

Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas

Facultad de Construcciones

Departamento de Ingeniería Civil



Tesis para optar por el Título de Máster en Estructuras

**MANUAL PARA LA EJECUCIÓN DE LOS
PROYECTOS DE LA MAESTRIA EN ESTRUCTURA.**

Autor: Ing. Feras Khalid Ataallah Al-Sharif

Tutores: Prof. Titular Dr. Ing. Jorge F. Hernández González

Prof. Titular Dr. Ing. Luis O. Ibáñez Mora

Santa Clara

2015

"Año 56 de la revolución"

PENSAMIENTO

“Los minutos más difíciles de una revolución se producen cuando los hombres se enfrentan a las tareas de construir, porque morir puede cualquiera, construir solo los que tienen la tenacidad, la inteligencia y el valor de saber cumplir”.

Fidel Castro

DEDICATORIA

Dedico mi tesis a mi padre Khalid Ataallah AL-Sharif y a mi madre Samar, por haber sido mis guías durante toda la vida y brindarme siempre su ayuda incondicional.

A toda mi familia en general por su confianza y por haber formado parte en mi formación personal.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a todas las personas que me han brindado su ayuda y sin la cual no hubiera sido posible la realización de este trabajo, en especial:

A mis padres por estar siempre a mi lado ayudándome y apoyándome en todo lo posible.

A mi familia por su confianza y preocuparse por mí.

A mis Tutores Dr. Ing. Jorge F. Hernández González y el Dr. Ing. Luis O. Ibáñez Mora por sus esfuerzos y dedicación.

A los profesores Ernesto Luciano Chagoyén Méndez, y Juan José Hernández Santana por ayudarme a matricular en la maestría.

A los profesores de mi facultad por brindar su apoyo.

A mis compañeros de la carrera, que han compartido conmigo y me brindaron su ayuda durante la maestría.

A este País (CUBA) por apoyar a mi País Palestina y ofrecernos las becas para estudiar gratis, cosa que ningún otro país del mundo nos ofrecería.

A todos muchas gracias.

RESUMEN

En el proceso de cálculo de estructuras de hormigón armado, existen una serie de factores que comúnmente son ignorados durante la modelación, análisis y el propio diseño estructural, por ejemplo: la reducción de inercia (R.I) que se produce por la fisuración, el análisis no lineal por geometría (efecto $P-\Delta$), la interacción suelo-estructura (ISE) y el análisis no lineal. Estas consideraciones pueden producir diseños con menos incertidumbre sobre el comportamiento de las estructuras y desde el punto de vista dinámico puede ocasionar grandes cambios en su modelación.

El desarrollo impetuoso de la computación a finales del siglo pasado, posibilitó el surgimiento de sistemas automatizados de proyección que incluyen de una manera muy fácil la consideración de estos factores, imposibles de tener cuenta si el proceso se desarrolla de forma manual, sin embargo, en la mayoría de los casos no son tomados en cuenta debido al desconocimiento del empleo eficiente de estos o por desconocimiento de su influencia en los resultados del análisis. La formación de postgrado para los especialistas en proyecto pasa, entre otras, por la maestría en estructuras, en la se logran salvar algunas de estas deficiencias y permite garantizar la conexión inter y transdisciplinaria de los conocimientos que intervienen en la formación de los especialistas en proyecto estructural. En particular en el diseño curricular de esta maestría se establecen los proyectos de cursos como alternativas de logro para esta integración de conocimientos.

En este trabajo se realiza una guía o manual para la ejecución de los proyectos de curso I y II de la maestría en estructura en la que entre otros aspectos se realiza un análisis de factores ignorados, tomando una estructura como ejemplo. Se presenta la modelación, análisis y diseño de las estructuras constituidas por cimentaciones y pedestales y columnas y vigas y losas, explicando el procedimiento a llevar a cabo para incluir en el análisis los factores ignorados a través de la computación aplicada. Se evalúan los resultados obtenidos con la consideración de las variables para definir cuánto influye su consideración desde el punto de vista técnico, lo cual posibilita arribar a conclusiones acerca de su consideración.

TABLA DE CONTENIDOS

PENSAMIENTO	i
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN	iv
INTRODUCCIÓN	1
Valor metodológico	4
Valor práctico	4
Organización del informe	5
CAPÍTULO 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO SOBRE LA TEMÁTICA DEL PROYECTO ESTRUCTURAL, SUS COMPONENTES Y ASPECTOS MÁS RELEVANTES.	
1.1. Introducción	6
1.2. “Bases teórico - conceptuales de la ciencia de proyecto”	6
1.3. Conceptos y definiciones de Proyecto.	7
1.3.1. Proyecto estructural	8
1.3.2. Proyectos de Maestría “Estructuras”	9
1.3.2.1. Proyecto de Curso I.....	9
1.3.2.2. Proyecto de Curso II	10
1.4. Consideraciones generales sobre aspectos trascendentes de un proyecto estructural.....	11
1.4.1. Cargas Permanentes o muertas en las estructuras.	11
1.4.2. Cargas Temporales o de uso en las estructuras.	12
1.4.3. Cargas Especiales de viento en las estructuras.....	12
1.4.4. Cargas de Sismo en las estructuras.....	13

1.4.5. Otros aspectos de interés en la Modelación Estructural	15
1.4.5.1. Tratamiento de los materiales	15
1.4.5.2. Método de Elementos Finitos (MEF).	16
1.5. Influencia de la variación rigidez y de la Fisuración en el análisis y diseño de estructuras de Hormigón Armado (H.A).	17
1.5.1. Condiciones por las que ocurren las Fisuras:	17
1.6. Influencia del análisis no lineal de las estructuras.	21
1.7. Consideración de la interacción suelo-estructura (ISE) en el análisis y diseño de estructuras de H.A.....	25
1.8. Empleo de la computación en el análisis y diseño de estructuras de H.A.	28
1.8.1. Modelación computacional de estructuras.	28
1.8.2. Ventajas de la modelación computacional con respecto al análisis estructural convencional.	29
1.8.3. Utilización de los medios de computación.	31
1.8.4. Programa “STAAD.Pro”	32
1.8.5. Mathcad 2001 Professional	33
1.9. Factor de Reducción de la Inercia	34
1.10. Diseño Estructural	35
1.10.1. Conceptos, definiciones y características	35
1.10.2. Diseño Estructural de Hormigón Armado	36
1.10.2.1. Generalidades sobre la ubicación de los elementos estructurales.....	37
1.11. Conclusiones parciales.	38
CAPÍTULO 2. Manual de ejecución para el proyecto de curso I de la maestría en estructura.	
2.1 Introducción	39

2.2	Datos del Ejemplo	40
2.3	Modelos analizados:	40
2.4	Pasos a seguir para el análisis estructural:	41
2.5	Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales que componen al edificio que se modela:	41
2.5.1	Columnas:	41
2.5.2	Pedestales:	41
2.5.3	Losa:	42
2.5.4	Vigas:	43
2.5.5	Tímpanos:	44
2.5.6	Cimentaciones considerando la interacción suelo estructura (ISE):	45
2.5.7	Valores del coeficiente de balasto (k_{balasto})	47
2.6	Metrado de las cargas:	48
2.6.1	Cargas Permanentes (CP)	48
2.6.2	Cargas Temporales (CT)	49
2.6.3	Carga Especiales (CE)	49
2.6.4	Combinaciones de cargas:	51
2.6.5	Cargas modeladas en el Staad Pro.	52
2.7	Reducción de Inercias según ACI318SR-05:	54
2.8	Comparaciones de los modelos analizados:	56
2.8.1	Modelos para evaluar la influencia de un análisis de 1er V/S 2do Orden:	56
2.8.2	Modelos para evaluar la influencia de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) vs Apoyos Clásicos:	59
2.8.3	Modelos para evaluar la influencia de la presencia de tímpanos.	63
2.8.4	Modelos de la Losa:	66

2.9 CONCLUSIONES	69
CAPÍTULO 3. Manual de ejecución para el proyecto de curso II de la maestría en estructura.	
3.1 Introducción	71
3.2 Metrado de las cargas adicionales:	71
3.2.1 Recomendaciones para el diseño sísmico.....	71
3.2.2 Carga de Sismo.	73
3.2.3 Combinaciones de cargas:	75
3.2.4 Cargas modeladas en el Staad Pro.....	76
3.3 Diseñogeotécnico de la cimentación.....	77
3.3.1 Valores del coeficiente de balasto (k balasto)	81
3.4 Diseño Estructural de elementos portantes en la estructura:.....	81
3.4.1 Diseño de Cimentaciones	81
3.4.2 Diseño de Columnas.....	82
3.4.3 Diseño de Vigas.....	85
3.4.4 Diseño de Típanos	91
3.4.5 Diseño de losas	97
3.5 Conclusiones Parciales.....	111
CONCLUSIONES	113
RECOMENDACIONES.....	114
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
ANEXOS	118
Anexo I Diseño de cimentación.....	118
Anexo II Diseño de Columnas.....	122
Anexo III Diseño de Vigas.	126

Anexo IV	Hojas de calculo mathcad utilizadas.	130
Anexo V	Guías para los proyectos de la maestría en estructura.....	144

INTRODUCCIÓN

Para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura que cumpla las funciones que están destinados a desempeñar, sin sufrir fallas o un mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ellas se imponen, se requiere de un análisis estructural previo, donde se realice un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que puede conseguirse.(wikipedia, 2012)

En una estructura, la rigidez, la consideración de la interacción suelo-estructura y el análisis no lineal por geometría y por etapas de construcción, son factores comúnmente ignorados a la hora de la modelación, análisis y diseño de estas, provocando resultados que no se aproximen a la realidad y quizás sean soluciones menos racionales que utilizando estos factores en el análisis.

El análisis lineal elástico, reduce de la estructura real a un esquema de líneas y en la asignación de condiciones de apoyo, vínculos entre elementos y propiedades de los miembros, su resultado es un problema analítico que posee solución única, la que satisface los requerimientos de compatibilidad y equilibrio de la estructura no deformada.

No obstante que la premisa del análisis lineal elástico excluye la posibilidad de revelar manifestaciones de no linealidad; el problema ha sido resuelto, pero la solución puede no decirnos lo que deseamos con respecto a la estructura.

Al realizar el análisis no lineal, la incertidumbre con respecto al comportamiento real puede ser reducida. En este proceso, el arte de la modelación de la estructura y la manipulación de las ecuaciones de análisis se incrementa y complejiza.

Durante el Análisis No Lineal se realiza un intento de mejorar la modelación analítica del comportamiento de una estructura en algún modo. El objetivo fundamental es mejorar la calidad del diseño dotando al ingeniero de una predicción más confiable del comportamiento de un sistema que está bajo diseño e investigación.(Chagoyén Méndez, 2012)

Por todo lo anteriormente expuesto, se recomienda realizar un análisis y diseño de estructuras, teniendo en cuenta estos factores ignorados para definir cuál es la mejor variante tipológica, geométrica, de materiales etc. a seleccionar , sobre todo teniendo como base el empleo de programa de computación que faciliten su realización.

Como plantea Meli, (Meli, 1984),y se cita textualmente: “La práctica del diseño estructural actual tiende en forma natural hacia una creciente automatización, impulsada aceleradamente por la popularización del empleo de las computadoras”.

La utilización de los medios de computación permite abordar las complejidades propias del diseño y evaluar distintas alternativas en un menor tiempo que por los métodos convencionales. Esto permite un análisis general del fenómeno analizado y sirve de complementación a las formulaciones teóricas en las que se fundamenta dicho proceso. (Ríos Marimóm, 2013)

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en Ingeniería Civil se ha extendido ampliamente; cubriendo un extenso campo de aplicaciones que van desde las estructuras a porticadas, con arriostres, hasta la inclusión de disipadores de energía o de aisladores sísmicos en base de muros; siendo posible modelar además el suelo circundante a una cimentación en conjunto con la misma.(Ríos Marimóm, 2013)

El currículo de la maestría en estructura, incluye la formación posgraduada de los especialistas en proyecto, atendiendo todos y más de los criterios anteriores, permitiendo una formación en análisis y en diseño superior a partir de los conceptos de inter y transdisciplinariedad de los contenidos técnicos del currículo, esto tiene un reflejo y salida practica a través de proyectos de curso que cierran los distintos ciclos de formación de la maestría, proyecto de curso I en la temática de análisis y proyecto de curso II en la de diseño, los que cuentan con sendas guías metodológicas y orientativas, pero carecen de un manual de ayuda para su ejecución.

Problema científico

La necesidad de evaluar la influencia de factores y parámetros en el análisis y en el diseño estructural a través de un ejemplo guía que permita de manera más clara la ejecución de los proyectos de curso I y II de la maestría en estructuras, garantizando más eficientemente la inter y transdisciplinariedad de los conocimientos de esta materia.

Objeto de estudio

Proyecto estructural automatizado de una edificación de mediana complejidad.

Campo de Acción

Proyecto estructural, análisis y diseño de una edificación de mediana complejidad.

Hipótesis

Contar con una manual para la tarea de proyección estructural e integración de conocimientos de esta formación especializada permite una ejecución más eficiente de los proyectos de curso I y II del currículo de la maestría en estructuras que se imparte en la Facultad de Construcciones de la Universidad Central de Las Villas.

Objetivo general

Confeccionar el manual para la ejecución de los proyectos de curso I y II de la maestría en estructuras, ofreciendo a través de ello recomendaciones y criterios a seguir para lograr la integración de conocimientos en las temáticas de formación especializada con empleo de técnicas automatizadas.

Objetivos específicos

1. Establecer el estado del arte sobre el tema a tratar, asociado a los aspectos más relevantes de un proyecto de estructuras, con ejecución a través de técnicas y procedimientos automatizados.
2. Desarrollar un proyecto de estructura de una edificación de mediana complejidad en su primera etapa, análisis estructural, en forma de manual para la ejecución del proyecto de curso I de la maestría en estructuras, a partir de las orientaciones y guía metodológica del mismo y con ayuda de sistemas automatizados de cálculo.
3. Desarrollar el proyecto de estructura de edificación de mediana complejidad en su segunda etapa, diseño estructural, en forma de manual para la ejecución del proyecto de curso II de la maestría en estructuras, a partir de las orientaciones y guía metodológica del mismo y con ayuda de sistemas automatizados de cálculo.

Tareas científicas:

1. Realizar una búsqueda bibliográfica para establecer el nivel de conocimientos sobre el tema del trabajo.
2. Recopilación bibliográfica preliminar, realizando una síntesis de los aspectos esenciales de los mismos, definición, aprobación del tema y elaboración del plan de trabajo.
3. Redacción del Capítulo I “Estado del conocimiento sobre la temática del proyecto estructural, sus componentes y aspectos más relevantes”
4. Establecer un procedimiento para considerar los factores ignorados en la modelación, análisis y diseño de estructuras desde el uso de alguno de los programas actuales y las normas vigentes.
5. Redacción del Capítulo II: “Manual de ejecución para el proyecto de curso I de la maestría en estructura”
6. Redacción del capítulo III: “Manual de ejecución para el proyecto de curso II de la maestría en estructura”
7. Formular y redactar de las “Conclusiones” y “Recomendaciones” sobre la relevancia de considerar los factores ignorados (Análisis de 2do orden, ISE, fisuración), en la modelación, análisis y diseño de estructuras.

Novedad científica

La implementación en forma de manual de ejecución de los proyectos de curso I y II de la maestría en estructura, con el empleo de sistemas de software y de asistentes matemáticos profesionales, permitiendo a través de ello el logro de la inter y transdisciplinariedad en el currículo de dicha maestría.

Valor metodológico

Se presenta en forma de manual, paso a paso, organizado metodológicamente y a nivel de detalle a través de un ejemplo, la ejecución de los proyectos de curso I y II de la maestría en estructura.

Valor práctico

Facilita a los interesados y/o maestrantes la realización de un proyecto estructural completo a nivel de cálculo y con aplicación de sistemas automatizados y de ayuda a la ingeniería, en

donde se evalúan entre otros, la influencia de factores ignorados desde el punto de vista técnico en los proyectos estructurales.

Organización del informe

La estructura general de la tesis es:

Resumen

Introducción

Capítulo I: Estado del conocimiento sobre la temática del proyecto estructural, sus componentes y aspectos más relevantes.

Capítulo II: Manual de ejecución para el proyecto de curso I de la maestría en estructura.

Capítulo III: Manual de ejecución para el proyecto de curso II de la maestría en estructura.

Conclusiones

Recomendaciones

Bibliografía

Anexos

CAPÍTULO 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO SOBRE LA TEMÁTICA DEL PROYECTO ESTRUCTURAL, SUS COMPONENTES Y ASPECTOS MÁS RELEVANTES

1.1. Introducción

El estado del conocimiento en un proyecto de tesis nos dice cuál ha sido el desarrollo hasta la fecha del tema elegido, información que se debe de valorar al momento de proponer cual será el enfoque de la investigación en torno al tema. En el presente capítulo definiremos el estado del conocimiento acerca de cómo se desarrolla un proyecto de maestría en estructuras, cuáles deben ser los argumentos y herramientas necesarios para darle solución a los problemas planteados en dicho proyecto, así como los diferentes factores que intervienen a la hora de diseñar cualquier elementos portante de una estructura dato del problema. Mostraremos detallados concepto teórico para así tener un mejor argumento y juicio a la hora de entender cómo se realiza un proyecto de maestría.

1.2. “Bases teórico - conceptuales de la ciencia de proyecto”.

La formación tradicional del arquitecto e ingeniero civil ha estado enfocada durante muchos años a la solución de problemas tecnológicos dentro de sus especialidades. La investigación como método para resolver los problemas profesionales ha sido poco utilizada o ha sido concebida como un conjunto de temas que se imparten sin una interrelación con el resto de las materias y su sistema de trabajo. En todo caso ha predominado el paradigma cuantitativo de la investigación científica, con la tendencia a buscar la solución mediante metodologías específicas, la modelación gráfica, matemática y el diseño de experimentos.

La cantidad y diversidad de variables que intervienen y el desconocimiento de sus interacciones, hace imposible aplicar y elaborar metodologías específicas, modelos gráficos y matemáticos que representen un acercamiento confiable a la realidad, surgiendo la

necesidad de establecer hipótesis que significan aislar el problema de su entorno. La solución así encontrada está limitada en su alcance y por tanto, no puede ser generalizada. Se trata de una solución parcial a una parte o a un subsistema particular de un conjunto.

Se hace necesario entonces un enfoque sistémico y holístico para dar solución a problemas de la profesión en entornos cada vez más cambiantes e inciertos, lo que a su vez, requiere de un nuevo paradigma de la investigación, la **investigación cualitativa**, la que permite elaborar modelos teóricos para configurar el problema profesional como un sistema, es decir determinar la mayor cantidad posible de factores o variables internos y externos, así como sus relaciones o interacciones.

El concepto contemporáneo de Proyecto contempla el proceso desde que se identifica una necesidad y surge la idea de satisfacerla.

Los problemas profesionales considerados como proyectos, como es el caso de los proyectos de construcción, son complejos e intervienen generalmente muchas disciplinas o especialidades. Cada una participa en la solución de un subproblema o subsistema, la mayoría tecnológicos. La solución de uno puede hacer variar el planteamiento o configuración de otro u otros con los que está relacionado. Se requiere de una disciplina que coordine los esfuerzos de las demás para enfocar el problema como un sistema. (wikipedia, 2012)

1.3. Conceptos y definiciones de Proyecto.

Existe confusión o se hacen simplificaciones al definir algunos conceptos relacionados con este tema, por lo que es imprescindible establecer a qué se hace referencia cuando se usan los mismos en este trabajo.

El Diccionario de la Lengua de la Real Academia Española [Diccionario enciclopédico, 1998] define el término Proyecto con tres acepciones. De las que a continuación mostramos la que más tradicionalmente se ha adaptado a la construcción.

"Conjunto de escritos, cálculos y dibujos que se hacen para dar idea de cómo ha de ser y lo que ha de costar una obra de arquitectura o de ingeniería".

Esta acepción es la tradicional referente al conjunto de documentos generalmente que elabora la entidad conocida como proyectista para servir de guía en la ejecución de las obras. Pero la misma no hace referencia a estructuras organizativas que involucren a todas

las partes y recursos, capaces de alcanzar objetivos con los cuales poder obtener los beneficios una vez ejecutada la Obra.

A continuación se enunciarán varias definiciones de Proyecto de autores internacionales:

- Muller H, Baertsoen y Vanmaele, [Baertsoen , Vanmaele, 1995], definieron el proyecto como: “Un conjunto no vacío de tareas estructuradas, que se desarrollan en un plazo de tiempo finito y acotado, con objetivos bien definidos acordes con su misión que se alcanzan con la integración de las soluciones parciales de las tareas, a partir de un diseño con enfoque sistémico y en función de la visión, en que se combinan los recursos con criterios de optimización de acuerdo con sus requerimientos y restricciones, tomando en cuenta y evaluando los riesgos”.
- Para el Grupo Universitario de Dirección Integrada de Proyecto [GUDIP, 2002]: “El proyecto es el conjunto integrado de actividades de duración finita destinadas a satisfacer con recursos limitados los objetivos estratégicos (económicos, operativos y sociales) de la empresa”.
- “Proyecto es el conjunto integrado de actividades orientadas a alcanzar objetivos y metas específicas, con un presupuesto definido, personal/entidades responsables y un plazo determinado”.
- En Systems Analysis and Project Management", David I. Cleland y William R. King lo definen como: "La combinación de recursos humanos y no humanos reunidos en una organización "temporal" para conseguir un propósito determinado”.

1.3.1. Proyecto estructural

Definir o diseñar elementos (de hormigón armado y metálico) o partes del Objeto de Proyecto:

- Analizar las posibles variantes de proyecto estructural
- Modelar estructuralmente (el esquema seleccionado de las variantes analizadas) la estructura
- Realizar el análisis estructural automatizado y en algunos casos manualmente.
- Realizar trabajo investigativo de aspectos de análisis estructural: comparación de distintas variantes, variación de la tipología y características geométricas y modelación estructural en general.

- Realizar las combinaciones de carga para el diseño de cada uno de los elementos componentes.

Realizar el diseño de todos los elementos estructurales componentes (incluido los cimientos) del edificio (fundamentalmente de manera automatizada y otros manualmente con ayudas de diseño o por métodos analíticos para poder establecer comparaciones).

1.3.2. Proyectos de Maestría “Estructuras”.

1.3.2.1. Proyecto de Curso I

El Proyecto de curso I de la maestría de “Estructuras”, se encuentra ubicado al concluir la primera etapa de la misma con el objetivo de Integrar los conocimientos adquiridos en las asignaturas Mecánica de la Construcción Superior, Mecánica de los Medios Continuos, Métodos Numéricos y Método de elementos finitos (MEF), Computación Aplicada, mediante la solución de problemas de modelación geotécnica o estructural, además para aplicar los conocimientos de análisis y las técnicas de modelación de las estructuras y el terreno a sistemas estructurales medianamente complejos de edificaciones, recurriendo para interpretar los resultados del comportamiento y respuestas del modelo a la influencia de factores frente a invariantes de carga estáticas según corresponda y también hacia utilizar las potencialidades de los principales productos de software existentes en la solución de los problemas antes mencionados.

El contenido de este proyecto no es más que la modelación de problemas de ingeniería estructural y de interacción suelo-estructura, su solución analítica y numérica junto al uso de software, para luego realizar un análisis comparativos evaluando la validez de la modelación numérica realizada, su alcance y el campo de aplicación.

El proyecto consiste en realizar un análisis estructural completo de la edificación mostrada, las definiciones arquitectónicas de funcionalidad y espacios, entre otras ya se definen, debiéndose realizar por el maestrante el predimensionamiento de los elementos constituyentes de la variante indicada, tener presente que el edificio está definido para una función social y se considera la azotea de la edificación como terraza de uso público. Definidas las funciones de cada uno de los locales componentes de la edificación, deberá modelar la geometría, las cargas gravitatorias y viento, todo el modelo en 3D, definición del material, las tipologías y demás elementos necesarios de la etapa de estructuración de su proyecto, en función de la variante de análisis de influencia de factores definida. Los

resultados del análisis realizado tienen además el objetivo de servir de solución inicial para el posterior diseño estructural de los elementos de la edificación que se realizará en la asignatura Proyecto II.

Se evaluará la influencia de factores en la respuesta estructural: se debe considerar en cada caso, el efecto de los diferentes estados de carga y sus combinaciones, en el elemento o sistema estructural indicado, evaluando los resultados en términos de fuerzas y de desplazamientos y valorando en esta respuesta la incidencia de un análisis de primer orden con reducción de inercia, un análisis de segundo orden con reducción de inercia y la interacción suelo estructura.

- Realizar el modelo de la losa de entrepiso monolítica de manera independiente, como elemento estructural aislado, considerando su cuerpo libre y evaluando distintas invariantes de geometría, estudio del mallado empleando el MEF, condiciones de apoyo y, modelos para el material.
 - Considerar en el modelo de las vigas el ancho colaborante que aporta la losa.
 - Considerar en el modelo la presencia de diafragmas o muros de corte y no considerarlos.
- (Proyecto 1 Maestría en Estructuras variante edicion Ciego de Ávila)

1.3.2.2. Proyecto de Curso II

El Proyecto de curso II de la maestría de “Estructuras”, se encuentra ubicado al concluir la segunda etapa de la misma con el objetivo de aplicar las técnicas de modelación de las estructuras y el terreno así como los conocimientos adquiridos en las asignaturas de análisis y de diseño estructural, diseño de cimentaciones y computación aplicada en la solución de un problema práctico de mediana complejidad, (el análisis y diseño de los elementos estructurales que conforman una edificación social) y además utilizar para la solución del problema anterior las potencialidades de algunos de los programas profesionales existentes, hojas de cálculo y procedimientos manuales, comparando los resultados obtenidos con cada uno de ellos, y evaluando la validez de los mismos. (Guia del Proyecto II Version 2014)

El contenido de este proyecto no es más que análisis y diseño estructural de los elementos pertenecientes a una edificación social de mediana complejidad, a través del uso de software profesionales, hojas de cálculo (en MathCad y Excel) y procedimientos manuales según las especificaciones de diseño de diferentes reglamentos de la construcción, también

el análisis comparativos de los resultados y la evaluación de la validez de la modelación realizada, su alcance y campo de aplicación.

