \text{ kg.cms}$$

OK! SECCIÓN ADECUADA POR PANDEO LATERAL TORSIONAL

Deflexión

$$W_{CV+CM} = 531.53 \text{ kg/m}$$

$$\text{Deflex. Act.} = 3.64 \text{ cms}$$

$$\text{Deflex. límite} = 3.10 \text{ cms}$$

3.2.3. Vigas principales

Vigas principales de concreto reforzado de 0.40mx0.85m, diseñadas con requisitos para marcos especiales resistentes a momento con sección 18.6 ACI318-2014.

Fuerzas actuantes:

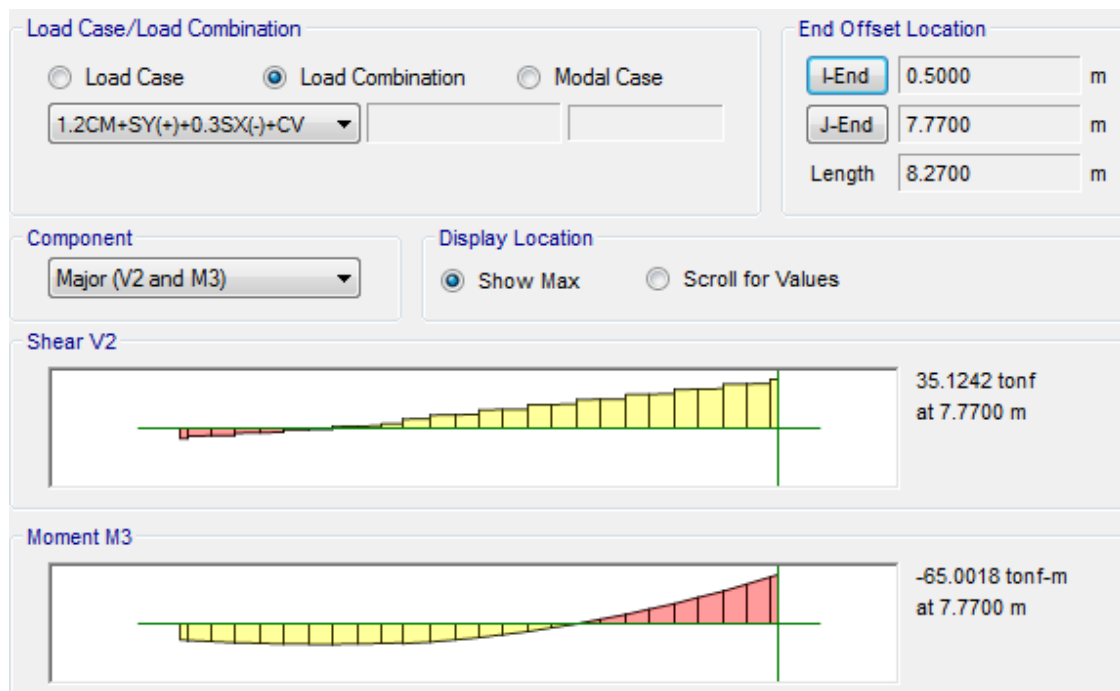


Fig.No.16 Momento y cortante en vigas 0.40mx0.85m combinación de esfuerzos máximos en 1.2CM+SY(+)+0.3SX(-)+CV, sismo considerando momento torsional de excentricidad accidental 0.1b.

18.6.2.1 ACI 318-14 La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento, P_u , no debe exceder $A_g f'_c / 10$:

M_{u+} :	32500.9	kg.m	$W_u(\text{kg/m})=$	3801.67
P_u :	0	kg		
A_g :	3400	cms ²		

$A_g f'_c / 10 = 95540.00$ kg

LA FUERZA AXIAL EN COMPRESIÓN ES DESPRECIABLE

18.6.2.1. La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.

Refuerzo longitudinal

Φ varilla long.: 25.4 mm

N°25(#8) ▼

Φ estribo : 9.5 mm

N°10(#3) ▼

recubr.(cc): 40 mm

d: 797.3 mm

Columna:

C1: 1 m

C2: 1 m

ln: 7270 mm

ln/d: 9.12 > 4 **OK!!**

18.6.2.1. El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 250mm. **OK!!**

18.6.2.1. El ancho del elemento, b_w , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo C2, más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual al menor de entre (a) y (b):

(a) Ancho del elemento de apoyo, C2, y

(b) 0.75 veces la dimension total del elemento de apoyo C1

OK!!

Peralte mínimo , h_{\min} (cms):

Vigas simplemente apoyadas:	51.69
Vigas con un extremo continuo:	44.70
Vigas con ambos extremos continuos:	39.38
Vigas en voladizo:	103.38

$h_{\text{propuesta}}$: 85 cms **OK!**

Acero mínimo:

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} : \quad 10.12 \quad \text{cm}^2 \quad \rho_{min}: A_{s,min}/(bwd)= \quad 0.0032$$

$$\text{Pero no menor:} \quad 10.56 \quad \text{cm}^2 \quad \rho_{min}: A_{s,min}/(bwd)= \quad 0.0033$$

$$\text{Por lo tanto } A_{s,min}(\text{cm}^2): \quad 10.56 \quad \rho_{min}: A_{s,min}/(bwd)= \quad 0.0033$$

0.33 %

$$\text{No debe ser mayor a } \rho_{m\acute{a}x}: \quad 0.025 = 2.5\%$$

$$A_{s,m\acute{a}x}(\text{cm}^2): \rho_{m\acute{a}x} * b_w d = \quad 79.73 \quad \text{cm}^2$$

$$10.56 < A_{s,req} < 79.73$$

Cálculo del $A_{s,req}$:

$$M_u: \quad 3.25E+06 \quad \text{kgf-cm} \quad W_u(\text{kg/cm})= \quad 38.017$$

Área de acero considerando $\phi M_n \geq M_u$

$$\Phi = \quad 0.9$$

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9d = \quad 71.76 \quad \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\Phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right))} = \quad 11.90 \quad \text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F' c b} = \quad 5.27 \quad \text{cm}$$

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = 77.096 \quad \text{cm}$$

Iteracion	As(cms ²)	a(cms)	(d-a/2)-cm
1	11.08	4.903	77.279
2	11.05	4.891	77.284
3	11.053	4.891	77.285
4	11.053	4.891	77.285
5	11.053	4.891	77.285
6	11.053	4.891	77.285
7	11.053	4.891	77.285

$$1/3 > A_{sreq} = 14.738 \text{ cms}^2$$

Por lo tanto $A_{sreq}(\text{cm}^2)$ usar: 11.053

$$\rho_{req}: A_{sreq}/(b_w d) = 0.003 \%$$

OK!! ACERO NO EXCEDE EL MÁXIMO PERMITIDO EN LA SECCIÓN

selecc. refuerzo	N°25(#8)
Avarilla(cm^2)	5.1
Φ refuerzo(cm)	2.54

Cant.de barras: 3 N°25(#8)

A_s utilizar(cm^2): 15.3 a(cms): 6.770

Verificando si la sección es controlada por tracción

$$a: 6.770 \text{ cms}$$

$$\beta: 0.84$$

$$c = \frac{a}{\beta} = 8.032 \text{ cms}$$

$$\epsilon_t = 0.003(d-c)/c = 0.027$$

Por lo tanto $\xi_t = 0.027$

SECCIÓN CONTROLADA POR LA TRACCIÓN $\Phi=0.9$

Separación refuerzo longitudinal:

N° espacios entre refuerzo: 2

S(cm) según distribución en sección: 14.73

$$S_{\min}(\text{cms}): 2.54$$

Control del agrietamiento:

$$C_c(\text{cms}): 4$$

$$f_s(\text{kg}/\text{cm}^2): 2818.19$$

$$S = 38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5c_c = 27.75 \text{ cms}$$

$$\text{Pero no mayor a : } \leq 30 \left(\frac{2800}{f_s} \right) = 29.81 \text{ cms}$$

$$S_{\max}(\text{cms}): 27.755$$

$$S(\text{cms}): 14.730$$

Resistencia nominal a flexión positiva de la viga:

$$M_n += A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4937,807.02 \text{ kg.cms}$$

$$\phi M_n += A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4444,026.32 \text{ kg.cms}$$

Momento negativos en extremos :

$$M_u-: \quad 65001.8 \text{ kg.m}$$

$$M_u.: \quad 6500180 \text{ kgf-cm}$$

Área de acero considerando $\phi M_n \geq M_u$

$$\phi = 0.9$$

$$\left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9d = 71.76 \text{ cm}$$

$$A's = \frac{M_u}{(\phi F_y \left(d - \frac{a}{2} \right))} = 23.81 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A's F_y}{0.85 F'_c b} = 10.53 \text{ cm}$$

$$\left(d - \frac{a}{2} \right) = 74.463 \text{ cm}$$

Iteración	A's(cm ²)	a(cm)	(d-a/2)-cm
1	22.94	10.152	74.654
2	22.89	10.126	74.667
3	22.882	10.124	74.668
4	22.882	10.124	74.668
5	22.882	10.124	74.668
6	22.882	10.124	74.668
7	22.882	10.124	74.668

$$1/3 > A's_{req} = 30.509 \text{ cms}^2$$

Por lo tanto $A's_{req}$ (cm²) usar: 22.882

$$\rho_{req}: A's_{req}/(b_w d): 0.007 \%$$

OK!! ACERO NO EXCEDE EL MÁXIMO PERMITIDO EN LA SECCIÓN

selecc. refuerzo	N°25(#8)
Avarilla(cm²)	5.1
Φ refuerzo(cm)	2.54

Cant.de barras: 5 N°25(#8)

A's utilizar(cm²): 25.5

a(cms): 11.283

Resistencia nominal flexión negativa de la viga:

$$M_{n-} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7986,431 \text{ kg.cms}$$

$$\Phi M_{n-} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7187,788 \text{ kg.cms}$$

Refuerzo por cortante:

dbest.= 0.95 cms S.ref. long.: 8.68 cms **OK!!**

Φcort.: 0.75

Ramas de estribos: 2 hxmax: 34.73 cms **OK!!**

Vu= 35,124.2 kg

Vemax= 55,344.6 kg OK CUMPLE Ve>Vu

Vemin= -3,733.4 kg

Vdiseño: 55,344.6 kg OK CUMPLE Ve>Vu

Ácero mínimo por cortante:

ΦVc: 21250.64 kg ; Ve/2<Vu ; Pu<Agf'c/20

d: 79.73 cms

Se debe disponer de estribos S a una distancia 2h medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz:

2h= 170 cms

OK!!DEBE PROPORCIONAR REFUERZO MÍNIMO POR CORTANTE ΦVc/2<Vu

Espaciamiento de los estribos no debe exceder el menor de:

d/4	19.93 cms
8db=	20.32 cms
24dbestribo=	22.8 cms
300mm=	30 cms

$$S_1 = 19.93 \text{ cms}$$

$$S_{2min} = \frac{A_v * f_{yt}}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w} \text{ pero no mayor a } \frac{A_v * f_{yt}}{3.5 * b_w} = 42.81 \text{ cms}$$

OK!! DEBE DISEÑARSE REFUERZO PARA CORTANTE $\phi V_c < V_u$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 45458.602 \text{ kg} \quad \text{OK!! CUMPLE } V_s < 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$S_3 = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = 10.51 \text{ cms}$$

Separación máxima de estribos por cortante: 10.51 cms

$$\rho = 0.0034$$

Resto de estribos dentro de la longitud restante 387 cms, separados
a una distancia máxima 19.93 cms $\rho = 0.0018$

Diseño por torsión:

$$T_u = 198960 \text{ kg.cms}$$

$$A_{cp} = 3400 \text{ cms}^2$$

$$A_{oh} = 2674.7 \text{ cms}^2$$

$$\phi 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 163871.4 \text{ kg.cms}$$

$$P_{cp} = 239.46 \text{ cms}$$

$$P_h = 225.6 \text{ cms}$$

NO SE DEBEN DESPRECIAR LOS EFECTOS POR TORSIÓN

RESISTENCIA AL MOMENTO TORSIONAL

Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} = 11.62 \text{ kg/cms}^2$$

$$\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right) = 31.81 \text{ kg/cms}^2$$

OK!! SECCIÓN AL CONSIDERAR LOS EFECTOR DE TORSIÓN ES ADECUADA

Refuerzo requerido por torsion:

$$A_t = 0.709 \text{ cms}^2$$

$$\theta = 45$$

$$A_o = 2273.50 \text{ cms}^2$$

Acero requerido :

La separación máxima de estribos para refuerzo por torsión debe determinarse según la siguiente formula que incluye resistencia nominal a torsión:

$$S = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{\phi T_u} * \cot \theta = 91.31 \text{ cms}$$

Espaciamiento mínimo no debe exceder el menor valor entre:

$$P_h/8 = 28.2 \text{ cms}$$

$$300\text{mm} = 30 \text{ cms}$$

Por lo tanto la separación máxima de estribos por torsión debe ser:

$$28.00 \text{ cms} \quad \rho = 0.00127$$

Por lo tanto la cuantía sumando ref. transv por cortante y torsión dentro de la zona crítica por cortante dentro de 170 cms, será:

$$\rho = 0.004638 \quad \text{Separación} = 8.0 \text{ cms}$$

La cuantía y separación del refuerzo transv.fuera de la zona crítica de: 387 cms, será:

$$\rho = 0.003044 \quad \text{Separación máxima:} = 12.0 \text{ cms}$$

Refuerzo longitudinal adicional para controlar torsión según el acero transversal por torsión requerido:

$$A_l = \frac{A_t}{S} P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta = 5.711 \text{ cms}^2$$

LAS CONDICIONES A CUMPLIR ENTRE MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO DEBE SER:

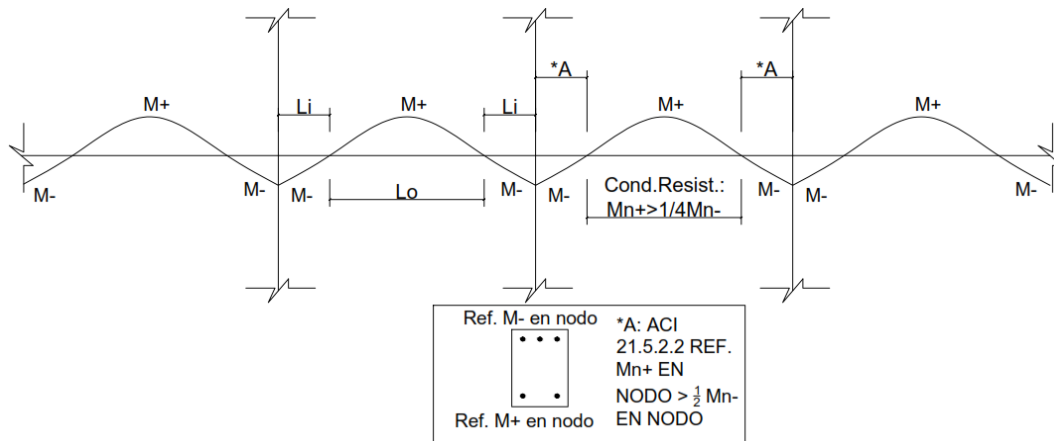


Fig.No.17 Momentos en extremos y centro de la luz de la viga.

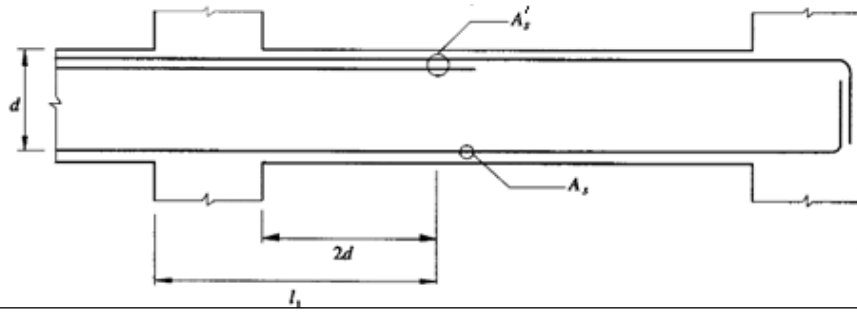


Fig.No.18 Condiciones de refuerzo en extremos y centro de la luz de la viga.

ACI318-14 18.6.3 REQUISITOS DE REFUERZO LONGITUDINAL

1-En toda la longitud de la viga el área de acero debe ser el mayor de:

$$A_s \text{ y } A'_s \geq (0.8b_w d \sqrt{f'_c})/f_y = 10.12 \text{ cms}^2$$

$$A_s \text{ y } A'_s \geq (14b_w d)/f_y = 10.56 \text{ cms}^2$$

2- Cuantía máxima en toda la longitud de la viga $\rho=0.025$

3- Mínimo deben colocarse 2 barras en toda la longitud y ambas capas

4- M_{n+} en $L_i > 1/2 M_{n-}$ en L_i .

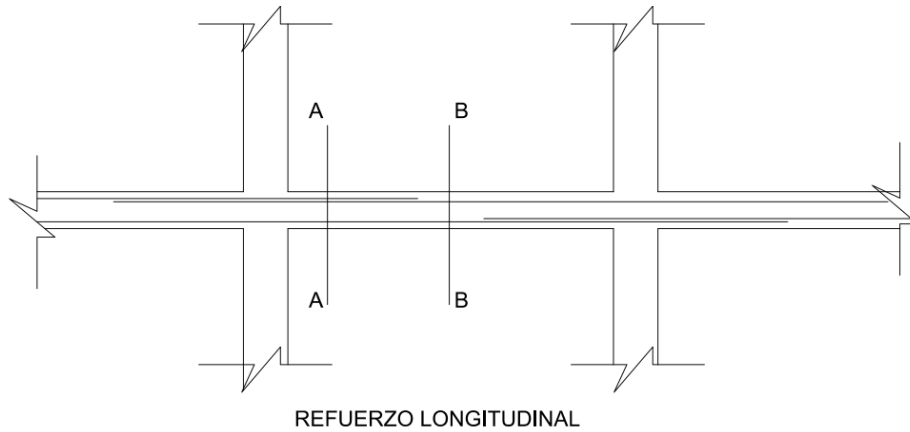
5- No puede haber traslapos, ni corte del refuerzo longitudinal en L_i .

6- Todo el refuerzo de tensión, A_s , necesario por sismo debiera pasar por el núcleo de la columna.

7- En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor que una cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos de la viga M_{n-} y $M_{n+} > 1/4 M_{n \text{ max}}$ en L_i .

Resumen de refuerzo en el claro de la viga

Capa de refuerzo		$A_{\text{utiliz.}}$ (cms ²)	Cantidad de barras	Refuerzo
Dentro de longitu L_o	M+	15.30	3	N°25(#8)
	M-	10.12	2	N°25(#8)
Dentro de longitu L_i	M+	15.30	3	N°25(#8)
	M-	25.50	5	N°25(#8)



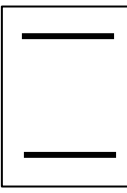
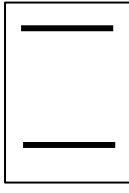
CORTE A-A	CORTE B-B
	
<p>5REF.N°25(#8)+ 1#8 POR TORSIÓN</p> <p>3REF.N°25(#8)</p>	<p>2REF.N°25(#8) +1 #3</p> <p>3REF.N°25(#8)+ 1#8 TORSIÓN</p>

Fig.No.19 Refuerzo longitudinal en sección transversal de viga

3.3. COLUMNAS ESPECIALES DE MOMENTO

Columnas reforzado y diseñadas con requisitos para marcos especiales resistentes a momento con sección 18.7 ACI318-2014.

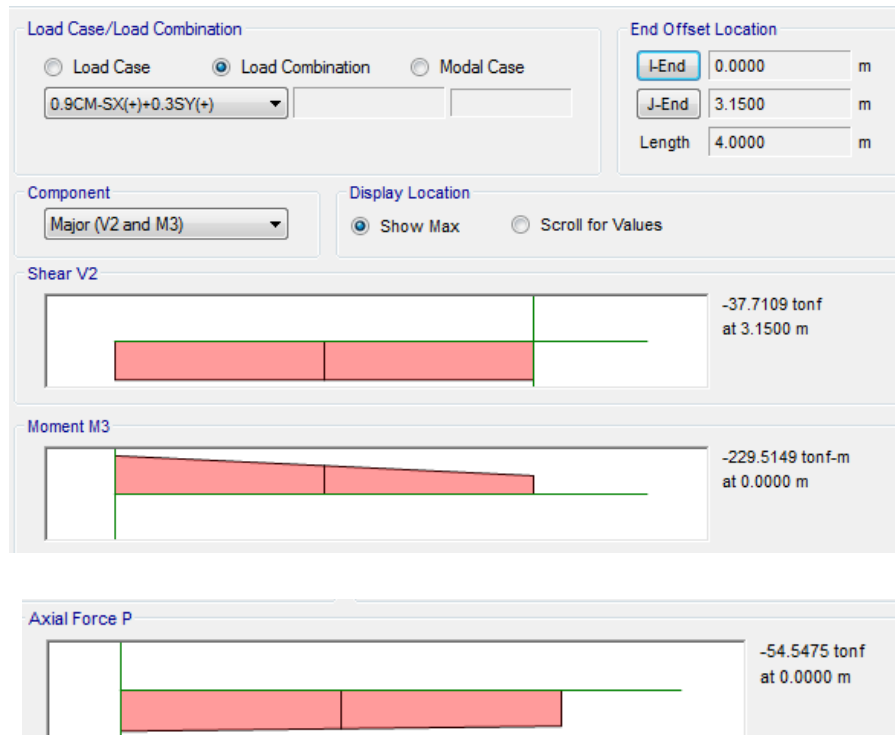


Fig.No.20 Momento, cortante y axial en columnas 1.0mx1.0m combinación de esfuerzos máximos en 0.9CM-SX(+)+0.3SY(+), sismo considerando momento torsional de excentricidad accidental 0.1b.

GEOMETRÍA :

H = 400 cms

h_w = 100 cms

b_w = 100 cms

h_w/b_w = 1.00
A_g = 10000 cms²

r (cms) = 28.87 I (cms⁴) = 8.33E+06

FUERZAS ACTUANTES

P_u = 398000 kg

V_{u3} = 15280.6 kg

M_{u3-1} = 246770 kg.cm

M_{u3-2} = -22951490 kg.cm

OK!! >30 cms

OK!! >30 cms

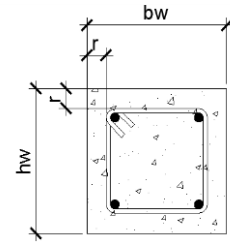
OK!! CUMPLE >0.4

OK!! P_u > A_gf'_c/10

V_{u2} = 37710.9 kg

M_{u2-1} = 246770 kg.cm

M_{u2-2} = 8488070 kg.cm



Refuerzo longitudinal:

A_{st min}: 100 cms²

A_{st max}: 600 cms²

Ref. long. interno: N°25(#8)

A_b: 5.1 cms²

∅ref.: 2.54 cms

Cantidad: 24

A_{interno}: 122.4 cms²

A_{total long.}: 155.16 cms²

Recubrim.: 4 cms

Ref. long. bordes: N°32(#10)

A_b: 8.19 cms²

∅ref.: 3.23 cms

A_{borde}: 32.76 cms²

OK!! USAR ACERO PROP.

Ref.transv.: N°10(#3)

A_b: 0.71 cms²

∅ref.: 0.95 cms

d = 93.78 cms

d' = 6.22 cms

Chequeo por flexión y carga axial:

Con el refuerzo y las dimensiones definidas se hace uso del diagrama de interacción para columnas, generado por el programa para comprobar su resistencia:

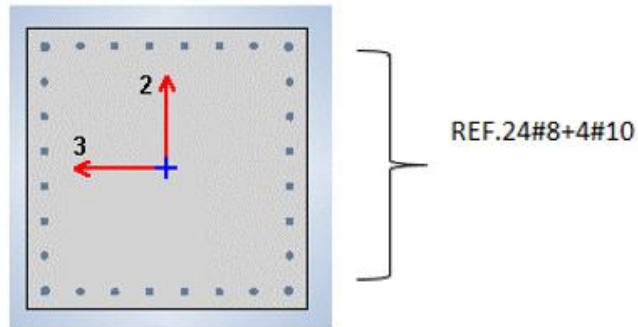


Fig.No.21 Refuerzo longitudinal de columnas

22.4.2.1 La fuerza axial maxima que la columna puede soportar debe ser :

$$\Phi_{\text{compresion}} = 0.65$$

$$\Phi P_{n(max)} = 0.8\Phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] = 1567382.1 \text{ kg}$$

Diagrama interacción de la sección:

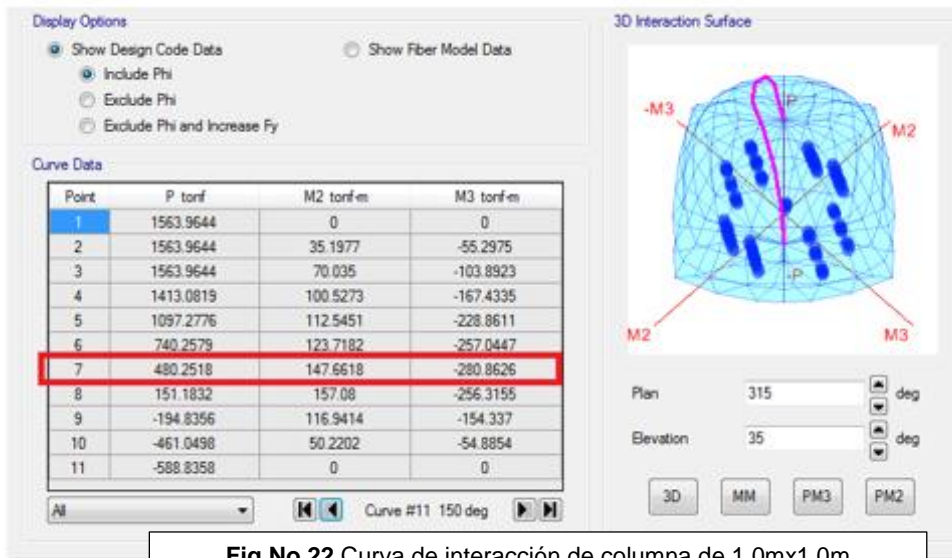


Fig.No.22 Curva de interacción de columna de 1.0m x 1.0m

En la curva 11(150° del eje neutro) punto 7 se ubica la el punto L (Pu,Mu2,Mu3) dentro de la curva de interacción.

$\Phi M_{n2} =$	14766180	kg.cms	OK!! $\Phi M_{n2} > Mu_2 = 8488070 \text{ kg.cms}$
$\Phi M_{n3} =$	-28086260	kg.cms	OK!! $\Phi M_{n3} > Mu_3 = -22951490 \text{ kg.cms}$
$\Phi P_n =$	480251.8	kg	OK!! $\Phi P_n > P_u = 398000 \text{ kg}$

Momentos probables (M_{pr}): $\Phi = 1.00$

$\Phi M_{pr2} = -12572070.00 \text{ kg.cms}$

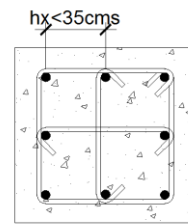
$\Phi M_{pr3} = 45283690.00 \text{ kg.cms}$

Diseño por cortante - refuerzo transversal:

$V_{e2} = -79822.67 \text{ kg}$
 $V_{ed2} = 79822.67 \text{ kg}$ $V_e < V_u$

$V_{e3} = 287515.49 \text{ kg}$
 $V_{ed3} = 287515.49 \text{ kg}$ **OK $V_e > V_u$**

Las ramas de los ganchos suplementarios o estribos cerrados en una sección no deben estar distanciados a más de 35 cms uno del otro medido centro a centro paralelamente por lo tanto h_x máx. Será:



Separación de refuerzo longitudinal: 13.40 cms **OK! CUMPLE**
 Ramas de estribos necesarias: 6.00

Separación de ramas de estribos: 18.76 cms **OK! CUMPLE**

DENTRO DE LA LONGITUD l_0 :

El refuerzo transversal en las cantidades que se especifican, debe suministrarse en una longitud la medida desde cada cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fuerza por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud l_0 no debe ser: 100.0 cms

Separación ref. transv.: N° de ramas: 6.00

$$S = \frac{A_{sh} f_{yt}}{0.09 b_c f'_c}$$

$b_c:$ 92 cms
 $A_{sh}:$ 4.26 cms²
 $S:$ 7.72 cms

La separación del ref. transv. No debe exceder $A_{sh} = 0.3 \frac{S b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \right]$

$A_{ch} = 8464.0 \text{ cms}^2$

$S: 12.76 \text{ cms}$

RESISTENCIA REQUERIDA POR CORTANTE

Resistencia al cortante por el concreto V_c para elementos sometidos a compresión axial además de cortante y flexión:

Para elementos sometidos a compresión axial, se permite utilizar la ecuación para calcular V_c con M_m sustituyendo a M_u y V_{ud}/M_u no limitada a 1.0:

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right)$$

M_{m2} :	-6746375 kg.cms	NO APLICA
M_{m3} :	7717045.00 kg.cms	OK!!

$$V_c = (0.5\lambda \sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \leq 0.93\lambda \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}}$$

$\rho_w =$	0.013
$V_{u2d}/M_{u2} =$	0.42

$V_{u3d}/M_{u3} =$	0.19
--------------------	------

$V_{c2} =$	0.00E+00	kg	OK !! CUMPLE ; $V_e/2 > V_u$; $P_u > A_g f'_c/20$
$V_{c3} =$	0.00E+00	kg	OK !! CUMPLE ; $V_e/2 > V_u$; $P_u > A_g f'_c/20$

Resistencia al cortante por el acero: $V_s = \frac{V_u}{\Phi} - \Phi V_c$

$\Phi_{cortante} =$	0.75
---------------------	------

$V_{s2} =$	1.06E+05	kg	OK!! CUMPLE $V_s < 2.2\sqrt{f'_c} b_w d$
------------	----------	----	---

$$S = \frac{A_{sh} * f_{yt} * d}{V_s} = 15.87 \text{ cms}$$

$V_{s3} =$	346352.12	kg	OK!! CUMPLE $V_s < 2.2\sqrt{f'_c} b_w d$
------------	-----------	----	---

$S =$	4.88	cms
-------	------	-----

Por lo tanto dentro de la longitud l_0 85 cms:

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder de S : 4.88 cms N°10(#3)

FUERA DE LA LONGITUD l_0 :

Mas alla de la longitud l_0 , debe contener refuerzo con un espaciamentc máximo de S : 15.00 cms N°10(#3)

LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS DEBE CUMPLIR:

18.7.3.2 ACI318-14 La resistencia a flexión de las columnas debe satisfacer:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Llegan al nodo 4 vigas 0.40mx0.85m

$$M_n = 12,194,497.61 \text{ kg.cms}$$

$$1.2 \sum M_{nb} = 29,266,794.26 \text{ kg.cms}$$

$$\sum M_{nc} = 30,121,360.0 \text{ kg.cms} \quad \text{OK CUMPLE!!}$$

$$D/C_{\text{nodo}} = 0.97 \quad \text{OK CUMPLE!!}$$

$$D/C_{\text{columna}} = 0.817$$

3.4. NODOS ESPECIALES DE MOMENTO

Nodos de marcos especiales de momento de concreto reforzado, diseñado con requisitos de sección 18.8 ACI318-2014.

La fluencia del acero debe tomarse como $1.25f_y$: 5284.10 kg/cms²

Relación de aspecto:

La dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga debe ser como mínimo $20d_b$: 50.8 cms **OK!!**

18.8.2.4 Profundidad del nodo h debe ser mayor a la mitad de la altura de cualquiera de las vigas del marco. **OK!! CUMPLE**

Refuerzo transversal: #3

Las ramas de los ganchos suplementarios o estribos cerrados en una sección no deben estar distanciados a más de 35 cms uno del otro medido centro a centro paralelamente por lo tanto h_x máx. Será:

Separación de refuerzo longitudinal: 8.68 cms **OK!CUMPLE**

Ramas de estribos necesarias: 2

Separación de ramas de estribos: 34.73 cms **OK!CUMPLE**

Separación entre estribos no debe exceder al menor de las siguientes:

$$S = \frac{A_{sh} f_{yt}}{0.09 b_c f'_c}$$

b_c: 32 cms

A_{sh}: 1.42 cms²

S₁: 9.27 cms

$$A_{sh} = 0.3 \frac{S b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \right]$$

A_{ch}= 2464.0 cms²

S₂: 7.32 cms

6d_b: 30.6 cms

1/4 dim. Min. 10 cms

Recubrimiento de estribo en nodo: 34 cms

Debe colocarse refuerzo transversal adicional:

Cuando el recubrimiento del estribo sea mayor a 10 cms, debe colocarse refuerzo transversal adicional, el recubrimiento sobre este refuerzo transversal adicional no debe exceder de 10 cms con un espaciamiento del refuerzo adicional transversal menor a 30 cms.

18.8.3.2 Cuando existan elementos que lleguen en los 4 lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos 3/4 partes del ancho de la columna, el refuerzo transversal puede colocarse con mayor separación como se muestra:

3/4 columna: 75 cms **CONDICIÓN NO CUMPLE NO APLICA**

Se considera que un elemento proporciona confinamiento cuando se cumple alguna de las siguientes condiciones:

a) Si al menos 3/4 de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo: **CONDICIÓN NO CUMPLE NO APLICA**

b) Se permite considerar como elementos de confinamiento a las extensiones de las vigas que se extienden al menos una altura h de la viga más allá de la cara del nudo: **CONDICION CUMPLE OK**

Cuando la opción (b) se cumpla la separación máxima del refuerzo transversal debe calcularse como una viga.

Área efectiva del nudo(A_j):

h : 100 cms
 b : 40 cms OK!! < MENOR DE: $b+h$, $b+2x$
 x : 30 cms
 A_j : 4000 cms²

Resistencia al cortante no debe exceder:

Para nudos confinados en las 4 caras

$V_n = 355376.8$ kg

$\Phi_{\text{cortante}} = 0.85$

$\Phi V_n = 302070.2$ kg

$V_u = 55344.59$ kg

OK!! RESISTENCIA AL CORTANTE DEL NUDO ES ADECUADA

La separación máxima de estribos en el nudo por cortante debe ser:

$S = 19.93$ cms

La separación de estribos dentro del nudo por lo tanto sera la menor de las distancias antes calculadas, siendo:

$S = 7.32$ cms

3.5. CONTROL DE DESPLAZAMIENTO DE MARCOS

Tabla.No.10 Deformación estruct. Conc. Ref.

Piso	Sismo x	Sismo y	Desplazamiento max.
	$\Delta x(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm})$	$\Delta_{\text{max por piso}}(\text{cms})$
1	0.623	0.623	0.623
2	1.897	1.894	1.274
3	3.288	3.281	1.391
4	4.520	4.508	1.232
5	5.497	5.479	0.977
Techo	6.595	6.544	1.098

Arto.34 inciso b) RNC-7 Cálculo del desplazamiento en estado límite de colapso:

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q\Omega$:

$$Q= 4 \quad \begin{array}{|c|c|} \hline Q*\Omega= & 8 \\ \hline \end{array}$$

$$\Omega= 2$$

Desplazamientos afectados por el fator $Q*\Omega$

Piso	Δ_{max} por piso (cms)	$\Delta*Q*\Omega$
1	0.62	4.98
2	1.27	10.19
3	1.39	11.13
4	1.23	9.86
5	0.98	7.82
Techo	1.10	8.78

Revisión de los desplazamientos laterales:

Tabla.No.11 Distorsiones máximas por piso estruct. Conc. Ref.

Piso	$\Delta*Q*\Omega$	Altura (h-cms)	Actuante $\Delta*Q*\Omega/h$	Condición
1	4.98	400	0.0125	OK!!
2	10.19	400	0.0255	OK!!
3	11.13	400	0.0278	OK!!
4	9.86	400	0.0246	OK!!
5	7.82	400	0.0195	OK!!
Techo	8.78	400	0.0220	OK!!

Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q=3$ o 4)

Límite por colapso: 0.0300

3.6. CIMENTACIÓN

Cálculos de sondeos y estudios realizados alrededor del terreno donde estará ubicado el edificio de esta investigación para determinar el tipo suelo se muestran en página IX Anexo 5, clasificándose por estos resultados el suelo como Tipo III en el reglamento nacional, como arena limosa y pagina III Anexo 2 tabla estratigráfica de un estudio del terreno en las cercanías del proyecto, mostrando una profundidad de desplante adecuada de 2.6 m.

Combinación: CM+0.7Sx(-)+0.21SY(+)			Combo: 1.2CM+1.6CV
Momento sobre cimentación (M):	92415.50	kg.m	Pu= 372022 kg
Carga axial de servicio(P):	210831.10	kg	Punto:16
Excentricidad(e):	0.438	m	

Asumiendo desplante: 2.6 m

Pedestal:

Peso volumétrico de concreto ref.: 2400 kg/m³

dimensión:

h: 1 m

b: 1 m

sobrecarga : 222.725 kg/m²

Suelo:

Densidad del suelo: 113 lb/ft³= 1813.89 kg/m³

Sobrecarga de suelo: 3550.14 kg/m²

Presión admisible del suelo: 1.9 kg/cms²

19000 kg/m²

Presión de apoyo adm.(P_n): 15227.134 kg/m²

Sobre carga : 3772.866 kg/m²

Área mínima de zapata: P/P_n= 13.85 m²

Dimensión cuadrada: 3.72 m

Asumiendo espesor de zapata: 0.55 m

Asumiendo dimensiones de zapata según área mínima:

ancho de zapata(s): 4.7 m

largo de zapata(L): 4.7 m

L/6: 0.78 m

r=(L/2)-e: 1.91 m

l/c= S(L²/6): 17.30 m³

Pr=M=P*e: 92415.5 kg.m

Pmax: (P/Af)±(Pr/(l/c)):

14884.94 kg/m²

COMPRESIÓN

4203.43 kg/m²

COMPRESIÓN

OK CUMPLE

P _{máx} =	18657.8
P _n =	19000.0

OK CUMPLE P_n>P_{máx}

Aplastamiento del concreto:

φ: 0.65

fb= esfuerzo por aplastamiento permisible

$$fb = \phi 0.85 f'_c A_1$$

f'_c= 281.82 kg/cm²

fb= 3271888.69 kg

área contacto por aplastamiento(A1): 2.10 m²= 21013.40 cm²

área zapata(A2)= 22.09 m²

√A1/A2= 0.308 Utilizar factor: 0.308

fb= 1009134.01 kg

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO ES ADECUADA

Revisión de cortante en zapata:

λ conc. normal: 1

t: 0.55 m

φ: 0.75

$$1) V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$2) V_c = 1.1 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

V_c= menor de los valores.

Acción en dos direcciones:

d= 0.45 m
d/2= 0.22 m
Perím. crítico(bo): 5.80 m

$\beta = 1$

- 1) $1.59\sqrt{f'c}b_wd$
- 2) $1.1\sqrt{f'c}b_wd$

Por lo tanto la ecuación que rige es: $1.1\sqrt{f'c}b_wd$

$V_c = 481406.66 \text{ kg}$

$q_u = P_u / A_f = 16841.18 \text{ kg/m}^2$

$V_u = 336632.65 \text{ kg}$

$V_n \text{ requerida: } V_u / \phi = 448843.53 \text{ kg}$

OK! LA RESISTENCIA AL CORTANTE POR ESPESOR DE LA ZAPATA ES ADECUADA

Por cortante el espesor de 0.55 m es adecuado, 18.13.2.1 indica que la longitud de desarrollo requerido del pedestal a la retorta de zapata debe ser:

18.8.5 LONGITUD DE DESARROLLO EN NODOS

Columna propuesta inicialmente:

C1(cm): 100

C2(cm): 100

20db(cm): 50.8

Dimensión de columna mayor a 20db OK!

Longitud de desarrollo gancho estandar a 90° y 180°

Refuerzo:
 $d_b = 2.54 \text{ cms}$

a) 8db(cm): 20.32

b)(cm): 15

c) Ec. 18.8.5: 46.55 cms

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}}$$

La longitud de desarrollo no debe ser menor que(cm): 46.55

Gancho 90°

12db = 30.48 cms

Dobles 4db:

10.16 cms

Total:

56.71 cms

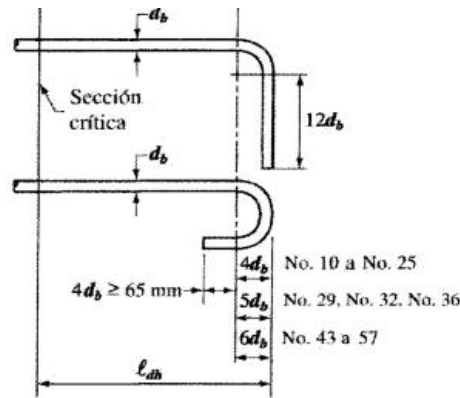


Fig.No.23 Longitud de desarrollo gancho 90° y 180°

Por lo tanto, por longitud de desarrollo de la barra de refuerzo #8 del refuerzo de pedestal que estará formado por 28#8 hacia la retorta de la zapata se requiere un espesor mínimo de $56.71\text{ cms} + 7.5\text{ cms}$ de recubrimiento = 65 cms.

Se tendrán zapatas de $4.7\text{ m} \times 4.7\text{ m}$ y de espesor variable donde conecta pedestal con zapata 0.65 m reduciendo espesor a 0.55 m en los extremos de esta, requiere un refuerzo por presiones de suelo de 26#8 en A/D. Pedestal $1.0\text{ m} \times 1.0\text{ m}$ con recubrimiento mínimo de 5 cms.

18.13.2.3 El pedestal deberá penetrar con los estribos dentro de la longitud de desarrollo de sus barras de refuerzo penetrando en la zapata con un espaciamiento de 0.035 m sobre la zapata dentro de una longitud de 0.70 m , en el resto de la longitud de pedestal los estribos tendrán una separación máxima de 0.10 m .

18.13.3.2 Viga a sísmicas diseñadas como amarre horizontal de la estructura deben cumplir que su dimensión mínima no debe ser menor que la longitud libre entre columnas dividido por 20 y tampoco es necesario que sea mayor a 45 cms.

Dimensionamiento mínimo de viga a sísmica por espaciamiento máximo libre entre columnas = $8.27\text{ m} - 1\text{ m} = 7.27\text{ m} / 20 = 0.364\text{ m}$.

Por lo que se usará una viga a sísmica de $0.35\text{ m} \times 0.45\text{ m}$ dando por presiones de suelo acero por flexión 3#8 a momento negativo y positivo.

3.7. PRESUPUESTO

Se realiza presupuesto de estructura formada por marcos especiales de momento de concreto reforzado, obteniendo:

Elemento	Acero	Descripción	Cantidad	Costo Total (\$)	Concreto	Cantidad M ³	Costo Total (\$)	Perfil A50	Cantidad ml	Costo Total (\$)	Total (\$)
Pedestal y columnas	Gr.60	#10	226qq	12,436.78	4,000	534.96	112,341.60	-	-	-	182,329.98
		#8	1068qq	44,514.24							
		#6	20qq	938.40							
		#3	298qq	12,098.80							
Zapata	Gr.60	#8	479qq	19,964.72	4,000	250	52,500.00	-	-	-	72,464.72
Vigas	Gr.60	#8	2762qq	115,120.16	4,000	581.5	122,110.8	W10x15	7835	253,590	538,438.38
		#6	410qq	19,237.20				W10x12	313	8,268	
		#5	17qq	691.90							
		#4	26qq	1069.12							
		#3	452qq	18,351.20							
Entrepiso	Gr.60	#3	148qq	6008.80	4,000	956	200,760	-	-	-	206,768.80
Mano de obra:											30,000.10
											1,455,440.24

**CAPÍTULO 4 DISEÑO Y
PRESUPUESTO DE
MARCOS ESPECIALES DE
MOMENTO COMPUESTOS
DE ACERO ESTRUCTURAL
Y CONCRETO**

4.1. MARCO TEÓRICO

4.1.1. Rigidez reducida

Para columnas compuestas, el concreto debe considerarse con el grado de agrietamiento que se calcule con la ecuación de la tabla 6.6.3.1.1 (b) ACI318-14 para cargas mayoradas por lo que para cargas de servicio se multiplicará por 1.4, donde se toma el área de acero como la suma de las barras longitudinales de refuerzo y el perfil de acero en el núcleo de la sección. Pero el valor no debe exceder I_g .

Tabla 6.6.3.1.1(b) — Momentos de inercia alternativos para análisis elástico al nivel de carga mayorada

Miembro	Valor alternativo de I para análisis elástico		
	Mínimo	I	Máximo
Columnas y muros	$0.35I_g$	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g$	$0.875I_g$

Fig.No.24 Tabla ACI318-14 factor para reducción de rigidez por inercia gruesa

4.1.2. Vigas y columnas que forman marcos especiales de momento compuesto

AISC 341-10 G3.5a En los requerimientos básicos de marcos de momento especiales de acero y concreto (C-SMF), acero y miembros compuestos deben satisfacer requisitos para miembros de alta ductilidad.

4.1.3. Vigas compuestas consideraciones

4.1.3.1. Método de distribución de las tensiones plásticas

La resistencia nominal debe ser calculada suponiendo que los componentes de acero han alcanzado la tensión F_y , en tracción o en compresión, según corresponda y que los componentes de concreto debido a fuerzas axiales y/o flexión han alcanzado la tensión de $0.85f'_c$.

4.1.3.2. El método de compatibilidad de las deformaciones

Debe ser usado para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares y para casos donde el acero no exhibe un comportamiento elástico-plástico.