El proyecto consiste en realizar Criterios para el diseño estructural incluyendo la calidad de los materiales a utilizar, los recubrimientos mínimos y el tipo de ambiente donde se emplazará la edificación para luego realizar el diseño estructural de los diferentes elementos portantes de la estructura como:

- Diseño de Cimentaciones
 - Efecto de la variación del peralte
 - Efecto de la variación de la profundidad de cimentación
 - Análisis comparativo (Volúmenes de materiales)
- Diseño de Vigas
 - Calidad de los materiales
- Diseño de Columnas
 - Calidad de los materiales
- Diseño de losas
- Diseño de uniones

1.4. Consideraciones generales sobre aspectos trascendentes de un proyecto estructural.

En los proyectos de estructuras de hormigón armado, las cargas que actúan en los edificios, producen un efecto que es un factor importante a tener en cuenta en el análisis y diseño de estos.

La estructura de un edificio debe resistir al mismo tiempo acciones diferentes como es el caso del peso propio, el sobrepeso de la ocupación, el viento y un posible sismo. (Meli Piralla, 1986)

1.4.1. Cargas Permanentes o muertas en las estructuras.

Son cargas permanentes y que no son debidas al uso de la estructura. En esta categoría se pueden clasificar las cargas correspondientes al peso propio y al peso de los materiales que soporta la estructura tales como acabados, divisiones, fachadas, techos, etc. Dentro de las cargas muertas también se pueden clasificar aquellos equipos permanentes en la estructura. En general las cargas muertas se pueden determinar con cierto grado de exactitud conociendo la densidad de los materiales.

La norma cubana (NC:283, 2003) establece la densidad de los materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción, que se usarán para la determinación de cargas y sobrecargas actuantes sobre estructuras.

1.4.2. Cargas Temporales o de uso en las estructuras.

Corresponden a cargas gravitacionales debidas a la ocupación normal de la estructura y que no son permanentes en ella. Debido a la característica de movilidad y no permanencia de esta carga el grado de incertidumbre en su determinación es mayor. La determinación de la posible carga de diseño de una edificación ha sido objeto de estudio durante muchos años y gracias a esto, por medio de estadísticas, se cuenta en la actualidad con una buena aproximación de las cargas vivas de diseño según el uso de la estructura. Las cargas vivas no incluyen las cargas ambientales como sismo o viento.

Para efectos de diseño es el calculista quien debe responder por la seguridad de la estructura en su vida útil, para esto cuenta con las ayudas de las normas y códigos de diseño donde se especifican las cargas vivas mínimas a considerar.

La norma cubana (NC:284, 2003) establece los valores nominales mínimos de cargas debido al uso y/o ocupación de edificaciones de todo tipo.

1.4.3. Cargas Especiales de viento en las estructuras.

El efecto del viento se trata normalmente como un problema estático con diferentes consideraciones para el efecto global sobre la estructura completa y para el diseño local sobre elementos estructurales aislados o sobre componentes no estructurales de fachada o cubierta. Sin embargo, existen situaciones en que el viento llega a tener efectos dinámicos significativos por diferentes razones. (Meli Piralla, 1986)

La velocidad del viento presenta componentes importantes cuyas fluctuaciones con el tiempo dependen de la velocidad máxima del flujo, pero que para los vientos de interés tienen periodos superiores a 2 segundos. Si el periodo natural de la estructura excede ese límite inferior, algunos componentes de la fluctuación de la velocidad pueden entrar en sincronía con la vibración del edificio y producir amplitudes de deformación perjudiciales, sea porque incrementan las solicitaciones en la estructura arriba de las estáticas, sea porque molestan a los ocupantes de la construcción. La mayoría de las construcciones civiles tienen periodos naturales inferiores a 2 segundos. Son muchos, sin embargo, los casos donde excede estos valores y, especialmente en estructuras de bajo amortiguamiento, deben

tomarse en cuenta las amplificaciones dinámicas. Es importante que el proyectista sepa reconocer los problemas que el viento pueda ocasionar en una estructura dada, para que considere en el diseño aquellos aspectos que puedan producir efectos significativos. (Meli Piralla, 1986)

En los edificios de pocos pisos, los empujes laterales debido al viento no suelen ser muy importantes y, si la estructura posee una mínima rigidez y resistencia ante cargas laterales, los efectos del viento no llegan a regir el diseño, excepto en zonas donde las velocidades de viento de diseño sean muy altas. En edificios altos, los empujes de viento se hacen considerables y las fuerzas internas por este efecto rigen el dimensionamiento de los elementos de la estructura principal, a menos que resulten todavía más críticos los efectos del sismo. (Meli Piralla, 1986)

La norma cubana (NC:285, 2003) establece el método de cálculo para determinar la carga de viento que debe utilizarse en los cálculos estáticos y dinámicos de los edificios y obras de ingeniería, o de sus partes y elementos, para los cuales el viento resulta ser una sobrecarga de uso.

1.4.4. Cargas de Sismo en las estructuras.

La intensidad de un sismo es una medida de los efectos que este produce en un sitio dado, o sea de las características del movimiento del terreno y de la potencialidad destructiva del sismo, en ese lugar en particular y en lo que concierne a sus efectos en las construcciones. (Meli Piralla, 1986)

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos es el relativo al dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura se comporte en forma congruente con lo que se ha supuesto en el análisis. Los puntos más importantes son que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura, en caso de estar sujeta a un sismo intenso, pueda desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso. (Meli Piralla, 1986)

La característica distintiva de edificios en altura es, desde el punto de vista estructural, la necesidad de resistir cargas horizontales. Así es que entre los estados de carga postulados para el diseño de la estructura, tendrán especial importancia aquellos debidos a cargas

variables o accidentales. Las cargas horizontales pueden ser debidas al viento o a sismos. Excepcionalmente puede reconocer otras causas, como podría ser el caso de explosiones. Las presiones del viento que inciden lateralmente en el edificio son, en el litoral argentino, la principal fuente de fuerzas horizontales para el cálculo estructural de edificios. La determinación de estas presiones está normalizada en el Reglamento CIRSOC 102.

La actividad sísmica varía según la región y en las zonas de mediano o alto riesgo este estado de sollicitación pasa a ser determinante para el proyecto de la estructura. La acción del sismo es sustancialmente distinta de la anterior y se manifiesta como un movimiento de la base de la construcción. Sin embargo, para el cálculo antisísmico de edificios corrientes, un procedimiento reglamentario simplificado se basa en reemplazar la acción sísmica por un conjunto de fuerzas estáticas horizontales equivalentes. De modo que puede pensarse en la acción sísmica como la de un conjunto de cargas horizontales, al igual que en el caso del viento. La variación de esas fuerzas con la altura es diferente a la del viento y una aproximación usual consiste en suponer una distribución variable linealmente con la altura. En algunos casos a este diagrama triangular de cargas suele agregarse una carga concentrada en el extremo superior a fin de mejorar la representación de las fuerzas equivalentes. El Reglamento INPRES-CIRSOC103 contiene directivas para el cálculo antisísmico de edificios.

Las particularidades de las acciones de un sismo hacen difícil conjugar un cálculo con todas las acciones al mismo tiempo, por lo que en el cálculo se suelen utilizar como cargas sísmicas unas cargas convencionales que producirían sobre el edificio los mismos daños que el terremoto. Estas cargas sísmicas se suelen calcular generalmente de dos modos:

- Por **fuerzas estáticas equivalentes**: Se establece sobre la estructura un sistema de fuerzas puras que son equivalentes a soportar un sismo. Generalmente son fuerzas horizontales situadas en el centro de masas de cada planta. Es el método más sencillo y el que se suele utilizar mayoritariamente
- Por **consideraciones energéticas**: Se establece sobre la estructura una transmisión de energía que es equivalente a soportar un sismo. Es un cálculo más complejo y menos utilizado, pero permite el cálculo de sistemas estructurales y tipos de sismo cuyo comportamiento no se adecúa bien a sistemas de fuerzas estáticas (wikipedia, 2012)

El dimensionamiento de las cargas sísmicas para una estructura determinada depende principalmente de:

- El terremoto de proyecto según el que se espere en la zona en la que se sitúe el edificio. Normalmente las normativas definen el terremoto de proyecto a través de su aceleración sísmica.
- El tipo de suelo sobre el que se sitúa el edificio. Los terrenos demasiado blandos amplifican las vibraciones del suelo.
- La distribución de masas del edificio. Al ser un sismo en esencia un movimiento, los daños en el edificio se forman debido a la inercia que intenta mantener al edificio en su estado original. La inercia depende directamente de la masa, por lo que a mayor masa mayores cargas sísmicas.
- Las características de las ondas de gravedad del maremoto esperable en la zona del edificio (wikipedia, 2012)

Un mismo edificio puede mezclar varias técnicas para soportar un sismo. La capacidad final de un edificio bien planteado de soportar energía sísmica es la suma de las energías que puede soportar cada uno de los apartados anteriores.

Para el análisis sísmico de una estructura se puede auxiliar en la norma (NC:46, 1999)

El territorio nacional para fines de aplicación de esta norma se ha dividido en 4 zonas las cuales se indican en los Mapas de Zonificación Sísmica con Fines de Ingeniería. Dichas zonas se describen y se le asignan valores de aceleración en fracciones de la gravedad.

Las estructuras se proyectarán para resistir sismos intensos, los cuales tienen posibilidad de ocurrir en la zona de ubicación de esta, sin colapsar ni causar daños a las vidas humanas aunque con la posibilidad de daños estructurales importantes.

1.4.5. Otros aspectos de interés en la Modelación Estructural

En el modelado se debe tener bastante cuidado para que la representación del sistema sea lo más parecido a la realidad; la ubicación y determinación de los apoyos, la selección del tipo de elemento, la combinación de estos y sus uniones juegan un papel primordial en esta etapa.

1.4.5.1. Tratamiento de los materiales

El tipo de material usado en la estructura define la resistencia, la flexibilidad, la durabilidad y muchas otras características de la estructura. Entre los materiales más

comunes están el hormigón, acero, madera, piedra, unidades de arcilla cocida, plástico, etc. El avance en el conocimiento de las propiedades de los materiales nos permite que nuestro análisis se acerque más a la realidad.

Es parte de nuestra labor seleccionar adecuadamente los materiales para lograr que nuestra estructura sea segura, económica y factible. Tengamos en cuenta que el seleccionar presupone un buen conocimiento de las propiedades mecánicas del material elegido.

1.4.5.2. Método de Elementos Finitos (MEF).

El Método de Elementos Finitos permite realizar un modelo matemático de cálculo del sistema real, más fácil y económico de modificar que un prototipo. Sin embargo no deja de ser un método aproximado de cálculo debido a las hipótesis básicas del método. Los prototipos, por lo tanto, siguen siendo necesarios, pero en menor número, ya que el primero puede acercarse bastante más al diseño óptimo.

El método de los elementos finitos como formulación matemática es relativamente nueva aunque su estructura básica es conocida desde hace bastante tiempo, en los últimos años ha sufrido un gran desarrollo debido a los avances informáticos. Han sido precisamente estos avances informáticos los que han puesto a disposición de los usuarios gran cantidad de programas que permiten realizar cálculos con elementos finitos. Pero no hay que llevarse a engaño, el manejo correcto de este tipo de programas exige un profundo conocimiento no solo del material con el que se trabaja, sino también de los principios del MEF. Sólo en este caso estaremos en condiciones de garantizar que los resultados obtenidos en los análisis se ajustan a la realidad.

La idea general del método de los elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos.

Las ecuaciones que rigen el comportamiento del continuo regirán también el del elemento.

De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no.

El método de los elementos finitos supone, para solucionar el problema, el dominio discretizado en subdominios denominados elementos. El dominio se divide mediante puntos (en el caso lineal), mediante líneas (en el caso bidimensional) o superficies (en el

tridimensional) imaginarias, de forma que el dominio total en estudio se aproxime mediante el conjunto de porciones (elementos) en que se subdivide. Los elementos se definen por un número discreto de puntos, llamados nodos, que conectan entre sí los elementos. Sobre estos nodos se materializan las incógnitas fundamentales del problema.

En el caso de elementos estructurales estas incógnitas son los desplazamientos nodales, ya que a partir de éstos podemos calcular el resto de incógnitas que nos interesen: tensiones, deformaciones,... A estas incógnitas se les denomina grados de libertad de cada nodo del modelo. Los grados de libertad de un nodo son las variables que nos determinan el estado y/o posición del nodo.

1.5. Influencia de la variación rigidez y de la Fisuración en el análisis y diseño de estructuras de Hormigón Armado (H.A).

La Fisuración en los elementos de hormigón armado es un fenómeno muy común que se presenta en la mayor parte de las estructuras, incluso sin que exista falla del diseño o riesgo estructural. Esta puede ocurrir desde el proceso de construcción, así como durante la vida útil de las estructuras cuando están sometidas bajo cargas de servicio, principalmente a tensión con valores tan bajos como 20 MPa; situación que muchas veces se ignora durante el análisis estructural, y que en la práctica influye en la distribución de momentos y fuerzas de cortante. (Dubón L., 2009)

No hay fórmulas concretas para evitar con total seguridad fisuras en el hormigón durante su vida útil.

1.5.1. Condiciones por las que ocurren las Fisuras:

- Deformaciones de retracción el hormigón
- Restricciones internas y externas al movimiento
- Deformaciones por flexión en vigas y losas
- Reacciones químicas del cemento que pueden llegar a producir fisuras.

Las fisuras en estructuras de hormigón se pueden deber a diferentes causas y dependiendo de ellas, así también es la forma y daños que representan las fisuras. Una fisura puede llegar a ser simplemente superficial, es decir que no representa un daño estructural; pero también puede ser indicativo de una falla estructural o una reducción en la vida útil de la edificación.

La omisión de los efectos de la fisuración durante el análisis estructural puede llegar a tener significancia en la distribución de los momentos y fuerzas cortantes que actúan sobre un marco de concreto armado, lo cual influye de manera significativa en los requerimientos estructurales de los mismos. (Dubón L., 2009)

Existen muchas causas por las que se producen las fisuración del hormigón, tanto el hormigón en estado plástico como el hormigón endurecido, así como durante el proceso de construcción. En el caso del hormigón en estado plástico, las fisuraciones que se producen se deben a la retracción plástica y la fisuración por precipitación de los agregados y para el hormigón endurecido las fisuraciones presentadas ocurren debido a la retracción por secado, las tensiones de origen térmico, por reacciones químicas, meteorización, corrosión de las armaduras, prácticas constructivas inadecuadas, sobrecargas durante la ejecución, errores de diseño y detallado y cargas aplicadas externamente, etc. (224.1R-93, 1993)

Para el caso de las vigas, la fisuración por retracción se presenta con mayor frecuencia si estas son largas y si están muy restringidas en sus extremos. En este tipo de situaciones es común una fisura aislada en mitad de la luz, la cual aparece también ayudada por los esfuerzos de flexión que se presentan debido a las cargas, así como las fisuras que se dan en las proximidades de los apoyos como se ve en la figura 1.1, en la cual se presenta una gran diferencia entre la rigidez de las vigas y la rigidez de los apoyos. (Dubón L., 2009)

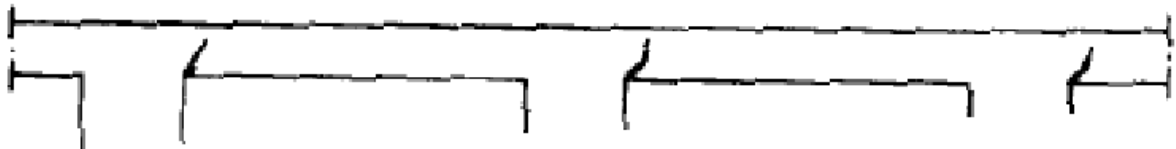


Figura 1.1. Fisuras debidas a retracción en viga. Fuente: Pedro, Jiménez y otros, Hormigón Armado, Pág.80.

En columnas tanto cortas como las esbeltas, cuando las cargas aplicadas, superan la resistencia a compresión del concreto, ocurre la falla por aplastamiento, una de las más peligrosas para estos elementos; la cual puede ser detectada mediante la aparición de fisuras de pre rotura. (Dubón L., 2009) Ver figura 1.2.

(a) Porcentaje de humedad de normal a alto (b) Porcentaje de humedad bajo.

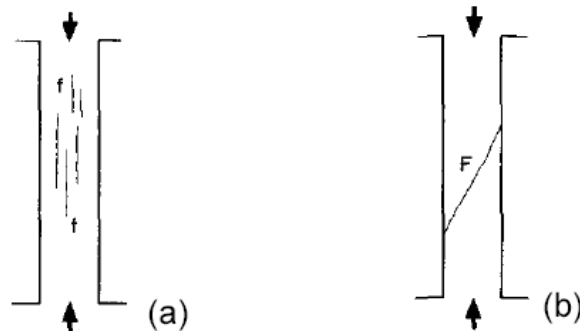


Figura 1.2. Fisuras por compresión axial en columnas de concreto. Fuente: José, Calavera. Altas patologías. Pág. A 7.

En caso de la estructura estar sometida a efectos del sismo, cuando se trata de columnas, pueden distinguirse principalmente dos tipos de fisuras, las cuales son de gran importancia tomando en consideración que en los diseños se espera que lo último que llegue a fallar en una estructura sean las columnas. Ambos tipos de fisuras son ocasionados por efectos de corte inducidos por el sismo; se presentan las fisuras de forma transversal y cercanas a la cabeza de la columna, las que obedecen a defectos locales del elemento, entre los que destacan, la baja resistencia del concreto, la distribución inadecuada de los estribos o bien que los esfuerzos ocasionados por la acción sísmica superen las capacidades de resistencia de las secciones de las columnas.

(a) Fisura en cabeza de columna. (b) Fisura en centro de columnas.

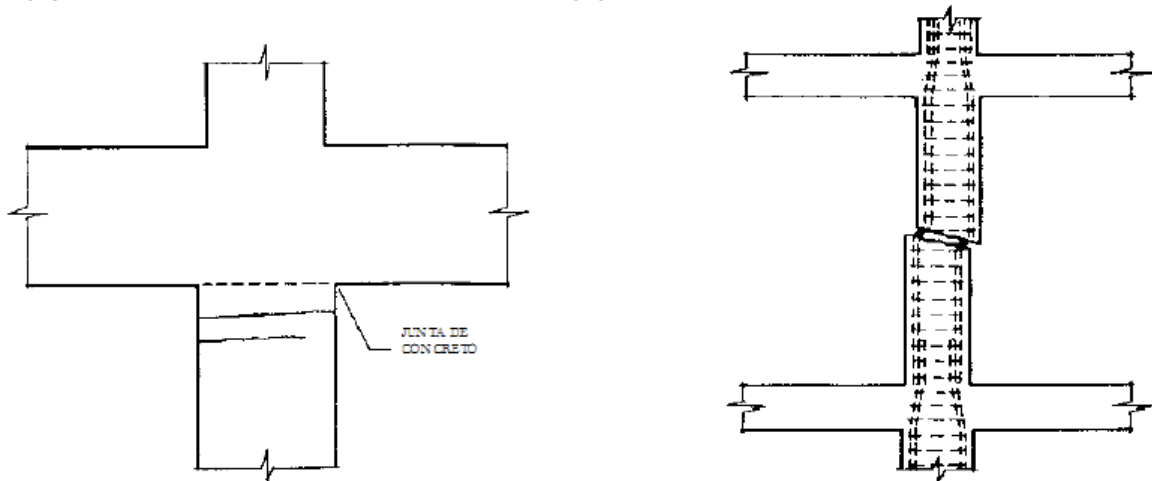


Figura 1.3. Fisuras por efectos de sismo en una columna. Fuente: José, Calavera. Altas patologías. Pág. A 30.

Por todo esto se debe lograr un control de fisuración que, cuando se habla de un control de la fisuración, se hace referencia a reducir la tendencia del concreto a fisurarse; sin embargo esto se traduce en la búsqueda de minimizar las principales causas que provocan la aparición de fisuras en los distintos elementos de concreto.

La rigidez es la capacidad que tiene una estructura o elemento estructural para oponerse a una deformación cuando se ve afectado por una fuerza, con lo que se entiende que la rigidez, es la relación entre la fuerza aplicada al elemento y la deformación que este sufre, siendo las principales la rigidez a flexión y la rigidez a corte.

Se permite que se adopte cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entrepisos y cubierta. Las suposiciones que se hagan deben ser consistentes en todo el análisis.

Idealmente, las rigideces del elemento $E_c I$ y GJ deben reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ha ocurrido en cada elemento inmediatamente antes de la fluencia. Sin embargo, las complejidades involucradas en la selección de las diferentes rigideces de todos los elementos de la estructura, harían que los análisis estructurales resultaran ineficientes en las oficinas de diseño. De allí que se requieran suposiciones más sencillas para definir las rigideces a flexión y torsión. (318SR-05)

En estructuras arriostradas para desplazamiento lateral los valores relativos de la rigidez son importantes. En este caso, las dos suposiciones más comunes son: utilizar los valores basados en la sección bruta para todos los elementos, o utilizar la mitad del valor total de $E_c I$ del alma de la viga para las vigas, y el valor total de $E_c I$ para las columnas.

Para estructuras no arriostradas para desplazamiento lateral, es deseable un estimativo realista de $E_c I$ y debe necesariamente utilizarse si se llevan a cabo un análisis de segundo orden. (318SR-05)

La estructura de un edificio debe poseer resistencia y rigidez. Resistencia para poder garantizar la seguridad mínima requerida frente a las posibilidades de colapso de la construcción. Rigidez para evitar desplazamientos o deformaciones excesivas, controlar las vibraciones y contribuir a la estabilidad del edificio. Las deformaciones excesivas, además de los problemas que podrían ocasionar por el uso habitual de la construcción, conducen generalmente a fallas en materiales o elementos no estructurales (vidrios, revoques, revestimientos, etc.).

La estabilidad del edificio, en su conjunto, exige una determinada rigidez mínima del mismo. En vista de lo indicado puede inferirse que la estructura debe ser suficientemente resistente y suficientemente rígida. A estas dos condiciones se agrega, en el caso particular de estructuras antisísmicas, el requerimiento de ductilidad. Esto es, la estructura debe en este caso ser capaz de sufrir suficientes deformaciones plásticas antes de alcanzar alguna forma de colapso.

Existen diversos sistemas estructurales con los que puede construirse el esqueleto de un edificio y en las secciones siguientes se mencionan aquellos más utilizados. Un sistema resultará eficiente si las condiciones de rigidez no hacen aumentar las secciones de los elementos estructurales más allá de los valores que poseen para cumplir las condiciones de resistencia.

1.6. Influencia del análisis no lineal de las estructuras.

Un análisis no lineal es aquel que considera el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición. Permite contemplar la posibilidad de que el hormigón fisure, de que las armaduras se plastifiquen, del proceso constructivo en el tiempo, etc. Este tipo de análisis requiere de un conocimiento previo de las cuantías de armado dispuestas, por lo que sólo se suele utilizar para efectuar comprobaciones posteriores al dimensionamiento.

Debido a la invalidez del principio de superposición, los formatos de seguridad aplicados en los análisis lineales, no pueden ser aplicados de forma directa en los no lineales. Esto ha incentivado el desarrollo de formatos de seguridad para ser aplicados tanto en el análisis, como en el diseño no lineal, promoviendo también el estudio de los parámetros que más afectan la respuesta última real de la estructura. (Maldonado Tapia, 2012)

El análisis no lineal requiere, de un proceso iterativo, de análisis lineales, hasta obtener una solución que satisfaga las condiciones de equilibrio, tenso-deformacionales y de compatibilidad. El análisis no lineal mejora la calidad del diseño logrando resultados más confiables en la estructura.

Con la actual disponibilidad de computadoras en las oficinas de diseño y a causa de la creciente complejidad del método de amplificación de momentos, resulta cada vez más ventajoso aplicar los análisis racionales de segundo orden para pórticos o análisis $P\Delta$, en los cuales el efecto de la deflexión lateral sobre los momentos, sobre las fuerzas axiales y, a

su vez, sobre las deflexiones laterales, se calcula en forma directa. Los momentos y las deflexiones resultantes incluyen los efectos de esbeltez y, por consiguiente, el problema es estrictamente no lineal. (Nilson, 2001)

El comportamiento no lineal de los elementos se debe a:

- a.** El material componente del elemento.
- b.** La geometría del elemento o ambas cosas a la vez.

La no linealidad por el material se verifica cuando la ley tensión-deformación del material que se emplee, no es lineal, o sea, el material no tiene un comportamiento elástico sino plástico o elástico-plástico.

Para el cumplimiento de la no linealidad por el material, las tensiones a las que esté sometido, tendrán que sobrepasar el límite elástico y arribar a la zona de fluencia, lo que pone en evidencia que en muchas ocasiones la no linealidad del elemento, depende de las tensiones a las que esté sometido el mismo; aunque es válido destacar que el fenómeno de la pérdida de estabilidad en las barras, es un fenómeno no lineal por la geometría del elemento.

La no linealidad del comportamiento modifica la rigidez efectiva de un elemento estructural y, por tanto, la rigidez relativa entre éste y los elementos adyacentes, dando lugar, por las condiciones de compatibilidad de deformaciones, a modificaciones en la distribución de momentos. No pueden alterarse por este concepto las condiciones que son puramente de equilibrio y que, por tanto, no dependen de las rigideces de los elementos.