4.1.3.3. Consecuencia del apuntalamiento.

Como la losa se cuela en forma continua, en las líneas de apoyo sobre muros o vigas principales aparecen momentos flexionantes negativos, aunque las vigas secundarias estén libremente apoyadas, se tienden a fisurar la cara superior de la losa, y obligan a colocar un armado que resista las tensiones correspondientes. Desde este punto de vista, no conviene apuntalar las vigas durante el colado, pues así se logra que las rotaciones en los apoyos, producidas por las cargas aplicadas antes de que fragüe el concreto, no ocasionen momento negativo.

4.1.3.4. Condición compuesta

Para lograr la condición compuesta se debe cumplir con AISC 360-10 capítulo I inciso 3.2c:

- La viga debe estar conectada con pernos conectores de corte soldados de 1.9 cms de diámetro (3/4") o menores. Después de su instalación los conectores deben extenderse no menos de 3.8 cms sobre el borde superior de la plancha colaborante de acero y debe haber por lo menos 1.3 cms de recubrimiento de concreto por sobre la cabeza de los conectores instalados.
- La plancha colaborante de acero debe quedar anclada a todos los miembros soportantes con un espaciamiento que no debe exceder 46 cms. Tal anclaje debe ser realizado mediante conectores, una combinación de espárragos y soldadura de tapón.
- Nervios orientados perpendicularmente a la viga de acero: Al calcular A_c , en la determinación de las propiedades de la sección compuesta se despreciara el concreto ubicado bajo del borde superior de la plancha colaborante.
- Nervios orientados paralelamente a la viga de acero: En la determinación de las propiedades de la sección compuesta, puede considerarse el concreto ubicado bajo del borde superior de la plancha colaborante de acero y debe ser considerado al calcular A_c . Por la primera fila de conectores el nervio no debe ser menor a 5 cms, por cada fila de conectores adicionales se le sumará a los 5 cms+ 4ϕ perno el límite, por lo que el nervio w_r de la plancha colaborante deber ser mayor.

AISC360-10 I8 indica que el diámetro de los conectores de corte no debe ser mayor a 2.5 veces el espesor base al cual es soldado.

De acuerdo con AISC360 comentario I3.2a, el número y fuerza de anclas de pernos de cabeza de acero será gobernada por la fuerza a compresión, C , para una viga parcialmente compuesta. El porcentaje es basado en el mínimo de los estados límites del aplastamiento del concreto y fluencia del acero.

4.1.3.5. Localización del eje neutro plástico

La distribución de las tensiones plásticas puede tener el eje neutro plástico, PNA, en el alma, en la parte superior del patín de la sección, o en la losa, dependiendo del valor de C .

El eje neutro plástico (PNA) es ubicado para determinar el eje encima y abajo q es igual a la suma de fuerzas horizontales. El concepto es ilustrado, asumiendo como prueba el PNA localizado es dentro del ala superior de la vigueta.

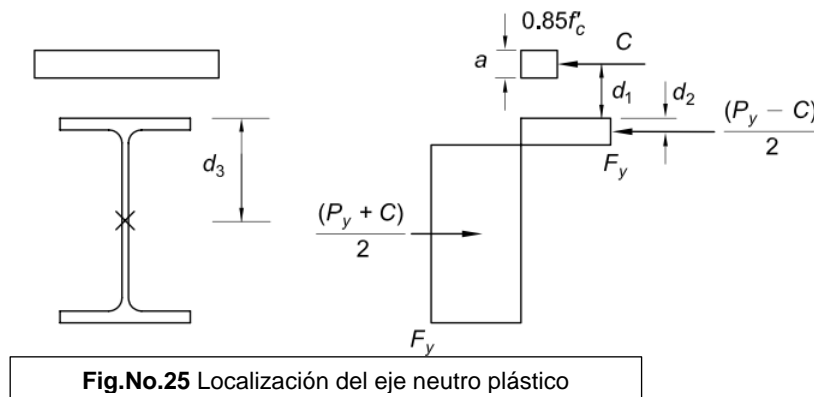


Fig.No.25 Localización del eje neutro plástico

4.1.3.6. Conectores de cortante

De acuerdo con AISC360-10 sección I8.2c, el número de anclas con cabeza de acero requerido entre cualquier carga concentrada y puntos cercanos de momento cero debe ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido para la carga concentrada en el punto.

El espaciamiento mínimo de conectores centro a centro, debe ser $6d_{sa}$ a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta soportante y $4d_{sa}$ en la dirección transversal, excepto dentro de los nervios de la plancha colaborante orientadas perpendicularmente a la viga de acero, donde el espaciamiento mínimo debe ser $4d_{sa}$ en cualquier dirección.

4.1.3.7. Criterio de deflexión por carga viva

La deflexión debida a carga viva después de la acción compuesta teniendo un límite de $L/360$ bajo la carga viva de diseño requerida por tabla 1604.3 de IBC2009, o 1 pulgada usando un 50% de reducción en la carga viva de diseño como es recomendada por AISC guía de diseño 3.

Deflexión para miembros compuestos puede ser determinado usando un límite inferior de momento de inercia proporcionado por AISC360 comentarios ecuación C-I3-1.

Cálculo del bajo límite de momento de inercia, I_{LB} .

$$I_{LB} = I_s + A_s(Y_{ENA} - d_3)^2 + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y}\right)(2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2$$

Para la determinación de I_{LB} la fuerza nominal de anclas de acero son calculadas entre el punto del momento máximo positivo y el punto del momento cero. El máximo momento es ubicado al centro del claro.

4.1.3.8. Resistencia por flexión negativa:

F3.2b AISC360-10 Debe ser determinado solo por la sección de acero, alternativamente, la resistencia disponible de flexión negativa debe ser determinada a partir de una distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta, para el estado límite de fluencia (momento plástico), con $\Phi_b=0.9$, con tal que:

- La viga sea compacta y debidamente arriostrada de acuerdo con capítulo F.
- Los conectores de cortante, conecten la losa a la viga en la región de momento negativo.
- El refuerzo en la losa paralelo a la viga de acero, dentro del ancho efectivo de la losa, este propiamente desarrollado.

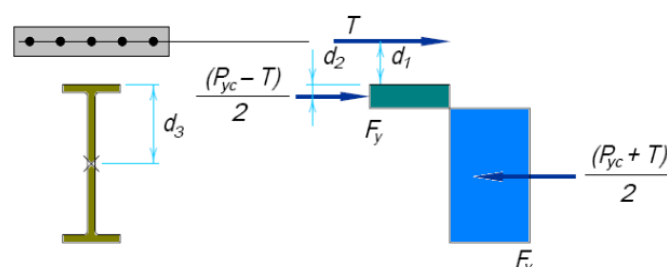


Fig.No.26 Diagrama de fuerzas a flexión negativa

La resistencia a flexión en la región de momento negativo debe ser proporcionada por solo la viga de acero o la resistencia plástica de la sección compuesta formada por el refuerzo longitudinal de la losa y la sección de acero.

Cuando se fija adecuadamente una sección compacta de acero y hay un adecuado desarrollo de la longitud de las barras de refuerzo actuando compuestamente en la región de momento negativo, la resistencia de flexión nominal está determinada por la distribución de esfuerzos plásticos.

4.1.4. Consideraciones para columnas compuestas de acero estructural embebido en concreto reforzado

4.1.4.1. Curva de interacción para modelo de distribución de tensiones plásticas

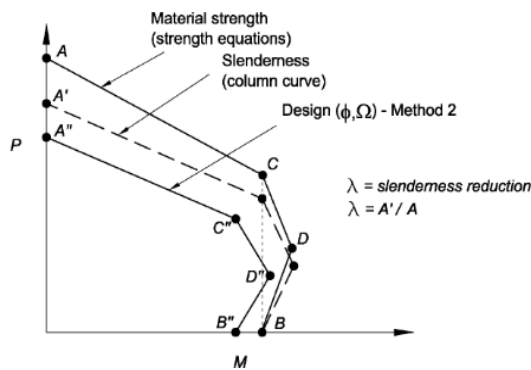


Fig.No.27 Construcción de curva de interacción AISC360-10 comentarios C-I5.2

La fuerza nominal en la superficie de interacción A, B, C, D es primero determinado usando la ecuación de la tabla I-1a en AISC manual de ejemplos.

Esta curva es representativa de los miembros de columnas corta, fuerza sin considerar los efectos de esbeltez. Un factor de reducción de esbeltez, es entonces calculado y aplicado en cada punto para crear la superficie A', B', C', D'.

La resistencia apropiada o factor de seguridad son entonces aplicados para crear el diseño de la superficie A'', B'', C'', D''. Finalmente, la axial requerida y fuerza a flexión de las combinaciones de cargas aplicadas son trazadas en la

superficie de diseño. El miembro es entonces considerado aceptable para las cargas aplicadas si todos los puntos caen dentro de la superficie de diseño.

Construcción de fuerza nominal en superficie de interacción A, B, C, D sin efecto de esbeltez.

Construcción de superficie de fuerza nominal de interacción A', B', C', D' con efecto de esbeltez.

El factor de reducción de esbeltez, λ , es calculado para el punto A usando AISC360-10 I2.1 de acuerdo a los comentarios sección I5.

Porque la longitud arriostrada es la misma en ambas direcciones x-x y y-y, la columna será volteado alrededor del eje teniendo la menor rigidez de la sección compuesta, E_{eff} . No tanto el valor del momento de inercia para el concreto y acero de refuerzo son similares alrededor de cada eje, el volteo de la columna será alrededor del eje débil de la sección de acero por inspección. I_{cy} , I_{sy} y I_{sry} son por lo tanto usados para el cálculo de efecto de esbeltez de acuerdo AISC360 sección I2.1b.

4.2. DISEÑO DE ENTREPISO COMPUESTO

4.2.1. Lámina troquelada

Espesor de losa (t):	0.08	m		
CV =	500	kg/m ²	Claro=	0.6 m
CVR=	250	kg/m ²	Ancho=	1 m
CM _{concreto} :	283.44	kg/m ²		
CM _{adicional} :	100	kg/m ²	Wu=	1260.1 kg/m
TOTAL=	883.44	kg/m ²	Mu=	56.71 kg.m
Lámina calibre 18 luz libre 3.0 m				
Espesor de lámina troquelada =			0.12	cms
Inercia=	1.11E-07	m ⁴		
A=	4.35E-04	m ²		
S=	5.693E-06	m ³		

Resistencia de lámina troquelada:

$$\sigma_u = 9.96E+06 \text{ kg/m}^2 = 996.1054 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = 1369.64 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!!}$$

Deflexión lámina troq.: $W_{serv.} = 883.44 \text{ kg/m} = 8.83 \text{ kg/cms}$

$\Delta_{calculada} = 0.066 \text{ cms}$

$\Delta_{resistente} = 0.250 \text{ cms}$ **OK!!**

4.2.2. Viga secundaria compuesta

Vigas secundarias compuestas, unión de perfil de acero con losa de concreto sobre lamina troquelada utilizando conectores de cortante, losa de concreto reforzada por contracción y temperatura.

Fuerzas actuantes:

$M_{u+} = 499243.5 \text{ kg.cms}$

$V_u = 2719.15 \text{ kg}$

$M_{u-} = 0 \text{ kg.cms}$

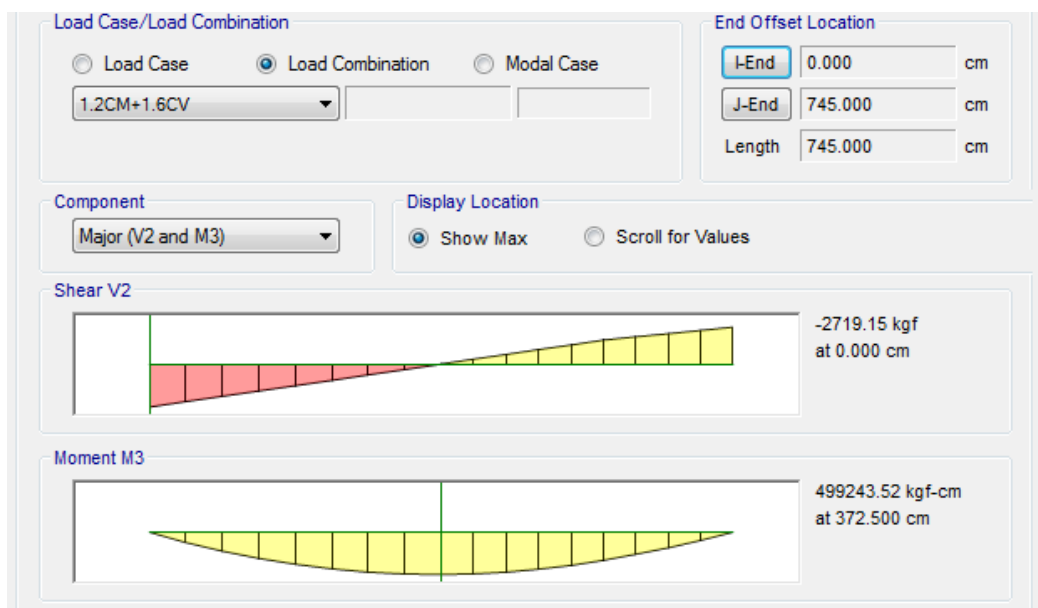


Fig.No.28 Fuerza cortante y momento en viga secundaria combinación 1.2CM+1.6CV

Propiedades de sección:

Sección: W10X12

$I_y = 9.07E+01 \text{ cms}^4$	$I_x = 2.24E+03 \text{ cms}^4$
$A_s = 22.84 \text{ cms}^2$	$Z_x = 206.48 \text{ cms}^3$
$d = 25.07 \text{ cms}$	$S_x = 178.62 \text{ cms}^3$
$t_w = 0.48 \text{ cms}$	$r_y = 1.99 \text{ cms}$
$b_f = 10.06 \text{ cms}$	$J = 2.28 \text{ cms}^4$
$t_f = 0.53 \text{ cms}$	$C_w = 13668.48 \text{ cms}^6$

Longitud sin apoyo lateral= 372.5 cms

b/t= 9.43 **SECCIÓN DE ALA NO COMPACTA**

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 9.14$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{E/f_y} = 24.06$$

Ancho efectivo (b_{eff}):

Distancia a la viga adyacente: 60 cms

Longitud medida entre centro de los apoyos: 745 cms

Debe ser el menor de:

1/8 de la longitud de apoyo de la viga: 186.25 cms

1/2 de la distancia de la viga adyacente a la viga: 60 cms

La distancia al borde de la losa en voladizo: NO

Por lo tanto el ancho efectivo es: 60.00 cms

No se considerará apuntalamiento temporal durante la construcción, por lo tanto se dispondrá según AISC360-10 I3.1b, que la sección de acero sola debe tener la resistencia suficiente para soportar todas las cargas aplicadas antes que el concreto obtenga el 75% de su resistencia especificada f'_c .

Cálculo de la resistencia nominal de la sección de acero sola durante la construcción AISC360-10 F2 (condición Pre-compuesta):

La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral torsional.

Fluencia:

$$M_p = F_y Z_x = 727364 \text{ kg.cms}$$

Pandeo lateral torsional:

$$L_b = 372.50 \text{ cms}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 84.43 \text{ cms}$$

$$h_o = 24.54 \text{ cms} \quad r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 2.50$$
$$c = 1.00$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}} = 245.06 \text{ cms}$$

$$C_b = 1.30$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 1620.602$$

$$M_n = M_n = F_{cr} S_x$$

$$M_n = 289470.39 \text{ kg.cms}$$

Pandeo local ala en compresión:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] = 721856.1 \text{ kg.cms}$$

$$\lambda = b_f / 2t_f = 9.429$$

$$h = 24.00 \text{ cms}$$

$$k_c = 0.57 \text{ cms}$$

$$\lambda_{pf} = \lambda_p = 9.14$$

$$\lambda_{rf} = \lambda_r = 24.06$$

$$\text{Por lo tanto } M_n = 289470$$

$$M_n < M_p \text{ POR LO TANTO USAR } M_n$$

$$\Phi M_n = 260523.4 \text{ kg.cms}$$

W_u durante la construcción:

$$\text{CM seccion: } 17.93 \text{ kg/m}$$

Longitud total de viga:

$$\text{CM entrepiso: } 262 \text{ kg/m}^2$$

$$745 \text{ cms}$$

$$\text{CV estimada: } 122 \text{ kg/m}^2$$

$$410.2 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM+CV= } 264.05 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 183191.8 \text{ kg.cms}$$

OK SECCIÓN DE ACERO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

AISC Guía de diseño 3 indica que la deflexión límite $L/360$ y 1 pulg.

$$\Delta_{lim} = 2.07 \text{ cms} \quad CV = 73.20 \text{ kg/m}$$

$$\Delta_{calc} = 0.64 \text{ cms} \quad \text{OK DEFLEXIÓN CUMPLE}$$

Deflexión completa (CV+CM):

$$\Delta_{lim} = 3.10 \text{ cms}$$

$$\Delta_{calc} = 2.32 \text{ cms} \quad \text{OK DEFLEXIÓN COMPLETA CUMPLE}$$

Resistencia para condición compuesta (Flexión positiva):

AISC360-10 I3.2c Resistencia de vigas compuestas con planchas colaborantes de acero:

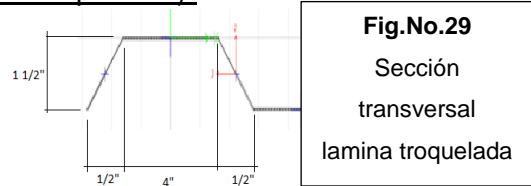


Fig.No.29

Sección transversal lamina troquelada

$$\text{Altura nominal de nervio} = 3.81 \text{ cms} \quad <7.5 \text{ cms OK}$$

$$\text{Ancho promedio de nervio de concreto } (w_r) = 10.16 \text{ cms} >5 \text{ cms OK}$$

$$\emptyset_{\text{max. conec. cort.}} = 1.9 \text{ cms}$$

$$\text{Altura mínima de conectores} = 7.61 \text{ cms}$$

$$\text{Recub.mínimo de conc. sobre conectores} = 1.3 \text{ cms}$$

$$\text{Espesor de losa sobre plancha } (t_c) = 8 \text{ cms}$$

>5cms OK!

$$\emptyset_{\text{conector de corte}} (d_{sa}) = 1.27 \text{ cms} <1.9 \text{ cms OK} <2.5t_f$$

$$\text{Longitud de perno} = 8 \text{ cms} \quad \text{OK } L_{\text{perno}} > 4d_{sa}$$

OK > Altura mínima de perno

OK recub.mínimo de conc. Sobre perno 3.81cms

Longitud del perno antes de la instalación= 8.95 cms

De acuerdo con AISC360-10 sección I3.2a, la fuerza a flexión nominal debe ser determinada para la distribución de tensiones plásticas sobre la sección compuesta donde:

$$h/t_w = 46.60 \quad 3.76 \sqrt{E/f_y} = 90.46$$

$$h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/f_y}$$

USAR MÉTODO DE TENSIONES PLÁSTICAS PARA CALULAR M_n

(1) Aplastamiento del concreto

A_c = Area de concreto de losa dentro del ancho efectivo.

Nervio de lamina perpendicular a la viga

$$A_c = 480.00 \text{ cms}^2$$

$$C = 0.85 f'_c A_c = 114982 \text{ kg}$$

(2) Fluencia del acero:

$$C = A_s F_y = 80454.55 \text{ kg}$$

(3) Transferencia de cortante

50% es usado como una porcentaje de prueba de acción compuesta como sigue:

$$C = \sum Q_n = 50\% (\text{Min} \left[\begin{array}{l} 114982.05 \text{ kg} \\ 80454.55 \text{ kg} \end{array} \right]) = 40227.27$$

Por lo tanto $C = 40227.27 \text{ kg}$

POR LO TANTO SE PRESENTA ACCIÓN COMPUESTA PARCIALMENTE

$C = \sum Q_n < C = 0.85 f'_c A_c; C = A_s F_y$

Localización del eje neutro plástico (PNA):

$$\sum F_{\text{encima PNA}} = \sum F_{\text{debajo PNA}}$$

$$C + x b F_y = (A_s - b F_x) F_y$$

$$\text{Resolviendo para } x: \quad x = \frac{A_s F_y - C}{2 b F_y} = 0.57 \text{ cms}$$

$x > t_f$ PNA dentro del alma

Determinando el momento nominal resistente de la sección compuesta siguiendo el procedimiento de AISC360 comentarios sección I3.2 a.

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$a = C / 0.85 f'_c b = 2.80 \text{ cms}$$

2.8 < 8 ENCIMA DE PARTE SUPERIOR DE LÁMINA

$$d_1 = t_{\text{slab}} - a/2 = 10.4 \text{ cms}$$

$$d_2 = x/2 = 0.28 \text{ cms}$$

$$d_3=d/2= 12.53 \text{ cms}$$

$$P_y=A_sF_y= 104591 \text{ kg}$$

$$M_n= 1711557 \text{ kg.cms}$$

$$\Phi M_n= 1540402 \text{ kg.cms}$$

OK SECCIÓN COMPUESTA ES ADECUADA

Continuando con el diseño con el 50% de la sección compuesta

Fuerzas en anclas de acero:

Fuerzas en anclas de cabeza de acero puede ser calculada de acuerdo con AISC360-10 I8.2a como sigue:

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

$$d_{sa}= 1.27 \text{ cms}$$

$$w_r/h_r= 2.67 > 1.5$$

$$A_{sa}= 1.27 \text{ cms}^2$$

$$R_g= 1$$

$$R_p= 0.6$$

$$Q_n= 3480.7 \text{ kg}$$

Número y espaciamiento de anclas:

$$N_{anclas} = \frac{\sum Q_n}{Q_n} = \frac{C}{Q_n} = 12.00 \text{ anclas en cada extremo ubicadas dentro de zona entre } M_{max} \text{ y } M=0$$

Espaciamiento máximo no debe exceder el mínimo de:

$$8t_{losa}= 64 \text{ cms}$$

$$40 \text{ cms}$$

Por lo tanto el espaciamiento máximo debe ser: 40 cms

Fuerza cortante resistente de la sección de acero:

De acuerdo con AISC360-10 sección I4.2, la viga debe ser evaluada por el cortante disponible como una viga de acero al desnudo usando provisiones de capítulo G.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\text{Si } h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y} \rightarrow C_v = 1 \quad h/t_w = 46.60$$

$$2.24 \sqrt{E/F_y} = 53.89 \quad C_v = 1$$

$$A_w = 12.10 \text{ cms}^2$$

$$V_n = 25572.27 \text{ kg} \quad \Phi_v = 1$$

$$\Phi V_n = 25572.27 \text{ kg}$$

OK SECCIÓN DE ACERO CUMPLE POR CORTANTE

Criterio de deflexión por carga viva

Cálculo del bajo límite de momento de inercia, I_{LB} .

$$I_{LB} = I_s + A_s (Y_{ENA} - d_3)^2 + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y} \right) (2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2$$

$$\sum Q_n = 41768.9 \text{ kg}$$

$$a = C / 0.85 f'_c \quad b = \sum Q_n / 0.85 f'_c \quad b = 2.91 \text{ cms}$$

$$d_1 = 10.36 \text{ cms} \quad x = 0.55 \text{ cms}$$

$$d_2 = 0.27 \text{ cms} \quad d_3 = 12.53 \text{ cms}$$

La distancia desde la parte superior de la sección de acero al eje neutro plástico, Y_{ENA} , es calculado usando el procedimiento proporcionado en AISC360 comentarios sección I3.2 como sigue:

$$Y_{ENA} = \frac{A_s d_3 + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y} \right) (2d_3 + d_1)}{A_s + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y} \right)} = 20.36 \text{ cms}$$

$$I_{LB} = 6329.39 \text{ cms}^4$$

$$M_{oCV} = 194861.9 \text{ kg.cms} \quad W_{oCV} = 2.81 \text{ kg/cms}$$

$$L/360 = 2.07 \text{ cms}$$

$$\Delta_{LL} = 0.87 \text{ cms} \quad \text{OK CUMPLE } < 1 \text{ PULG Y L/360}$$

Para el cálculo de control de vibraciones en entrepiso se hace uso de AISC Guía de diseño 11 Capítulo 3, cabe mencionar que, aún si en el entrepiso no se hace uso de conectores de cortante se puede asumir la acción compuesta

entre la lámina y miembros con puntos de soldadura o la fricción entre el metal y la superficie de metal.