El caso de la no linealidad por la geometría ocurre cuando las deformaciones originadas por las cargas son tales que causan cambios importantes en la geometría del elemento. En este caso, las ecuaciones de equilibrio hay que tomarlas después de la deformación, y no antes de esta, como sucede cuando se realiza un análisis lineal. (Castillo González, 2013)

El análisis no lineal requiere, para un nivel determinado de carga, un proceso iterativo, de sucesivos análisis lineales, hasta converger a una solución que satisfaga las condiciones de equilibrio, tenso-deformacionales y de compatibilidad. Dichas condiciones se comprueban en un número determinado de secciones, dependiendo de la discretización, que deberá ser suficiente para garantizar una adecuada representación de la respuesta estructural. (Castillo González, 2013) A través del Análisis No Lineal se mejora la modelación analítica del comportamiento de una estructura en algún modo. El objetivo fundamental es mejorar la

calidad del diseño y logrando que este sea más confiable que el comportamiento de un sistema que está bajo diseño e investigación. (Chagoyén Méndez, 2012)

En la realización de este acercamiento entre el análisis estructural y el comportamiento real, la distinción tradicional entre los términos de “ANÁLISIS” el de fuerza y desplazamientos bajo unas cargas dadas y “DISEÑO” el proporcionamiento de los miembros y uniones o conexiones para resistir determinados efectos se hace borrosa.

Al realizar el análisis no lineal, la incertidumbre con respecto al comportamiento real puede ser reducida. En el proceso no obstante, el elemento de arte en la modelación de la estructura y en la manipulación de las ecuaciones de análisis es incrementado.

En el análisis lineal elástico el material es asumido, como que no fluye y sus propiedades invariables. Las ecuaciones de equilibrio son formuladas sobre la geometría de la estructura no cargada o en el caso de estructura auto-deformada, sobre una configuración inicial de referencia. Las subsiguientes deformaciones son asumidas como pequeñas e insignificantes sobre el equilibrio y la respuesta modal. Una consecuencia de esto es nuestra habilidad para tratar fuerzas axiales, momentos y torques como acciones no acopladas al desarrollar las ecuaciones de sus rigideces.

El análisis no lineal ofrece varias opciones para resolver problemas que resultan de la asunción de las hipótesis anteriores: (Chagoyén Méndez, 2012)

1. Podemos considerar solo la NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA. Esto es, podemos continuar tratando el material estructural como elástico, pero incluir los efectos de la deformación y los desplazamientos finitos, al formular las ecuaciones de equilibrio.
2. Es también posible considerar solo la NO LINEALIDAD DEL MATERIAL, o sea, el efecto de cambios en las propiedades del material de los miembros bajo carga.

La 3ª opción general es incluir los efectos conjuntos de la NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA Y DEL MATERIAL en el análisis. En cada caso la posibilidad de acoplar las acciones internas debe ser considerada, lo cual debe ser un rasgo dominante del análisis.

.

Entre las muchas fuentes de cada clase de no linealidad están las siguientes:

EFFECTOS GEOMÉTRICOS:

- Imperfecciones iniciales, tales como alabeo de los miembros o la falta de aplome o verticalidad de la estructura.

- El efecto P- Δ : un momento desestabilizante igual a la fuerza de gravedad por el desplazamiento horizontal, que ocurre como resultado del Δ lateral de la estructura soportante.
- El efecto P- δ : la influencia de la fuerza axial en la rigidez a flexión de un miembro individual.

El efecto P- Δ y P- δ son tratados por separado, aunque en la realidad ocurren en combinación, lo cual es conducido a la terminología de efecto “P-delta”, para designar los efectos secundarios de las cargas axiales de las columnas y los desplazamientos laterales en los momentos de los miembros de la estructura. (Chagoyén Méndez, 2012)

EFFECTOS DEL MATERIAL:

- Deformaciones plásticas en estructuras de acero.
- Fisuración y fluencia de estructuras de hormigón.
- Interacción. Inelástica de la fuerza axial, flexión cortante y torsión.

EFFECTOS COMBINADOS:

- Deformaciones plásticas + efectos P- Δ y/o P- δ .
- Deformación de las conexiones.
- Deformación de la zona panel.

Contribuciones de los elementos no estructurales y los sistemas secundarios a la resistencia y rigidez.

En el ANÁLISIS ELÁSTICO DE 2º ORDEN, los efectos de las deformaciones finitas y los desplazamientos del sistema son contabilizados al formular las ecuaciones de equilibrio. Un análisis elástico de 2º orden puede ofrecer una representación excelente de las influencias desestabilizantes como el efecto P- Δ , pero no puede detectar la No-Linealidad del material.

EN EL ANÁLISIS INELÁSTICO DE 2DO. ORDEN, las ecuaciones de equilibrio son escritas en términos de la geometría del sistema deformado. Él tiene el potencial de acomodar tanto el factor geométrico, elástico, material, etc. que influyen en la respuesta de la estructura.

La trayectoria de la respuesta no lineal incrementada (elástica o inelástica) que culmina la inestabilidad es probablemente el más común modo de fallo de las estructuras en la Ingeniería Civil. (Chagoyén Méndez, 2012)

1.7. Consideración de la interacción suelo-estructura (ISE) en el análisis y diseño de estructuras de H.A.

Para el análisis y diseño de una edificación, por lo general la interacción suelo-estructura no se tiene en cuenta, sin embargo, es necesario considerarla.

Es por ello que, hace casi dos siglos (1867), Winckler propuso un procedimiento que se basa en la suposición de una relación lineal esfuerzo-deformación del suelo donde este se sustituye por cama de resortes, donde cada uno de los cuales actúa independientemente de los demás. Según este modelo la presión con que reacciona el suelo ante la carga transmitida por la cimentación es proporcional al hundimiento que esta presenta en el punto en cuestión y se supone que la cimentación flota sobre un líquido cuyo peso volumétrico es igual al módulo de reacción.

Esta consideración también tiene debilidades, ya que se supone que el hundimiento en suelo dado es proporcional a la presión ejercida e independiente de área cargada. La mecánica de suelos nos indica que, en arcillas, el hundimiento para una misma presión aumenta en forma directamente proporcional al tamaño del área cargada, mientras que en arenas el efecto del tamaño es mucho menos acentuado. (Meli Piralla, 1986)

Para determinar el módulo de reacción o coeficiente de balasto se puede realizar pruebas de placa en la cual se somete a cargas colocadas sobre el estrato del suelo y se determina la relación esfuerzo-deformación. (Meli Piralla, 1986) Terzaghi propuso valores del módulo de reacción para suelos comunes en distintas condiciones, aunque son indicadores aproximados ya que las propiedades elásticas de los suelos tienen variaciones de acuerdo a una serie de factores. En particular, la rigidez del suelo varía en forma importante según el tiempo en que permanecen actuando las cargas permanentes. (Meli Piralla, 1986)

La interacción suelo-estructura es un campo de la Ingeniería Civil, que une la Geotecnia con la Ingeniería Estructural, históricamente separados. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría evitar la interacción con el suelo de fundación, existiendo muchos espectros y parámetros a resolver. El cambio de las capacidades de los equipos computarizados, ha creado la premisa para la realización de este cálculo juntando la interacción suelo-cimentación-superestructura, mediante el uso del computador. Los cálculos de la Interacción Sísmica Suelo-Estructura han llegado a ser altamente relevantes para los

edificios debido a que el diseño estructural en condiciones de campo es complicado. Las deformaciones diferenciadas del subsuelo afectan perceptiblemente en la distribución de las fuerzas a través de toda la estructura y de no hacer caso a esta amenaza, pone en riesgo la seguridad de las edificaciones. (Roca, 2012)

En los casos de estructuras de edificación normales, es frecuente realizar el proyecto antisísmico siguiendo una normativa que no considere el efecto de interacción o, si lo hiciese, sea de una manera implícita y ambigua. Esto es así porque se sabe que el efecto de interacción reduce los esfuerzos que ocurren en estructuras de edificación normales y, por tanto, el olvido de tal efecto conduciría en general a un proyecto conservador. Hay situaciones en las que tal circunstancia no se da y hay aspectos en los que el efecto de interacción es desfavorable; la separación entre edificios vecinos necesaria para que no choquen durante el sismo aumenta al considerar el efecto de interacción. (Soriano, 1989)

El término "interacción suelo-estructura" es utilizado hoy en día para caracterizar las situaciones donde el comportamiento de una estructura no puede ser evaluado de modo preciso sin considerar también el comportamiento del suelo en contacto y de su interface. El objetivo de un análisis teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura es determinar el efecto de la acción del suelo sobre la estructura, principalmente las presiones de contacto, en función de la deformación de la estructura, esto para proceder a las verificaciones necesarias en su dimensionamiento. (Roca, 2012)

Debe notarse que en un modelo de fundación rígida, la energía recibida por la estructura solo puede ser disipada por mecanismos de amortiguamiento interno tales como deformaciones plásticas, amortiguamiento viscoso, energía de fractura, etc.

En cambio, en el caso de fundaciones flexibles (suelos), parte de la energía es retornada hacia el suelo y radiada hacia fuera del sistema, dando lugar a un aumento de la energía disipada por el conjunto. Con estos elementos, puede decirse que el objetivo principal de la interacción sísmica suelo estructura es la determinación de la respuesta dinámica de la estructura teniendo en cuenta la flexibilidad del suelo de fundación y la radiación de energía hacia el infinito (Roca, 2012)

El problema de la consideración de las propiedades del suelo en el cálculo de edificios ante la acción sísmica, tiene como objetivo la determinación de las perturbaciones cinemáticas sísmicas, que surgen consecuentemente en la edificación. (Villarreal Castro, 2005)

La interacción sísmica suelo-estructura, se resuelve, fundamentalmente introduciendo los coeficientes de rigidez del suelo en las direcciones horizontal, vertical y giros respecto a los mismos ejes. (Villarreal Castro, 2005)

En el trabajo de Birulia D.N (Rusia), basado en el método de elementos finitos con la ayuda de IBM M-220M, se investigó las reacciones dinámicas de una edificación rígida (edificio multifamiliar de grandes paneles de serie 1-464AC), considerando la interacción suelo-estructura. La edificación se modeló en forma de una placa deformable, dividida en elementos finitos, en cuyos nudos se concentraron masas puntuales (problema lineal geométrico). La base de fundación se modeló en forma análoga a una losa. Ambas estructuras se unieron elásticamente (fig.) siendo sometidas a la acción sísmica aproximada de una parte del acelerograma S69°E del sismo Taft (California, 1952).

Como resultado de la investigación se llegó a lo siguiente: los desplazamientos del sistema se determinaron en base a los desplazamientos dinámicos del suelo (el desplazamiento de la estructura resultó en un grado menor); las vibraciones de la placa, con que se modeló la superestructura tiene la forma de planos paralelos en el plano vertical. (Villarreal Castro, 2005)

Existen varios trabajos donde se analice la interacción suelo-estructura. En la investigación del Ing. José Luis Borda Flores y el Dr. José Gabriel Rodríguez Roca realizan un análisis de los efectos de interacción sísmica suelo-estructura en una edificación de hormigón armado ubicada en COCHABAMBA – BOLIVIA, donde se arriban a una serie de conclusiones: la consideración de los efectos de interacción suelo-estructura produce una disminución de los periodos y el incremento de las frecuencias de vibración con relación al modelo matemático de fundación simplemente apoyado (idealizado). Esto para suelos flexibles como el que corresponde al caso de estudio, lo que es una característica de considerar la flexibilidad en la cimentación. La consideración de los efectos de flexibilidad en la base de la cimentación se vuelve más importante al momento de dimensionar las columnas, ya que aumentan los momentos flectores sobre todo en las que están unidas al radier de fundación. También debido a los efectos sísmicos puede existir disminución o incremento de las cargas axiales que llegan a estas, lo que se traduce en un incremento de secciones o cantidades más altas de acero de refuerzo. - La consideración de los muros de sótano en la simulación numérica de la estructura (que es el caso más cercano a la realidad)

le da más rigidez a la edificación para soportar efectos sísmicos y producidos por cargas de viento, tal como puede observarse en las tablas y gráficos de resultados. (Roca, 2012)

Como recomendación destacan tomar en cuenta los análisis de interacción sísmica suelo-estructura en edificios medianos y altos, sobre todo cuando vayan a estar cimentados en suelos flexibles como arcillas y limos, ya que estos tienden a amplificar los efectos sísmicos sobre la edificación. (Roca, 2012)

(Villarreal Castro, 2006) Efectúa trabajos donde se analiza edificaciones con zapatas aisladas considerando la interacción suelo-estructura. El cálculo sísmico con ayuda de los modelos dinámicos interacción suelo-estructura muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente de los parámetros de cálculo. Esta flexibilidad tanto por la norma Peruana E030-2003 como la rusa SNIP 11-7-81*, permite el incremento de los periodos y disminución de las frecuencias de la primera forma de vibración hasta un 30%. Incrementa los máximos desplazamientos de los centros de masas en los ejes OX y OY, disminuye las fuerzas cortantes máximas hasta un 17% y disminución de los momentos flectores máximos. Los momentos torsores no varían.

En el análisis de edificios altos considerando la interacción sísmica Suelo-estructura para cimentaciones con pilotes (Villarreal Castro, 2005) muestra que por la norma Peruana E030-2003 permite el incremento de los periodos y disminución de las frecuencias de la primera forma de vibración hasta un 4%. Incremento de las fuerzas axiales máximas. Incrementa los máximos desplazamientos de los centros de masas en los ejes OX y OY, incremento de las fuerzas cortantes máximas e incremento de los momentos flectores máximos y de los momentos torsores máximos.

1.8. Empleo de la computación en el análisis y diseño de estructuras de H.A.

1.8.1. Modelación computacional de estructuras.

La modelación computacional de estructuras está asentada en modelos informáticos que son sometidos a pruebas simuladas para obtener su respuesta ante determinados efectos. De esta forma se logra valorar el comportamiento de las estructuras por medio de cálculos cuyos resultados son muy similares a los validados empíricamente y obtenidos en la práctica convencional.

Este proceso permite además, abordar las complejidades propias del proceso de diseño y evaluar distintas alternativas con la antelación necesaria. Lo que permite un análisis integral

del fenómeno analizado y sirve de complemento a las formulaciones teóricas en las que se fundamenta dicho proceso. (Castillo González, 2013)

Los modelos no son más que una idealización de algunos aspectos, probablemente parciales, de la realidad física y funcional de la estructura. Mediante ellos, se lleva a cabo el análisis del comportamiento mecánico de las estructuras. Estos modelos se utilizan para predicción de esfuerzos, tensiones, movimientos y deformaciones por lo que han de recoger la utilidad funcional de la estructura, sus formas geométricas y su comportamiento.

La descripción completa de la realidad física de una estructura a efectos de su modelación y análisis, implicaría la consideración de todos los detalles que definen su geometría, de los aspectos tanto microscópicos como macroscópicos de los materiales que la constituyen, de los comportamientos funcionales tanto globales como de detalle, de las interrelaciones con su entorno a todos los niveles, etc. (Castillo González, 2013)

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en Ingeniería Civil se ha extendido ampliamente; cubriendo un extenso campo de aplicaciones que van desde las estructuras aporticadas, con arriostres, hasta la inclusión de disipadores de energía o de aisladores sísmicos en base de muros, así como la modelación del suelo circundante a una cimentación en conjunto con la misma.

Hoy en día la modelación computacional de estructuras es posible gracias a los disímiles “software” creados con este fin, que han extendido su uso a los más diversos y complejos tipos de estructuras. (Castillo González, 2013)

1.8.2. Ventajas de la modelación computacional con respecto al análisis estructural convencional.

En la actualidad el uso de los distintos métodos de análisis estructural es mucho más factible gracias a su adaptación a las sistemáticas de funcionamiento y de organización de datos de los ordenadores. El análisis de una determinada estructura por medio de un ordenador se reduce, en general, a la definición de datos descriptivos de su geometría, de los materiales que la constituyen y de las cargas a las que está sometida. Es de notable importancia contar con programas informáticos de esta envergadura ya que permiten, como se ha visto anteriormente, visualizar, de manera ágil y sencilla, los resultados gráficos de cualquier análisis estructural, y así, poder hacer una interpretación rápida y correcta del mismo.

Indiscutiblemente, la aparición de la computadora posibilitó el análisis de cualquier tipo de edificación, incluso las más complejas. Es evidente, que el empleo de los programas computacionales resulta mucho más ventajoso para analizar estructuras que aplicar el análisis convencional, aunque en éste se basa el principio de funcionamiento de dichos “software”.

Una gran ventaja de contar con un programa de este tipo, es el de disponer de un modelo de la estructura y poder realizar las modificaciones, geométricas o de inclusión de elementos estructurales, siguiendo los requerimientos determinados por los códigos de diseño.

Un modelo de simulación puede ser más amplio y robusto, con respecto a los cambios en las características de los parámetros de entrada, que un modelo analítico que solo es válido bajo un conjunto de suposiciones.

Entre las disímiles ventajas y beneficios que posee la modelación y simulación computacional pueden resaltarse, además, las siguientes:

- Flexibilidad para modelar lo que se quiere, lo más cercano posible a la realidad.
- Facilidad en el ingreso de datos, enfocados en términos propios de edificaciones, pues la modelación se hace a partir de pisos, vanos, ejes de columnas y muros, en lugar de nudos y elementos genéricos.
- Los resultados son presentados en forma rápida y entendible para el ingeniero, de acuerdo a cada elemento de la estructura y en forma consistente con los datos.
- Mejora el funcionamiento de sistemas reales complejos.
- Disminuye inversiones y gastos de operación.
- Reduce el tiempo en el proceso de análisis y diseño de la estructura.
- Permite realizar los cambios necesarios, en el momento que se requiera, sobre un mismo modelo estructural.
- Se puede experimentar con nuevos diseños sin que tengan que ser construidos.

La mayor ventaja de la simulación computacional consiste en poder integrar todos los aspectos técnicos de una estructura e identificar los puntos críticos, y así comparar múltiples alternativas de diseño con el fin de conseguir la solución más óptima. (Castillo González, 2013)

1.8.3. Utilización de los medios de computación.

La utilización de los medios de computación para realizar el análisis y diseño de una estructura es de vital importancia, ya que esto posibilita que el ingeniero se centre más en los resultados obtenidos y no en la realización de los cálculos. Además en caso de diseñar estructuras muy similares, o de ir variando algunos elementos en la edificación, en dichos programas, solo sería la sustitución de los datos. (Dr. Ernesto Chagoyén Méndez, 2013)

Muchos estudiantes e ingenieros, al utilizar programas de computación para la modelación análisis y diseño de estructuras de hormigón armado de relativa importancia, piensan que sólo este hecho garantiza resultados exactos y precisos durante el diseño, desviando la atención que deben dedicar al proceso de modelación por invariantes, y sobre todo al análisis de la influencia de algunos factores, que si bien es difícil de cuantificar para todas las estructuras, cuando estas tienen relativa importancia, o representan proyectos repetitivos (como por ejemplo, los que corresponden a sistemas constructivos), no deben ser obviados. Es común el empleo de programas de cómputo en el análisis estructural y su uso se está difundiendo también en la etapa de dimensionamiento, hasta llegar a la elaboración misma de los planos estructurales y de las especificaciones... Este proceso es sin duda benéfico y va a redundar en una mayor eficacia y precisión en el diseño, en cuanto se emplee con cordura. Buena parte del tiempo de un proyectista en una oficina de diseño estructural se dedica a la realización de cálculos rutinarios y a la preparación de detalles más o menos estandarizados. Al recurrir a procedimientos automatizados de cálculo, se libera al proyectista de esas áreas rutinarias y se le permite dedicar su atención a los problemas fundamentales de la concepción de la estructura y de la solución de sus aspectos básicos, así como a la revisión de resultados... Los más graves errores se cometen cuando el responsable del proyecto pierde el control sobre el significado de los números que están generando a todo lo largo del proceso. (Dr. Ernesto Chagoyén Méndez, 2013)

Es importante que al utilizar estas ayudas computarizadas se conozca bien la herramienta que se está utilizando y sus limitaciones, ver si es aplicable en el caso de estudio que se esté analizando, una vez obtenidos los resultados examinarlos críticamente, ver si hacen sentido; si es posible comprobarlo con otro procedimiento aproximado, hasta verificar de que no hay errores gruesos en el proceso. Analiza que aspectos no han sido tomados en cuenta en ese proceso y asegúrate que no alteran el diseño.

La influencia de factores muchas veces ignorados por nuestros proyectistas y estudiantes, al realizar el análisis y diseño automatizado con los potentes sistemas de cómputo profesionales que existen en nuestros días tiene influencias que a veces se compensan, pero otras no. Ya los ingenieros y estudiantes han sido liberados del pesado lastre de los cálculos rutinarios y pueden dedicar sus energías a evaluar en su justa medida la influencia de estos factores en estructuras de hormigón armado cuya relevancia lo merezca.

La complejidad del modelo desde varios puntos de vista, hace en nuestro caso indispensable el empleo de una herramienta automatizada de cómputo, lo cual deviene una práctica extendida hacia todos los trabajos de este tipo. Actualmente, existe en el mercado una amplia gama de productos entre los que cabe citar, por su amplia difusión en nuestro medio, el STAAD Pro., y el SAP. (Julio, 2011)

En el caso que nos ocupa, constituyen necesidades a satisfacer por el software las siguientes: generar modelos que permitan realizar análisis estáticos y dinámicos en estructuras de hormigón armado en tres dimensiones (con resultados en fuerzas, esfuerzos, desplazamientos, etc., en elementos como muros, losas y cimientos) y que tenga incorporado una herramienta numérica basada en el Método de Elementos Finitos (MEF); que implique un gasto computacional aceptable según los recursos que se disponen; y esté acorde con la experiencia del usuario en su manejo. (Julio, 2011)

Ambos software, cumplen con los requisitos antes expuestos, a excepción del último de estos requisitos por parte del SAP (habilidades y experiencia del usuario, en este caso el autor); lo que resulta el elemento decisivo para justificar la selección del **STAAD. Pro 2006**, como una herramienta computacional de trabajo a utilizar. (Julio, 2011)

1.8.4. Programa “STAAD.Pro”

STAAD.Pro provee una interfaz con tecnología de punta, herramientas de visualización, poderosos motores de análisis y diseño con opciones avanzadas de elemento finito y análisis dinámico. Desde la generación del modelo, el análisis y diseño hasta la visualización y verificación de resultados STAAD.Pro es la elección del profesional para diseño de estructuras de acero, concreto, madera, aluminio y acero forjado en frío de rascacielos o edificios de pocos niveles, alcantarillas, plantas petroquímicas, túneles, puentes, pilotes y mucho más. (Mendoza, 2013)

El Programa “STAAD.Pro” es uno de los más extendidos mundialmente para el análisis estructural en tres dimensiones. Empleado en el análisis estático y dinámico de estructuras de diversos tipos de material.

La interfaz de usuario de “STAAD.Pro” es el estándar en la industria (figura 1.1). Modelos complejos se pueden generar de forma rápida y fácil a través de poderosas interfaces gráficas, de texto y hojas de cálculo, que proporcionan una auténtica interactividad en los procesos de generación del modelo, edición y análisis. Genera con facilidad amplios reportes personalizados que involucran exclusivamente la información que se desea.

Está diseñado con una arquitectura abierta. Cualquier aplicación de terceros o doméstica podrá ser integrada sin dificultad al programa; además de personalizar los requerimientos estructurales específicos del usuario.

Soporta códigos de diseño de materiales múltiples tales como madera, acero, concreto y aluminio. En los últimos 20 años, se han diseñado desde edificios residenciales hasta rascacielos, estadios, túneles, puentes y otros. (Castillo González, 2013)

Las prestaciones del núcleo de STAAD.Pro incluyen Generación de Modelos, Análisis Estáticos y Dinámicos y Diseño en Acero y Hormigón. Un complemento adicional en el programa es el módulo STAAD. etc. Es un conjunto de 15 módulos de diseño estructural que permiten el diseño de cimentaciones, muros de mampostería y un largo etcétera de 39 Estructuras. Para esto posee códigos específicos de muchos países, entre ellos, el ACI. De este código se basa la Norma Cubana para el diseño. (Calderón, 2010)

El interfaz de usuario de STAAD.pro es muy simple. Esta versatilidad le permite generar rápidamente estructuras complicadas de una forma muy simple a través de un sistema de gráficos muy intuitivo, textos y hojas de cálculo; lo que posibilita un diseño de estructura, una edición y un análisis de forma totalmente interactiva. (Calderón, 2010)

1.8.5. Mathcad 2001 Professional

Mathcad es un entorno de documentación técnica con prestaciones de cálculo numérico y simbólico, que permite explorar problemas, formular ideas, analizar datos, modelar y chequear escenarios, determinar la mejor solución, como así también documentar, presentar y comunicar los resultados.

Algunas de las capacidades matemáticas de Mathcad están basadas en parte del código del programa algebraico Maple (Núcleo MathSoft de Maple o MathsoftKernel Maple, MKM)

MathCad se encuentra organizado como una hoja de trabajo, en las que las ecuaciones y expresiones se muestran gráficamente, no como simple texto. (wikipedia, 2014)

Dentro de las capacidades de MathCad se encuentran:

- Resolver ecuaciones diferenciales con varios métodos numéricos
- Graficar funciones en dos o tres dimensiones
- El uso del alfabeto griego (letras griegas mayúsculas y minúsculas)
- Cálculo de expresiones simbólicas
- Operaciones con arreglos (vectores y matrices)
- Solución simbólica de un sistema de ecuaciones
- Encontrar la gráfica (la curva de tendencia) de un grupo de datos
- Implementación de subprogramas
- Encontrar raíces de polinomios y funciones
- Funciones estadísticas y distribuciones de probabilidad
- Encontrar valores propios o autovalores y vectores propios o autovectores

Es un software de cálculo, extremadamente versátil y potente como lenguaje de programación.

Contiene una exhaustiva biblioteca de funciones estadísticas y de análisis una colección de potentes algoritmos para resolución problemas así como herramientas de manipulación de matrices.

La principal característica de *Mathcad* es que resulta tan fácil de usar como las conocidas hojas de cálculo que pueden encontrarse en el mercado. Y sin embargo, no es necesario aprender ninguna sintaxis complicada: en *Mathcad* una ecuación aparece tal y como se podría ver en una pizarra o en un libro.

1.9. Factor de Reducción de la Inercia

La inercia de los elementos estructurales, especialmente de las vigas y columnas, es la tercera y última variable aleatoria a definir. Esta variable depende de las dimensiones (ancho y altura). Como en toda obra en ejecución, las dimensiones (ancho y alto) de los elementos estructurales pueden tener diferencias en magnitudes de milímetros o centímetros, como consecuencia del encofrado, el cual permite contener el concreto fresco que dará la forma final a las vigas y columnas de la edificación, este a su vez, produce una variación de la sección transversal a lo largo de los elementos estructurales, así como la

microfisuración y el agrietamiento de los elementos debido al uso, son aspectos que modifican finalmente la inercia de los elementos estructurales que conforman la edificación. Por lo antes mencionado se consideró como una variable aleatoria. El valor medio la inercia (μI), depende de las dimensiones de la sección transversal del elemento estructural, por lo que en un modelo existirán tantos valores medios de inercias como tipo de secciones de vigas y columnas.

Reglamento para concreto estructural ACI 318S-05

Los factores de reducción del momento de inercia de la sección no agrietada son listados como valores permitidos para ser usados en un análisis de segundo orden, pero también son usados cuando se está haciendo un análisis general elástico de primer orden de los pórticos para evaluar los desplazamientos laterales relativos del entrepiso. Estos son:

- Vigas 0.35 I_g
- Columnas 0.70 I_g
- Muros
 - No agrietados 0.70 I_g
 - Agrietados 0.35 I_g

Estos factores de reducción de inercia serán los utilizados en los proyectos de maestría de Estructuras que posteriormente explicaremos.

1.10. Diseño Estructural

1.10.1. Conceptos, definiciones y características

El diseño estructural se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que puede conseguirse. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo.

El diseño estructural debe siempre de obtener un rendimiento balanceado entre la parte rígida y plástica de los elementos, ya que en muchas ocasiones, un exceso en alguno de estos dos aspectos puede conducir al fallo de la estructura. (wikipedia, 2012)

1.10.2. Diseño Estructural de Hormigón Armado

Una estructura edilicia de hormigón armado para obras de arquitectura está constituida por una serie de elementos estructurales que cumplen distintas funciones y por lo tanto tienen comportamientos diferentes que deben ser considerados para sus respectivos análisis.

Básicamente, dichos elementos son: Losas, Vigas, Columnas, Tabiques y Fundaciones.

Las losas, vigas y columnas son los elementos fundamentales que hacen a lo que podría llamarse superestructura del edificio, y son objeto de estudio de esta materia, por lo cual en el transcurso del cursado se Irán analizando con mayor profundidad.

Las **losas** son elementos superficiales, con dos dimensiones que predominan frente a la tercera que es su espesor, que soportan cargas principalmente en dirección perpendicular a su plano.

Son las destinadas a soportar directamente las cargas, tanto permanente como variables, de los locales en los distintos pisos del edificio, y transmitir las a las vigas que son sus elementos de apoyo.

Las **vigas** son elementos lineales, con una dimensión predominante sobre las otras dos, es decir la longitud es mayor que las dimensiones transversales. Generalmente reciben las cargas de las losas y de paredes. En ellas predominan los esfuerzos de flexión y de corte.

Las **columnas** son los elementos verticales que soportan las cargas que vienen como reacciones de las vigas (o directamente las cargas de losas en entresijos sin vigas). Son elementos sometidos principalmente a esfuerzos axiales de compresión, pudiendo también estar sometidos a esfuerzos de corte según sea la topología estructural de la que formen parte (por ejemplo en pórticos sometidos a cargas y deformaciones laterales).

Los **tabiques**, también llamados muros estructurales, son elementos de apoyo encargados de soportar cargas verticales y horizontales, ambas en su propio plano. Junto con los pórticos (formados por vigas y columnas) son los elementos estructurales encargados de soportar las acciones horizontales en edificios de alturas importantes.

Las **fundaciones** son los elementos estructurales encargados de recibir las cargas de las columnas y tabiques, y de transmitir las al suelo de apoyo. Su ubicación está por debajo del nivel del terreno, enterradas en el suelo. Existen diversos tipos de fundaciones y sistemas de fundación, cuyos usos dependen principalmente de las características del suelo y de las

cargas provenientes de la superestructura. Su estudio se hará en una materia especialmente dedicada a eso Fundaciones.(Estigarribia, 2010)

1.10.2.1. Generalidades sobre la ubicación de los elementos estructurales

El diseño de la estructura requiere de conocimientos técnicos acompañados sobre todo de una buena cuota de creatividad. Esto implica que no se pueden establecer pautas rígidas en cuanto a las formas que pueden adoptar los elementos estructurales y sus ubicaciones, ya que eso es algo que varía siempre según las funciones que se destinen a cumplir y según las condiciones impuestas por la estética tanto arquitectónica como estructural.

No obstante lo anterior, para casos generales existen ciertas pautas que podemos señalar para tener en cuenta.

La ubicación de las vigas, en primera instancia, puede quedar definida por las líneas de mampostería, es decir, los muros y paredes de la planta arquitectónica, en cuyo caso las vigas cumplirán la función de soportar las cargas de las paredes y/o las cargas de las losas que sobre ellas apoyen. De este modo quedan delimitadas las losas sin tener que disponer de muros directamente sobre ellas, ya que eso complica de algún modo su funcionamiento y por ende su cálculo. Esto no siempre es posible y habrá casos en los que deberán apoyar mamposterías sobre losas directamente.

La ubicación de las vigas en coincidencia con las paredes también responde al hecho de que por razones estéticas es conveniente “esconderlas” en las líneas de mampostería, ya que no suele admitirse que una viga pase por un local haciéndose visible por la altura de su sección en el techo de la planta inferior.

En cuanto a las losas debe buscarse que en lo posible sean de forma regular lo cual traerá ventajas a la hora de calcularlas. Nuevamente, esto no siempre es posible ya que siguiendo con las formas arquitectónicas del edificio se pueden generar entrepisos de diversas formas, en cuyo caso se deben aplicar métodos más refinados de análisis y cálculo.

Las columnas, que generalmente sirven de apoyo a las vigas, deben ubicarse siempre tratando de no interrumpir pasos, ni obstaculizar espacios que se pretende sean libres según el destino de los locales. La separación entre las columnas definirá las luces de los tramos de vigas.

Entonces dicha separación puede estar marcada por criterios de esbeltez de los tramos de viga, y muchas veces también por los pasos libres que se requieran en los locales.(Estigarribia, 2010)

1.11. Conclusiones parciales.

- La fisuración es un elemento a tener en cuenta, por lo que se debe minimizar las principales causas que provocan la aparición de fisuras en los distintos elementos de hormigón.
- Los efectos de interacción suelo estructura (ISE), en algunos casos, es recomendable tenerlo en cuenta. Por ejemplo, cuando los edificios estén cimentados en suelos flexibles y blandos como arcillas y limos es importante la consideración de los efectos ISE para poder estimar, de manera adecuada, la respuesta estructural del sistema. En edificios medianos y altos la interacción sísmica suelo-estructura es un aspecto a considerar, ya que estos tienden a amplificar los efectos sísmicos sobre la edificación.
- En el análisis de 2do orden, los efectos de las deformaciones finitas y los desplazamientos del sistema son contabilizados al formular las ecuaciones de equilibrio. Un análisis elástico de 2º orden puede ofrecer una representación excelente de las influencias desestabilizantes como el efecto P- Δ , pero no puede detectar la No-Linealidad del material.
- Estos factores ignorados durante el análisis y diseño de las estructuras actuales no se tiene en cuenta debido al desconocimiento de como emplearlos y como implementarlos en los programas actuales de computación, sin embargo la inclusión de estos implica un poco más de trabajo pero un acercamiento al comportamiento real de la estructura.
- Los proyectos de curso I y II de la maestría en estructura tienen en su concepción metodológica la inter y transdisciplinariedad de las temáticas tratadas y afines con un proyecto estructural y evalúan los principales factores tratados anteriormente, sirviendo estos proyectos de guía general para obtener resultados más racionales y eficientes cuando se pretenda ejecutar un proyecto estructural.

CAPÍTULO 2. Manual de ejecución para el proyecto de curso I de la maestría en estructura

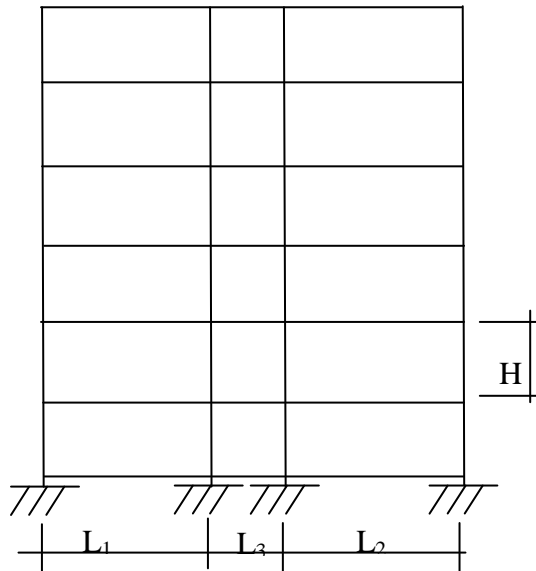
2.1 Introducción

En este proyecto se realiza el análisis estructural de un edificio de 10 niveles conformado estructuralmente por pórticos de hormigón armado, modelado con la presencia de tímpanos, ubicados en marcos cerrados y con losa monolítica para el entrepiso y la cubierta. Aspecto de importancia para la modelación de las cargas especiales en este caso viento extremo y viento no extremo, ya que al combinarse con las cargas permanentes y con las cargas temporales pueden determinar las solicitaciones pésimas para el diseño estructural de los elementos componentes. Se realizaron 16 modelos con el objetivo de evaluar la influencia de diferentes factores que deben tenerse en cuenta a la hora de realizar la modelación, el análisis y diseño de las estructuras.

En los modelos se realizan análisis de 1^{er} y 2^{do} orden con reducción de las inercias por la fisuración del hormigón y además se modela la Cimentaciones considerando la interacción suelo estructura Para esto se tomó como base una estructura tridimensional del edificio, mediante el empleo del programa StaadPro-2006 como herramienta computacional muy factible.

Al obtener las respuestas de la estructura para los diferentes factores, se realizan comparaciones en cuanto a reacciones, solicitaciones y desplazamientos que permiten mostrar sus diferencias y resaltar la influencia directa o indirecta que realiza el factor sobre la respuesta estructural.

2.2 Datos del Ejemplo



10 niveles

 $H = 3.6 \text{ m}$

Altura total de 36 m

 $L_1 = 7 \text{ m}$ $L_2 = 7.2 \text{ m}$ $L_3 = 2.8 \text{ m}$

Ancho de 17 m

8 intercolumnios de 6 m (largo de 48 m)

2.3 Modelos analizados:

A continuación se muestran los modelos que se corrieron para evaluar la influencia de diferentes factores que inciden en el Análisis y Diseño Automatizado de Estructuras de Hormigón Armado.

Modelo	Ámbito /Variable	Elementos Componentes del Modelo (siempre con vigas y columnas)	Factores de influencia		
			Análisis de 1er orden, con Reducción de Inercia	Análisis de 2º orden, con Reducción de Inercia	ISE
1.	Análisis para carga estática. 1- Respuesta en Fuerzas 2- Respuestas en desplazamientos	Sin losa de entrepiso (con ancho colaborante en viga) y sin tímpanos	X		
2.				X	
3.			X		X
4.				X	X
5.		Con losa de entrepiso (rigidez de losa/no MEF) y sin tímpano.	X		
6.				X	
7.			X		X
8.				X	X
9.		Sin losa de entrepiso (con ancho colaborante en viga) y con tímpanos.	X		
10.				X	
11.			X		X
12.				X	X
13.		Con losa de entrepiso (rigidez de losa/no MEF) y con tímpano	X		
14.				X	
15.			X		X
16.				X	X

Tabla 2.1. Variantes de análisis para el proyecto I

Se realizó también un estudio de la losa de entrepiso monolítica, como elemento estructural aislado, donde se evaluaron distintas invariantes de geometría (diferentes espesores), el mallado empleando diferentes densidades y modelos para el material con $f'_c = 20$ MPa y $f'_c = 25$ MPa.

2.4 Pasos a seguir para el análisis estructural:

1. Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales que componen al edificio que se modela (columnas, pedestales, losas, vigas, tímpanos y cimientos).
2. El Metrado de las cargas (permanente, viva y de viento).
3. Combinaciones de carga.
4. Reducción de inercias (1er orden, 2do orden).
5. Comparaciones de los modelos de la reducción de inercia.
6. Modelación de la Cimentaciones considerando la interacción suelo (ISE).
7. Comparaciones de los modelos que se diferencian por el empleo de Apoyos Clásicos (EMP) con ISE.
8. Modelación de la estructura con la presencia de tímpanos.
9. Comparaciones de los modelos con y sin tímpanos.
10. Se modela la losa aparte.
11. Comparaciones de la losa en cuanto a: los diferentes espesores, las diferentes densidades de mallas y la modelación del material).

2.5 Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales que componen al edificio que se modela:

2.5.1 Columnas:

Las columnas rectangulares de hormigón armado se recomiendan predimensionarlas de forma variable, con el objetivo de realizar varios modelos.

- **Columnas interiores**

Cuadradas de 0.70 x 0.70 m

- **Columnas exteriores**

Rectangulares de 0.60 x 0.40 m

2.5.2 Pedestales:

Para los pedestales se puede utilizar el mismo predimensionamiento en todos los modelos o de forma diferente para cada uno de ellos, a cuestionar por el maestrante.

- **Pedestales interiores**

Cuadrados de 0.70 x 0.70 m

- **Pedestales exteriores**

Rectangulares de 0.70 x 0.50 m

2.5.3 Losa:

El espesor de la losa de entrepiso y cubierta se debe obtener a partir de una hoja de Mathcad que establece el peralte mínimo por requerimientos de deformación según el método de pórtico equivalente.

Considerando hormigón armado (compactación normal) ----- 24 KN/m³

$$CP_{losa} = 24 \text{ KN/m}^3 \times 0.15 \text{ m} = 3.6 \text{ kN/m}^2$$

CÁLCULO DEL ES

Geometría

$L_L :=$ 7.2 m

$L_C :=$ 6 m

$c_1 :=$ 60 cm

$c_2 :=$ 40 cm

Materiales

$f_{c,losa} :=$ 25 MPa

$f_{c,viga} :=$ 25 MPa

$f_y :=$ 300 MPa

Cargas

$w_L :=$ 1.76 kN/m²

$w_{CU} :=$ 4 kN/m²

Vigas de borde

$h_{v1} :=$ 60 cm $b_{v1} :=$ 40 cm

Vigas interiores

$h_{v2} :=$ 60 cm $b_{v2} :=$ 40 cm

Seleccione la categoría de la agresividad del medio

Muy Alta
Alta
Medio
Baja

comentario1 = "El peralte es mayor que el mínimo por requerimientos de deformación" $h = 14.5 \text{ cm}$

OSA DE ENTREPISO

L_L Luz larga de la losa

L_C Luz Corta de la losa

c_1 Dimension del columna en la direccion de la luz larga

c_2 Dimension del columna en la direccion de la luz corta

f_c Resistencia del hormigón

f_y Resistencia del acero

h_v Peralto de la viga de borde o interior

b_v Ancho de la viga de borde o interior

w_{CU} Carga de Servicio

w_d Sobregarga debido a la carga permanente (sin el peso propio)

CÁLCULO DEL ESPESOR DE LOSA DE CUIERTA

Geometría

$L_L :=$ 7.2 m

$L_C :=$ 6 m

$c_1 :=$ 60 cm

$c_2 :=$ 40 cm

Materiales

$f_{c,losa} :=$ 25 MPa

$f_{c,viga} :=$ 25 MPa

$f_y :=$ 300 MPa

Cargas

$w_d :=$ 2.98 kN/m²

$w_{CU} :=$ 2 kN/m²

Vigas de borde

$h_{v1} :=$ 60 cm $b_{v1} :=$ 40 cm

Vigas interiores

$h_{v2} :=$ 60 cm $b_{v2} :=$ 40 cm

Seleccione la categoría de la agresividad del medio

Muy Alta
Alta
Medio
Baja

comentario1 = "El peralte es mayor que el mínimo por requerimientos de deformación" $h = 14.5 \text{ cm}$

CUIERTA

L_L Luz larga de la losa

L_C Luz Corta de la losa

c_1 Dimension del columna en la direccion de la luz larga

c_2 Dimension del columna en la direccion de la luz corta

f_c Resistencia del hormigón

f_y Resistencia del acero

h_v Peralto de la viga de borde o interior

b_v Ancho de la viga de borde o interior

w_{CU} Carga de Servicio

w_d Sobregarga debido a la carga permanente (sin el peso propio)

Figura 2.1. Hoja de Mathcad que establece el peralte mínimo de la losa.

Se Fija un valor de **15 cm** aproximado. Por lo tanto la losa se considera monolítica fundida integralmente, por lo tanto se deben modelar las vigas como T con un ancho efectivo **be** que se obtiene partiendo de lo recomendado en la **ACI318SR-05**.

2.5.4 Vigas:

❖ Vigas interiores

Para el predimensionamiento de las vigas tanto exteriores como interiores se debe determinar el ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T (**be**)

➤ En la dirección (X)

Para una luz libre de $6 - 0.3 = 5.7 \text{ m}$

El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder $1/4$ de la luz de la viga $= 6 / 4 = 1.5 \text{ m}$ y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del almanco debe exceder:

(a) 8 veces el espesor de losa $= 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ m}$

(b) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma $= 2.3 / 2 = 1.15 \text{ m}$

Por lo tanto:

be = 1.5 m; b = 0.4 m; ht = 0.6 m

➤ En la dirección (Z)

Para una luz libre de $7.2 - 0.5 = 6.7 \text{ m}$

El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder $1/4$ de la luz de la viga $= 7.2 / 4 = 1.8 \text{ m}$ y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del almanco debe exceder:

(a) 8 veces el espesor de losa $= 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ m}$

(b) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma $= 5.7 / 2 = 2.85 \text{ m}$

Por lo tanto:

be = 1.8 m; b = 0.4 m; ht = 0.6 m

Para una luz libre de $2.8 - 0.5 = 2.3 \text{ m}$

El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder $1/4$ de la luz de la viga $= 2.8 / 4 = 0.7 \text{ m}$ y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del almanco debe exceder:

(a) 8 veces el espesor de losa $= 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ m}$

(b) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma $= 5.7 / 2 = 2.85 \text{ m}$

Por lo tanto:

$$be = 0.7 \text{ m}; b = 0.4 \text{ m}; ht = 0.6 \text{ m}$$

Para una luz libre de $7 - 0.5 = 6.5 \text{ m}$

El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder $1/4$ de la luz de la viga $= 7 / 4 = 1.75 \text{ m}$ y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

(a) 8 veces el espesor de losa $= 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ m}$

(b) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma $= 5.7 / 2 = 2.85 \text{ m}$

Por lo tanto:

$$be = 1.75 \text{ m}; b = 0.4 \text{ m}; ht = 0.6 \text{ m}$$

Como en esta dirección tenemos luces diferentes se consideró $be = 1.75 \text{ m}$.

❖ Vigas exteriores

➤ En la dirección (X)

Para una luz libre de $6 - 0.3 = 5.7 \text{ m}$

Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

(a) $1/12$ de la luz de la viga $= 6 / 12 = 0.5 \text{ m}$

(b) 6 veces el espesor de la losa $= 6 \times 0.15 = 0.9 \text{ m}$

(c) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma $= 2.3 / 2 = 1.15 \text{ m}$

$$be = 0.5 + 0.3 = 0.8 \text{ m}; b = 0.4 \text{ m}; ht = 0.6 \text{ m}$$

➤ En la dirección (Z)

Para una luz libre de $7.2 - 0.5 = 6.7 \text{ m}$

Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder:

(a) $1/12$ de la luz de la viga $= 7.2 / 12 = 0.6 \text{ m}$

(b) 6 veces el espesor de la losa $= 6 \times 0.15 = 0.9 \text{ m}$

(c) la mitad de la distancia libre a la siguiente alma $= 5.7 / 2 = 2.85 \text{ m}$

$$be = 0.6 + 0.3 = 0.9 \text{ m}; b = 0.4 \text{ m}; ht = 0.6 \text{ m}$$

2.5.5 Tímpanos:

Para la colocación de los tímpanos se debe tener en cuenta los desplazamientos máximos que se producen en la estructura por el siguiente criterio:

$$\Delta = \frac{H}{500} = \frac{36 \text{ m}}{500} = 0.072 \text{ m} = 72 \text{ mm} > 41.53 \text{ mm}$$

Los modelos que presentan tímpanos se modelan como diafragmas rectangulares de 7.2 x 3.6 m, 2.8x3.6 m, 7 x 3.6 m y además en las cajas de escalera y ascensores en forma de cajón (2.8 x 3.6 m y 6 x 3.6 m) con espesor de 0.2 m. También se consideraron elementos DUMI en los lados de los tímpanos con una sección cuadrada de 0.2 m de lado a los cuales no se les realizó reducción de inercia.

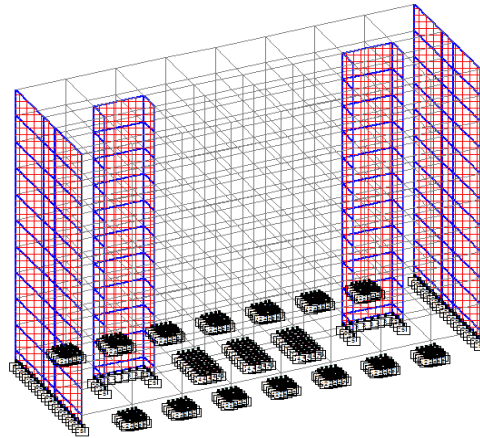


Figura 2.2.Modelo con tímpanos

2.5.6 Cimentaciones considerando la interacción suelo estructura (ISE):

Los efectos de interacción suelo estructura (ISE), es un factor que no es usado comúnmente por los proyectistas a la hora del análisis y diseño de estructuras. Sin embargo, es evidente su utilización debido a que es inevitable que ningún edificio al momento de su diseño, podría evitar la interacción con el suelo de fundación. Las deformaciones diferenciadas del subsuelo afectan perceptiblemente en la distribución de las fuerzas a través de toda la estructura.









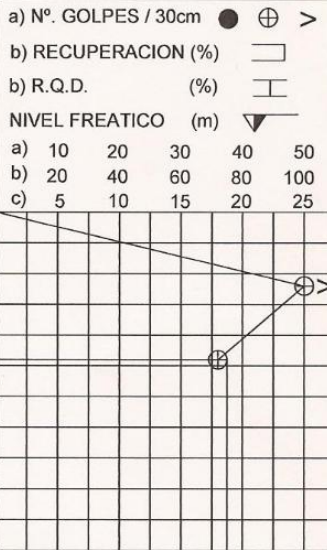
Este factor es recomendable en algunos casos su utilización, como por ejemplo: para suelos flexibles y blandos como arcillas y limos. Sin embargo en suelos normales la no aplicación de este conduce a un proyecto conservador.

Mediante los programas vigentes para análisis y diseño de estructuras, esta suposición se torna un poco más sencilla, ya que se ha creado la premisa para la realización de este cálculo juntando la interacción suelo-cimentación-superestructura.

Para las cimentaciones, según el suelo definido en el informe ingeniero geológico, donde de acuerdo con los resultados de la perforación y la descripción tacto-visual de las muestras obtenidas, se comprobó que en el área de interés se desarrollan los siguientes estratos:

Nº	H (m)	DESCRIPCION	S.U.C.S
BP	0.25 ~ 0.30	Relleno formado por Base Pétreá, color rojiso, compacto. Clasifica según el SUCS como una Grava arcillosa con arena. Procedente de la cantera Guajabana. $N_{spt} = >50$.	GC
Rs	0.40 ~ 1.20	Relleno formado por eluvio de roca caliza, con finos poco plásticos, color beige a blanco, poco a medio compacto. Con clasificación variable en dependencia del contenido de grava y arena que presente. Procedente de la cantera Sierrezuela. $N_{spt} = 22$ a >50 .	~
Rj	0.00 ~ 0.20	Relleno formado por eluvio de roca caliza, con finos poco plásticos, color beige a blanco, medio compacto. Con clasificación variable en dependencia del contenido de grava y arena que presente. Procedente de la cantera El Jején. $N_{spt} >50$.	~
2	0.00 ~ 0.60	Suelo de transición compuesto por arcilla de plasticidad muy alta, con abundantes manchas de oxidación (oolitas ferruginosas muy pequeñas). En ocasiones presenta gravas de origen calizo, clasifica según el SUCS como un suelo CH, con N_{spt} de 17. El color es carmelita rojizo.	CH
3	0.00 ~ 0.55	Arcilla carbonatada, limosa de baja plasticidad, con algún contenido de gravas caliza de tamaño medio a pequeño, clasifica según el SUCS como un suelo CL, con N_{spt} de 19, color blanco beige.	CL
5	1.40 ~ 2.40	Roca caliza alterada, aparece alternadamente como roca fracturada y fragmentada, foliada, con rellenos arcillosos entre fisuras, en ocasiones pequeños testigos de dureza alta. Color blanco beige.	~

Teniendo en cuenta que dentro de la ubicación de la edificación no se realizó ninguna cala,

		INVESTIGACIONES PARA LA CONSTRUCCION VILLA CLARA		REPORT GEOTECNICO Y LITOLOGICO DE CALA		CALA Nº: 12		
						FECHA DE PERFORACION		
OBRA: Investigación Manzana # 31(Viviendas) Caibarién SITUACION: Caibarién		COTA: 6.90 COORDENADAS: X: 657 396.97 Y: 298 375.59		COMENZO: 19-06-09 TERMINO: 19-06-09		REPRESENTACION GRAFICA		
				a) Nº. GOLPES / 30cm  > b) RECUPERACION (%)  b) R.Q.D. (%)  NIVEL FREATICO (m) 				
PROF. DE NF Y ESTRATOS 1.20 5.70 2 4.10 2.80 4.10	COTA DE NF Y ESTRATOS 1.20 5.70 2 4.10 2.80 4.10	Nº DE MUESTRA 1 2 3 4	MUESTREADOR NL BL AS AS	N(golpes/30cm) y REC./R.Q.D.(%) 90 36 75/0 75/0	ENCAMISADO 89 mm 	SIMBOLOGIA Y Nº DE CAPA  (Rs)  (5)	DESCRIPCIÓN POR CAPAS Y CLASIFICACIÓN Relleno formado por eluvio de roca caliza, con finos poco plásticos, color beige a blanco, poco a medio compacto. Con clasificación variable en dependencia del contenido de grava y arena que presente. Procedente de la cantera Sierrezuela. Roca caliza. Aparece de forma alterna en testigos fracturados y/o fragmentos con partes dolomitizada muy duro, foliada con relleno de arcilla entre fisuras, poco húmeda y muy consistente. Color blanco amarillento. RQD=2 %	

asumimos como propiedades de suelo la de la cala más próxima en este caso la número 12 a continuación se muestran los resultados:

Partiendo de estas consideraciones se asume una profundidad de cimentación **d = 1.2 m**.