Con uso del programa se aplicarán los límites de aceleraciones según la ocupación del edificio, Tabla 4.1.

Table 4.1 Recommended Values of Parameters in Equation (4.1) and a_o/g Limits			
	Constant Force P_o	Damping Ratio β	Acceleration Limit $a_o/g \times 100\%$
Offices, Residences, Churches	0.29 kN (65 lb)	0.02–0.05*	0.5%
Shopping Malls	0.29 kN (65 lb)	0.02	1.5%
Footbridges—Indoor	0.41 kN (92 lb)	0.01	1.5%
Footbridges—Outdoor	0.41 kN (92 lb)	0.01	5.0%
* 0.02 for floors with few non-structural components (ceilings, ducts, partitions, etc.) as can occur in open work areas and churches, 0.03 for floors with non-structural components and furnishings, but with only small demountable partitions, typical of many modular office areas, 0.05 for full height partitions between floors.			

Fig.No.30 Tabla 4.1 AISC Guía de diseño 11 límites aceleraciones

Relación de amortiguamiento 0.02-0.05

De los valores obtenidos:

La frecuencia natural de la viga (f_n)= 8.801 HZ

$$P_o = 0.289 \text{ kN} \quad \beta = 0.025$$

$$w = 312.06 \text{ kN}$$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35f_n)}{\beta w} = 0.00170 \quad \frac{a_o}{g} = 0.005 \quad \text{Tabla 4.1 Guía de diseño 11.}$$

OK CUMPLE 0.0017 < 0.005

4.2.3. Vigas principales compuestas

Viga principal compuesta, ubicada en dirección perpendicular a nervios de lámina troquelada, formando marcos especiales de momento en estructura.

Fuerzas actuantes:

$$M_{u+} = 2370697.00 \text{ kg.cms}$$

$$V_u = 8669.52 \text{ kg}$$

$$M_{u-} = 2590712.00 \text{ kg.cms}$$

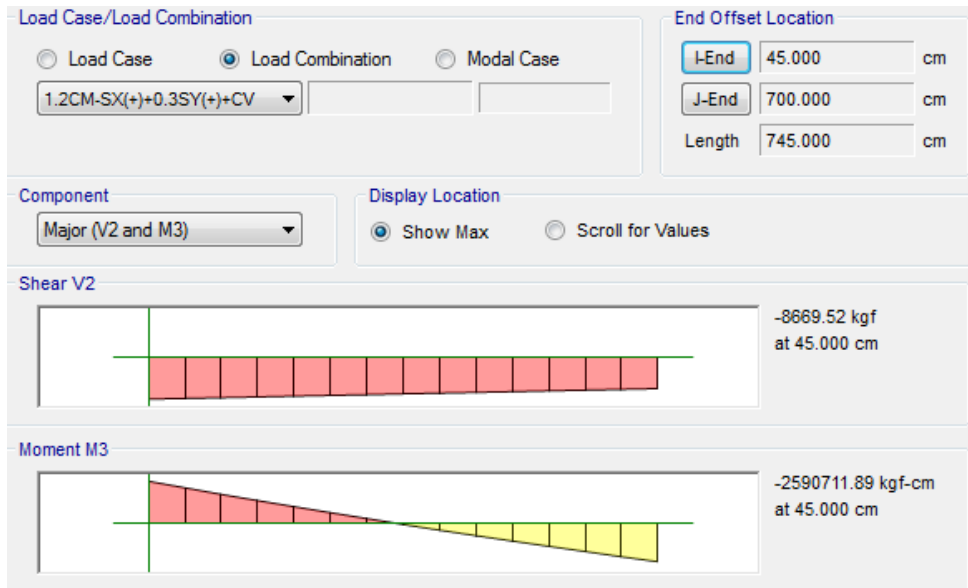


Fig.No.31 Fuerza cortante y momento en viga combinación
1.2CM-SX(+)+0.3SY(+)+CV

Sección:	<input type="text" value="W16X77"/>		$I_y =$	5.74E+03	cms ⁴
			$I_x =$	4.62E+04	cms ⁴
$A_s =$	145.81	cms ²	$Z_x =$	2458.06	cms ³
$d =$	41.91	cms	$S_x =$	2195.87	cms ³
$t_w =$	1.16	cms	$r_y =$	6.27	cms
$b_f =$	26.16	cms	$J =$	148.59	cms ⁴
$t_f =$	1.93	cms	$C_w =$	2306723	cms ⁶

$$b_f/t_f = 6.78$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{E/f_y} = 7.22$$

OK!! SECCIÓN POSEE ALTA DUCTILIDAD

Arriostamiento lateral de viga:

Longitud sin apoyo lateral= 248.33 cms

AISC341-10 D1.2b indica que un máximo longitud libre sin arriostamiento debe ser menor a: $L_b = 0.086r_y E/f_y$

$L_b =$ 312.30 cms **OK!! CUMPLE $L < L_b$**

En adición D1.2b requiere cumplir con los requisitos de la sección D2.a:

D2.a(a)(2). Viga arriostrada debe satisfacer los requisitos del apéndice 6 de las especificaciones (AISC360-10) para torsión lateral de vigas arriostradas, donde los requisitos de fuerza flexionante del miembro.

$$\begin{aligned} \text{debe ser: } M_r = M_u = R_y F_y Z \text{ (LRFD)} & \quad C_d = 1.0 \\ & \quad R_y = 1.1 \\ M_u = 9525000 \text{ kg.cms} \end{aligned}$$

Sección D1.2c(2) El esfuerzo requerido del arrostramiento lateral de cada ala de la sección siempre que este contiguo a la articulación plástica debe ser:

$$\begin{aligned} P_u = 0.06 R_y F_y Z / h_o \text{ (LRFD)} & \quad h_o (\text{cms}) = 39.98 \\ P_u = 14294.79 \text{ kg} \end{aligned}$$

La fuerza por torsión arriostrada requerida siempre que este contiguo a la articulación plástica debe ser:

$$M_u = 571500.0 \text{ kg.cms}$$

Ancho efectivo (b_{eff}):

$$\begin{aligned} \text{Distancia a la viga adyacente:} & \quad 60 \quad \text{cms} \\ \text{Longitud medida entre centro de los apoyos:} & \quad 745 \quad \text{cms} \end{aligned}$$

Debe ser el menor de:

$$\begin{aligned} 1/8 \text{ de la longitud de apoyo de la viga:} & \quad 186.25 \quad \text{cms} \\ 1/2 \text{ de la distancia de la viga adyacente a la viga:} & \quad 60 \quad \text{cms} \\ \text{La distancia al borde de la losa en voladizo:} & \quad \text{NO} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Por lo tanto el ancho efectivo es:} & \quad 60.00 \quad \text{cms} \\ b/t = 6.78 & \quad \text{SECCIÓN DE ALA COMPACTA Y ALMA COMPACTA} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0.38 \sqrt{E/f_y} = 9.142 \\ \lambda_r &= 1.0 \sqrt{E/f_y} = 24.06 \end{aligned}$$

Cálculo de la resistencia nominal de la sección de acero sola durante la construcción AISC360-10 F2 (condición Pre-compuesta):

Fluencia:

$$M_p = F_y Z_x = 8659091 \text{ kg.cms}$$

Pandeo lateral torsional:

$$L_b = 248.33 \text{ cms}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 265.65 \text{ cms}$$

$$h_o = 39.98 \text{ cms} \quad r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 7.23$$

$$c = 1.00$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}} = 845.91 \text{ cms}$$

$$C_b = 1.30$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 23846.82$$

$$M_n = M_n = F_y Z_x$$

$$M_n = 8659090.9 \text{ kg.cms}$$

$$\Phi M_n = 7793181.8 \text{ kg.cms}$$

$M_n > M_p$ POR LO TANTO $M_n = M_p$

W_u durante la construcción:

$$\text{CM seccion: } 114.46 \text{ kg/m} \quad \text{Longitud total de viga:}$$

$$\text{CM entrepiso: } 262 \text{ kg/m}^2 \quad 745 \text{ cms}$$

$$\text{CV estimada: } \underline{122} \text{ kg/m}^2$$

$$410.2 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM+CV= } 360.58 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 166774.8 \text{ kg.cms}$$

OK SECCIÓN DE ACERO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

AISC Guía de diseño 3 indica que la deflexión límite $L/360$ y 1 pulg.

$$\Delta_{lim} = 2.07 \text{ cms} \quad \text{CV} = 73.20 \text{ kg/m}$$

$$\Delta_{calc} = 0.03 \text{ cms} \quad \text{OK DEFLEXIÓN CUMPLE}$$

Deflexión máxima (CV+CM):

$$\Delta_{lim} = 3.104 \text{ cms}$$

$$\Delta_{calc} = 0.15 \text{ cms} \quad \text{OK DEFLEXIÓN CUMPLE}$$

Resistencia para condición compuesta (Flexión positiva):

$$\text{Altura nominal de nervio} = 3.81 \text{ cms} \quad <7.5 \text{ cms OK}$$

$$\text{Ancho promedio de nervio de concreto (} w_r \text{):} = 10.16 \text{ cms} \\ >5 \text{ cms OK}$$

$$\emptyset_{\text{max. conec. cort.}} = 1.9 \text{ cms}$$

$$\text{Altura mínima de conectores} = 7.61 \text{ cms}$$

$$\text{Recub.mínimo de conc. sobre conectores} = 1.3 \text{ cms}$$

$$\text{Espesor de losa sobre plancha}(t_c) = 8 \text{ cms}$$

>5cms OK!

$$\emptyset_{\text{conector de corte}}(d_{sa}) = 1.9 \text{ cms} \quad =1.9 \text{ cms OK} \\ \text{OK } <2.5t_f$$

$$\text{Longitud de perno} = 8 \text{ cms} \quad \text{OK } L_{\text{perno}} > 4d_{sa}$$

OK > Altura mínima de perno

OK recub.mínimo de conc. Sobre perno 3.81cms

$$\text{Longitud de perno antes de la instalación:} = 8.95 \text{ cms}$$

De acuerdo con AISC360-10 sección I3.2a, la fuerza a flexión nominal debe ser determinada para la distribución de tensiones plásticas sobre la sección compuesta donde:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \frac{h}{t_w} = 31.20$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.46$$

USAR MÉTODO DE TENSIONES PLÁSTICAS PARA CALCULAR M_n

(1) Aplastamiento del concreto

A_c = Área de concreto de losa dentro del ancho efectivo.

Nervio de lamina perpendicular a la viga

$$A_c = 480.00 \text{ cms}^2$$

$$C = 0.85 f'_c A_c = 114982 \text{ kg}$$

(2) Fluencia del acero:

$$C = A_s F_y = 513636.36 \text{ kg}$$

(3) Transferencia de cortante

50% es usado como un porcentaje de prueba de acción compuesta como sigue:

$$C = \sum Q_n = 50\% (\text{Min} \begin{bmatrix} 114982.05 \text{ kg} \\ 513636.36 \text{ kg} \end{bmatrix}) = 57491.02$$

Por lo tanto $C = 57491.02 \text{ kg}$

POR LO TANTO SE PRESENTA ACCIÓN COMPUESTA PARCIALMENTE

$C = \sum Q_n < C = 0.85 f'_c A_c; C = A_s F_y$

Localización del eje neutro plástico:

$$\sum F_{\text{encima PNA}} = \sum F_{\text{debajo PNA}}$$

$$C + x b_f F_y = (A_s - b_f x) F_y$$

Resolviendo para x:
$$x = \frac{A_s F_y - C}{2 b_f F_y} = 2.47 \text{ cms}$$

$x > t_f$ PNA dentro del alma

Determinando el momento nominal resistente de la sección compuesta siguiendo el procedimiento de AISC360 comentarios sección I3.2 a.

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$a = C / 0.85 f'_c b = 4.00 \text{ cms}$$

$4 < 8$ ENCIMA DE PARTE SUPERIOR DE LÁMINA

$$d_1 = t_{\text{slab}} - a/2 = 9.8 \text{ cms}$$

$$d_2 = x/2 = 1.24 \text{ cms}$$

$$d_3 = d/2 = 20.96 \text{ cms}$$

$$P_y = A_s F_y = 667727 \text{ kg}$$

$$M_n = 13801136 \text{ kg.cms}$$

$$\Phi M_n = 12421023 \text{ kg.cms}$$

OK SECCIÓN COMPUESTA ES ADECUADA

Momento correspondiente a la distribución plástica de tracción en la sección compuesta transversal (M_p):

$$\text{AISC341-10G2.6b } M_{p,\text{exp}} = R_y M_p \quad \text{Donde } M_p = M_n$$

$$\text{Por lo tanto } M_{p,\text{exp}} = 15181250 \text{ kg.cms}$$

Continuando el diseño con el 50% de la sección compuesta

Fuerzas en anclas de acero:

Fuerzas en anclas de cabeza de acero puede ser calculada de acuerdo con AISC360-10 18.2a como sigue:

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad d_{sa} = 1.9 \text{ cms}$$

$$A_{sa} = 2.84 \text{ cms}^2$$

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0.6$$

$$Q_n = 7790.6 \text{ kg}$$

Número y espaciamiento de anclas:

$$N_{\text{anclas}} = \frac{\sum Q_n}{Q_n} = \frac{C}{Q_n} = 8.00 \quad \text{anclas en cada extremo medida desde el } M_{\text{max}} \text{ hasta donde } M=0$$

Espaciamiento máximo no debe exceder el mínimo de:

$$\delta t_{losa} = \begin{matrix} 64 & \text{cms} \\ 40 & \text{cms} \end{matrix}$$

Por lo tanto el espaciamento máximo debe ser: 40 cms

Fuerza cortante resistente de la sección de acero:

De acuerdo con AISC360-10 sección I4.2, la viga debe ser evaluada por el cortante disponible como una viga de acero al desnudo usando provisiones de capítulo G.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

Si $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y} \rightarrow C_v = 1$ $h/t_w = 31.20$

$2.24 \sqrt{E/F_y} = 53.89$ $C_v = 1$

$A_w = 48.44 \text{ cms}^2$

$V_n = 102375 \text{ kg}$ $\Phi_v = 1$

$\Phi V_n = 102375 \text{ kg}$

OK SECCIÓN DE ACERO CUMPLE POR CORTANTE

Criterio de deflexión por carga viva:

Cálculo del bajo límite de momento de inercia, I_{LB} .

$$I_{LB} = I_s + A_s (Y_{ENA} - d_3)^2 + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y} \right) (2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2$$

$\sum Q_n = 62324.8961 \text{ kg}$

$a = C / 0.85 f'_c$ $b = \sum Q_n / 0.85 f'_c$ $b = 4.34 \text{ cms}$

$d_1 = 9.64 \text{ cms}$ $x = 2.45 \text{ cms}$

$d_2 = 1.22 \text{ cms}$ $d_3 = 20.96 \text{ cms}$

La distancia desde la parte superior de la sección de acero al eje neutro plástico, Y_{ENA} , es calculado usando el procedimiento proporcionado en AISC360 comentarios sección I3.2 como sigue:

$$Y_{ENA} = \frac{A_s d_3 + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y}\right)(2d_3 + d_1)}{A_s + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y}\right)} = 24.27 \quad \text{cms}$$

$$I_{LB} = 60972.2593 \quad \text{cms}^4$$

$$M_{ocv} = 156000 \quad \text{kg.cms} \quad W_{ocv} = 3.37 \quad \text{kg/cms}$$

$$L/360 = 2.07 \quad \text{cms}$$

$$\Delta_{LL} = 0.14 \quad \text{cms} \quad \text{OK CUMPLE < 1 PULG Y L/360}$$

Resistencia por flexión negativa:

a) La viga sea compacta y debidamente arriostrada de acuerdo con capítulo F.

OK CUMPLE!!SECCIÓN DE ALA COMPACTA Y ALMA COMPACTA

$$\text{Área de refuerzo negativo } (A_{sr}) = 0.86 \quad \text{cms}^2$$

$$\text{Refuerzo} = \text{N}^\circ 10(\#3) \quad 49.31 \quad \text{cms}$$

$$\text{Por lo tanto la separación será: } 40 \quad \text{cms}$$

$$A_{sr} \text{ a usar será: } 1.07 \quad \text{cms}^2 \quad \text{OK CUMPLE}$$

Fuerza de tensión en barras de refuerzo:

La fuerza de tensión será la menor de $T = A_r F_{yr}$ y $T = \sum Q_n$ por lo tanto:

$$T = 3751.71205 \quad \text{kg} \quad \begin{array}{l} d_1 = 7.81 \quad \text{cms} \\ d_2 = 1.38 \quad \text{cms} \\ d_3 = 20.96 \quad \text{cms} \end{array}$$

La resistencia nominal de momento plástico de una sección compuesta a flexión negativa esta dada por :

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) = 13103165 \quad \text{kg.cms} \quad \Phi_b = 0.9$$

$$\Phi M_n = 11792848.8 \quad \text{kg.cms} \quad \text{OK CUMPLE POR FLEXIÓN NEGATIVA}$$

4.3. COLUMNAS COMPUESTA, PERFIL DE ACERO EMBEBIDO EN CONCRETO

Marcos formados por elementos verticales que resisten fuerza axial y flexión, compuestos de un perfil de acero W embebido en concreto reforzado.

Fuerzas actuantes: Combinación: 1.2CM+SX(-)+0.3SY(+)+CV

$P_u=$	464017	kg	$V_{u2}=$	10557.28	kg
$V_{u3}=$	39485.59	kg	$M_{u2}=$	16140365	kg.cms
$M_{u3}=$	6199509	kg.cms			

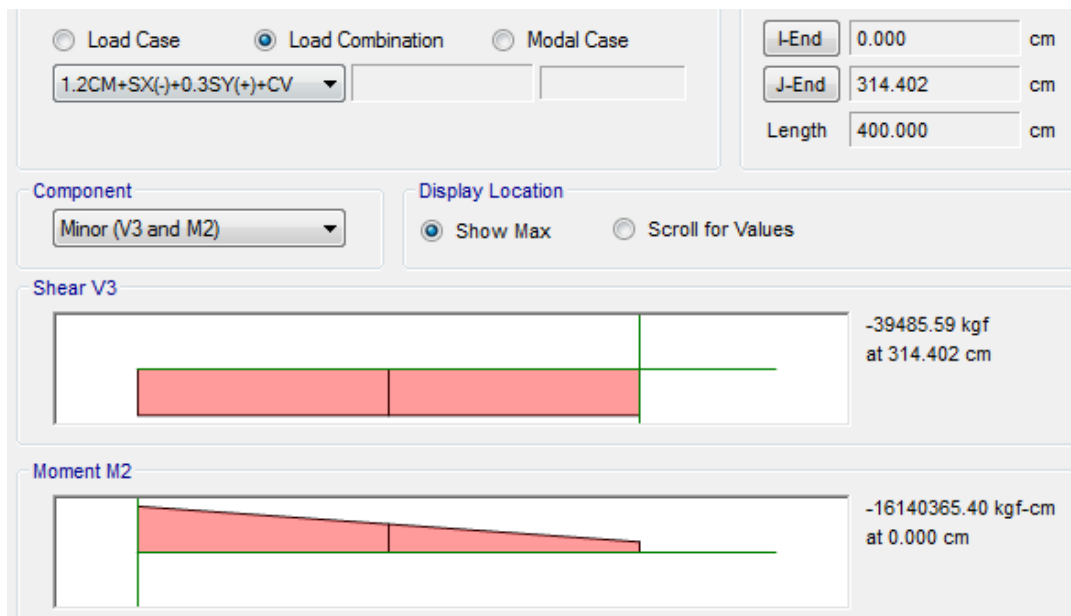


Fig.No.32 Fuerza cortante y momento en columna combinación 1.2CM+SX(-)+0.3SY(+)+CV

Propiedades de sección de acero:

Sección:	W24X162		$I_y=$	1.84E+04	cms ⁴
			$I_x=$	2.15E+05	cms ⁴
$A_s=$	307.74	cms ²	$Z_x=$	7669.15	cms ³
$d=$	63.50	cms	$S_x=$	6784.24	cms ³
$t_w=$	1.79	cms	$r_y=$	7.75	cms
$b_f=$	33.02	cms	$J=$	770.03	cms ⁴
$t_r=$	3.10	cms	$C_w=$	16810345	cms ⁶

$$b_t/t_t = 5.33$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{E/f_y} = 7.22$$

OK!! SECCIÓN POSEE ALTA DUCTILIDAD

Dimensiones exteriores de la sección de concreto reforzado:

$$\begin{aligned} h_1 &= 90 \text{ cms} \\ h_2 &= 90 \text{ cms} \\ \text{Altura} &= 400 \text{ cms} \end{aligned}$$

AISC341-10 D1.4b Refuerzo longitudinal deben satisfacer requisitos ACI318 18.7.4.

Refuerzo longitudinal:

$$\begin{aligned} A_{smin} &= 81 \text{ cms}^2 \\ A_{smax} &= 486 \text{ cms}^2 \end{aligned}$$

Refuerzo:

N°25(#8) ▼

$$\begin{aligned} A_{svarilla} &= 5.1 \text{ cms}^2 \\ \emptyset_{ref.} &= 2.54 \text{ cms} \\ \text{N}^\circ \text{ barras} &= 20 \\ A_s &= 102 \text{ cms}^2 \end{aligned}$$

OK CUMPLE $A_{smin} < A_s < A_{smax}$

AISC341-10 G3.2 Columnas embebidas debe cumplir con los requerimientos de la sección D1.4d(2) para miembros de alta ductilidad y sección de concreto con los requerimientos 18.7 ACI318-14.

AISC341-10 D1.4b Columnas compuestas embebidas debe satisfacer los requisitos de AISC360 capítulo I en adición a esta sección.

$$\begin{aligned} \text{Recubrim.} &= 4 \text{ cms} \\ \text{Estribo} &= \text{N}^\circ 10(\#3) \\ \emptyset_{estribo} &= 0.95 \text{ cms} \end{aligned}$$

$$\text{Distancia de la sección de acero a la barra long.} = 5.76 \text{ cms}$$

OK CUMPLE $> 1.5 \text{ pulg. y } 1.5 \text{ db}$

Propiedades de sección compuesta:

$$\begin{aligned} A_g &= 8100 \text{ cms}^2 & A_{sr} &= 102 \text{ cms}^2 \\ A_{sri} &= 5.1 \text{ cms}^2 & A_c &= 7992.9 \text{ cms}^2 \\ c &= 6.22 \text{ cms} \end{aligned}$$

Curva de interacción para el modelo de distribución de tensiones plásticas:

El procedimiento para crear la curva de interacción usando el modelo de distribución de tensiones plásticas es mostrado gráficamente en la figura 27 sacado de AISC360-10 comentarios C-I5.2.

Refuerzo en el centro de la línea: 0

$$A_{srs} = 0 \text{ cms}^2$$

Punto A (Axial compresión pura):

$$P_A = F_y A_s + F_{y_{sr}} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c = 3429940.28 \text{ kg}$$

$$M_A = 0 \text{ kg.cms}$$

Punto D (Máximo momento nominal):

$$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} = 957333.3 \text{ kg}$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{Z_c}{2} (0.85 f'_c)$$

$$Z_s = Z_x = 7669.15 \text{ cms}^3$$

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left(\frac{h_2}{2} - c \right) = 3955.6 \text{ cms}^3$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r = 170625.3 \text{ cms}^3$$

$$M_D = 64173926 \text{ kg.cms}$$

Punto B (Flexión pura):

$$P_B = 0 \text{ kg}$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

Asumiendo h_n bajo el ala ($h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$)

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2(0.85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 F_y t_w)} = 28.37 \text{ cms}$$

$$\frac{d}{2} - t_f = 28.65 \text{ cms} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Por lo tanto el valor de $Z_{sn} = 1441.09 \text{ cms}^3$
 $h_n = 28.37 \text{ cms}$

$Z_{cn} = 70988 \text{ cms}^3$
 $M_B = 50594930 \text{ kg.cms}$

Punto C (Punto intermedio):

$P_c = 0.85 f'_c A_c = 1914667 \text{ kg}$

$M_c = M_B = 50594930 \text{ kg.cms}$

$P_{no} = P_A = 3429940.3 \text{ kg}$

$$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.3$$

$C_1 = 0.17$

$$EI_{eff} = E_s I_{sy} + 0.5 E_s I_{sry} + C_1 E_c I_{cy}$$

Momento de inercia de las barras de refuerzo (I_{sr}):

$$I_{sri} = \frac{\pi d_b^4}{64} = 2.04 \text{ cms}^4$$

$$I_{sr} = \sum_{i=1}^n I_{sri} + \sum_{i=1}^n A_{sri} e_i^2 = 2383.60 \text{ cms}^4$$

N° ref. // y = 12

Separación: 15.31 cms

N° ref. // x = 8

S. centro : 7.656 cms 4 barras

S. 2 : 22.97 cms 4 barras

S. 3 : 38.28 cms 4 barras

Inercia del concreto:

$I_{cy} = I_{gy} - I_{sy} - I_{sry} = 5446677 \text{ cms}^4$

$EI_{eff} = 1.97E+12 \text{ kg/cms}^2$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2} = 1.22E+08 \text{ kg} \quad K=1 \text{ según método de análisis}$$

$P_{no}/P_e = 0.03 < 2.5$

$P_n = 3389741.1 \text{ kg} \quad \lambda = P_n/P_{no} = 0.99$

De acuerdo con AISC360-10 comentarios I5, la misma reducción de esbeltez es aplicada a cada uno de los puntos en la superficie de interacción:

$$\begin{aligned} P_A &= \lambda P_A = 3389741.1 \text{ kg} \\ P_B &= \lambda P_B = 0 \text{ kg} \\ P_C &= \lambda P_C = 1892226.6 \text{ kg} \\ P_D &= \lambda P_D = 946113.31 \text{ kg} \end{aligned}$$

Construcción de la curva de interacción de diseño A", B", C", D"

$$\Phi_c = 0.75 \qquad \qquad \qquad \Phi_b = 0.9$$

$$P_X'' = \Phi_c P_X'$$

$$M_X'' = \Phi_b M_X'$$

$$\begin{aligned} P_A'' &= 2542305.8 \text{ kg} & M_A'' &= 0 \text{ kg.cms} \\ P_C'' &= 1419170 \text{ kg} & M_C'' &= 4.55E+07 \text{ kg.cms} \\ P_D'' &= 709584.98 \text{ kg} & M_D'' &= 5.78E+07 \text{ kg.cms} \\ P_B'' &= 0 \text{ kg} & M_B'' &= 4.55E+07 \text{ kg.cms} \end{aligned}$$

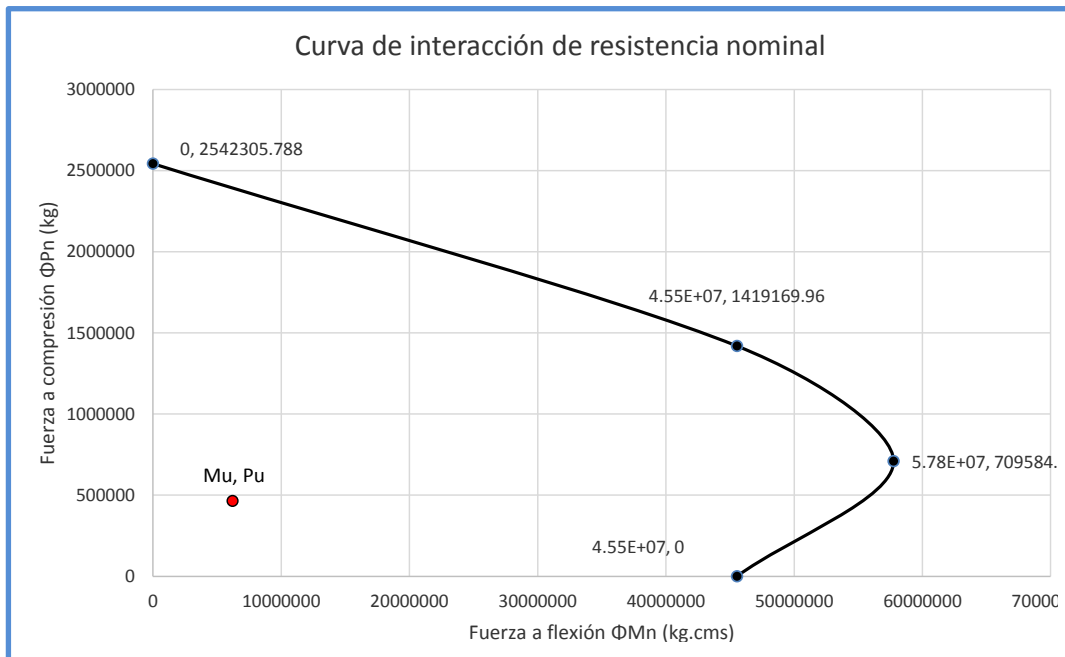


Fig.No.33 Curva de interacción de resistencia para columna compuesta

Por lo tanto sección es adecuada a flexo-compresión M_u, P_u están dentro de la superficie de interacción de resistencia nominal.

Conectores de cortante: AISC360-10 Cálculo de la distribución de fuerzas son basados en la fuerza de compresión axial de miembros compuestos embebidos sin efectos de esbeltez. P_{no} .

Transferencia de carga: Para la condición de carga donde se asume que la carga axial se aplicara directamente sobre la sección de acero de la columna, por que la conexión de viga hacia la columna se apoyara directamente sobre la sección de acero de esta transfiriendo el cortante directamente en el núcleo de acero.

Sección I6.2a AISC360-10 aplica que en este caso V'_r :

$$V'_r = P_r \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_{no}} \right) = 317356.5 \text{ kg}$$

Conectores de cortante:

Los conectores con cabeza de cortante deben estar al menos distribuidos en dos caras de la sección de forma geoméricamente simétrica.

$$F_u = \begin{array}{ll} 65000 & \text{lb/in}^2 \\ 4579.55 & \text{kg/cm}^2 \end{array}$$

Geometría del ancla de acero perno con cabeza:

$$\begin{array}{llll} d_{sa} = & 1.59 & \text{cms} & < 2.5 \text{ tf OK CUMPLE} \\ A_{sa} = & 1.98 & \text{cm}^2 & \\ h_{sa} \text{ instalado} = & 8 & \text{cms} & h_{sa}/d_{sa} > 5 \text{ OK CUMPLE} \\ h_{sa} \text{ antes de instalacion} = & 8.48 & \text{cms} & \end{array}$$

Fuerza cortante resistente individual de anclas de pernos de cabeza

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} = 9064.43 \text{ kg} \quad \Phi_v = 0.65$$

$$\Phi Q_{nv} = 5891.88 \text{ kg}$$

Número requerido de anclas de pernos de cabeza de acero:

$$n_{ancla} = \frac{V'}{\Phi_v Q_{nv}} = 54.00 \quad \text{Redondear:} \quad 60 \quad \text{anclas}$$

Ubicando 2 anclas a cada lado en los patines de la seccion por cada grupo en plano como muestra figura 34.

I6.4a AISC360-10 indica que estos pernos solicitados por la carga transferida deben ubicarse dentro de la longitud de transferencia de carga que es

definida por $2h_2=180$ cms desde el extremo superior de la columna compuesta, por lo tanto espaciamiento entre anclas será:

Separación de la parte superior de la columna al primer perno:

$$15 \text{ cms}$$

$$S = 11.79 \text{ cms} \quad \text{OK CUMPLE } < 32d_{sa} > 4d_{sa} \text{ OK CUMPLE}$$

El resto de la distancia fuera de la longitud de introducción de carga también debe colocarse anclas a una distancia máxima 32 veces el diámetro del ancla.

$$S_{32d_{sa}} = 50.8 \text{ cms}$$

AISC360-10 18.3e Separación transversal debe ser mayor a 4 veces el diámetro del perno.

$$S_{\text{transversal}} = 10 \text{ cms} \quad > 4d_{sa} \text{ OK CUMPLE}$$

Recubrimiento del concreto sobre ancla :

$$5.25 > 1 \frac{1}{2} \text{ pulg. OK CUMPLE}$$

Mínimo recubrimiento lateral:

$$\varnothing \text{ cabeza de perno} = 3.175 \text{ cms}$$

$$\text{Recubrimiento lateral} = 38.41 \text{ cms} > 1 \text{ pulg. OK CUMPLE}$$

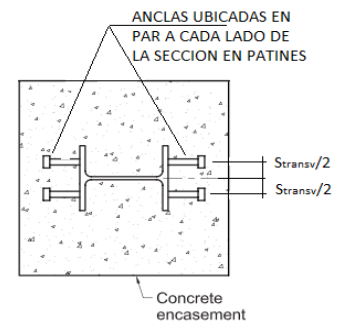


Fig.No.34 Separación conectores en sección transversal

Chequeo de fracturamiento del concreto por cortante paralela a un extremo:

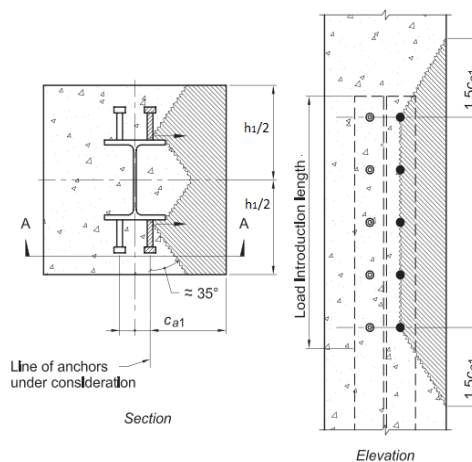


Fig.No.35 Falla por fracturamiento del concreto por anclas, vista en elevación y sección trasversal.

ACI318 sección D.4.4(c): $\Phi = 0.75$

$$V_{cbg} = 2 \left[\frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \right]$$

$C_{a1} = 40$ cms $1.5C_{a1} = 60$ cms

$A_{vco} = 4C_{a1}^2 = 6400$ cms²

$A_{vc} = 25650$ cms²

$\psi_{ec,v} = 1$ No excentricidad

$\psi_{ed,v} = 1$ De acuerdo con ACI318 D.6.2.1(c)

$\psi_{c,v} = 1.4$ ACI318 D.6.2.7 Sin fisuración debido a carga servicio

$\psi_{h,v} = 1$

$$V_b = \left[8 \left(\frac{l_e}{d_{sa}} \right)^{0.2} \sqrt{d_{sa}} \right] \lambda \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$l_e = 7.29$ h_{dsa} -espesor de cabeza AWS D1.1

$\lambda = 1$ concreto normal

$V_b = 58059.38$ kg

$V_{cbg} = 651535.11$ kg

$\Phi V_{cbg} = 488651.33$ kg por plano

Por dos planos de ruptura: $\Phi V_{cbg} = 977302.7$ kg

OK CUMPLE $V_r < \Phi V_{cbg}$

Refuerzo transversal :

AISC341 Sección D1.4b(2) En adición de los requerimientos de esa sección refuerzo transversal debe cumplir también con Capítulo 18.7 ACI318.

Sección D1.4b(1) El espaciamiento crítico de los estribos debe mantenerse en una longitud, l_o , medida desde la cara de los nodos y en ambos lados de cualquier sección donde se produzca flexión.

Valor l_o debe mantenerse a la mayor de las siguientes condiciones:

1/6H: 66.67 cms

Max(h_1, h_2): 90 cms

18 pulg: 45.72 cms

$l_o = 90$ cms

Separación entre estribos sera el menor valor de los siguientes:

$h_x =$	30.62	cms	<35 OK CUMPLE
$1/4 \text{Min}(h_1, h_2):$	22.5	cms	
$6d_{\text{long}}:$	15.24	cms	
$S_o =$	14.6	cms	
Refuerzo:	N°10(#3)		
$\varnothing_{\text{estribo}} =$	0.95	cms	
$A_{ch} =$	6724	cms ²	
$b_c =$	82	cms	
$A_g =$	8100	cms ²	
$A_{sh} =$	1.418	cms ²	

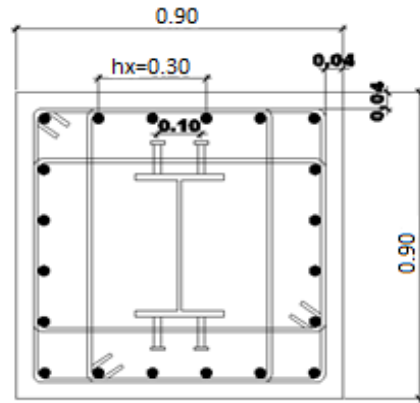


Fig.No.36 Distribución de ref. long., estribos y conectores de cortante para sección de columna.

$$S_1 = \frac{A_{sh} f_{yt}}{0.3 b_c f'_c \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]} = 4.22 \text{ cms} \quad \begin{array}{l} \text{Ec. 1 y 2 ACI318 Cap. 18.7} \\ \text{Ec. 3 AISC341 sección D1.4b} \end{array}$$

$$S_2 = \frac{A_{sh} f_{yt}}{0.09 b_c f'_c} = 2.88 \text{ cms}$$

$$S_3 = \frac{A_{sh}}{0.09 b_c \left(1 - \frac{f_y A_s}{P_n} \right) \left(\frac{f'_c}{f_{ysr}} \right)} = 4.24 \text{ cms}$$

ASCI341-10 Sección D1.4b(2)(5) Deben cumplirse los requisitos de esfuerzos cortantes de la columna según ACI318 sección 18.7.6.

Cortante de diseño: $V_e = 121933.08 \text{ kg}$ OK CUMPLE $> V_u$

$d = 83.78 \text{ cms}$ $\phi = 0.75$

$V_c = 67087.819 \text{ kg}$ $\phi V_c / 2 = 25157.93 \text{ kg}$

$\phi V_c = 50315.864 \text{ kg}$

NECESITA REFUERZO POR CORTANTE $\phi V_c < V_u$

$V_s = 95489.6 \text{ kg}$ OK CUMPLE $< 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d$

$S_4 = 5.26 \text{ cms}$

El espaciamiento de estribos #3 dentro de la longitud l_o , será igual a 4 cms, resto de longitud deberán colocarse a cada 15 cms máximo.

4.4. NODOS

AISC341-10 G3.4a Relación viga-columna en nodos debe satisfacer:

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{p,exp}^*} > 1.0$$

ΣM_{pcc}^* = Sumatoria de las columnas en el nodo

$$\Sigma M_{p,exp}^* = \Sigma(1.1M_{p,exp} + M_{uv})$$

M_{uv} = Momento dado por el cortante ubicado desde la articulación plástica hasta la línea central de la columna.

Momentos de vigas que llegan al nodo:

Viga W18X106	$M_{p,exp} =$	25669496.4 kg.cms
	$M_{uv} =$	3788017.8 kg.cms
	$\Sigma(1.1M_{p,exp} + M_{uv}) =$	64048928 kg.cms

Columna 90x90 W24x162

$M_n =$	6.42E+07	kg.cms
$\Sigma M_{pcc}^* =$	6.42E+07	kg.cms

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{p,exp}^*} = 1.002 \quad \text{OK CUMPLE}$$

4.5. CONTROL DE DESPLAZAMIENTO

Desplazamientos por piso:

Tabla.No.12 Deformación estruct. Compuesta.

Piso	Sismo x	Sismo y	Desplazamiento max.
	$\Delta x(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm})$	$\Delta_{\text{max por piso}}(\text{cms})$
1	0.585	0.601	0.601
2	1.838	1.883	1.282
3	3.276	3.342	1.459
4	4.623	4.698	1.356
5	5.772	5.834	1.149
Techo	6.707	6.772	0.939

Revisión de estructura por desplazamiento límite de colapso:

Tabla.No.13 Distorsiones máximas estruct. compuesta.

Piso	$\Delta^*Q^*\Omega$	Altura (h-cms)	Actuante $\Delta^*Q^*\Omega/h$	Condicion
1	4.80	400	0.0120	OK!!
2	10.26	400	0.0256	OK!!
3	11.67	400	0.0292	OK!!
4	10.84	400	0.0271	OK!!
5	9.19	400	0.0230	OK!!
Techo	7.51	400	0.0188	OK!!

Marcos ductiles de concreto reforzado (Q=3 o 4)

Limite por colapso: 0.0300

4.6. CIMENTACIÓN

Cimentación formada por zapatas aisladas con un desplante de 2.6m, pedestal de concreto de 0.90mx0.90m y vigas a sísmicas que solo trabajan como amarre entre la cimentación. Los apoyos igual que el edificio de concreto fueron asumidos como empotrados.

Combinación: CM+0.7Sx(-)+0.21SY(+)

Momento sobre cimentación (M): 113001.67 kg.m

Carga axial de servicio(P): 303754.83 kg

Excentricidad(e): 0.372 m

Combo: 1.2CM+1.6CV

Pu= 327459 kg

Punto:16

Asumiendo desplante: 2.6 m

Pedestal:

Peso volumetrico de concreto ref.: 2400 kg/m³

dimensión:

h: 0.9 m

b: 0.9 m

sobrecarga : 134.171 kg/m²

Suelo:

Densidad del suelo: 120 lb/ft³= 1926.25 kg/m³

Sobrecarga de suelo: 3841.14 kg/m²

Presión de apoyo adm.(P_n): 14524.69 kg/m²

Sobre carga : 3975.306 kg/m²

Área mínima de zapata: P/P_n= 20.91 m²

Dimensión cuadrada: 4.57 m

Asumiendo espesor de zapata: 0.55 m

Asumiendo dimensiones de zapata según área mínima:

ancho de zapata(s): 5.45 m

largo de zapata(L): 5.45 m

L/6: 0.91 m

r=(L/2)-e: 2.35 m

I/c= S(L²/6): 26.98 m³

Pr=M=P*e: 113001.67 kg.m

Pmax: (P/Af)±(Pr/(Ic)):

14414.96 kg/m²

COMPRESIÓN

6038.19 kg/m²

COMPRESIÓN

OK CUMPLE

Pmax=	18390.3
Pn=	18500.0

OK CUMPLE P_n>P_{max}

Aplastamiento del concreto

φ: 0.65

fb= esfuerzo por aplastamiento permisible

fb=φ0.85f_c*A1

f_c= 281.82 kg/cm²

fb= 2836039.65 kg

Área contacto por aplastamiento(A1): 1.82 m²= 18214.20 cm²

Área zapata(A2)= 29.7025 m²

$$\sqrt{A1/A2} = 0.248 \quad \text{Utilizar factor: } 0.248$$

$$fb = 702297.09 \quad \text{kg}$$

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO ES ADECUADA

Revisión de cortante en zapata:

$$\lambda \text{ conc. normal: } 1 \quad t: 0.55 \quad \text{m}$$

$$\phi: 0.75$$

$$1) V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$2) V_c = 1.1 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

$V_c =$ menor de los valores.

Acción en dos direcciones:

$$d = 0.45 \quad \text{m}$$

$$d/2 = 0.22 \quad \text{m}$$

$$\text{Perím. crítico}(b_o) = 5.40 \quad \text{m}$$

$$\beta = 1$$

$$1) 1.59 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$2) 1.1 \sqrt{f'c} b_w d$$

Por lo tanto la ecuación que rige es: $1.1 \sqrt{f'c} b_w d$

$$V_c = 448197.04 \quad \text{kg}$$

$$q_u = P_u / A_f = 11024.63 \quad \text{kg/m}^2$$

$$V_u = 307378.54 \quad \text{kg}$$

$$V_n \text{ requerida: } V_u / \phi = 409838.05 \quad \text{kg}$$

OK! LA RESISTENCIA AL CORTANTE EN ZAPATA ES ADECUADA

Teniendo un pedestal de 0.90m x 0.90m con refuerzo 20#8 con estribo #3 @ 0.05m dentro de la longitud que está dentro de zapata donde se desarrolla ref. long. y 0.70 m en extremos de pedestal, resto @ 0.10m, con una longitud de desarrollo para anclaje en 90° calculada a continuación:

18.8.5 LONGITUD DE DESARROLLO EN NODOS

Columna propuesta inicialmente:

C1(cm): 90

C2(cm): 90

20db(cm): 50.8

Dimensión de columna mayor a 20db OK!

Longitud de desarrollo gancho estandar a 90° y 180°

Refuerzo:
db= 2.54 cms

a)8db(cm): 20.32

b)(cm): 15

c)Ec. 18.8.5. 46.55 cms

$$l_{ah} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}}$$

La longitud de desarrollo no debe ser menor que(cm): 46.55

Gancho 90°

12db = 30.48 cms

Dobles 4db:

10.16 cms

Total:

56.71 cms

Requiriendo en la conexión de pedestal a retorta de zapata un espesor requerido por longitud de desarrollo del refuerzo de pedestal de 56.71cms+7.5cms= 65cms, reduciendo a sus extremos con un espesor mínimo de 55 cms.