Del análisis de los resultados se resumen los siguientes parámetros mecánicos útiles para el diseño:

Nº	S.U.C.S	γ_f (kN/m ³)	ϕ°	C (kPa)	E _o (MPa)	μ (adim)
Bp	GC	18.5- 19	28 - 30	10	70 - 90	0.25
Rs	Variable entre ML y GC	19 - 21	32 - 22	5 - 20	50 - 30	0.23 - 0.25
Rj	Variable entre ML y GC	19 - 20	27 - 33	10 - 5	15 - 30	0.35 - 0.25

TABLA Nº 5								Estrato Nº 5
γ_f (kN/m ³)	Gs Adim.	σ_c (MPa)	C kPa	ϕ (grados)	E _o (MPa)	μ adim.	RQD %	Observación
25.82	2.70	35.1	200	20	150	0.20	2	Macizo muy fracturado "Metodología Bieniawski"

Inicialmente asumiremos las siguientes dimensiones para los cimientos:

- **Cimientos interiores**

Se consideraron cimientos aislados de 2.0 x 2.0 m

- **Cimientos exteriores**

Se consideraron cimientos aislados de 1.5 x 1.5 m

Se fijó un peralte mínimo por cortante igual a **0.3 m** que es mayor que:

$$d_{\min} = (\text{vuelo mayor del plato})/4 = (2.5/2 - 0.6/2)/4 = 0.24 \text{ m.}$$

Para la solución de cimientos en los **túmpanos** se consideraron cimientos corridos en forma de viga T invertida.

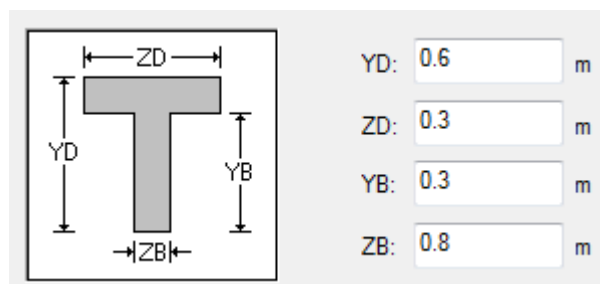


Figura 2.3. Forma y dimensiones de las cimentaciones corridas debajo de túmpanos.

2.5.7 Valores del coeficiente de balasto (k_{balasto})

Los valores del coeficiente de balasto se determinaron para los cimientos interiores y exteriores más desfavorables, a partir de las corridas de los modelos 1(sin túmpanos) y 9(con túmpanos) respectivamente donde todos los apoyos se consideran empotrados y

luego con los valores de las solicitaciones que llegan a estos se determinan las presiones que actúan sobre las cimentaciones y con la ayuda de una hoja de cálculo Mathcad se determina el coeficiente de balasto para el suelo de la base de las cimentaciones interiores y exteriores, para modelos sin tímpanos y con tímpanos.

En el caso de los modelos con tímpanos el K de balasto bajo los tímpanos se determinó con las solicitaciones más desfavorables que llegan a las surface, quedando así confeccionado un modelo donde se considera la ISE que determina en gran medida los asentamientos que se deben producir en la estructura.

2.6 Metrado de las cargas:

2.6.1 Cargas Permanentes (CP)

Para la solución de entresijos, cubiertas y otras CP se utiliza la **NC:283., (2003) DENSIDAD DE MATERIALES NATURALES, ARTIFICIALES Y DE ELEMENTOS DE CONSTRUCCIÓN COMO CARGA DE DISEÑO** a continuación se muestran los valores:

Entresijo

Mortero de colocación (0.025 m de espesor) ----- 20 kN/m³

Terrazo integral (3 cm de espesor) ----- 0,23 kN/m² /cm

$$CP_{\text{entresijo}} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.025 \text{ m} + 0.23 \text{ kN/m}^2/\text{cm} \times 3 \text{ cm}$$

$$CP_{\text{entresijo}} = 1.19 \text{ kN/m}^2$$

Cubierta

Enrajonado 15 cm de espesor (relleno mejoramiento) ----- 0,18 kN/m² /cm

Impermeable (3 capas de asfalto y gravilla) ----- 0,28 kN/m²

$$CP_{\text{cubierta}} = 0.18 \text{ kN/m}^2/\text{cm} \times 15 \text{ cm} + 0.28 \text{ kN/m}^2$$

$$CP_{\text{cubierta}} = 2.98 \text{ kN/m}^2$$

Se identificaron otras magnitudes de **CP**:

Considerando que para las *divisiones* de los locales se utilizarán panelearía ligera

$$CP_{\text{divisiones}} = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

Considerando que para la *fachada* se utilizará carpintería de aluminio y cristal con

$$CP_{\text{aluminio}} = 0.001 \text{ kN/m} \text{ (linealmente distribuida sobre las vigas)}$$

$$CP_{\text{cristal}} = 29.4 \text{ kN/m}^3 (7.2 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} \times 0.01 \text{ m}) / 7.2 \text{ m} = 1.1 \text{ kN/m} \text{ (linealmente distribuida sobre las vigas)}$$

Considerando que para el *pretel de la cubierta* se utilizaran bloque de 15 cm de espesor.

$$CP_{\text{bloque}} = 2.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 2.4 \text{ kN/m}$$

Cargas permanentes totales en los entrepisos

CP total = $1.19 \text{ kN/m}^2 + 0.6 \text{ kN/m}^2 = 1.79 \text{ kN/m}^2$ (Para modelar en el STAAD falta el peso propio de la losa)

2.6.2 Cargas Temporales (CT)

Para las CT utilizamos la **NC:284., (2003)EDIFICACIONES. CARGAS DE USO**

	Denominación de edificios y locales	Cargas KN/m ²	Niveles
5	Oficinas y Comercios		
5.1	Oficinas administrativas	2	5 al 10
5.2	Oficinas con acceso al público	4	1 al 3
5.3	Locales con equipos especiales (según uso), pero no menor que	3	4
5.4	Salas de venta en tienda (según uso), pero no menor que	4	-
5.5	Balcones volados y terrazas	4	-
5.6	Escaleras, vestíbulos y accesos	4	1 al 10
11	Azoteas		
11.1	Techo plano con: Desagüe libre y accesible al público	2	Azotea

Tabla 2.2. NC 284: 2003EDIFICACIONES. CARGAS DE USO.

2.6.3 Carga Especiales (CE)

➤ Viento extremo

Para la determinación de las cargas de viento se utilizó la **NC:285., (2003) CARGA DE VIENTO. METODO DE CÁLCULO**

$$q_{v_{\text{ext}}} = q_{10} \cdot Ct \cdot Cs \cdot Ch \cdot Cr \cdot Cra \cdot Cf \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ donde:}$$

q₁₀: presión básica del viento, [kN/m²]

Ct: coeficiente de recurrencia

Cs: coeficiente de topografía o sitio

Ch: coeficiente de altura

Cr: coeficiente de ráfaga

Cra: coeficiente de reducción

Cf: coeficiente de forma

Considerando que:

- La edificación se ejecutará en la provincia de Ciego de Ávila con un tiempo de recurrencia de 50 años.

$$q_{10} = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

$$C_t = 1$$

- La topografía clasifica como normal.

$$C_s = 1$$

- Terreno tipo B ya que se ubicará en una zona residencial con obstáculos y edificaciones que superen los 10 m y la mínima distancia entre ellas es de 500 m y altura de la edificación de 36 m.
- Para el cálculo de elementos aislados, ventanas, paneles de fachada (fenestración) se determinará el coeficiente de ráfaga $C_r (Z)$ evaluando para la altura sobre el terreno a la cual se encuentra ubicado el elemento o panel que se está analizando en la estructura.
- La reducción sólo se usará cuando la mayor dimensión señalada sea igual o mayor que 15 m, en este caso de 48 m de dimensión mayor y con altura de 36 m se interpola el valor (véase Figura 4 de la NC:285.2003).

$$C_{ra} = 0.76$$

- Las superficies de fachada son verticales.

$$C_{fpresión} = +0.8$$

$$C_{fsucción} = -0.5$$

VIENTO EXTREMO									
Niveles	Altura	q_{10}	Coeficientes						Resultados $q(\text{kN/m}^2)$
			C_t	C_s	C_h	C_r	C_{ra}	C_f	
Pedestal	0 a 1.2	1.1	1	1	0.48	1,46	0.76	0.8	0.321
1	5.2	1.1	1	1	0.49	1,46	0.76	0.8	0.328
2	8.8	1.1	1	1	0.61	1,46	0.76	0.8	0.408
3	12.4	1.1	1	1	0.71	1.34	0.76	0.8	0.636
4	16	1.1	1	1	0.79	1.31	0.76	0.8	0.692
5	19.6	1.1	1	1	0.87	1.28	0.76	0.8	0.745
6	23.2	1.1	1	1	0.93	1.27	0.76	0.8	0.790
7	26.8	1.1	1	1	1	1.25	0.76	0.8	0.836
8	30.4	1.1	1	1	1.06	1.24	0.76	0.8	0.879
9	34	1.1	1	1	1.11	1.23	0.76	0.8	0.913
10	37.6	1.1	1	1	1.16	1.22	0.76	0.8	0.946

Tabla 2.3. Valores de carga de viento Extremo

➤ **Viento no extremo**

- Para viento no extremo se considera una velocidad del viento máxima de 100 km /h.

$$q_{10} = (V_{10})^2 / 1.6 \times 10^3 = 0.48 = \mathbf{0.5 \text{ kN/m}^2}$$

VIENTO NO EXTREMO									
Niveles	Altura	q10	Coeficientes						Resultados q(kN/m ²)
			Ct	Cs	Ch	Cr	Cra	Cf	
Pedestal	0 a 1.2	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
1	5.2	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
2	8.8	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
3	12.4	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
4	16	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
5	19.6	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
6	23.2	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
7	26.8	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
8	30.4	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
9	34	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400
10	37.6	0.5	1	1	1	1	1	0.8	0.400

Tabla 2.4. Valores de carga de viento no Extremo

➤ **Viento en los cimientos**

Para el cálculo y diseño de las cimentaciones se considera **Cr = 1**

VIENTO EN LOS CIMIENTOS									
Niveles	Altura	q10	Coeficientes						Resultados q(kN/m ²)
			Ct	Cs	Ch	Cr	Cra	Cf	
Pedestal	0 a 1.2	1.1	1	1	0.48	1	0.76	0.8	0.321
1	5.2	1.1	1	1	0.49	1	0.76	0.8	0.328
2	8.8	1.1	1	1	0.61	1	0.76	0.8	0.408
3	12.4	1.1	1	1	0.71	1	0.76	0.8	0.475
4	16	1.1	1	1	0.79	1	0.76	0.8	0.528
5	19.6	1.1	1	1	0.87	1	0.76	0.8	0.582
6	23.2	1.1	1	1	0.93	1	0.76	0.8	0.622
7	26.8	1.1	1	1	1	1	0.76	0.8	0.669
8	30.4	1.1	1	1	1.06	1	0.76	0.8	0.709
9	34	1.1	1	1	1.11	1	0.76	0.8	0.742
10	37.6	1.1	1	1	1.16	1	0.76	0.8	0.776

Tabla 2.5. Valores de carga de viento para los cimientos.

2.6.4 Combinaciones de cargas:

Para la modelación se tuvo en cuenta las combinaciones propuestas en la **NC:450., (2006)EDIFICACIONES — FACTORES DE CARGA O PONDERACIÓN —**

COMBINACIONES

Las estructuras y componentes estructurales, incluyendo las cimentaciones de edificaciones y obras de ingeniería, deben diseñarse para las solicitaciones de cálculo o factorizadas

obtenidas con las siguientes combinaciones básicas, con las excepciones señaladas. Para la estructura analizada de cargas se tomaron las combinaciones (1, 2, 3, 4 y 6)

Combinaciones

1) $1.4*CP$

2) $1.2*CP + 1.6*CTE + 0.5*CTC$

3) $1.2*CP + 1.6*CTC + 0.5*CTE$

4) $1.2*CP + 1.6*CTC + 0.5*CTE + 1.4*CVNE$ (en las 4 direcciones)

5) $1.2*CP + 1.6*CTC + 0.8*CVE$ (en las 4 direcciones)

6) $1.2*CP + 0.5*CTE + 0.5*CTC + 1.4*CVE$ (en las 4 direcciones)

7) $0.9*CP + 1.4*CVE$ (en las 4 direcciones)

Carga Permanente -----(CP)

Carga Temporal en los Entrepisos ----- (CTE)

Carga Temporal en la Cubierta ----- (CTC)

Carga Viento Extremo en ambas direcciones ----- (CVE (X) o CVE (Z))

2.6.5 Cargas modeladas en el Staad Pro.

Para el análisis de 1er Orden se modelaron las cargas como **General/Load/ Load Cases Details/ New/ Load Case/ Combination** y para el análisis de 2do Orden como **General/Load/ Load Cases Details/ New/ Load Items/ Repeat Load**.

1-CP

2-CTE

3-CTC

4-CVE (X)

5-CVE (Z)

6-CVE (-X)

7-CVE (-Z)

8-CVNE (X)

9-CVNE (Z)

10-CVNE (-X)

11-CVNE (-Z)

12- $1.4*CP$

13- $1.2*CP+1.6*CTE+0.5*CTC$

- 14- $1.2*CP+1.6*CTE+0.5*CTC+1.4*CVNE(X)$
- 15- $1.2*CP+1.6*CTE+0.5*CTC+1.4*CVNE (-X)$
- 16- $1.2*CP+1.6*CTE+0.5*CTC+1.4*CVNE (Z)$
- 17- $1.2*CP+1.6*CTE+0.5*CTC+1.4*CVNE (-Z)$
- 18- $1.2*CP+1.6*CTC+0.5*CTE$
- 19- $1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVE (X)$
- 20- $1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVE (-X)$
- 21- $1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVE (Z)$
- 22- $1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVE (-Z)$
- 23- $1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVE (X)$
- 24- $1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVE (-X)$
- 25- $1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVE (Z)$
- 26- $1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVE (-Z)$
- 27- $0.9*CP+1.4*CVE (X)$
- 28- $0.9*CP+1.4*CVE (-X)$
- 29- $0.9*CP + 1.4*CVE (Z)$
- 30- $0.9*CP + 1.4*CVE (-Z)$
- 31- CTEtorre
- 32- $1.2*CP+1.6*CTEtorre+0.5*CTC$
- 33- $1.2*CP+1.6*CTEtorre+0.5*CTC+1.4*CVNE(X)$
- 34- $1.2*CP+1.6*CTEtorre+0.5*CTC+1.4*CVNE (-X)$
- 35- $1.2*CP+1.6*CTEtorre+0.5*CTC+1.4*CVNE (Z)$
- 36- $1.2*CP+1.6*CTEtorre+0.5*CTC+1.4*CVNE (-Z)$
- 37- $1.2*CP+1.6*CTC+0.5*CTEtorre$
- 38- $1.2*CP+0.5*CTEtorre+0.5*CTC+1.4*CVE (X)$
- 39- $1.2*CP+0.5*CTEtorre+0.5*CTC+1.4*CVE (-X)$
- 40- $1.2*CP+0.5*CTEtorre+0.5*CTC+1.4*CVE (Z)$
- 41- $1.2*CP+0.5*CTEtorre+0.5*CTC+1.4*CVE (-Z)$
- 42- CTEpañós
- 43- $1.2*CP+1.6*CTEpañós+0.5*CTC$
- 44- $1.2*CP+1.6*CTEpañós+0.5*CTC+1.4*CVNE(X)$

$$45-1.2*CP+1.6*CTE_{\text{paños}}+0.5*CTC+1.4*CVNE \text{ (-X)}$$

$$46-1.2*CP+1.6*CTE_{\text{paños}}+0.5*CTC+1.4*CVNE \text{ (Z)}$$

$$47-1.2*CP+1.6*CTE_{\text{paños}}+0.5*CTC+1.4*CVNE \text{ (-Z)}$$

$$48-1.2*CP+1.6*CTC+0.5*CTE_{\text{paños}}$$

$$49-1.2*CP+0.5*CTE_{\text{paños}}+0.5*CTC+1.4*CVE \text{ (X)}$$

$$50-1.2*CP+0.5*CTE_{\text{paños}}+0.5*CTC+1.4*CVE \text{ (-X)}$$

$$51-1.2*CP+0.5*CTE_{\text{paños}}+0.5*CTC+1.4*CVE \text{ (Z)}$$

$$52-1.2*CP+0.5*CTE_{\text{paños}}+0.5*CTC+1.4*CVE \text{ (-Z)}$$

$$53-CVCI \text{ (X)}$$

$$54-CVCI \text{ (Z)}$$

$$55-CVCI \text{ (-X)}$$

$$56-CVCI \text{ (-Z)}$$

$$57-1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVCI \text{ (X)}$$

$$58-1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVCI \text{ (-X)}$$

$$59-1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVCI \text{ (Z)}$$

$$60-1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVCI \text{ (-Z)}$$

$$61-1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVCI \text{ (X)}$$

$$62-1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVCI \text{ (-X)}$$

$$63-1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVCI \text{ (Z)}$$

$$64-1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVCI \text{ (-Z)}$$

$$65-0.9*CP+1.4*CVCI \text{ (X)}$$

$$66-0.9*CP+1.4*CVCI \text{ (-X)}$$

$$67-0.9*CP + 1.4*CVCI \text{ (Z)}$$

$$68-0.9*CP + 1.4*CVCI \text{ (-Z)}$$

2.7 Reducción de Inercias según ACI318SR-05:

La ACI318SR-05 para reducción de inercias en elementos de hormigón para el diseño estructural plantea:

El diseño de elementos a compresión, vigas de arriostramiento y otros elementos de apoyo debe estar basado en las fuerzas y momentos mayorados obtenidos a partir de un análisis de segundo orden considerando la no linealidad del material y agrietamiento, así como

también los efectos de la curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción y flujo plástico, y la interacción con la cimentación.

Las solicitaciones deben ser calculadas a través de un análisis estructural elástico de **primer orden** tomando en cuenta el efecto en las propiedades de la sección de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas. Alternativamente, se permite usar las siguientes propiedades para los elementos en la estructura:

Elementos	Ie recomendado
Vigas	0.35I _g
Columnas	0.70I _g
Muros no agrietados	0.70I _g
Muros agrietados	0.35I _g
Losas planas	0.25I _g

Tabla 2.6. Momento de inercia efectiva propuestos (ACI-318-05).

La reducción de Inercia se realizó para las vigas y las columnas, afectando los valores obtenidos en el StaadPro por sus respectivos coeficientes en una hoja de cálculo de Excel, y después introduciendo los valores de inercia como **Property/ Define/ General**.

Valores de las Inercias en las secciones reducidas por la fisuración del hormigón

Pedestales (0.60 m X 0.60 m)						
Dato	Ax	IZ	IY	IX	YD	ZD
en (cm)	3600	1080000.00	1080000.00	1822500.00	60.0	60.0
en (m)	0.36	0.0108	0.0108	0.0182250000	0.60	0.60
CoefReduc	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	1.00
Secc Red (m)	0.360	0.003780000	0.003780000	0.018225000	0.60	0.60

Tabla 2.7. Reducción de Inercias para los pedestales.

Columnas interiores (0.50 m X 0.50 m)						
Dato	Ax	IZ	IY	IX	YD	ZD
en (cm)	2500	520833.33	520833.33	878906.25	50.0	50.0
en (m)	0.25	0.0052	0.0052	0.0087890625	0.50	0.50
CoefReduc	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	1.00
Secc Red (m)	0.250	0.001822917	0.001822917	0.008789063	0.50	0.50

Tabla 2.8. Reducción de Inercias para las Columnas interiores.

Columnas exteriores (0.50 m X 0.30 m)						
Dato	Ax	IZ	IY	IX	YD	ZD
en (cm)	1500	312500.00	112500.00	547416.74	50.0	30.0
en (m)	0.15	0.0031250000	0.0011250000	0.0054741674	0.50	0.30
CoefReduc	1.00	0.70	0.70	1.00	1.00	1.00
Secc Red (m)	0.150	0.002187500	0.000787500	0.005474167	0.50	0.30

Tabla 2.9.Reducción de Inercias para las Columnas exteriores.

Vigas interiores (X)								
Dato	Ax	IZ	IY	IX	YD	ZD	YB	ZB
en (cm)	5400.0	1211500.0	24705010.00	776250.29	60.0	270.0	45.0	30.0
en (m)	0.5400	0.0121150	0.247050100	0.0077625029	0.60	2.70	0.45	0.30
CoefReduc	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Secc Red (m)	0.5400	0.0042400	0.086467530	0.0077625029	0.60	2.70	0.45	0.30

Tabla 2.10.Reducción de Inercias para las Vigas interiores (X).

Vigas interiores (Z)								
Dato	Ax	IZ	IY	IX	YD	ZD	YB	ZB
en (cm)	4650.0	1151950.0	13411250.00	720000.27	60.0	220.0	45.0	30.0
en (m)	0.4650	0.0115195	0.134112500	0.0072000027	0.60	2.20	0.45	0.30
CoefReduc	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Secc Red (m)	0.4650	0.0040318	0.046939375	0.0072000027	0.60	2.20	0.45	0.30

Tabla 2.11.Reducción de Inercias para las Vigas interiores (Z).

Vigas exteriores (X)								
Dato	Ax	IZ	IY	IX	YD	ZD	YB	ZB
en (cm)	3150.0	955848.30	2261250.00	607500.18	60.0	120.0	45.0	30.0
en (m)	0.3150	0.0095584	0.022612500	0.0060750018	0.60	1.20	0.45	0.30
CoefReduc	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Secc Red (m)	0.3150	0.0033454	0.007914375	0.0060750018	0.60	1.20	0.45	0.30

Tabla 2.12.Reducción de Inercias para las Vigas exteriores (X).

Vigas exteriores (Z)								
Dato	Ax	IZ	IY	IX	YD	ZD	YB	ZB
en (cm)	3300.0	982329.62	2847500.00	618750.18	60.0	130.0	45.0	30.0
en (m)	0.3300	0.0098232	0.028475000	0.0061875018	0.60	1.30	0.45	0.30
CoefReduc	1.00	0.35	0.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Secc Red (m)	0.3300	0.0034381	0.009966250	0.0061875018	0.60	1.30	0.45	0.30

Tabla 2.13.Reducción de Inercias para las Vigas exteriores (Z).

2.8 Comparaciones de los modelos analizados:

2.8.1 Modelos para evaluar la influencia de un análisis de 1er V/S 2do Orden:

Esta influencia puede ser evaluada al comparar modelos que se diferencien por el empleo de un PERFORM ANALYSIS y ANALYSIS (PA). Comparando modelos con apoyos Clásicos y Apoyos Clásicos-PA (en este caso se encuentran los modelos 1:2; 5:6; 9:10 y 13:14) e ISE con ISE-PA(modelos 3:4; 7:8; 11:12; 15:16).

Al comparar los resultados obtenidos en estos modelos se puede observar la influencia que tiene sobre el comportamiento de la estructura analizada la implementación de un análisis $P\Delta$.

Para poder visualizar mejor estas diferencias se tomaron como muestra los modelos 1:2 para ver la influencia $P\Delta$ en los modelos más simples, los modelos 13:14 para ver la influencia $P\Delta$ con presencia de tímpanos y apoyos clásicos y 15:16 cuando hay ISE.

A continuación se presentan tablas resúmenes de las comparaciones realizadas.

Influencia de un Análisis PDelta						
Sin losa de entrepiso		Node	Beam	APOYOS CLASICOS		Diferencias (%)
				Modelo 1	Modelo 2	
Desplazamiento	Max. Resultante (mm)	416		97.566	101.347	3.73
Reacciones de apoyo	Max. Fx (kN)	51		197.495	194.071	-1.73
	Max. Fy (kN)	87		4839.611	4851.463	0.24
	Max. Fz (kN)	3		83.386	84.91	1.79
	Max. Mx (kNm)	3		68.718	73.449	6.44
	Max. My (kNm)	49		2.02	2.323	13.04
	Max. Mz (kNm)	50		180.775	181.769	0.55
Solicitaciones en vigas	Max. Fx (kN)		107	4839.61	4851.463	0.24
	Max. Fy (kN)		995	200.85	200.815	-0.02
	Max. Fz (kN)		2028	83.12	84.415	1.53
	Max. Mx (kNm)		1016	9.981	12.93	22.81
	Max. My (kNm)		83	81.635	96.12	15.07
	Max. Mz (kNm)		6	228.432	328.34	30.43

Tabla 2.14. Influencia de un Análisis PDelta en los modelos 1 y 2.

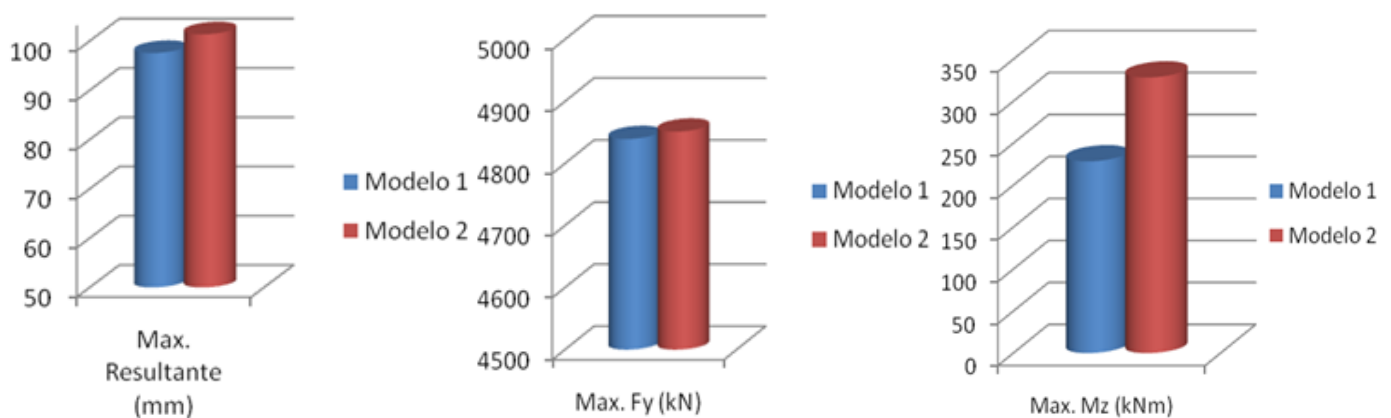


Figura 2.4. Comparacion entre los modelos 1 y 2.

Influencia de un Análisis PDelta						
Con losa de entrepiso		Node	Beam	APOYOS CLASICOS		Diferencias (%)
				Modelo 13	Modelo 14	
Desplazamiento	Max. Resultante (mm)	421		17.257	17.492	1.34
Reacciones de apoyo	Max. Fx (kN)	97		173.916	184.83	5.9
	Max. Fy (kN)	50		4366.479	4374.318	0.18
	Max. Fz (kN)	75		204.175	201.927	-1.1
	Max. Mx (kNm)	87		48.921	48.405	-1.05
	Max. My (kNm)	87		1.601	1.556	-2.81
	Max. Mz (kNm)	74		70.078	69.439	-0.91
Solicitaciones en vigas	Max. Fx (kN)	50	64	4366.479	4374.318	0.18
	Max. Fy (kN)	403	960	207.081	207.548	0.23
	Max. Fz (kN)	448	2045	119.559	119.422	-0.11
	Max. Mx (kNm)	419	1036	48.104	48.123	0.04
	Max. My (kNm)	7	2036	78.936	78.879	-0.07
	Max. Mz (kNm)	403	960	287.436	289.117	0.58

Tabla 2.15.Influencia de un Análisis PDelta en los modelos 13 y 14.

Influencia de un Análisis PDelta						
Con losa de entrepiso		Node	Beam	APOYOS CLASICOS		Diferencias (%)
				Modelo 15	Modelo 16	
Desplazamiento	Max. Resultante (mm)	413		27.244	27.738	1.78
Reacciones de apoyo	Max. Fx (kN)	2917		479.969	531.714	9.73
	Max. Fy (kN)	26		2788.608	2899.28	3.81
	Max. Fz (kN)	75		149.166	148.857	-0.21
	Max. Mx (kNm)	26		42.861	43.517	1.51
	Max. My (kNm)	100		3.163	3.086	-2.43
	Max. Mz (kNm)	1		0	0	0
Solicitaciones en vigas	Max. Fx (kN)	50	64	4002.337	4012.33	0.25
	Max. Fy (kN)	443	2040	303.291	301.781	-0.5
	Max. Fz (kN)	436	2033	134.552	134.327	-0.17
	Max. Mx (kNm)	419	1036	58.443	58.496	0.09
	Max. My (kNm)	8	2037	124.953	125.909	0.76
	Max. Mz (kNm)	407	967	324.119	326.123	0.62

Tabla 2.16.Influencia de un Análisis PDelta en los modelos 15 y 16.

Al realizar un análisis de las comparaciones realizadas se observa que:

- Existen ligeras diferencias en los desplazamientos de los nodos en toda la estructura, para todos los modelos comparados, teniendo mayor influencia (3.73 %) en los modelos **sin tímpanos**, aunque por su magnitud se puede afirmar que el efecto no es muy significativo.

- En cuanto a reacciones de apoyo las mayores diferencias se encuentran en los momentos M_x y M_z para los modelos 1:2, mientras que en los modelo 13:14 y 15:16 las diferencias son pequeñas.
- Las diferencias en el axial son insignificantes (0.24%M-1:2); (0.18% $M_{13:14}$) aunque aumentan ligeramente en los modelos con ISE (3.81% $M_{15:16}$).
- En los modelos con tímpanos y más significativo en los que presentan ISE se puede apreciar un aumento de las diferencias con respecto al cortante F_x (9.73% $M_{15:16}$).
- Con respecto a las solicitaciones se pueden apreciar diferencias considerables en los modelos más simples en cuanto a momentos, (M_x -22%; M_y -15.07%; M_z -30.43 % para los modelos 1:2) no siendo así para los modelos con tímpanos e ISE.

2.8.2 Modelos para evaluar la influencia de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) vs Apoyos Clásicos:

Esta influencia puede ser evaluada al comparar modelos que se diferencian por el empleo de Apoyos Clásicos (EMP) con ISE (en este caso se encuentran los modelos 1:3; 5:7; 9:11 y 13:15) y EMP-PDelta con ISE-PDelta (modelos 2:4; 6:8; 10:12; 14:16).

Para este estudio escogimos los modelos 13(EMP):15(EMP-P Delta) y 14(ISE):16(ISE-P Delta) por considerar tímpanos y losa que es lo más cercano a la realidad.

Al comparar los modelos, es notable el incremento de los desplazamientos en los nodos de la estructura cuando se considera ISE. Para poder visualizar mejor estas diferencias se tomaron como muestra los siguientes nodos.

Node 421 Máximo desplazamiento resultante (Modelos 13 y 14)

Node 413 Máximo desplazamiento resultante (Modelos 15 y 16)

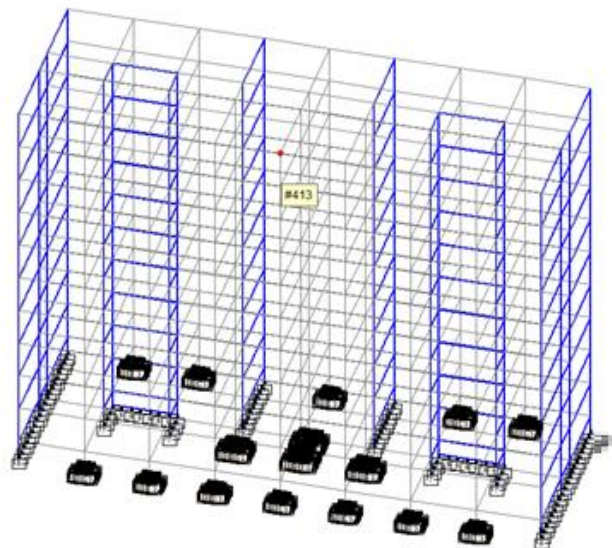
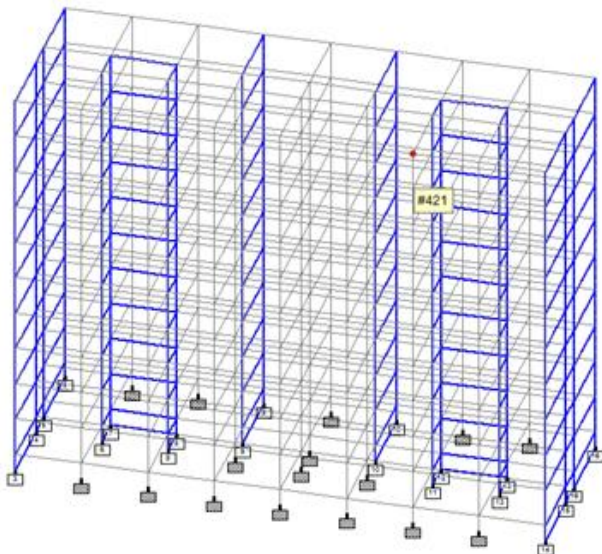
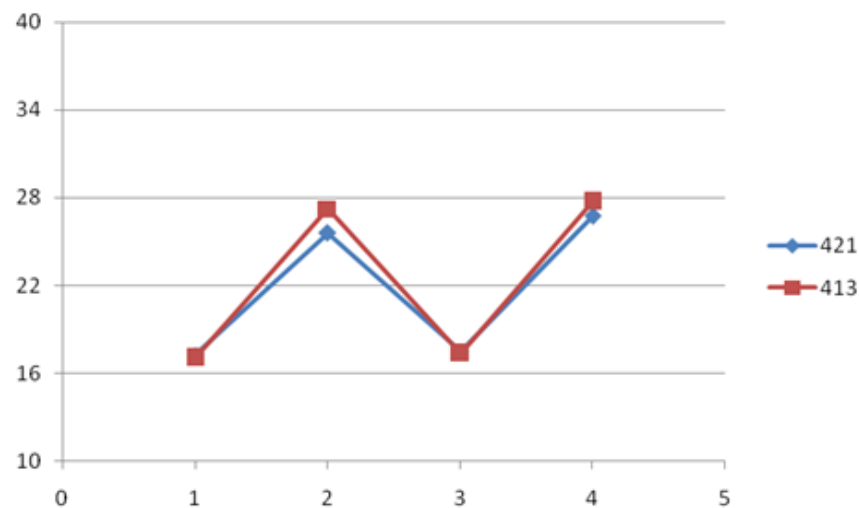


Figura 2.5.La ubicación delNode 421y el Node 413 en el modelo.

Máx. Resultante (mm)				
Node	M-13 (EMP)	M-15 (ISE)	M-14 (EMP-P.Delta)	M-16 (ISE-P.Delta)
421	17.257	25.599	17.492	26.756
413	17.041	27.244	17.354	27.738

Tabla 2.17. Máx. Resultante en el nodo 421 y el nodo 413.**Figura 2.6.**grafico de tendencia de los node de los modelos 13, 14, 15 y 16.

Al comparar los modelos escogidos en cuanto a reacciones de apoyo, se toman las solicitaciones en la base de los pedestales, estas solicitaciones son de vital importancia para el diseño geotécnico y estructural de las cimentaciones de la estructura analizada. Para poder visualizar mejor estos cambios se escoge el pedestal interior más cargado, o sea el que tiene mayor axial. **Beam64.**

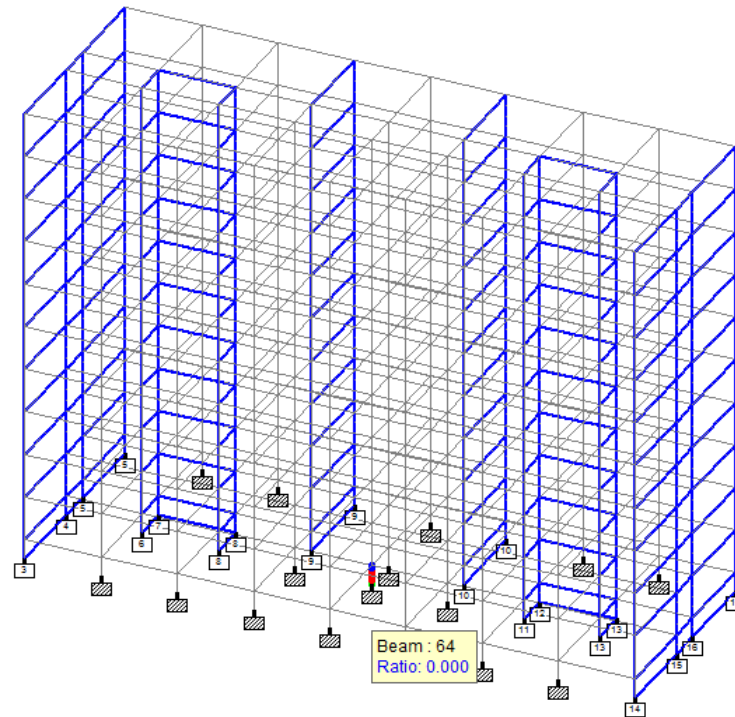


Figura 2.7.La ubicación delNode64 en el modelo.

Influencia de ISE									
Comparaciones de las reacciones de apoyo									
Modelo	Beam	L/C	Node	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
13 (EMP)	64	15	50	4366.479	96.368	0.101	0.027	-0.084	46.956
15 (ISE)	64	15	50	4002.337	80.413	0.387	0.094	-0.143	13.34
DIF (%)				-8.34	-16.56	-	-	-	-71.59
14 (EMP- Pdelta)	64	15	50	4374.318	95.046	0.022	-0.004	-0.003	45.639
16 (ISE- Pdelta)	64	15	50	4012.33	78.589	0.236	0.017	-0.067	12.135
DIF (%)				-8.28	-17.32	-	-	-	73.41

Tabla 2.18.Influencia de ISE (Comparaciones de las reacciones de apoyo).

En cuanto a las solicitaciones que se obtienen en los elementos estructurales principales, se tomaron como muestra:

Beam 967 Viga con momento flector Máx. Mz (modelos 15 y 16)

Beam 960 Viga con momento flector Máx. M_z y cortante Máx. F_y significativos para diseño estructural (modelos 13 y 14)

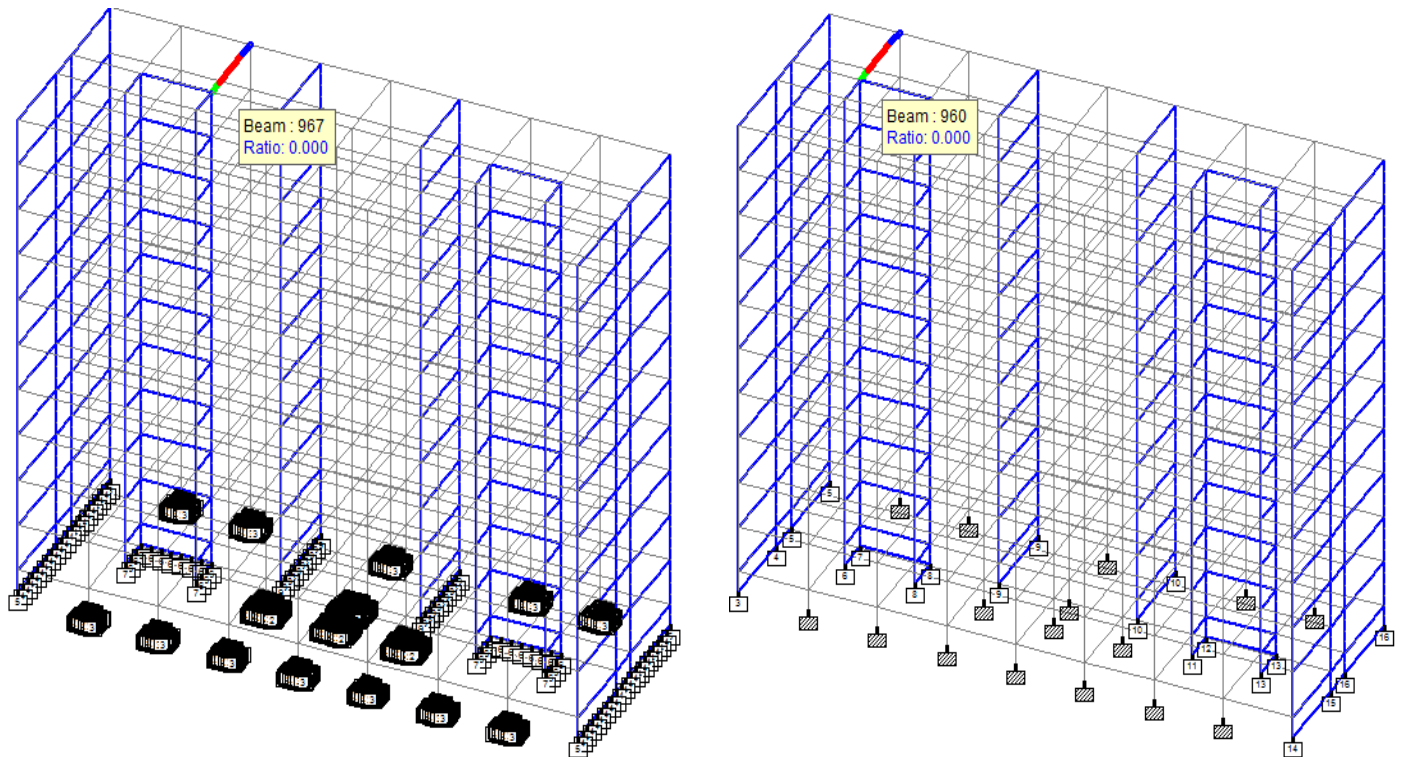


Figura 2.8. La ubicación de la viga 967 y la viga 960 en el modelo.

Influencia de ISE									
Comparaciones de las Solicitaciones									
Modelo	Beam	L/C	Node	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kN·m)	M_y (kN·m)	M_z (kN·m)
13 (EMP)	967	18	407	0	206.703	0	17.451	0	287.402
15 (ISE)	967	18	407	0	216.204	0	21.989	0	324.119
DIF (%)					4.39		20.64		11.33
13 (EMP)	960	37	403	0	207.081	0	-15.68	0	287.436
15 (ISE)	960	37	403	0	216.446	0	-19.541	0	323.012
DIF (%)					4.33		19.76		11.01
14 (EMP-Pdelta)	967	18	407	0	207.148	0	17.712	0	288.974
16	967	18	407	0	216.767	0	22.308	0	326.123

(ISE- Pdelta)									
DIF (%)					4.44		20.6		11.39
14 (EMP-Pdelta)	960	37	403	0	207.548	0	-15.918	0	289.117
16 (ISE- Pdelta)	960	37	403	0	217.038	0	-19.844	0	325.161
DIF (%)					4.37		19.78		11.09

Tabla 2.19.Influencia de ISE (Comparaciones de las Solicitaciones).

Al comparar los modelos se observa que:

- Existen incrementos significativos de los desplazamientos resultantes de los nodos analizados (Node 421; Node 413).
- Los asentamientos son la causa principal del incremento global en los desplazamientos resultantes.
- Los pedestales presentan un efecto beneficioso cuando se modela la ISE, es notable la disminución de la carga axial (Fx) en un 8.34 %, así como el cortante Fy y el momento Mz(16.56 % y 71.59 % respectivamente).
- En los pedestales aumentan en gran medida las diferencias en cuanto a Fz, Mx, y My cuando considera ISE, solo que los valores absolutos son tan pequeños que no tienen mucha significación.
- Con respecto a las solicitaciones en elementos Beam el cortante Fy aumenta aproximadamente en un poco más de un 4 % para todos los modelos analizados.
- Los momentos Mx y Mz aumentan significativamente entre un 20 y un 11 % respectivamente en todos los modelos analizados.

2.8.3 Modelos para evaluar la influencia de la presencia de tímpanos.

Para evaluar la influencia de tímpanos o no en la modelación de la estructura escogimos los modelos 8 y 16, en los que se considera la ISE y un Análisis PDelta, además de considerar la losa. Tomando como patrón de comparación los máximos desplazamientos en la estructura, las solicitaciones en los elementos estructurales críticos y las reacciones de apoyo que se obtienen.

Para poder visualizar mejor estas diferencias en cuanto a desplazamientos se tomaron como muestra varios nodos en ambos modelos:

Node - 397 Máximo desplazamiento en la dirección de X (Sin Tímpanos)

Node - 400 Máximo desplazamiento en la dirección de Z (Sin Tímpanos)

Node - 408 Máxima resultante de desplazamientos (Sin Tímpanos)

Node - 413 Máxima resultante de desplazamientos (Con Tímpanos)

Influencia de Tímpanos									
Modelo	Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultante	Rotational		
			X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	(mm)	rX (rad)	rY (rad)	rZ (rad)
8	397	23	112.168	-12.262	-0.002	112.836	0.002	0	-0.002
16	397	23	2.126	-2.428	0.009	3.227	0.003	0	0
DIF (%)			-98.1	-80.2	77.78	-97.14	-	0	-
8	400	25	0.85	-15.288	47.784	50.178	0.002	0	0.001
16	400	25	-5.334	-1.105	8.412	10.022	0.004	0	0
DIF (%)			-	-92.77	-82.4	-80.03	-	0	-
8	408	23	112.164	-27.8	0.003	115.558	0	0	0.002
16	408	23	2.123	-17.342	0.013	17.471	-0.001	0	0.001
DIF (%)			-98.11	-37.62	76.92	-84.88	-	0	-
8	413	15	-51.052	-30.402	-0.003	59.419	0	0	-0.002
16	413	15	-9.645	-26.007	-0.017	27.738	0	0	-0.002
DIF (%)			-81.11	-14.46	82.35	-53.32	0	0	0

Tabla 2.20.Influencia de Tímpanos.

Al comparar los modelos escogidos en cuanto a reacciones de apoyo, se toma como muestra el pedestal más cargado axialmente **Beam- 64**(Modelo 16)

Influencia de Tímpanos									
Comparaciones de las reacciones de apoyo									
Modelo	Beam	L/C	Node	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
8	64	15	50	4606.164	3.917	0.029	0.001	-0.006	-36.766
16	64	15	50	4012.33	78.589	0.236	0.017	-0.067	12.135
DIF (%)				-12.89	95.02	-	-	-	-66.99

Tabla 2.21.Influencia de Tímpanos (Comparaciones de las reacciones de apoyo).

Para poder visualizar mejor la influencia de este factor en las solicitaciones, se tomaron como muestra de comparación los siguientes elementos:

Beam – 67 Columna del 1er nivel con Fx y Mz significativos.

Beam – 60 Viga del 2do nivel con valores Mz y Fy considerables.

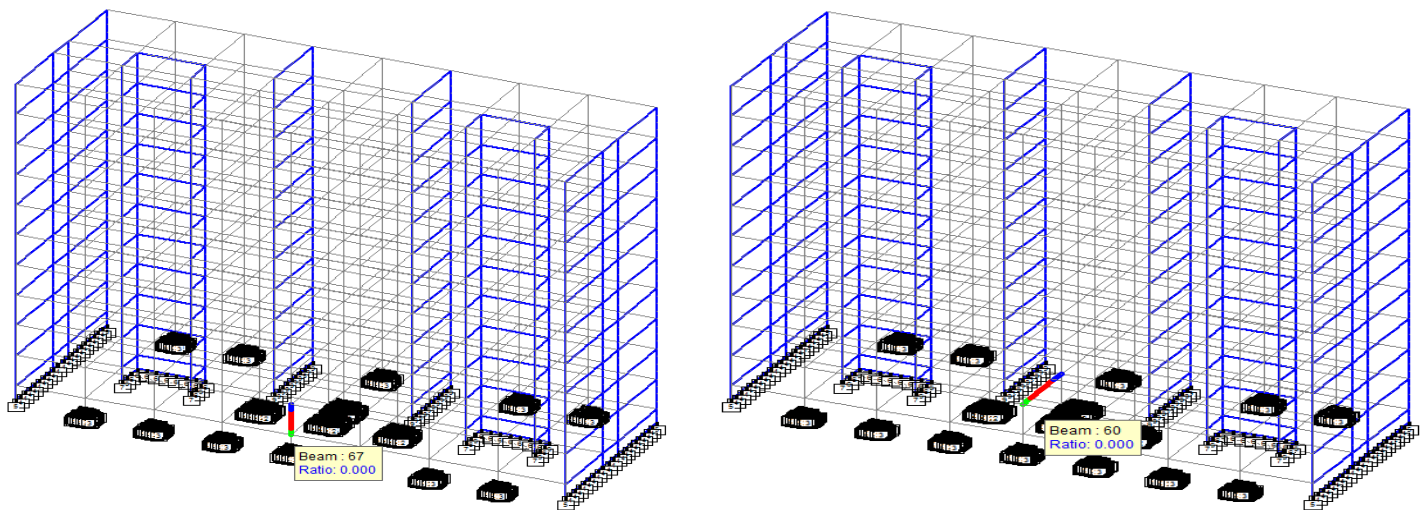


Figura 2.9. La ubicación de la viga 67 y la viga 60 en el modelo.

Influencia de Tímpanos									
Comparación de las Solicitaciones									
Modelo	Beam	L/C	Node	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
8	67	15	57	-3074.769	80.575	0.027	0	0.084	-143.415
16	67	15	57	-2973.861	48.347	-0.027	-0.015	-0.011	-92.618
DIF (%)				-3.28	-39.99	-	-	-	-35.42
8	60	45	57	0	189.02	0	0.004	0	288.389
16	60	45	57	0	167.254	0	0.022	0	200.653
DIF (%)				-	-11.52	-	-	-	-30.42

Tabla 2.22. Influencia de Tímpanos (Comparación de las Solicitaciones).

Al comparar los modelos se observa que:

- La consideración de tímpanos en cuanto a desplazamientos es favorable porque se logra disminuir los desplazamientos resultantes un poco más del 50 %.
- En cuanto a las reacciones de apoyo el axial disminuye en un 12.89 %, sin embargo el cortante F_y aumenta considerablemente.
- También se debe considerar la disminución del M_z en casi un 67 %.
- En las columnas el cortante disminuye considerablemente al igual que M_z (39.99 % y 35.42% respectivamente)

- En las vigas sucede algo parecido con los F_y y M_z disminuyen considerablemente (11.52% y 30.42% respectivamente)
- Las diferencias entre los M_x aumentan bastante, solo que no son significativas ya que los valores son muy pequeños, no llegan a la unidad.

2.8.4 Modelos de la Losa:

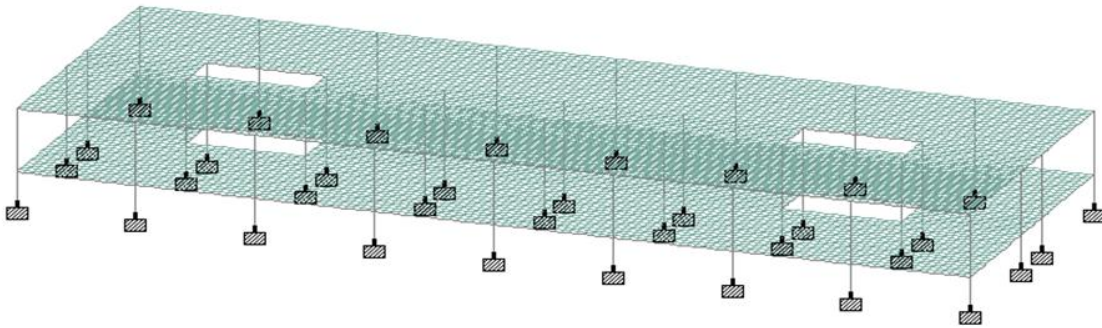


Figura 2.10. Modelo para realizar las diferentes densidades de mallas

A continuación se presentan tablas resúmenes de las comparaciones realizadas en el estudio de la losa.