Por lo tanto se tendrá una zapata de 5.45mx5.45m con un espesor variable en su centroide de 0.65m reduciéndose hacia los extremos a 0.55m. Refuerzo a flexión por presiones de suelo 27#8 en ambas direcciones.

18.13.3.2 Viga a sísmicas diseñadas como amarre horizontal de 0.35mx0.45m dando por presiones de suelo acero por flexión 3#8 a momento negativo y positivo.

4.7. PRESUPUESTO

Presupuesto realizado para estructura formada por marcos especiales de momento compuestos:

Elemento	Acero	Descripción	Cantidad	Costo Total (\$)	Concreto	Cantidad M ³	Costo Total (\$)	Perfil A50	Cantidad ml	Costo Total (\$)	Total (\$)
Pedestal y columnas	Gr.60	#8	1213.75qq	50,589.10	4,000	548.22	115,126.50	W24X162	518	181,447.66	392,716.46
		#3	1,122qq	45,553.20							
Zapata	Gr.60	#8	575.06qq	23,968.37	4,000	336.15	70,592.18	-	-	-	94,560.55
Vigas								W10X12	7555	196,925.41	568,246.19
								W33X201	149	69,052.95	
								W16X77	675	112028.56	
								W18X106	833	190239.27	
Entrepiso	Gr.60	#3	148qq	6,008.80	4,000	1285.45	269,944.49	-	-	-	270,142.49
Mano de obra:											39,769.97
											1,929,423.50

CONCLUSIONES

1. Se diseñó estructura de concreto reforzado para marcos especiales de momento, que toma en cuenta provisiones sísmicas en coherencia con requisitos de ACI 318-14 capítulo 18, donde la ductilidad disponible de las secciones de concreto reforzado depende primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y compresión, del acero transversal para el confinamiento del concreto y restricción contra el pandeo de las varillas, resistencias del concreto y acero, y magnitud de carga axial.
2. Se diseñó también estructura con marcos especiales compuesta de acero estructural y concreto reforzado, en cuanto a este tipo de marco para lograr una ductilidad significativa es necesario partir con secciones de acero de alta ductilidad a la vez cumpliendo con todos los requisitos antes expuestos para provisiones sísmicas AISC341-10 y para el concreto reforzado que recubre el núcleo de acero, también se debe cumplir con lo exigido en capítulo 18 ACI318-14.
3. Se visualiza en presupuesto realizado para ambos sistemas (Ver gráfico 38 página II en Anexo 1), que la estructura compuesta sismo resistente es más costosa, generando un valor mayor al 24% de la formada por marcos especiales de concreto reforzado.
4. Se determina, por lo tanto, que el comportamiento de ambas estructuras llegan a ser muy similares con período de 0.884seg. la de concreto reforzado y 0.907 seg. la compuesta, ambas dentro del límite de distorsión de 0.03h por colapso para ductilidad alta, presentando ambos modelos distorsiones similares por piso, como se muestra en gráfica 37 página II Anexo 1, con los resultados de análisis y diseño obtenidos, considerándose satisfactorios (Ver tabla No.14 página II Anexo 1), se alcanzan dimensiones de elementos en columnas de concreto de 0.90mx0.90m con refuerzo longitudinal 24#8+ 4#10 y columnas compuestas de 1.0mx1.0m con refuerzo 20#8 con núcleo w24x162, vigas principales de concreto de 0.40mx0.85m y para marcos compuestos secciones máximas de entrepiso w18x106 donde el peralte es aproximadamente 0.475m, vigas secundarias en estructura de concreto reforzado w10x15, y en estructura especial compuesta secciones w10x12.

5. Se Obtienen elementos de menor dimensión en el edificio compuesto pero a costo de una cantidad alta de acero estructural y un período de vibración en el primer modo mayor al de la estructura de concreto reforzado. Se confirma que la estructura de concreto reforzado es más rígida ya que el área gruesa por sección de cada elemento es mayor, por ende, resulta también ser más pesado, sobrepasando aproximadamente 21% el peso total del otro sistema.

El uso del sistema estructural con marcos compuestos provee una solución viable cuando se tiene la necesidad de diseñar o rediseñar para mayores cargas y/o de limitar el daño no-estructural. En este sentido, columnas compuestas con dimensiones y pesos más manejables pueden reemplazar a columnas de concreto que requieren dimensiones excesivas o congestionamientos de acero de refuerzo.

RECOMENDACIONES

Se requiere precaución al diseñar estructuras de marcos de alta ductilidad aplicando las provisiones sísmicas, leer y analizar correctamente todo lo que se llegará a construir y tener en cuenta la calidad de mano de obra a emplear.

Esto se refiere a que el diseño sísmico logra su ductilidad suponiendo que la estructura se comportara de una manera determinada calculándola y analizándola según códigos, pero en el campo, la supervisión, calidad de soldaduras y mano de obra de construcción no garantiza que quedará todo igual a como se diseñó.

Es de suma importancia contar con personas calificadas tanto en ejecución como supervisión. Cabe señalar que los marcos de ductilidad alta, suponen una mayor deformación para mejor disipación de energía siendo la clave para que soporten esto, el detallado, de elementos y conexiones rígidas en nodos, tanto en longitudes de desarrollo y congestión de acero para elementos de concreto y conexiones de acero siendo lo más peligroso en este tipo de construcciones, suponer un comportamiento inelástico de los elementos con capacidad de soportarlo en las uniones, sin que lo logren y estas colapsen por mala ejecución.

BIBLIOGRAFÍA

- (SEAOC), S. E. (1999-2000). *Seismic Design Manual*. California: Gail Hynes Shea, Albany.
- ACI, A. C. (2008). *PCA Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for structural concrete*. Illinois: Skokie.
- ACI, C. (2014). *Building Code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary*. Estados Unidos: E.E.U.U.
- AISC, A. I. (13th edition 2005). *Manual American institute of steel construction*. E.E.U.U.: United states of americas.
- AISC, A. I. (2003). *Steel Design Guide Series Load and Resistance Factor Design of W-Shapes*. Chicago: American institute of steel construction.
- AISC, A. I. (2010). *Seismic provisions for structural steel building ANSI/AISC 341-10*. Chicago: American institute of Steel construction.
- AISC, A. I. (2010). *Specification for structural steel building ANSI/AISC 360-10*. Chicago: American Institute of steel construction AISC.
- AISC, A. I. (2011). *Design example Version 14.0*. Chicago: American institute of construction.
- ASCE, A. S. (2010). *American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 7-10) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: United States of Americas.
- Bazan/Meli. (1985). *Diseño sísmico de edificios*. Mexico: Limusa.
- C.C.Weng, S. (2001). *Comparisons of concrete-encased composite column strength provisions of ACI code and AISC specification*. Taiwan: Department of civil engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu.
- Chopra, A. K. (1980). *Dynamics of Structures A primer*. Berkeley: University of California.

- FEMA451. (2006). *NEHRP Recommended Provisions: Design Example FEMA451*. Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council.
- Heredia, O. d. (2004). *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta*. Mexico, D.F: Sociedad Mexicana de ingeniería estructural, A.C., Fundación ICA.
- INC, I. C. (2006). *2006 IBC STRUCTURAL/SEISMIC DESIGN MANUAL CODE APPLICATION EXAMPLES*. U.S.A.: International Building Code.
- INC, I. C. (2009). *IBC, International Building Code*. U.S.A.: International Building Code.
- Jack P Moehle, J. D. (2008). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frame*. Seattle, Washington: Department of commerce.
- Nilson, A. H. (Duodécima edición, 2001). *Diseño de estructuras de Concreto*. Santafé de Bogotá, Colombia: Mc Graw Hill.
- P. Cook, J. (1989). *Construcción Compuesta*. Mexico: Cincinnati, Ohio.
- RNC. (2007). *Reglamento Nacional de la Construcción*. Nicaragua: Ministerio de Transporte e infraestructura.
- SENSICO. (2005). *Manual Técnico sistema constructivo placa colaborante Acero-Deck*. Chile: Aceros procesados S.A.
- Wai-Fah Chen, E. M. (2004). *Handbook of structural engineering*. United States of America: 2nd edition.
- Williams, A. (1997, 3ra edición). *Seismic Design Of Building & Bridges*. Austin, Texas: Texas.

ANEXOS

ANEXO 1. GRÁFICO COMPARACIÓN DE DISEÑOS Y PRESUPUESTOS

Tabla.No.14 Resumen de diseño de ambas estructuras

RESUMEN DE DISEÑO						
MODELO	COLUMNAS				VIGAS DE ACERO A572 GR.50	
	CONCRETO		ACERO		PRINCIPAL	SECUNDARIA
	SECCION CMS	F'C KG/CMS ²	REFUERZO GR.60	ESTRUCTURA L GR.50		
SMF CONCRETO REF.	100X100	280	24#8+4#10	-	40X85	W10X15
SMF. COMPUESTA	90X90	280	20#8	W24X162	W18X106 //Y W16X77 //X	W10X12

DISTORCIONES MAX. DE PISO EN AMBOS SISTEMAS

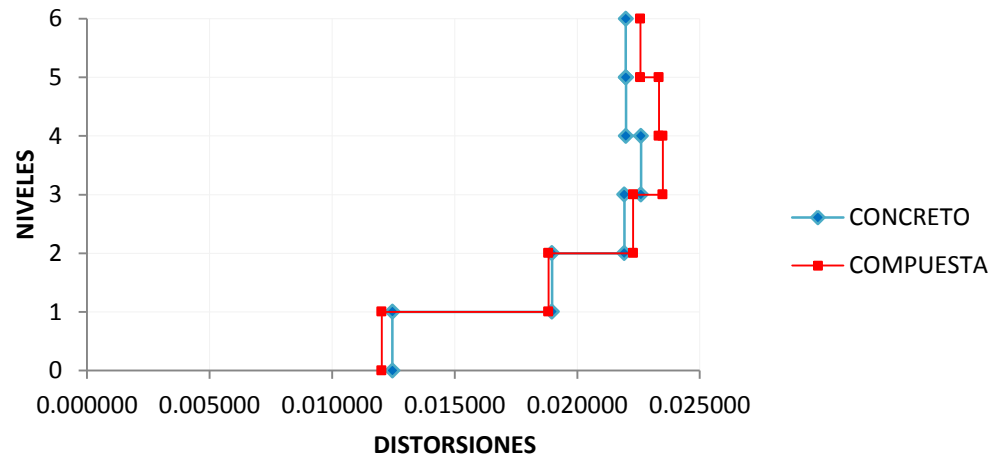


Figura.No.37 Distorsiones máximas de ambos sistemas

COSTO GLOBAL DE SISTEMAS

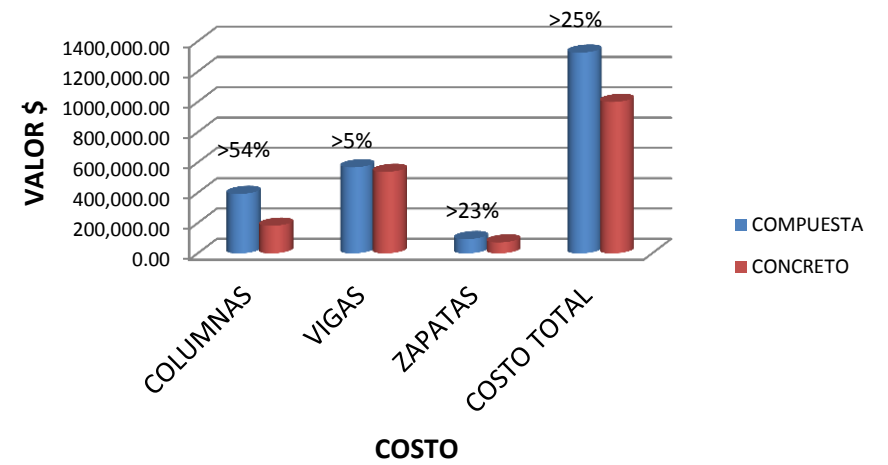


Figura.No.38 Comparación de costos entre sistemas

ANEXO 2. ESTRATIGRAFÍA DEL TERRENO

Según la columna estratigráfica, la primer capa no es adecuada ya que es material de restos de construcción (escombros), la segunda capa es capa vegetal la cual es un suelo muy malo para construir sobre él, la 3er capa es material plástico y el suelo para construcción debe ser no plástico. La 4ta capa de toba (piedra cantera) es buena y estable para construir sobre ella. Así que la profundidad adecuada para colocar encima nuestra cimentación será: un desplante de 2.6 metros extrayendo las 2 primeras capas, la tercera capa también se usara para hacer un mejoramiento del suelo de 1.1m de profundidad y así quedando como cama de este mejoramiento el estrato firme, bueno y estable de toba. El mejoramiento de suelo se hará de suelo cemento (3 bolsas de cemento por metro cubico).

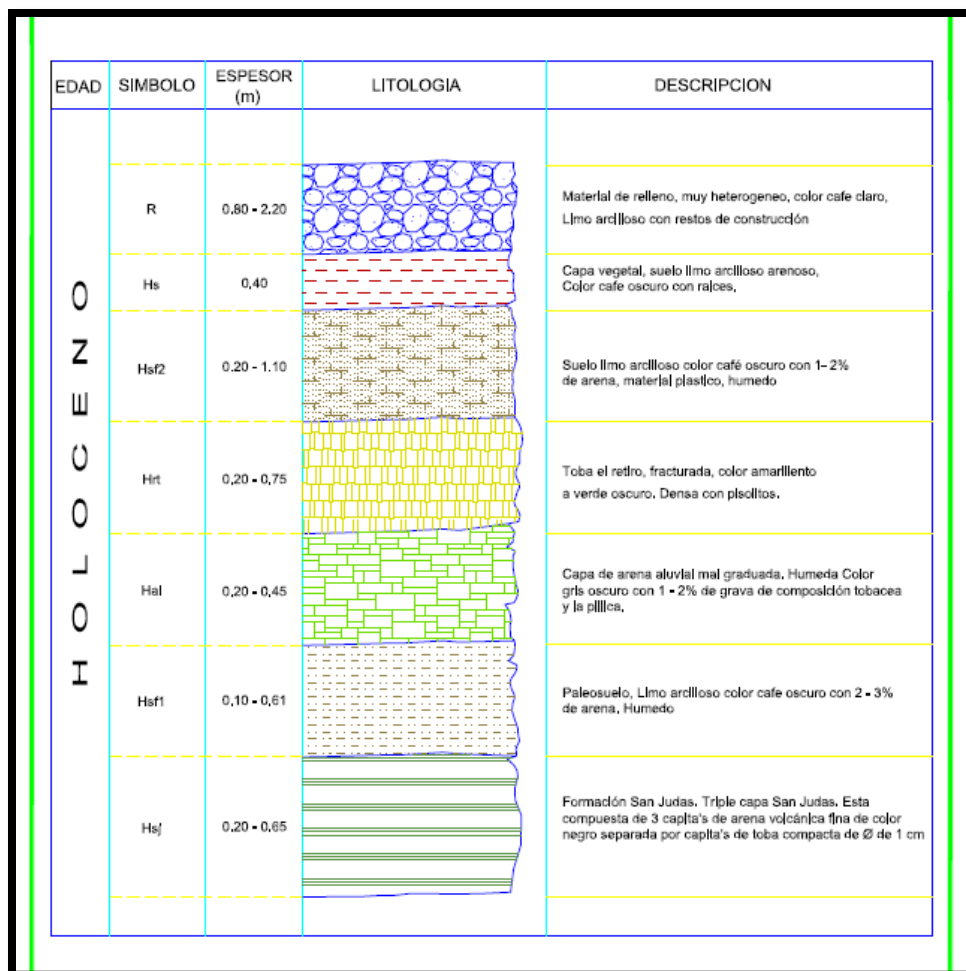


Figura 39. Columna estratigráfica de zona Boulevard Jean Paul Genie

ANEXO 3. RESULTADOS DE ANÁLISIS EN ESTRUCTURA COMPUESTA

A) EXCENTRICIDAD TORSIONAL

Tabla.No.15 Centro de masa y rigidez estruc. Comp.

Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
D1	11.18	20.69	11.11	20.68
D2	11.19	20.68	11.10	20.68
D3	11.19	20.68	11.12	20.68
D4	11.19	20.69	11.14	20.68
D5	11.19	20.68	11.15	20.68

Tabla.No.16 Excentricidades estáticas por piso estruc. Comp.

Diafragma	Excentricidad esx	Excentricidad esy	Excentricidad ad 1.5esx	Excentricidad ad 1.5esy
	m	m	m	m
D1	0.06	0.01	0.10	0.02
D2	0.09	0.00	0.13	0.00
D3	0.07	0.00	0.10	0.00
D4	0.06	0.02	0.09	0.03
D5	0.04	0.00	0.06	0.00

Tabla.No.17 Relación excentricidad estática con dimensión en planta por piso en estruc. Comp.

Relación es/dimensión de planta(%)	
X	Y
0.28	0.03
0.39	0.00
0.30	0.00
0.26	0.04
0.19	0.00

B) CORTANTE BASAL DINÁMICO ≥ 0.8 CORTANTE BASAL ESTÁTICO

Tabla.No.18 Cortante basal estático y dinámico estruc. Comp.			
Piso	Caso de carga	VX	VY
		kgf	kgf
1	SXDINAM	486752.1	27.2
1	SYDINAM	27.4	487624.6
1	SX ESTATIC	-609122.1	0.0
1	Sy ESTATIC	0.0	-609122.1

Cortante basal dinámico debe ser $>80\%$ del cortante basal estático

Vx:

Sx:	-0.80
-----	-------

Vy:

Sy:	-0.80
-----	-------

C) PARTICIPACIÓN DE MASAS Y PERÍODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Tabla.No.19. % de la participacion de las masas en la estructura													
Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.9070	0.0000	0.7440	0.0000	0.0000	0.7440	0.0000	0.3132	0.0000	0.0006	0.3132	0.0000	0.0006
2	0.9010	0.7425	0.0000	0.0000	0.7425	0.7440	0.0000	0.0000	0.3156	0.0000	0.3132	0.3156	0.0006
3	0.8500	0.0000	0.0005	0.0000	0.7425	0.7445	0.0000	0.0002	0.0000	0.7386	0.3134	0.3156	0.7392
4	0.2450	0.0001	0.1410	0.0000	0.7427	0.8855	0.0000	0.4076	0.0004	0.0000	0.7210	0.3160	0.7392
5	0.2450	0.1422	0.0001	0.0000	0.8849	0.8857	0.0000	0.0004	0.4033	0.0000	0.7214	0.7193	0.7392
6	0.2200	0.0000	0.0000	0.0000	0.8849	0.8857	0.0000	0.0000	0.0000	0.1495	0.7215	0.7193	0.8887
7	0.1210	0.0467	0.0000	0.0000	0.9316	0.8857	0.0000	0.0000	0.0948	0.0000	0.7215	0.8141	0.8887
8	0.1170	0.0000	0.0512	0.0000	0.9316	0.9369	0.0000	0.1053	0.0000	0.0000	0.8267	0.8141	0.8887
9	0.1070	0.0000	0.0000	0.0000	0.9316	0.9369	0.0000	0.0000	0.0000	0.0355	0.8267	0.8141	0.9242
10	0.0810	0.0339	0.0000	0.0000	0.9655	0.9369	0.0000	0.0000	0.0870	0.0000	0.8267	0.9010	0.9242
11	0.0800	0.0000	0.0000	0.0000	0.9655	0.9369	0.0000	0.0000	0.0000	0.0370	0.8267	0.9011	0.9612
12	0.0770	0.0000	0.0307	0.0000	0.9655	0.9675	0.0000	0.0799	0.0000	0.0000	0.9066	0.9011	0.9612
13	0.0520	0.0253	0.0000	0.0000	0.9907	0.9675	0.0000	0.0000	0.0720	0.0000	0.9066	0.9730	0.9612
14	0.0510	0.0000	0.0236	0.0000	0.9907	0.9911	0.0000	0.0676	0.0000	0.0000	0.9742	0.9730	0.9612
15	0.0490	0.0000	0.0000	0.0000	0.9907	0.9911	0.0000	0.0000	0.0000	0.0285	0.9742	0.9731	0.9898

ANEXO 4. MODELO ETABS V15.

A) ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

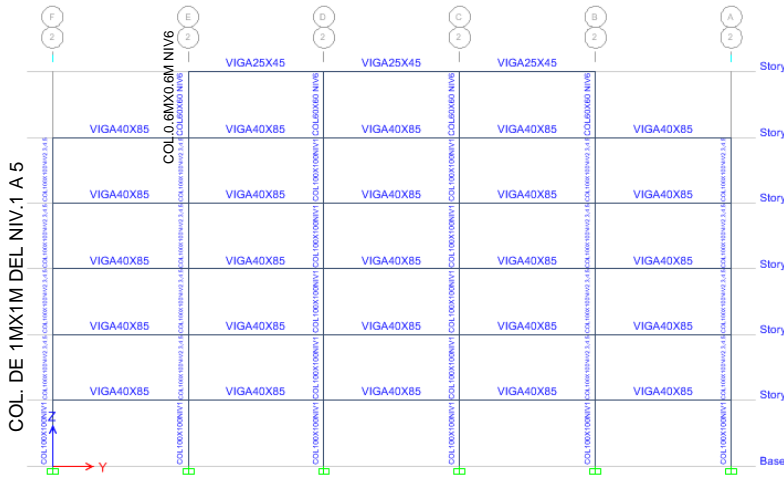
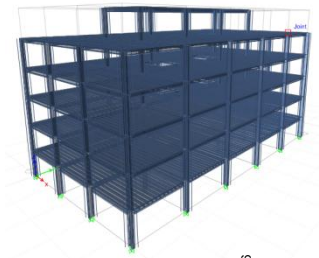


Fig.40 Elev. Estruct. 2 igual a 3

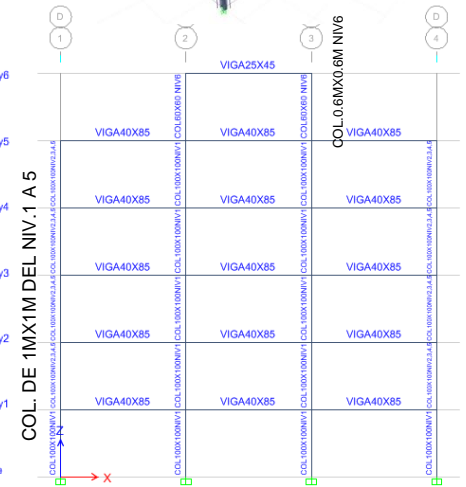


Fig.41 Elev. Estruct. B,C,D Y E

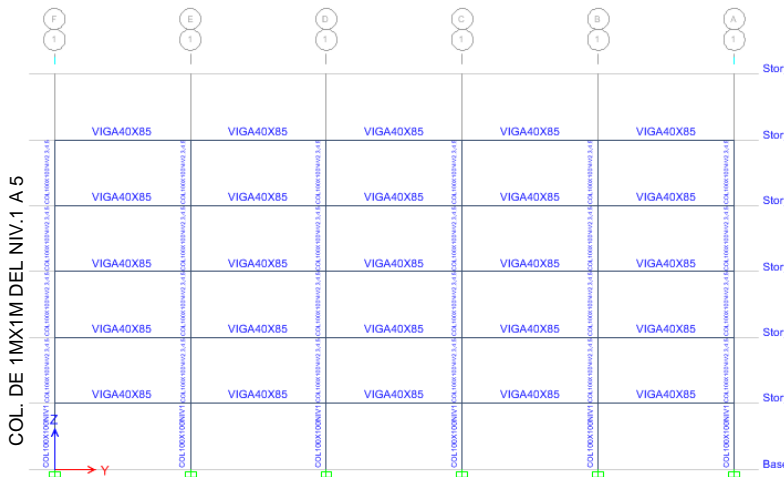


Fig.42 Elev. Estruct. 1 igual a 4

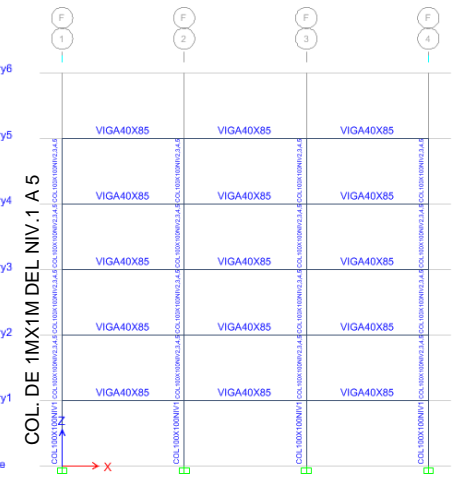


Fig.43 Elev. Estruct. A igual a F

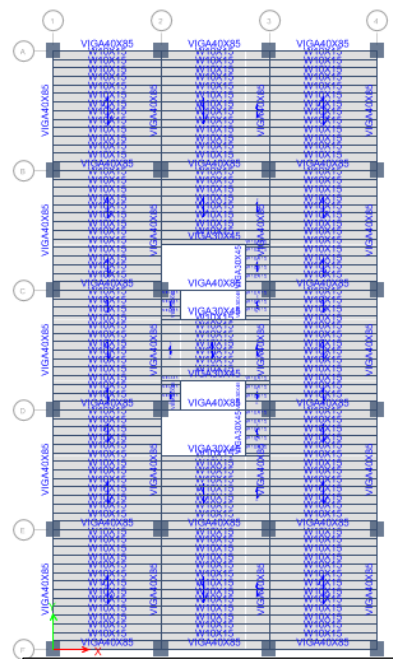


Fig.44 Planta Niv.1,2,3,4 y 5

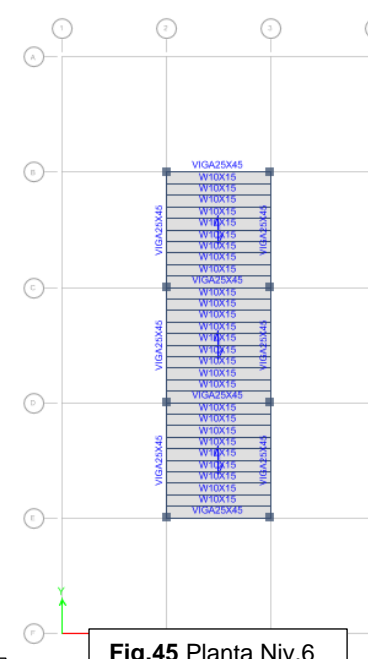


Fig.45 Planta Niv.6

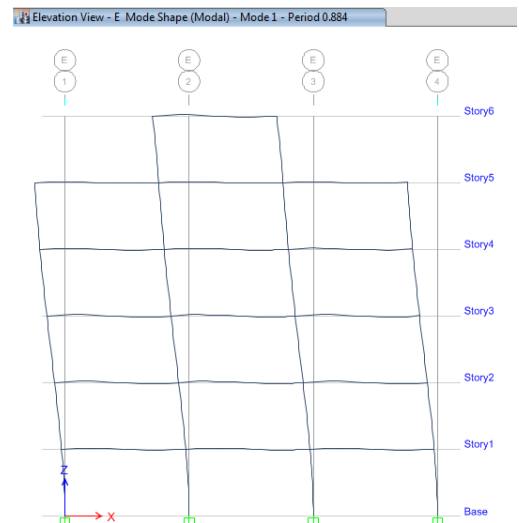


Fig.46 Modo 1 periodo fundamental de vibración 0.884 seg. Direcc. X.

B) ESTRUCTURA COMPUESTA

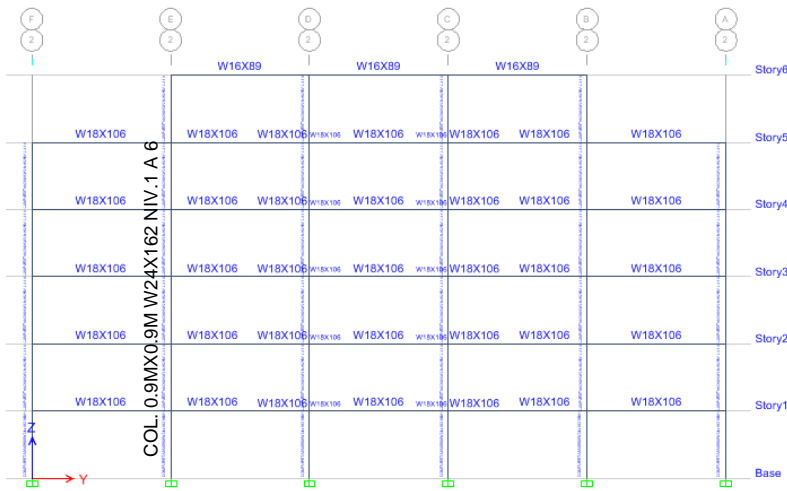


Fig.47 Elev. Estruct. 2 igual a 3

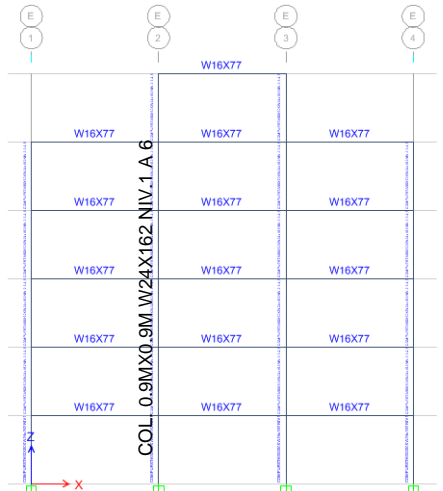


Fig.48 Elev. Estruct. B,C,D Y E

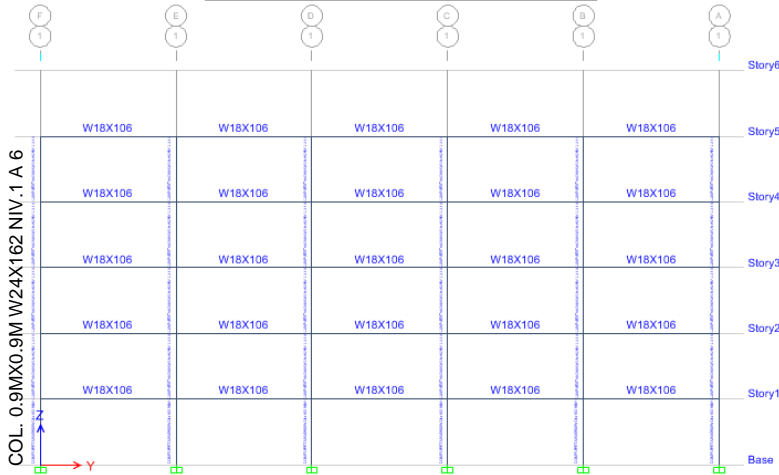


Fig.49 Elev. Estruct. 1 igual a 4

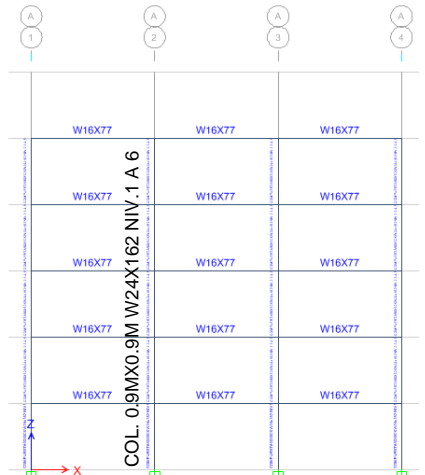


Fig.50 Elev. Estruct. A igual a F

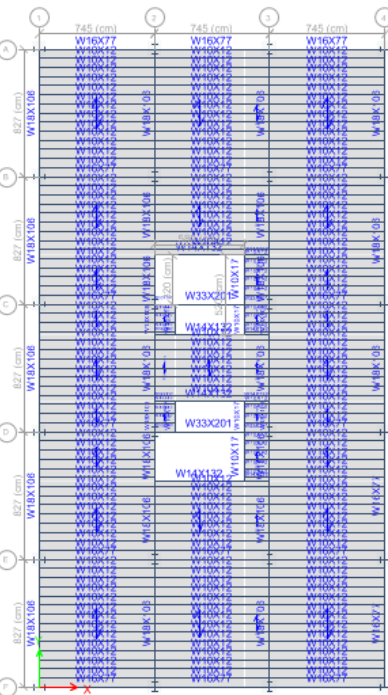


Fig.51 Planta Niv.1,2,3,4 y 5

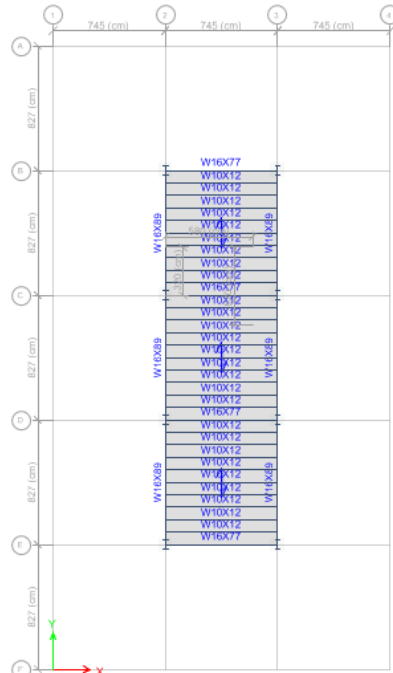


Fig.52 Planta Niv.6



Fig.53 Modo 1 periodo fundamental de vibración 0.907 seg. Direcc. Y.

ANEXO 5. CÁLCULO DE PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO

DATOS DE ENTRADA

PROYECTO	"IMSA" INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.			
TIPO DE SONDEO	SPT			
LOCALIZACION	CIUDAD DE MANAGUA			
clasificacion del suelo	arena limosa	MS	S.U.C.S	
peso especifico de arena limosa	1920.410993	kg/m ³	0.00192041	kg/cm ³
angulo de friccion interna	32			tabla de terzaghy
datos propuestos				
ancho de zapata	15.421875	pies		
ancho de zapata	4.7	metros		
factor de seguridad	3			tomaremos el valor intermedio

Tabla No.20 Presión admisible del suelo

presion admisible del terreno	
q _{adm} kg/cm ²	Num.Sondeos
2.60	1
2.62	2
1.60	3
1.20	4
1.23	5
2.04	6
1.94	7
1.76	8

q_{adm. Total} 1.87

Nota

Este es global de todos los sondeos realizados

INFORMACION DE CAMPO

Proyecto : "IMSA" (INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.)
 Localización : Ciudad de Managua, departamento de Managua
 Sondeo N°: SP - 1
 Elevación : ----- Fecha de Inicio: 19-09-2011
 Nivel Freático : No se encontró | Fecha de Finalización: 19-09-2011

Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
			1	2	3	N	
0.0 - 1.5	1	Arena limosa Color café	1	2	3	5	8
1.5 - 3.0	2	Arena limosa Volcánica Color Negro	2	1	4	5	10
3.0 - 4.5	3	Arena limosa Volcánica Color Negro	6	4	3	7	9
4.5 - 6.0	4	Arena limosa Color café	2	4	8	12	7
6.0 - 7.5	5	Arena limosa Color café	11	21	34	55	10
7.5 - 9.0	6	Arena limosa Color café	31	26	21	47	8
9.0 - 10.5	7	Arena limosa volcánica Color negro	25	22	24	46	12
10.5 - 12.0	8	Arena limosa volcánica Color negro	21	28	31	59	10
12.0 - 13.5	9	Arena limosa volcánica Color negro	31	46	50	96	10
13.5 - 15.0	10	Arena limosa volcánica Color negro	46	37	40	77	9
15.0 - 16.5	11	Arena limosa volcánica Color negro	41	46	42	88	11
16.5 - 18.0	12	Arena limosa volcánica Color negro	39	40	38	78	10

N : Número de Golpes por Pie de Penetración

Proyecto : "IMSA"(INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.)
 Localización : Ciudad de Managua, departamento de Managua
 Sondeo N°: SP - 2
 Elevación : ----- Fecha de Inicio: 19-09-2011
 Nivel Freático : No se encontró | Fecha de Finalización: 19-09-2011

Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
			1	2	3	N	
0.0 - 1.5	1	Arena limosa Color café	3	2	2	4	10
1.5 - 3.0	2	Arena limosa Volcánica Color Negro	2	2	4	6	10
3.0 - 4.5	3	Arena limosa Volcánica Color Negro	7	3	5	8	10
4.5 - 6.0	4	Arena limosa Color café	5	6	5	11	9
6.0 - 7.5	5	Arena limosa Color café	13	19	32	51	8
7.5 - 9.0	6	Arena limosa Color café	28	27	22	49	8
9.0 - 10.5	7	Arena limosa volcánica Color negro	27	20	23	43	10
10.5 - 12.0	8	Arena limosa volcánica Color negro	20	25	34	59	9
12.0 - 13.5	9	Arena limosa volcánica Color negro	33	42	47	89	9
13.5 - 15.0	10	Arena limosa volcánica Color negro	42	40	44	84	9
15.0 - 16.5	11	Arena limosa volcánica Color negro	45	47	45	92	10
16.5 - 18.0	12	Arena limosa volcánica Color negro	33	39	43	82	10

N : Número de Golpes por Pie de Penetración

Proyecto : "IMSA"(INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.)
 Localización : Ciudad de Managua, departamento de Managua
 Sondeo N°: SP - 3
 Elevación : -----
 Nivel Freático: No se encontró

Fecha de Inicio: 19-09-2011
 Fecha de Finalización: 19-09-2011

Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
			1	2	3	N	
0.0 – 1.5	1	Arena limosa Color café	1	3	3	6	10
1.5 – 3.0	2	Arena limosa Color café	2	3	2	5	9
3.0 – 4.5	3	Arena limosa Color café	1	1	1	2	8
4.5 – 6.0	4	Arena limosa Color café	2	1	2	3	9
6.0 – 7.5	5	Arena limosa Color café	4	6	4	10	7
7.5 – 9.0	6	Limo inorgánico Color café claro	7	8	9	17	6
9.0 – 10.5	7	Arena limosa Color gris	6	7	15	22	8
10.5 – 12.0	8	Arena limosa Color gris	27	24	28	52	9
12.0 – 13.5	9	Arena limosa volcánica Color café gris	15	22	24	46	10
13.5 – 15.0	10	Arena limosa volcánica Color café gris	27	25	36	61	9
15.0 – 16.5	11	Arena limosa volcánica Color café gris	37	36	38	74	8
16.5 – 18.0	12	Arena limosa volcánica Color café gris	37	38	37	75	11

Proyecto : "IMSA" (INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.)
 Localización : Ciudad de Managua, departamento de Managua
 Sondeo N°: SP - 4
 Elevación : -----
 Nivel Freático: No se encontró

Fecha de Inicio: 19-09-2011
 Fecha de Finalización: 19-09-2011

Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
			1	2	3	N	
0.0 – 1.5	1	Arena limosa Color café	1	2	2	4	14
1.5 – 3.0	2	Arena limosa Color café	2	3	6	9	11
3.0 – 4.5	3	Arena limosa Color café	5	6	5	11	10
4.5 – 6.0	4	Arena limosa Color café	2	3	6	9	9
6.0 – 7.5	5	Arena limosa volcánica Color negro	11	12	11	23	10
7.5 – 9.0	6	Limo inorgánico Color café claro	10	9	11	20	11
9.0 – 10.5	7	Arena limosa Color café	4	6	13	19	9
10.5 – 12.0	8	Arena limosa Color café	24	22	23	45	10
12.0 – 13.5	9	Arena limosa Color gris	20	17	22	39	10
13.5 – 15.0	10	Arena limosa Color gris	18	19	21	40	13
15.0 – 16.5	11	Arena limosa volcánica Color negro	19	22	18	40	8
16.5 – 18.0	12	Arena limosa volcánica Color negro	18	21	19	40	9

Proyecto : "IMSA" (INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.)
 Localización : Ciudad de Managua, departamento de Managua
 Sondeo N°: SP - 5
 Elevación : -----
 Nivel Freático: No se encontró

Fecha de Inicio: 19-09-2011
 Fecha de Finalización: 19-09-2011

Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
			1	2	3	N	
0.0 - 1.5	1	Arena limosa Color café	3	3	2	5	13
1.5 - 3.0	2	Arena limosa Color café	4	4	6	10	10
3.0 - 4.5	3	Arena limosa Color café	3	5	5	10	11
4.5 - 6.0	4	Arena limosa Color café	5	4	7	11	10
6.0 - 7.5	5	Arena limosa volcánica Color negro	13	15	13	28	10
7.5 - 9.0	6	Limo inorgánico Color café claro	8	11	10	21	10
9.0 - 10.5	7	Arena limosa Color café	6	8	14	22	9
10.5 - 12.0	8	Arena limosa Color café	21	20	20	40	9
12.0 - 13.5	9	Arena limosa Color gris	23	18	21	39	9
13.5 - 15.0	10	Arena limosa Color gris	16	16	23	39	10
15.0 - 16.5	11	Arena limosa volcánica Color negro	22	24	19	43	8
16.5 - 18.0	12	Arena limosa volcánica Color negro	20	22	17	39	8

Proyecto : "IMSA" (INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.)
 Localización : Ciudad de Managua, departamento de Managua
 Sondeo N°: SP - 6
 Elevación : -----
 Nivel Freático: No se encontró

Fecha de Inicio: 19-09-2011
 Fecha de Finalización: 19-09-2011

Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
			1	2	3	N	
0.0 - 1.5	1	Arena limosa Color café claro	2	3	2	5	12
1.5 - 3.0	2	Arena limosa Color café claro	4	10	14	24	8
3.0 - 4.5	3	Arena limosa Color café claro	9	10	7	17	10
4.5 - 6.0	4	Arena limosa volcánica Color negro	9	14	13	27	10
6.0 - 7.5	5	Arena limosa Color café claro	4	5	7	12	9
7.5 - 9.0	6	Arena limosa Color café claro	10	11	12	23	8
9.0 - 10.5	7	Arena limosa Color café claro	8	20	28	48	7
10.5 - 12.0	8	Arena limosa Color café claro	33	42	47	89	8
12.0 - 13.5	9	Arena limosa volcánica Color negro	31	30	16	46	10
13.5 - 15.0	10	Arena limosa volcánica Color negro	20	29	37	66	11
15.0 - 16.5	11	Arena limosa volcánica Color negro	28	24	31	55	10
16.5 - 18.0	12	Arena limosa volcánica Color negro	32	29	30	59	8

Proyecto : "IMSA" (INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.)
 Localización : Ciudad de Managua, departamento de Managua
 Sondeo N°: SP - 7
 Elevación : -----
 Nivel Freático: No se encontró

Fecha de Inicio: 19-09-2011
 Fecha de Finalización: 19-09-2011

Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
			1	2	3	N	
0.0 – 1.5	1	Arena limosa Color café claro	4	3	4	7	11
1.5 – 3.0	2	Arena limosa Color café claro	6	8	12	20	10
3.0 – 4.5	3	Arena limosa Color café claro	10	8	10	18	11
4.5 – 6.0	4	Arena limosa volcánica Color negro	10	11	15	26	10
6.0 – 7.5	5	Arena limosa Color café claro	5	4	5	9	10
7.5 – 9.0	6	Arena limosa Color café claro	12	13	13	26	9
9.0 – 10.5	7	Arena limosa Color café claro	11	18	25	43	9
10.5 – 12.0	8	Arena limosa Color café claro	31	36	41	77	8
12.0 – 13.5	9	Arena limosa volcánica Color negro	28	25	19	44	9
13.5 – 15.0	10	Arena limosa volcánica Color negro	25	31	36	67	8
15.0 – 16.5	11	Arena limosa volcánica Color negro	21	20	29	49	8
16.5 – 18.0	12	Arena limosa volcánica Color negro	28	30	33	63	8

Proyecto : "IMSA"(INVERSIONES MOBILIARIAS S.A.)
 Localización : Ciudad de Managua, departamento de Managua
 Sondeo N°: SP - 8
 Elevación : -----
 Nivel Freático: No se encontró

Fecha de Inicio: 19-09-2011
 Fecha de Finalización: 19-09-2011

Profundidad (pies)	Muestra N°	Clasificación de Campo	N° de Golpes				Recobro (pulg)
			1	2	3	N	
0.0 – 1.5	1	Arena limosa Color café claro	1	1	4	5	9
1.5 – 3.0	2	Arena limosa Color café claro	4	2	2	4	11
3.0 – 4.5	3	Arena limosa Color café claro	1	1	3	4	8
4.5 – 6.0	4	Arena limosa Color café claro	4	10	17	27	10
6.0 – 7.5	5	Arena limosa volcánica Color negro	15	14	26	40	11
7.5 – 9.0	6	Arena limosa volcánica Color negro	28	32	27	59	10
9.0 – 10.5	7	Arena limosa Color café claro	15	10	11	21	9
10.5 – 12.0	8	Arena limosa Color café claro	20	22	24	46	8
12.0 – 13.5	9	Arena limosa Color café claro	21	24	28	52	7
13.5 – 15.0	10	Arena limosa Color café claro	30	25	27	52	8
15.0 – 16.5	11	Arena limosa (Pómez) Color café	26	25	28	53	6
16.5 – 18.0	12	Arena limosa (Pómez) Color café	29	27	24	51	8

valores de z e	valores de z en pies	valores de F_p
0.46	1.5	1.097
0.91	3	1.195
1.37	4.5	1.292
1.83	6	1.389
2.29	7.5	1.486
2.74	9	1.584
3.2	10.5	1.681
3.66	12	1.778
4.12	13.5	1.875
4.57	15	1.973
5.03	16.5	2.070
5.49	18	2.167

capacidad de carga de cimentaciones sobre suelos formados por gravas o por grava y arena crespos villala 6ta edicion

bowles

$$q_{adm} = 0.6(N_{60}-3)\left(\frac{B+0.305}{2B}\right)^2 F_p$$

Z profundidad de desplante
B ancho de la zapata

Nota la F_p es mayor de 2 utilizar dos

q_{adm} presion admisible del terreno kg/cm^2

$$F_p = 1 + \frac{Z}{B} \leq 2$$

terzaghi y peck

$$q_{adm} = 720(N_{60}-3)\left(\frac{B+1}{2B}\right)^2 4.88R$$

R factor de correccion que depende de la posicion del nivel del las aguas freaticas