Comparación entre espesores de losa analizados					
Ubicación	Espesores	0.12 m	0.15 m	0.18 m	0.20 m
Node 2714	Máxdesplazabsolt (mm)	11.443	10.493	9.638	9.072
Beam 96	MáxFx (kN)	1158.24	1210.96	1267.628	1306.599
Beam 12	MáxMy (kNm)	105.259	110.852	115.227	117.422
Beam 24	MáxMz (kNm)	263.1	258.149	241.615	242.187

Tabla 2.23. Comparación entre espesores de losa analizados.

Comparación entre las densidades de malla analizadas					
Ubicación	Densidad de Malla	1.00 m	0.70 m	0.40 m	0.20 m
Nodo	Máxdesplaztransv	-10.241	-10.416	-10.492	-10.503
	Máxdesplazabsolt	10.241	10.417	10.493	10.504
Losas	Máx Mx (kNm/m)	13.556	13.119	16.186	15.442
	MáxMy (kNm/m)	10.969	10.998	13.805	18.190
Beam 116	MáxFx (kN)	1210.881	1211.028	1210.961	1210.989
Beam 12	MáxMy (kNm)	110.175	110.523	110.852	110.930
Beam 24	MáxMz (kNm)	253.576	256.266	258.149	259.181

Tabla 2.24. Comparación entre las densidades de malla analizadas.

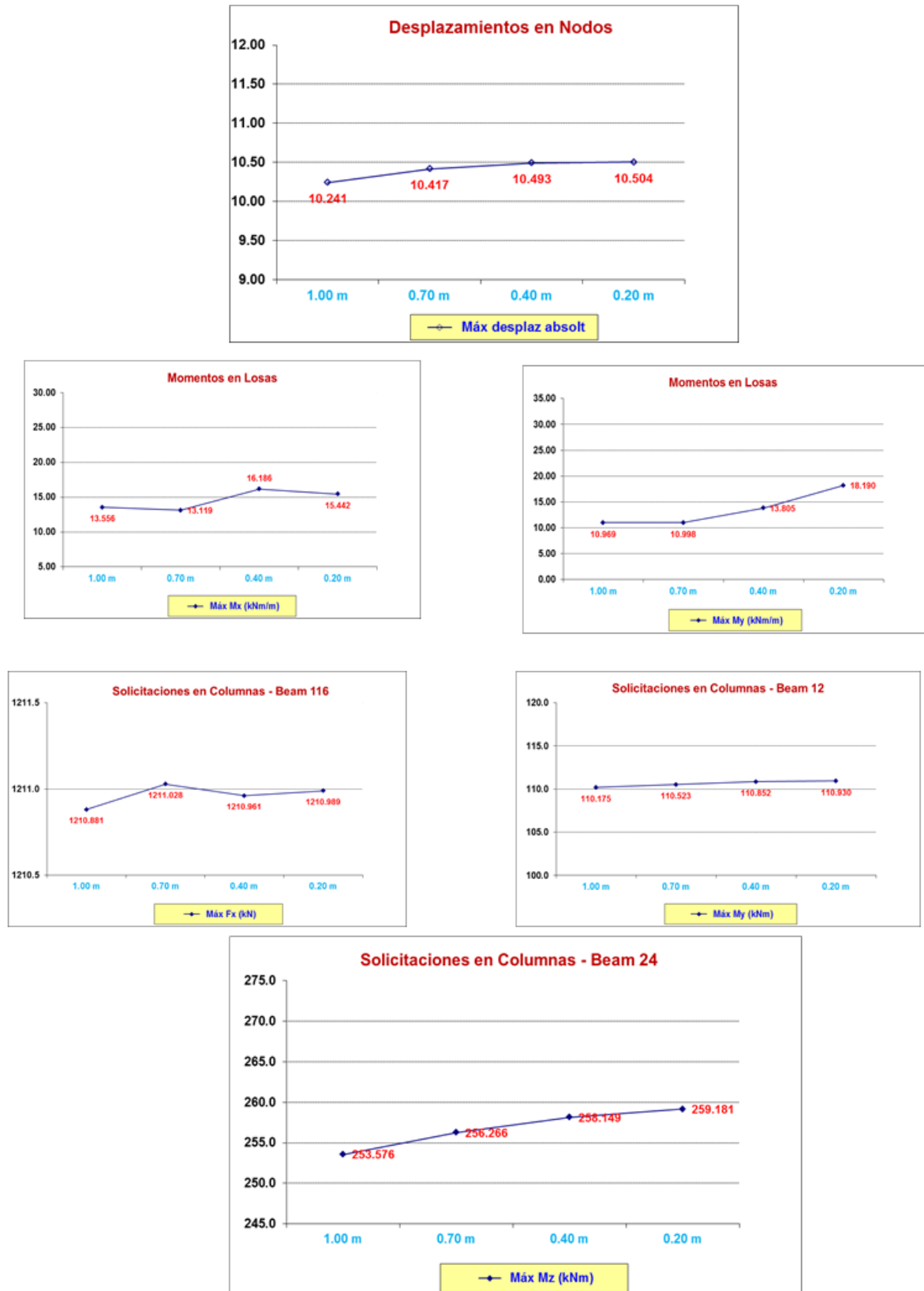


Figura 2.11. Gráficos de Comparación entre las densidades de malla analizadas.

Comparación de diferentes Materiales			
Ubicación	f'c	20 MPa	25 MPa
Nodo	Máxdesplazabsolt (mm)	11.981	10.716
Losa	Máx Mx (kNm/m)	16.186	16.186
	MáxMy (kNm/m)	13.805	13.805
Beam 116	MáxFx (kN)	1210.961	1210.961
Beam 12	MáxMy (kNm)	110.852	110.825
Beam 24	MáxMz (kNm)	258.149	258.149

Tabla 2.25.Comparación de diferentes Materiales

Al realizar un análisis de las comparaciones realizadas se observa que:

❖ **Con relación a los espesores**

- Los desplazamientos en los nodos y los Mz en las Beam disminuyen en menor medida al aumentar el espesor de la losa.
- Las solicitaciones Fx y My en las vigas aumentan en menor medida al aumentar el espesor de la losa.

❖ **Con relación a las densidades de malla**

- Sin duda la densidad de malla de 0.20 x 0.20 m es una mejor aproximación pero a la realidad pero presenta como inconveniente un mayor costo computacional en cuanto a tiempo de procesamiento.
- A partir de las losas de 0.4 x 0.4 m se observa en la curva en cuanto a desplazamientos que los cambios son poco significativos (prácticamente la curva tiende a ser asíntota al valor de 10.5 mm).
- Los momentos en las losas no presentan variaciones significativas.
- Las solicitaciones en las Beam tampoco presentan grandes cambios.
- De forma general se puede decir que no ocurren cambios significativos en cuanto a desplazamientos en los nodos y solicitaciones en los Plate y las Beam.
- Por tal motivo se decide seleccionar a la densidad de malla que presenta losas de 0.4 m x 0.4 m como la adecuada para ser utilizada en la modelación ya que los resultados no varían significativamente con respecto a la densidad de 0.2x 0.20 m

❖ **Con relación al material**

Solo existen variaciones en cuanto al desplazamiento en los nodos y no son significativas.

2.9 CONCLUSIONES

Al realizar las comparaciones de los resultados obtenidos en los diferentes modelos, se ha podido observar diferencias en la respuesta estructural de cada modelo que brinda información sobre la influencia que ejerce cada factor considerado.

❖ Análisis P Delta

- En cuanto a desplazamientos la influencia es un poco más significativa en los modelos que no presentan tímpanos 1:2 de un (3.73 %).
- En cuanto a reacciones de apoyo si existe influencia, específicamente en los momentos M_x y M_z para los modelos que no presentan tímpanos 1:2 mientras que en los modelos 13:14 y 15:16 las diferencias son pequeñas, aunque se puede apreciar un aumento de las diferencias con respecto al cortante F_x (9.73% M-15:16).
- En cuanto a solicitaciones la mayor influencia está en los modelos más simples en cuanto a momentos, (M_x -22%; M_y -15.07%; M_z -30.43 %), mientras que en los modelos donde se considera tímpanos y además ISE no tienen prácticamente ninguna influencia.

De manera general podemos decir que cuando se consideren tímpanos en la modelación de la estructura no es muy significativo un análisis PDelta, aunque con una herramienta como el Staad. Pro, no está demás aplicarlo.

❖ ISE

- En cuanto a los desplazamientos la influencia de ISE es bastante significativa principalmente por el incremento de los asentamientos y desplazamientos laterales.
- En cuanto a reacciones de apoyo los pedestales presentan un efecto beneficioso cuando se modela la ISE, es notable la disminución de la carga axial (F_x) en un 8.34 %, así como el cortante F_y y el momento M_z producto de que hay una redistribución de las cargas en la estructura.
- Con respecto a las solicitaciones en la influencia de ISE es considerable principalmente por el aumento en elementos vigas (Beam) el cortante F_y y los momentos M_x , M_z .

De forma general se puede decir que la influencia de ISE es importante para la modelación de estructuras, principalmente porque se acerca más a la realidad de la misma y se observan incrementos significativos en las resultantes de los desplazamientos y en las columnas y pedestales los máximos axiales disminuyen, mientras que en las vigas aumentan los M_z .

❖ **Tímpanos**

- En cuanto a desplazamientos la influencia es considerable porque se logra disminuir los desplazamientos resultantes prácticamente al 50 %.
- En cuanto a las reacciones de apoyo el axial y los M_z disminuyen, sin embargo el cortante F_y aumenta considerablemente.
- En cuanto a sollicitaciones disminuyen considerablemente.

De forma general se puede decir que modelar tímpanos en el edificio constituye una mejor aproximación al esquema real, marcado por el aporte estructural como elementos portantes. Y contribuyen a limitar las deformaciones que surgen producto de la acción conjunta del viento y las cargas permanentes.

CAPÍTULO 3. Manual de ejecución para el proyecto de curso II de la maestría en estructura.

3.1 Introducción

Para el análisis y diseño estructural de los elementos pertenecientes a la edificación con la cual se ha venido trabajando en este manual, es necesario además de las cargas calculadas en el capítulo II (Permanentes, de uso o vivas y de viento), el cálculo de la carga de sismo como una carga dinámica dentro de la estructura que nos posibilita un diseño más seguro para los elementos portantes de la misma díganse columnas, vigas, losas, tímpanos, cimientos y pedestales. A través del uso de software profesional tenemos la posibilidad de obtener resultados y diseños más rápidos y seguros.

3.2 Metrado de las cargas adicionales:

3.2.1 Recomendaciones para el diseño sísmico.

Según la NC:46, 1999 resultan necesarias las consideraciones siguientes:

- Los edificios y cada una de sus partes deberán ser diseñados y construidos para resistir las solicitaciones sísmicas de cálculo, de acuerdo con el riesgo sísmico de la zona, el tipo de perfil del suelo donde estén ubicados y con el tipo, uso e importancia de la obra.
- Se considerará que las fuerzas horizontales del sismo actúan según las dos direcciones principales de la estructura o en las direcciones que resulten más desfavorables. El análisis podrá hacerse independientemente en cada dirección y para el total de las fuerzas sísmicas en cada caso.
- Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar la adecuada transmisión de las cargas

hasta la cimentación. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las cargas y los movimientos sísmicos.

- La distribución en planta de las fuerzas horizontales para el caso de edificaciones que cuenten con diafragmas rígidos a nivel de los pisos, será de acuerdo con las rigideces de los elementos resistentes, debiendo existir compatibilidad entre las deformaciones de esos elementos y la condición de diafragma rígido.
- Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.
- Para los pisos sin diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados como mínimo para las fuerzas horizontales que directamente le corresponden en función de la carga vertical que tributa sobre ellos.
- Si los elementos no estructurales pudieran afectar significativamente el comportamiento sísmico de la estructura deberán ser considerados en el análisis y detallarse en el proyecto el refuerzo y/o anclaje de estos de manera concordante con esta condición.
- Si se considera que los elementos no estructurales no afectarán significativamente el comportamiento sísmico de la estructura deberá detallarse en el proyecto el refuerzo y/o anclaje de éstos de manera concordante con esta condición.
- Los elementos estructurales y no estructurales tales como paredes de hormigón y mampostería deberán ser ancladas a todos los entrepisos y cubiertas, los cuales le proporcionan soporte lateral ante las cargas horizontales que actúan tanto en el plano de la pared como normal a este.
- Cuando al distribuir la fuerza horizontal, un sólo elemento de la estructura, tímpano o pórtico resiste una fuerza del 30% o más del total de la fuerza horizontal en cualquier nivel, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza.
- En el diseño de edificios en donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta el efecto adverso que implicaría en la estabilidad del edificio el fallo de uno de los miembros o conexiones.

- Los cálculos se harán para el estado límite de resistencia así como para otros estados que se estimen pertinentes. Su diseño debe presentar la rigidez y el arriostramiento requeridos, que garanticen su correcto comportamiento de conjunto.
- La fuerza sísmica vertical se considerará que actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.
- No se considerarán actuando simultáneamente las cargas debido al viento y al sismo.

3.2.2 Carga de Sismo.

Para la determinación de las cargas de sismo se siguió la metodología de cálculo para un análisis estático equivalente. (AEE). Propuesto por la NC: 46, 1999 CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. REQUISITOS BASICOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION.

- La edificación se ejecutará en la provincia de Ciego de Ávila que clasifica como zona sísmica 1A que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismo resistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas.

$$A = 0,075 \text{ g.}$$

- Al ser un edificio de oficinas su importancia clasifica como secundaria, donde su reemplazo podría ser difícil o costoso, y donde otras consecuencias podrían ser serias.

$$I = 1.00$$

- Por ser una estructura de hormigón armado con pórticos dúctiles especiales y diafragmas de rigidez espaciales en la dirección de Z diseñados según el siguiente criterio: Los pórticos y diafragmas de rigidez resistirán la fuerza considerando la interacción entre pórticos y diafragmas de rigidez. La estructura clasifica como **Tipo II**.

$$ND = 2$$

$$Rd = 3.75$$

- En la dirección (X) resisten el 100 % de la fuerza horizontal considerándose que actúan independientemente de cualquier otro elemento rígido, clasifica como **Tipo I**, con:

$$ND = 2$$

$$Rd = 4.5$$

- La base del suelo clasifica como **S1**, este material puede caracterizarse por una velocidad de propagación de una onda de cortante entre 450 m/s y 750m/s. Sus períodos están comprendidos entre 0,3 s y 0.5 s.

Para determinar los periodos de la estructura y las formas principales de las oscilaciones se corrió un modelo con la ayuda del comando MODAL CALCULATION REQUESTED en el Staad. Pro.

Mode	Frequency Hz	Period seconds	Participation X %	Participation Y %	Participation Z %
1	0.934	1.071	61.963	0.000	0.000
2	1.580	0.633	0.000	0.000	62.911
3	3.808	0.263	20.646	0.000	0.000
4	7.327	0.136	0.000	0.000	21.511
5	7.941	0.126	6.287	0.000	0.000
6	11.920	0.084	2.656	0.000	0.000

Figura 3.1. Frecuencias y períodos de oscilaciones debido a la carga sísmica.

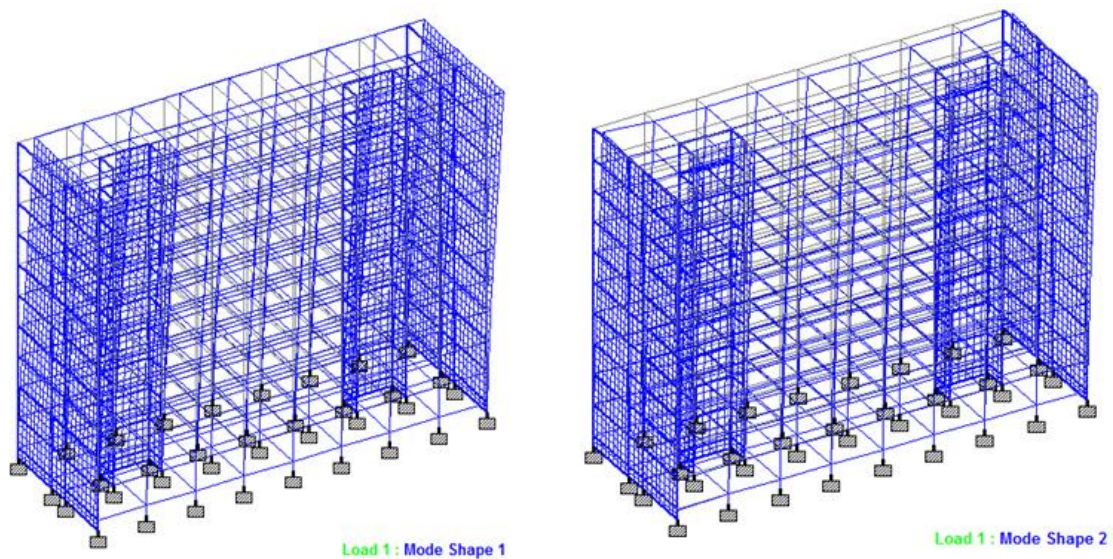


Figura 3.2. Formas de oscilación

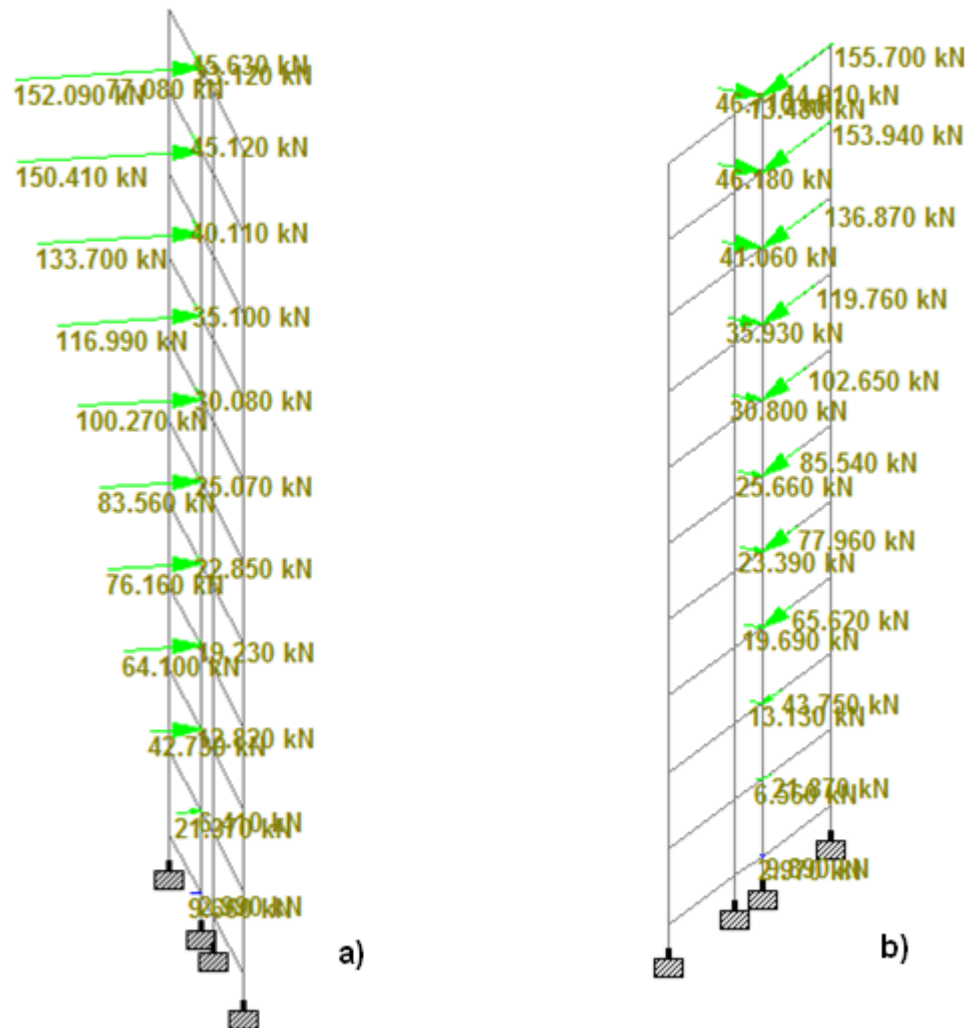


Figura 3.3. Posición de las cargas, a) Carga sísmica en (X) y b) Carga sísmica en (Z).

3.2.3 Combinaciones de cargas:

Para la modelación se tuvo en cuenta las combinaciones propuestas en la **NC 450: 2006**

Las estructuras y componentes estructurales, incluyendo las cimentaciones de edificaciones y obras de ingeniería, deben diseñarse para las solicitaciones de cálculo o factorizadas obtenidas con las siguientes combinaciones básicas, con las excepciones señaladas.

Para la estructura analizada de cargas se tomaron las combinaciones siguientes:

1. $1.4 \cdot CP$
2. $1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CTE + 0.5 \cdot CTC$
3. $1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CTC + 0.5 \cdot CTE$
4. $1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CTC + 0.5 \cdot CTE + 1.4 \cdot CVNE$
5. $1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CTC + 0.8 \cdot CVE$

$$6. \quad 1.2*CP + 0.5*CTE + 0.5*CTC + 1.4*CVE$$

$$7. \quad 0.9*CP + 1.4*CVE$$

$$8. \quad 1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS$$

$$9. \quad 0.9*CP + 1.4*SIS$$

Carga Permanente(CP)

Carga Temporal en los Entrepisos..... (CTE)

Carga Temporal en la Cubierta..... (CTC)

Carga Viento Extremo en ambas direcciones(CVE (X) o CVE (Z))

Carga de sismo..... (SIS (X) o SIS (Z))

3.2.4 Cargas modeladas en el Staad Pro.

Para el análisis de 2do orden las cargas se asignaron como **General/Load/ Load Cases Details/ New/ Load Items/ Repeat Load.**

1-CP

2-CTE

3-CTC

4-CVE (X)

5-CVE (Z)

12- CVCi (X)

13-CVCi (Z)

16-SIS (X)

17-SIS (Z)

20-CTEtorre

21-CTEpañós

22-1.4*CP

23-1.2*CP+1.6*CTE+0.5*CTC

24-1.2*CP+1.6*CTC+0.5*CTE

25-1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVE (X)

26-1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVE (Z)

27-1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVE (X)

28-1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVE (Z)

29-0.9*CP+1.4*CVE (X)

30-0.9*CP + 1.4*CVE (Z)

31-1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVCi (X)

- 32- $1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVCI$ (Z)
- 33- $1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVCI$ (-X)
- 34- $1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVCI$ (-Z)
- 35- $1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVCI$ (X)
- 36- $1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVCI$ (Z)
- 37- $0.9*CP+1.4*CVCI$ (X)
- 38- $0.9*CP + 1.4*CVCI$ (Z)
- 39- $1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS$ (X)
- 40- $1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS$ (Z)
- 41- $0.9*CP + 1.4*SIS$ (X)
- 42- $0.9*CP + 1.4*SIS$ (Z)
- 43- $1.2*CP+1.6*CTE_{torre}+0.5*CTC$
- 44- $1.2*CP+1.6*CTC+0.5*CTE_{torre}$
- 45- $1.2*CP+0.5*CTE_{torre}+0.5*CTC+1.4*CVE$ (X)
- 46- $1.2*CP+0.5*CTE_{torre}+0.5*CTC+1.4*CVE$ (Z)
- 47- $1.2*CP+0.5*CTE_{torre} +0.5*CTC+1.4*CVCI$ (X)
- 48- $1.2*CP+0.5*CTE_{torre} +0.5*CTC+1.4*CVCI$ (Z)
- 49- $1.2*CP + 0.5*CTE_{torre} + 0.2*CTC + 1.4*SIS$ (X)
- 50- $1.2*CP + 0.5*CTE_{torre} + 0.2*CTC + 1.4*SIS$ (Z)
- 51- $1.2*CP+1.6*CTE_{paños}+0.5*CTC$
- 52- $1.2*CP+1.6*CTC+0.5*CTE_{paños}$
- 53- $1.2*CP+0.5*CTE_{paños}+0.5*CTC+1.4*CVE$ (X)
- 54- $1.2*CP+0.5*CTE_{paños}+0.5*CTC+1.4*CVE$ (Z)
- 55- $1.2*CP+0.5*CTE_{paños} +0.5*CTC+1.4*CVCI$ (X)
- 56- $1.2*CP+0.5*CTE_{paños} +0.5*CTC+1.4*CVCI$ (Z)
- 57- $1.2*CP + 0.5*CTE_{paños} + 0.2*CTC + 1.4*SIS$ (X)
- 58- $1.2*CP + 0.5*CTE_{paños} + 0.2*CTC + 1.4*SIS$ (Z)

3.3 Diseñogeotécnico de la cimentación.

Partiendo del informe ingeniero geológico (capítulo 2), y de las consideraciones tomadas se asume una profundidad de cimentación $d = 1.2 \text{ m}$.

Para el diseño geotécnico se utilizó la propuesta de norma DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES. 2004.

Se consideraron dos tipos de cimientos aislados:

C-1: Para los cimientos exteriores sin incluir las de las esquinas.

C-2: Para los cimientos interiores.

Para todos los casos se seleccionaron las combinaciones más desfavorables y se escogió la mayor dimensión, en el caso de los cimientos exteriores son de 2.25 x 2.05m y los interiores 2.4 x 2.5m como se observa en las tablas 3.1 y 3.2 respectivamente.

Para la solución de cimientos en los tímpanos se consideraron cimientos corridos en forma de viga T invertida.