Nota En nuestro estudio de suelo (SPT) no existe nivel freatico por lo tanto el valor de R debe ser tomado como la unidad cuando no exista nivel freatico

γ peso especifico del suelo kg/cm^2

Teoria de terzaghi

capacidad de carga de las cimentaciones
ecuacion de terzaghi por corte general
cimento cuadro

$$q_c = 1.3CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

$$q_{adm} = \frac{q_c}{FS}$$

D_f altura de desplante

FS factor de seguridad 2-3

estos factores de N_c, N_q y N_γ son factores q depende del angulo de friccion interna

$$\Phi \left\{ \begin{array}{l} N_c \\ N_q \\ N_\gamma \end{array} \right.$$

cohesion del suelo según Hara

$$C_u = 29N^{0.72} \frac{kN}{m^2}$$

PROCESAMIENTO DE DATOS PARA ENCONTRAR LA PRESION ABMISIBLE DEL SUELO

Sondeo N°	Profund. (pies)	Ncampo	N60	SUCS	metodo empirico		metodo teorico	N60 Promedio	Qadm promedio	Peso Espec (Kg/m³)	Angulo
					Qadm	Qadm	Qadm				Fricc. Int
					bowles	terzaghi y peck	terzaghi				
1	0.0 - 1.5	5	3	SM	-0.03	-0.02	10.70	29	2.60	1,920	28
	1.5 - 3.0	5	3		-0.04	-0.02	11.22				28
	3.0 - 4.5	7	4		0.21	0.09	14.08				28
	4.5 - 6.0	12	7		1.28	0.37	21.64				29
	6.0 - 7.5	55	31		9.50	2.78	109.83				36
	7.5 - 9.0	47	26		7.97	2.33	90.96				35
	9.0 - 10.5	46	26		7.78	2.28	90.98				35
	10.5 - 12.0	59	33		10.27	3.01	118.96				36
	12.0 - 13.5	96	61		19.80	5.80	392.45				43
	13.5 - 15.0	77	49		15.68	4.59	270.27				41
	15.0 - 16.5	88	56		18.06	5.29	334.36				42
	16.5 - 18.0	78	50		15.90	4.65	277.91				41

$$N_{60} = \frac{N n_H n_B n_S n_R}{60}$$

N_{60}	numero de penetracion estandar, corregido por condiciones de campo	
N	numero de penetracion medido	
n_H	eficiencia del martillo (%)	45
n_B	correccion por diametro de la perforacion	1
n_S	correccion del muestrador	1
n_R	correccion por longitud de la barra perforadora de 0-12	0.75
n_R	correcciones por longitud de la barra perforadora de 12	0.85

Sondeo N°	Profund. (pies)	Cohesión (Kg/cm²)	velocidad de onda de corte				
			V _s				
			Ohta y Goto	Japan Road Association	Nc	Nq	N _r
1	0.0 - 1.5	0.623	67.44	112.92	31.61	17.81	13.70
	1.5 - 3.0	0.623	78.47	112.92	31.61	17.81	13.70
	3.0 - 4.5	0.794	93.60	126.33	31.61	17.81	13.70
	4.5 - 6.0	1.170	114.45	151.19	34.24	19.98	16.18
	6.0 - 7.5	3.501	177.09	251.14	63.53	47.16	54.36
	7.5 - 9.0	3.126	177.07	238.32	57.75	41.44	45.41
	9.0 - 10.5	3.078	182.28	236.62	57.75	41.44	45.41
	10.5 - 12.0	3.682	200.05	257.09	63.53	47.16	54.36
	12.0 - 13.5	5.721	239.92	315.26	134.58	126.50	211.56
	13.5 - 15.0	4.881	232.13	292.92	106.81	93.85	140.51
	15.0 - 16.5	5.373	245.30	306.25	119.67	108.75	171.99
	16.5 - 18.0	4.926	242.57	294.18	106.81	93.85	140.51

Sondeo N°	Profund. (pies)	Ncampo	N60	metodo empirico			metodo teorico Qadm	N60 Promedio	Qadm promedio	Peso Espec (Kg/m³)	Angulo Fricc. Int
				SUCS	Qadm	Qadm					
					bowles	terzaghi y peck					
2	0.0 - 1.5	4	2	SM	-0.14	-0.07	9.44	29	2.62	1,920	28
	1.5 - 3.0	6	3		0.08	0.04	12.41				28
	3.0 - 4.5	8	5		0.33	0.15	15.18				28
	4.5 - 6.0	11	6		1.08	0.32	20.59				29
	6.0 - 7.5	51	29		8.74	2.56	94.51				35
	7.5 - 9.0	49	28		8.36	2.45	93.35				35
	9.0 - 10.5	43	24		7.21	2.11	78.94				34
	10.5 - 12.0	59	33		10.27	3.01	118.96				36
	12.0 - 13.5	89	57		18.28	5.35	330.31				42
	13.5 - 15.0	84	54		17.20	5.03	321.98				42
	15.0 - 16.5	92	59		18.93	5.54	389.75				43
	16.5 - 18.0	82	52		16.76	4.91	286.27				41

Sondeo N°	Profund. (pies)	Cohesión (Kg/cm ²)	V _s		N _c	N _q	N _r
			Ohta y Goto	Japan Road Association			
2	0.0 - 1.5	0.530	63.72	104.83	31.61	17.81	13.7
	1.5 - 3.0	0.710	82.19	120.00	31.61	17.81	13.7
	3.0 - 4.5	0.874	96.83	132.08	31.61	17.81	13.7
	4.5 - 6.0	1.099	111.95	146.87	34.24	19.98	16.18
	6.0 - 7.5	3.315	173.72	244.90	57.75	41.44	45.41
	7.5 - 9.0	3.221	178.95	241.66	57.75	41.44	45.41
	9.0 - 10.5	2.932	179.18	231.36	52.64	36.5	38.04
	10.5 - 12.0	3.682	200.05	257.09	63.53	47.16	54.36
	12.0 - 13.5	5.417	235.35	307.41	119.67	108.75	171.99
	13.5 - 15.0	5.196	237.32	301.54	119.67	108.75	171.99
	15.0 - 16.5	5.548	248.09	310.82	134.58	126.5	211.56
	16.5 - 18.0	5.107	245.67	299.13	106.81	93.85	140.51

Sondeo N°	Profund. (pies)	Ncampo	N60	SUCS	metodo empirico		metodo teorico	N60 Promedio	Qadm promedio	Peso Espec (Kg/m ³)	Angulo
					Qadm	Qadm	Qadm				Fricc. Int
					bowles	terzaghi y peck	terzaghi				
3	0.0 - 1.5	6	3	SM	0.06999166	0.04	11.90	19	1.60	1,920	28
	1.5 - 3.0	5	3		-0.03809795	-0.02	11.22				28
	3.0 - 4.5	2	1		-0.41200075	-0.19	6.87				27
	4.5 - 6.0	3	2		-0.44651188	-0.13	9.64				28
	6.0 - 7.5	10	6		0.89302375	0.26	20.10				29
	7.5 - 9.0	17	10		2.23255938	0.65	30.45				30
	9.0 - 10.5	22	12		3.18937054	0.93	39.55				31
	10.5 - 12.0	52	29		8.93023752	2.61	99.31				35
	12.0 - 13.5	46	29		8.95575249	2.62	100.69				35
	13.5 - 15.0	61	39		12.2089104	3.57	166.07				38
	15.0 - 16.5	74	47		15.028314	4.40	236.66				40
	16.5 - 18.0	75	48		15.2451912	4.46	240.97				40

Sondeo	Profund.	Cohesión	velocidad de onda de corte				
			V_s		Nc	Nq	N _r
N°	(pies)	(Kg/cm ²)	Ohta y Goto	Japan Road Association			
3	0.0 - 1.5	0.710	70.64	120.00	31.61	17.81	13.7
	1.5 - 3.0	0.623	78.47	112.92	31.61	17.81	13.7
	3.0 - 4.5	0.322	68.09	83.20	29.24	15.9	11.6
	4.5 - 6.0	0.431	80.48	95.24	31.61	17.81	13.7
	6.0 - 7.5	1.026	114.85	142.28	34.24	19.98	16.18
	7.5 - 9.0	1.503	136.76	169.80	37.16	22.46	19.13
	9.0 - 10.5	1.810	151.14	185.04	40.41	25.28	22.26
	10.5 - 12.0	3.362	193.74	246.49	57.75	41.44	45.41
	12.0 - 13.5	3.368	199.02	246.70	57.75	41.44	45.41
	13.5 - 15.0	4.127	218.79	271.04	77.50	61.55	78.61
	15.0 - 16.5	4.743	234.74	289.06	95.66	81.27	115.31
	16.5 - 18.0	4.789	240.17	290.36	95.66	81.27	115.31

Sondeo	Profund.	Ncampo	N60	SUCS	metodo empirico		metodo teorico	N60	Qadm	Peso Espec	Angulo
					Qadm	Qadm	Qadm		promedio		(Kg/m ³)
N°	(pies)				bowles	terzaghi y peck	terzaghi	Promedio			
4	0.0 - 1.5	4	2	SM	-0.14	-0.07	9.44	15	1.20	1,920	28
	1.5 - 3.0	9	5		0.42	0.21	17.22				29
	3.0 - 4.5	11	6		0.70	0.32	20.00				29
	4.5 - 6.0	9	5		0.70	0.21	18.40				29
	6.0 - 7.5	23	13		3.38	0.99	39.11				31
	7.5 - 9.0	20	11		2.81	0.82	33.45				30
	9.0 - 10.5	19	11		2.62	0.77	33.13				30
	10.5 - 12.0	45	25		7.59	2.22	82.24				34
	12.0 - 13.5	39	25		7.44	2.18	82.43				34
	13.5 - 15.0	40	26		7.65	2.24	84.73				34
	15.0 - 16.5	40	26		7.65	2.24	85.81				34
	16.5 - 18.0	40	26		7.65	2.24	86.88				34

Sondeo N°	Profund. (pies)	Cohesión (Kg/cm ²)	velocidad de onda de corte				
			V _s		N _c	N _q	N _r
			Ohta y Goto	Japan Road Association			
4	0.0 - 1.5	0.530	63.72	104.83	31.61	17.81	13.7
	1.5 - 3.0	0.951	91.10	137.37	34.24	19.98	16.18
	3.0 - 4.5	1.099	104.98	146.87	34.24	19.98	16.18
	4.5 - 6.0	0.951	106.39	137.37	34.24	19.98	16.18
	6.0 - 7.5	1.869	141.91	187.80	40.41	25.28	22.26
	7.5 - 9.0	1.690	142.53	179.26	37.16	22.46	19.13
	9.0 - 10.5	1.629	145.61	176.22	37.16	22.46	19.13
	10.5 - 12.0	3.030	186.75	234.89	52.64	36.5	38.04
	12.0 - 13.5	2.991	190.85	233.49	52.64	36.5	38.04
	13.5 - 15.0	3.046	196.56	235.47	52.64	36.5	38.04
	15.0 - 16.5	3.046	200.78	235.47	52.64	36.5	38.04
	16.5 - 18.0	3.046	204.72	235.47	52.64	36.5	38.04

Sondeo N°	Profund. (pies)	Ncampo	N60	SUCS	metodo empirico		metodo teorico	N60 Promedio	Qadm promedio	Peso Espec (Kg/m ³)	Angulo
					Qadm	Qadm	Qadm				Fricc. Int
					bowles	terzaghi y peck	terzaghi				
5	0.0 - 1.5	5	3	SM	-0.03	-0.02	10.70	15	1.23	1,920	28
	1.5 - 3.0	10	6		0.53	0.26	18.33				29
	3.0 - 4.5	10	6		0.58	0.26	18.92				29
	4.5 - 6.0	11	6		1.08	0.32	20.59				29
	6.0 - 7.5	28	16		4.34	1.27	48.50				32
	7.5 - 9.0	21	12		3.00	0.77	37.76				31
	9.0 - 10.5	22	12		3.19	0.93	39.55				31
	10.5 - 12.0	40	23		6.63	1.94	76.62				34
	12.0 - 13.5	39	25		7.44	2.18	82.43				34
	13.5 - 15.0	39	25		7.44	2.18	83.48				34
	15.0 - 16.5	43	27		8.31	2.43	99.10				35
	16.5 - 18.0	39	25		7.44	2.18	85.63				34

Sondeo N°	Profund. (pies)	Cohesión (Kg/cm ²)	velocidad de onda de corte				
			V _s		N _c	N _q	N _γ
			Ohta y Goto	Japan Road Association			
5	0.0 - 1.5	0.623	67.44	112.92	31.61	17.81	13.7
	1.5 - 3.0	1.026	93.58	142.28	34.24	19.98	16.18
	3.0 - 4.5	1.026	102.47	142.28	34.24	19.98	16.18
	4.5 - 6.0	1.099	111.95	146.87	34.24	19.98	16.18
	6.0 - 7.5	2.153	149.18	200.53	44.04	28.52	26.87
	7.5 - 9.0	1.750	144.30	182.20	40.41	25.28	22.26
	9.0 - 10.5	1.810	151.14	185.04	40.41	25.28	22.26
	10.5 - 12.0	2.783	181.25	225.85	52.64	36.5	38.04
	12.0 - 13.5	2.991	190.85	233.49	52.64	36.5	38.04
	13.5 - 15.0	2.991	195.30	233.49	52.64	36.5	38.04
	15.0 - 16.5	3.209	204.51	241.22	57.75	41.44	45.41
	16.5 - 18.0	2.991	203.41	233.49	52.64	36.5	38.04

Sondeo N°	Profund. (pies)	Ncampo	N60	SUCS	metodo empirico		metodo teorico	N60 Promedio	Qadm	Peso Espec (Kg/m ³)	Angulo
					Qadm bowles	Qadm terzaghi y peck	Qadm terzaghi				Fricc. Int
6	0.0 - 1.5	5	3	SM	-0.03	-0.02	10.70	23	2.04	1,920	28
	1.5 - 3.0	24	14		2.13	1.05	37.89				31
	3.0 - 4.5	17	10		1.44	0.65	28.48				30
	4.5 - 6.0	27	15		4.15	1.21	46.60				32
	6.0 - 7.5	12	7		1.28	0.37	22.23				29
	7.5 - 9.0	23	13		3.38	0.99	39.84				31
	9.0 - 10.5	48	27		8.16	2.39	93.38				35
	10.5 - 12.0	89	50		16.01	4.69	268.03				41
	12.0 - 13.5	46	29		8.96	2.62	100.69				35
	13.5 - 15.0	66	42		13.29	3.89	194.82				39
	15.0 - 16.5	55	35		10.91	3.19	141.39				37
	16.5 - 18.0	59	38		11.78	3.45	166.41				38

Sondeo	Profund.	Cohesión	velocidad de onda de corte				
			V_s		Nc	Nq	N _r
N°	(pies)	(Kg/cm ²)	Ohta y Goto	Japan Road Association			
6	0.0 - 1.5	0.623	67.44	112.92	31.61	17.81	13.7
	1.5 - 3.0	1.927	116.88	190.49	40.41	25.28	22.26
	3.0 - 4.5	1.503	117.26	169.80	37.16	22.46	19.13
	4.5 - 6.0	2.097	140.63	198.12	44.04	28.52	26.87
	6.0 - 7.5	1.170	120.30	151.19	34.24	19.98	16.18
	7.5 - 9.0	1.869	147.68	187.80	40.41	25.28	22.26
	9.0 - 10.5	3.174	184.26	240.00	57.75	41.44	45.41
	10.5 - 12.0	4.950	222.07	294.85	106.81	93.85	140.51
	12.0 - 13.5	3.368	199.02	246.70	57.75	41.44	45.41
	13.5 - 15.0	4.368	223.22	278.25	85.97	70.61	95.03
	15.0 - 16.5	3.831	217.70	261.84	70.01	53.8	65.27
	16.5 - 18.0	4.029	225.96	268.04	77.5	61.55	78.61

Sondeo	Profund.	Ncampo	N60	SUCS	metodo empirico			N60	Qadm	Peso Espec (Kg/m ³)	Angulo
					Qadm	Qadm	Qadm				
N°	(pies)				bowles	terzaghi y peck	terzaghi	Promedio			Fricc. Int
7	0.0 - 1.5	7	4	SM	0.17	0.09	13.04	22	1.94	1,920	28
	1.5 - 3.0	20	11		1.68	0.82	30.82				30
	3.0 - 4.5	18	10		1.57	0.71	29.49				30
	4.5 - 6.0	26	15		3.95	1.16	41.38				31
	6.0 - 7.5	9	5		0.70	0.21	18.99				29
	7.5 - 9.0	26	15		3.95	1.16	42.85				31
	9.0 - 10.5	43	24		7.21	2.11	78.94				34
	10.5 - 12.0	77	43		13.71	4.02	194.14				39
	12.0 - 13.5	44	28		8.52	2.50	98.03				35
	13.5 - 15.0	67	43		13.51	3.96	196.59				39
	15.0 - 16.5	49	31		9.61	2.81	118.77				36
	16.5 - 18.0	63	40		12.64	3.70	172.96				38

Sondeo	Profund.	Cohesión	velocidad de onda de corte		Nc	Nq	N _γ
			V _s				
N°	(pies)	(Kg/cm ²)	Ohta y Goto	Japan Road Association			
7	0.0 - 1.5	0.794	73.46	126.33	31.61	17.81	13.7
	1.5 - 3.0	1.690	111.59	179.26	37.16	22.46	19.13
	3.0 - 4.5	1.566	118.97	173.07	37.16	22.46	19.13
	4.5 - 6.0	2.041	139.29	195.64	40.41	25.28	22.26
	6.0 - 7.5	0.951	111.82	137.37	34.24	19.98	16.18
	7.5 - 9.0	2.041	152.35	195.64	40.41	25.28	22.26
	9.0 - 10.5	2.932	179.18	231.36	52.64	36.5	38.04
	10.5 - 12.0	4.460	214.05	280.95	85.97	70.61	95.03
	12.0 - 13.5	3.262	196.79	243.07	57.75	41.44	45.41
	13.5 - 15.0	4.416	224.07	279.65	85.97	70.61	95.03
	15.0 - 16.5	3.525	211.41	251.95	63.53	47.16	54.36
	16.5 - 18.0	4.224	229.76	273.97	77.5	61.55	78.61

Sondeo	Profund.	Cohesión	velocidad de onda de corte		Nc	Nq	N _γ
			V _s				
N°	(pies)	(Kg/cm ²)	Ohta y Goto	Japan Road Association			
8	0.0 - 1.5	0.623	67.44	112.92	31.61	17.81	13.7
	1.5 - 3.0	0.530	74.15	104.83	31.61	17.81	13.7
	3.0 - 4.5	0.530	81.19	104.83	31.61	17.81	13.7
	4.5 - 6.0	2.097	140.63	198.12	44.04	28.52	26.87
	6.0 - 7.5	2.783	163.33	225.85	52.64	36.5	38.04
	7.5 - 9.0	3.682	187.60	257.09	63.53	47.16	54.36
	9.0 - 10.5	1.750	149.36	182.20	40.41	25.28	22.26
	10.5 - 12.0	3.078	187.80	236.62	57.75	41.44	45.41
	12.0 - 13.5	3.679	205.32	256.99	63.53	47.16	54.36
	13.5 - 15.0	3.679	210.10	256.99	63.53	47.16	54.36
	15.0 - 16.5	3.730	215.66	258.63	70.01	53.8	65.27
	16.5 - 18.0	3.628	217.75	255.33	63.53	47.16	54.36

Sondeo N°	Profund. (pies)	Ncampo	N60	metodo empirico			metodo teorico	N60 Promedio	Qadm	Peso Espec (Kg/m³)	Angulo
				SUCS	Qadm	Qadm	Qadm				Fricc. Int
					bowles	terzaghi y peck	terzaghi				
8	0.0 - 1.5	5	3	SM	-0.03	-0.02	10.70	21	1.76	1,920	28
	1.5 - 3.0	4	2		-0.15	-0.07	9.95				28
	3.0 - 4.5	4	2		-0.16	-0.07	10.48				28
	4.5 - 6.0	27	15		4.15	1.21	46.60				32
	6.0 - 7.5	40	23		6.63	1.94	73.42				34
	7.5 - 9.0	59	33		10.27	3.01	116.18				36
	9.0 - 10.5	21	12		3.00	0.88	38.50				31
	10.5 - 12.0	46	26		7.78	2.28	92.20				35
	12.0 - 13.5	52	33		10.26	3.00	120.27				36
	13.5 - 15.0	52	33		10.26	3.00	121.62				36
	15.0 - 16.5	53	34		10.47	3.07	138.34				37
	16.5 - 18.0	51	33		10.04	2.94	122.99				36

A como pude observar los resultados de la grafica el sondeo N° 2 es el que mayor presion admisible presenta

aunque tambien tengo claro que se deben de tomar en cuenta los de mas sondeo según terzaghi el valor de q_{adm} debe andar entre 1.76-2.60 kg/cm² para arena fina, firme y seca ya que nuestro suelo es una arena limosa.

Se calculo la presion admisible para las diferentes profundidades según el sondeo realizado utilizando el metodo empirico y el teorico

y llegando a la conclusion que el metodo que mejor se a daptaba a la realidad es terzaghi y peck ya que los valores proporcionado por este metodo se apegan a la realidad.

se procedio a calcular una presion admisible promedio por cada sondeo y luego se calculo una presion admisible total

la cual nos da un valor de 1.90 por debajo del limite propuesto por terzaghi con el cual puedo concluir que se debe de tomar el valor propuesto por el calculo ya que contamos con argumento y bibliografia que nos respalda.

tambien se propusieron diferentes profundidades de desplante para darle al diseñador estructural diferentes alternativas de presiones admisible

y tambien se definio las dimension de la zapata ya que estos dos datos son de gran importancia para poder llegar a calcular la presion admisible

que dando claro que a mayor dimension de zapata menor presion admisible y a menor dimension de zapata mayor presion admisible.

Algo muy importante es la velocidad de onda de corte ya que con esta valor se puede estimar según el RNC-7 art. 25 si el suelo es blando,moderada mente blando,firmo y afloramiento rocoso las velocidad de onda de corte para este estudio anda entre 180-360 según el reglamento nacional de la construccion nos ubicamos en