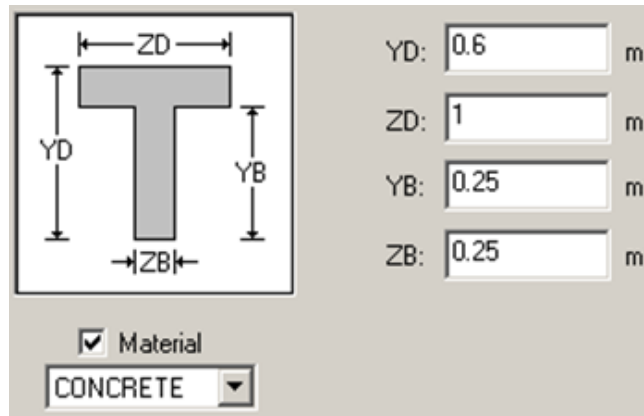


Figura 3.4. Forma y dimensiones de las cimentaciones corridas debajo de tímpanos.

Tabla 3.1. Diseño geotécnico de cimentaciones aisladas (Exteriores).

DISEÑO GOTECNICO CIMIENTOS EXTERIORES										
ELEMENTO	Solicitaciones de calculo sobre pedestal en X				Solicitaciones de calculo sobre pedestal en Z				Diseño Geotécnico	
	N' (Kn)	H' (Kn)	M' (Kn/m)	Comb.	N' (Kn)	H' (Kn)	M' (Kn/m)	Comb.	L(m)	B(m)
C-1	3571	17.5	5.5	1.2CP+1.6CTE+0.5CTC	3571	235.68	73.34	1.2CP+1.6CTE+0.8CTC	2	1.75
C-1	3260	19	8.5	1.2CP+1.6CTEPAÑO+0.5CTC	3260	183.9	57.5	1.2CP+1.6CTE+0.8CTC	1.85	1.7
C-1	4771	54.7	20.7	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	4771	284.02	88.5	1.2CP+1.6CTE+0.8CTC	2.25	2.05
C-1	2713	17.8	7.7	1.2CP+1.6CTC+0.8CVCI(x)	2712.5	138.95	43.7	1.2CP+1.6CTC+0.8CVCI(x)	1.7	1.55
C-1	2702	12.52	3.7	1.2CP+1.6CTC+0.8CVCI(z)	2702.46	133.32	43.8	1.2CP+1.6CTC+0.8CVCI(z)	1.7	1.55
C-1	2952	24.35	12.6	1,2CP+0,5CTE+0,5CTC+1,4CVCI(x)	2951.85	168.85	53.93	1,2CP+0,5CTE+0,5CTC+1,4CVCI(x)	1.8	1.6
C-1	2931	15.16	4.5	1,2CP+0,5CTE+0,5CTC+1,4CVCI(z)	2931	163.8	57.8	1,2CP+0,5CTE+0,5CTC+1,4CVCI(z)	1.8	1.6
C-1	1985	19.6	12.1	0.9CP+1.4CVCI(x)	1985.25	104.15	32.72	0.9CP+1.4CVCI(x)	1.5	1.35
C-1	1982	10.4	3	0.9CP+1.4CVCI(z)	1981.7	104.4	40.25	0.9CP+1.4CVCI(z)	1.5	1.3
C-1	3273	25.03	12.8	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,5CTC+1,4CVCI(x)	3273	183.82	57.45	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,5CTC+1,4CVCI(x)	1.85	1.7
C-1	3250	18.5	8.5	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,5CTC+1,4CVCI(z)	3250	176.9	61.43	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,5CTC+1,4CVCI(z)	1.85	1.7
C-1	3296	25.23	12.66	1,2CP+0,5CTETORRE+0,5CTC+1,4CVCI(x)	3296	184.24	57.67	1,2CP+0,5CTETORRE+0,5CTC+1,4CVCI(x)	1.9	1.7
C-1	3271	20.25	8.2	1,2CP+0,5CTETORRE+0,5CTC+1,4CVCI(z)	3271	177.34	61.5	1,2CP+0,5CTETORRE+0,5CTC+1,4CVCI(z)	1.85	1.7
C-1	2940	31.72	20.5	1,2CP+0,5CTE+0,2CTC+1,4SIS(x)	2940	167.8	50.8	1,2CP+0,5CTE+0,2CTC+1,4SIS(x)	1.8	1.6
C-1	2940	20.06	7.3	1,2CP+0,5CTE+0,2CTC+1,4SIS(z)	2940	164.1	52.42	1,2CP+0,5CTE+0,2CTC+1,4SIS(z)	1.8	1.6
C-1	3253	32.12	20.75	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,2CTC+1,4SIS(x)	3253	182.01	55.1	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,2CTC+1,4SIS(x)	1.85	1.7
C-1	3242	18.3	7.18	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,2CTC+1,4SIS(z)	3242	178.22	56.15	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,2CTC+1,4SIS(z)	1.85	1.65
C-1	3278	32.6	20.52	1,2CP+0,5CTETORRE+0,2CTC+1,4SIS(x)	3278	182.65	55.52	1,2CP+0,5CTETORRE+0,2CTC+1,4SIS(x)	1.85	1.7
C-1	3265	20.95	7.35	1,2CP+0,5CTETORRE+0,2CTC+1,4SIS(z)	3265	178.96	56.18	1,2CP+0,5CTETORRE+0,2CTC+1,4SIS(z)	1.85	1.7
C-1	1979	27	20	0.9CP+1.4SIS(x)	1979	102.75	30.79	0.9CP+1.4SIS(x)	1.45	1.35
C-1	1976	15.31	6.8	0.9CP+1.4SIS(z)	1976	99.15	34.9	0.9CP+1.4SIS(z)	1.45	1.35

Tabla 3.2. Diseño geotécnico de cimentaciones aisladas (Interiores).

DISEÑO GOTECNICO CIMIENTOS INTERIORES										
ELEMENTO	Solicitaciones de calculo sobre pedestal en X				Solicitaciones de calculo sobre pedestal en Z				siones x Diseño Geot	
	N' (Kn)	H' (Kn)	M' (Kn/m)	Comb.	N' (Kn)	H' (Kn)	M' (Kn/m)	Comb.	L(m)	B(m)
C-2	5135	9.82	6.35	1.2CP+1.6CTE+0.5CTC	5135	178.67	54.07	1.2CP+1.6CTE+0.8CTC	2.2	2.1
C-2	4347	23.27	9.6	1.2CP+1.6CTEPAÑO+0.5CTC	4347	137	40	1.2CP+1.6CTE+0.8CTC	2.05	1.95
C-2	6704	74.12	26.6	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	6704	215	65.31	1.2CP+1.6CTE+0.8CTC	2.5	2.4
C-2	3888	2.7	3.13	1.2CP+1.6CTC+0.8CVCI(x)	3888	102.2	32	1.2CP+1.6CTC+0.8CVCI(x)	1.9	1.8
C-2	3892	6.67	4.18	1.2CP+1.6CTC+0.8CVCI(z)	3892	109.4	37.12	1.2CP+1.6CTC+0.8CVCI(z)	1.9	1.8
C-2	4230	5.54	6.94	1,2CP+0,5CTE+0,5CTC+1,4CVCI(x)	4230	126.14	38.5	1,2CP+0,5CTE+0,5CTC+1,4CVCI(x)	2	1.9
C-2	4248	7.74	4.9	1,2CP+0,5CTE+0,5CTC+1,4CVCI(z)	4248	138.8	50.14	1,2CP+0,5CTE+0,5CTC+1,4CVCI(z)	2	1.9
C-2	2842	6.6	8.15	0.9CP+1.4CVCI(x)	2842	76.75	23.95	0.9CP+1.4CVCI(x)	1.65	1.55
C-2	2869	5.06	3.17	0.9CP+1.4CVCI(z)	2869	89.5	35.67	0.9CP+1.4CVCI(z)	1.7	1.55
C-2	4484	15.16	7.5	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,5CTC+1,4CVCI(x)	4484	136.32	41.96	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,5CTC+1,4CVCI(x)	2.05	1.95
C-2	4457	23.22	9.5	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,5CTC+1,4CVCI(z)	4457	150	53.29	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,5CTC+1,4CVCI(z)	2.05	1.95
C-2	4722	24.61	12.51	1,2CP+0,5CTETORRE+0,5CTC+1,4CVCI(x)	4722	137.5	42.38	1,2CP+0,5CTETORRE+0,5CTC+1,4CVCI(x)	2.1	2
C-2	4734	27.82	11.22	1,2CP+0,5CTETORRE+0,5CTC+1,4CVCI(z)	4734	150.13	53.25	1,2CP+0,5CTETORRE+0,5CTC+1,4CVCI(z)	2.1	2
C-2	4202	9.53	13.71	1,2CP+0,5CTE+0,2CTC+1,4SIS(x)	4202	128.1	39.14	1,2CP+0,5CTE+0,2CTC+1,4SIS(x)	2	1.9
C-2	4220	4.08	1.75	1,2CP+0,5CTE+0,2CTC+1,4SIS(z)	4220	132.67	44.4	1,2CP+0,5CTE+0,2CTC+1,4SIS(z)	2	1.9
C-2	4253	10.15	14	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,2CTC+1,4SIS(x)	4253	138.71	42.3	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,2CTC+1,4SIS(x)	2	1.9
C-2	4267	19.52	4.4	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,2CTC+1,4SIS(z)	4267	143.25	47.53	1,2CP+0,5CTEPAÑOS+0,2CTC+1,4SIS(z)	2.05	1.9
C-2	4722	24.61	12.5	1,2CP+0,5CTETORRE+0,2CTC+1,4SIS(x)	4722	137.5	42.38	1,2CP+0,5CTETORRE+0,2CTC+1,4SIS(x)	2.1	2
C-2	4734	27.83	11.22	1,2CP+0,5CTETORRE+0,2CTC+1,4SIS(z)	4734	150.15	53.24	1,2CP+0,5CTETORRE+0,2CTC+1,4SIS(z)	2.1	2
C-2	2837	10.6	14.9	0.9CP+1.4SIS(x)	2837	78.81	24.65	0.9CP+1.4SIS(x)	1.65	1.55
C-2	2859	2.05	2.98	0.9CP+1.4SIS(z)	2859	83.35	29.9	0.9CP+1.4SIS(z)	1.65	1.55

3.3.1 Valores del coeficiente de balasto (k balasto)

Los valores del coeficiente de balasto se determinaron tomando las consideraciones observadas en el capítulo 2 para los diferentes cimientos en cuanto a forma y tipo.

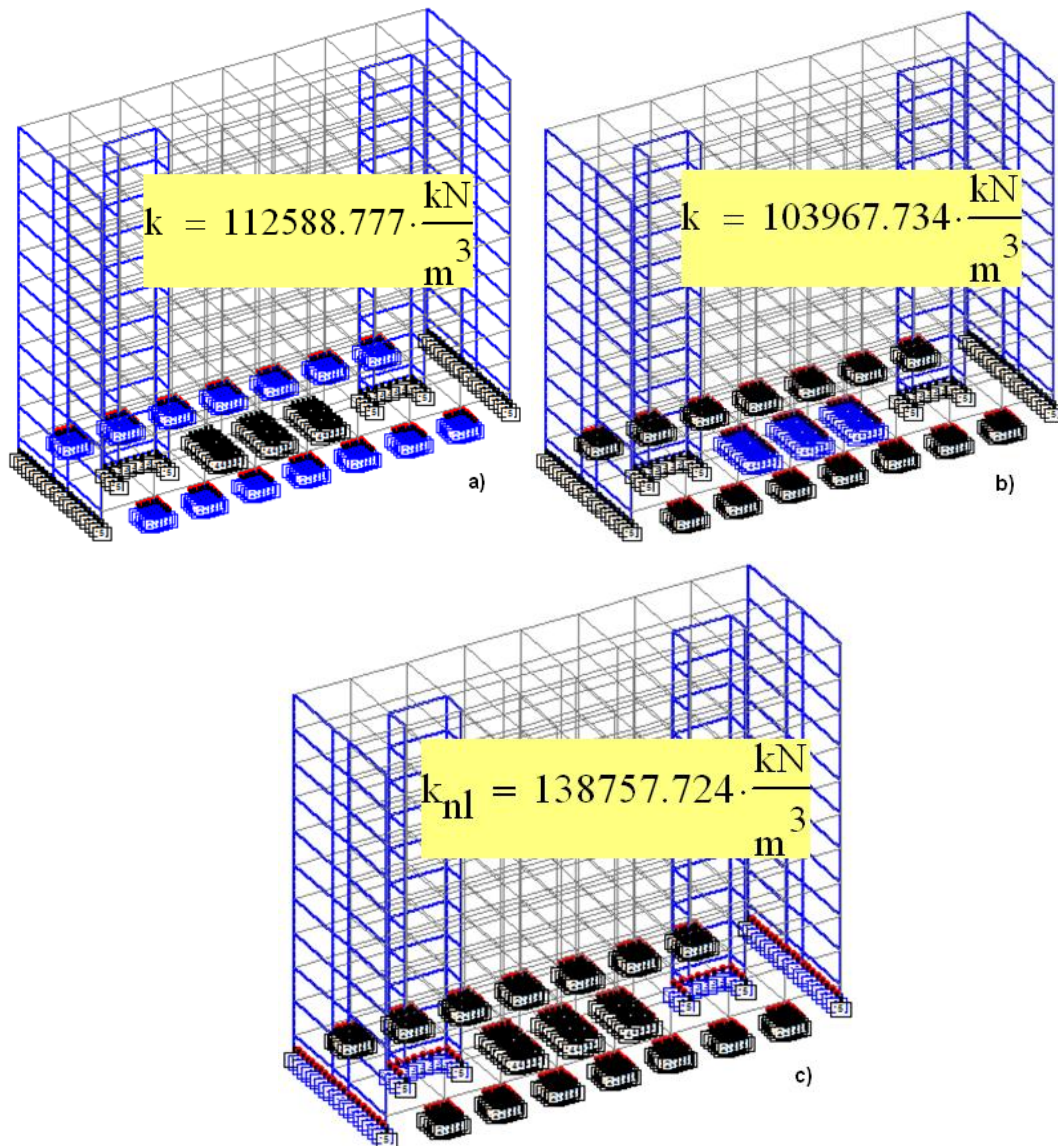


Figura 3.5. Valores de coeficiente de balasto, a) Cimentaciones aisladas exteriores, b) Cimentaciones aisladas interiores y c) Cimentaciones corridas.

3.4 Diseño Estructural de elementos portantes en la estructura:

3.4.1 Diseño de Cimentaciones

El diseño estructural de los cimientos aislados se realizó siguiendo las recomendaciones del código ACI318SR-05. **Ver Anexos I**

Tabla 3.3. Diseño estructural de las cimentaciones aisladas

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CIMIENTOS											
Cimiento	L(m)	B(m)	h(m)	f _{tra}	As L (cm ²)	As B (cm ²)	Ø barras (mm)	# barras L	# barras B	Esp. barras L (cm)	Esp. barras B (cm)
C-1	2.25	2.05	0.65	rígido	67.02	59.95	19	24	21	8	11
C-2	2.5	2.4	0.75	rígido	87.98	79.6	25	18	16	13	16

Tabla 3.4. Diseño estructural de las cimentaciones corridas

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS												
Zapatas	L(m)	B(m)	h(m)	f _{tra}	As L (cm ²)	As B (cm ²)	Ø barras B (mm)	Ø barras L (mm)	# barras L	# barras B	Esp. barras L (cm)	Esp. barras B (cm)
exteriores	7	1	0.25	rígido	5.25	45.77	16	12	5	23	18	30
interiores	6	1	0.25	rígido	5.25	47.77	16	12	5	24	18	25

3.4.2 Diseño de Columnas

El diseño de las columnas se realizó por la **ACI**. (hojas de cálculo de Mathcad). Se crearon grupos de columnas por niveles, del nivel uno al tres, del cuatro al siete y del ocho al diez y dentro de los niveles se separaron las interiores y las exteriores (**Ver Anexo II**). Con la ayuda del comando **Report** se seleccionaron las columnas más solicitadas axialmente y las de mayores momentos en la dirección de X y Z.

Tabla 3.5. Solicitaciones en columnas

SOLICITACIONES DE CÁLCULO						
Nivel	Columnas	Análisis P-Delta				
		Combinaciones	Con Predominio	Solicitaciones		
				Mx	Mz	N
1a3	Exteriores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	1.56	133.67	4767
		1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Mz	6.42	243.23	3763
		1.2*CP + 0.5* CTETORRE + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx	41.74	90.33	2075
	Interiores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	7.24	96.40	6381
		1.2*CP+1.6*CTEPAÑOS+0.5*CTC	Mz	36.16	227.30	4583
		1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx	99.53	91.21	4277
4a7	Exteriores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	9.94	171.33	3119
		1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Mz	8.98	243.65	3108
		1.2*CP + 0.5* CTEPAÑOS + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx	52.76	79.17	1028
	Interiores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	1.18	121.98	4452
		1.2*CP+1.6*CTEPAÑOS+0.5*CTC	Mz	29.31	251.44	2187
		1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx	85.66	116.71	2943
8a10	Exteriores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	20.574	165.74	1216
		1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVE (Z)	Mz	4.97	209.69	347.62
		1.2*CP + 0.5* CTEPAÑOS + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx	67.98	137.10	270.105
	Interiores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	1.11	137.68	1772
		1.2*CP+1.6*CTEPAÑOS+0.5*CTC	Mz	34.1	329.79	334
		1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx	115.63	215.86	401.00

Tabla 3.6. Diseño estructural en columnas

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COLUMNAS												
Nivel	Columnas	Análisis P-Delta		Diseño Hojas de cálculo						Diseño Midas ACI 318M-02		
		Combinaciones	Predominio	Refuerzo Perimetral						As cm²	# Barras	Ø Barras
				Flexocompresión Recta			Flexocompresión Biaxial					
				As cm²	# Barras	Ø Barras	As cm²	# Barras	Ø Barras			
1a3	Exteriores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	131.04	16	32				51	10	25
		1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Mz	98.28	12	32						
		1.2*CP + 0.5* CTETORRE + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx				15.92	8	16			
	Interiores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	81.6	16	25				51	10	25
		1.2*CP+1.6*CTEPAÑOS+0.5*CTC	Mz	31.85	16	16						
		1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx				31.85	16	16			
4a7	Exteriores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	40.8	8	25				51	10	25
		1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Mz	61.2	12	25						
		1.2*CP + 0.5*CTEPAÑOS + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx				15.92	8	16			
	Interiores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	31.85	16	16				51.74	26	16
		1.2*CP+1.6*CTEPAÑOS+0.5*CTC	Mz	31.85	16	16						
		1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx				31.85	16	16			
8a10	Exteriores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	15.92	8	16				23.88	12	16
		1.2*CP+1.6*CTC+0.8*CVE (Z)	Mz	23.88	12	16						
		1.2*CP + 0.5*CTEPAÑOS + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx				15.92	8	16			
	Interiores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	Axial	31.85	16	16				51.74	26	16
		1.2*CP+1.6*CTEPAÑOS+0.5*CTC	Mz	31.85	16	16						
		1.2*CP + 0.5*CTE + 0.2*CTC + 1.4*SIS (X)	Mx				31.85	16	16			

Quedaron definidos en la estructura cinco tipos de diseño diferentes.

- Tanto en las columnas exteriores e interiores el diseño en los niveles 1, 2 y 3 están condicionado por el predominio de fuerza axial. Mientras que para los niveles superiores existe predominio de momento en Z.
- En todos los casos el diseño estuvo condicionado por flexo compresión recta.
- El efecto del sismo no resulto crítico para las columnas de los últimos niveles ya que la zona sísmica es 1A.
- El refuerzo por cortante se coloca siguiendo las recomendaciones del ACI donde se colocarán cercos de $\phi 9.5 \text{ mm} @ 200 \text{ mm}$

3.4.3 Diseño de Vigas

El diseño se realizó siguiendo las recomendaciones del ACI318-02 con la ayuda de las hojas de cálculo de Mathcad y por el Staad. Pro. Se escogieron varios tipos de vigas por grupos de niveles y su ubicación. **(Ver Anexos III)**

De forma general para el diseño de las vigas se considera principalmente la flexión positiva y la negativa con valores considerables al ser una estructura continua y el cortante. También se realiza el diseño por Estado Límite de Utilización para el cual se corrió un modelo con combinaciones de carga sin mayorar.

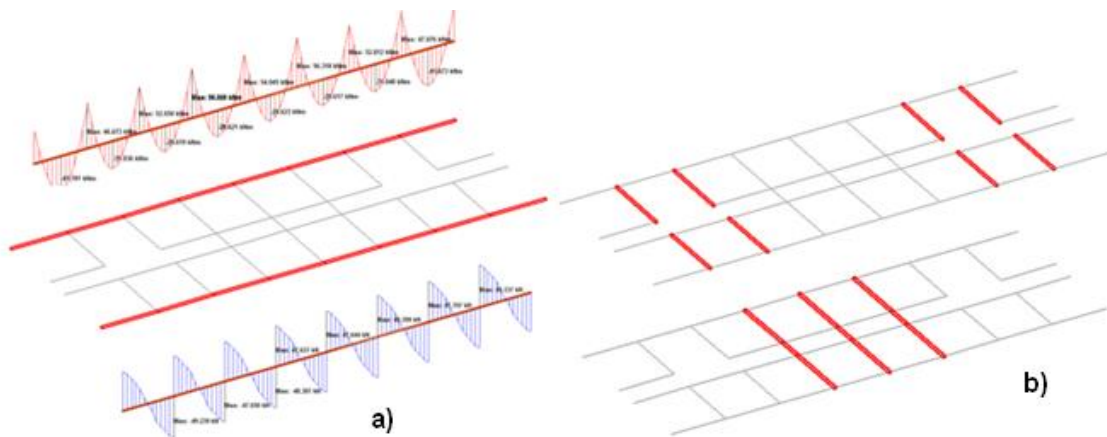


Figura 3.6. a) Grafico y representación de vigas longitudinales y b) Representación de vigas transversales.

SOLICITACIONES DE CÁLCULO							
Nivel	Vigas	Luz (m)	Combinación Crítica	M- (kNm)	M+(kNm)	V (kN)	lr
1al 3	Exteriores en (X) continuas	48	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	139.7	72.93	108.31	3.09
	Interiores en (X)	6	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	204.63	155.41	181.83	3.29
	Interiores en (X) continuas	24	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	248.61	116.94	183.67	3.31
	Interiores en (Z)	7.2	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	386.79	217.55	259.51	3.71
	Interiores en (Z) continuas	17	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	344.83	208.23	245.46	3.58
4	Exteriores en (X) continuas	48	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	174.198	146.09	145.41	3.05
	Interiores en (X)	6	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	236.36	192.04	229.5	3.01
	Interiores en (X) continuas	24	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	230.59	118.35	178.13	3.24
	Interiores en (Z)	7.2	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	489	355.49	364.93	3.62
	Interiores en (Z) continuas	17	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	353.107	208.59	247.93	3.6
5al9	Exteriores en (X) continuas	48	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	149.89	106.41	114.47	3.25
	Interiores en (X)	6	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	232.1	166.34	194.61	3.37
	Interiores en (X) continuas	24	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	233.04	109.18	177.72	3.17
	Interiores en (Z)	7.2	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	342.43	244.5	257.68	3.61
	Interiores en (Z) continuas	17	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	380.67	207.08	255.37	3.67
Cub.	Exteriores en (X) continuas	48	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	136.28	93.47	103.05	3.84
	Interiores en (X)	6	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	172.63	105.5	134.55	3.66
	Interiores en (X) continuas	24	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	175.89	74.4	123.82	3.43
	Interiores en (Z)	7.2	1.2*CP+1.6*CTC+0.5*CTEPAÑOS	223.45	174.01	180.63	3.55
	Interiores en (Z) continuas	17	1.2*CP+1.6*CTC+0.5*CTEPAÑOS	297.376	179.65	202.22	3.82

Tabla 3.7. Solicitaciones en vigas

Tabla 3.8. Diseño de vigas por 1er Estados Límites

DISEÑO POR EL PRIMER ESTADO LÍMITE										
Nivel	Vigas	Luz	Combinación Crítica	Área de Acero						
				M-			M+			V
				Ascal	Ø mm	Asreal	Ascal	Ø mm	Asreal	Ø mm
1 al 3	Exteriores en (x) continuas	48	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	11.97	7 Ø 16	13.93	11.97	7 Ø 16	13.93	Especificaciones @ 30 cm
	Interiores en (x)	6	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	De 0.05m a 2.20m Ø 10 @ 25cm
	Interiores en (x) continuas	24	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	De 0.05m a 2.20m Ø 10 @ 25cm
	Interiores en (z)	7.2	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	31.47	2 Ø 16 y 6 Ø 25	34.58	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	De 0 a 1 Ø 10@ 23 De 1 a 3 Ø 10@ 25cm
	Interiores en (z) continuas	17	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	27.66	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	De 0m a 2.85m Ø 10@ 25cm
4	Exteriores en (x) continuas	48	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	13.35	7 Ø 16	13.93	11.97	7 Ø 16	13.93	Especificaciones @ 30 cm
	Interiores en (x)	6	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	De 0.05m a 2.20m Ø 10 @ 25cm
	Interiores en (x) continuas	24	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	De 0.05m a 2.20m Ø 10 @ 25cm
	Interiores en (z)	7.2	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	41.44	2 Ø 16 y 8 Ø 25	44.78	28.61	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	De 0 a 1.8 Ø 10@ 10 De 1.8 a 3 Ø 10@ 25cm
	Interiores en (z) continuas	17	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	28.40	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	De 0m a 2.85m Ø 10@ 25cm
5al19	Exteriores en (x) continuas	48	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	11.97	7 Ø 16	13.93	11.97	7 Ø 16	13.93	Especificaciones @ 30 cm
	Interiores en (x)	6	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	De 0.05m a 2.20m Ø 10 @ 25cm
	Interiores en (x) continuas	24	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	De 0.05m a 2.20m Ø 10 @ 25cm
	Interiores en (z)	7.2	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	27.44	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	De 0m a 2.85m Ø 10@ 25cm
	Interiores en (z) continuas	17	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	30.91	2 Ø 16 y 6 Ø 25	34.58	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	De 0 a 1 Ø 10@ 23 De 1 a 3 Ø 10@ 25cm
Cub.	Exteriores en (x) continuas	48	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	11.97	7 Ø 16	13.93	11.97	7 Ø 16	13.93	Especificaciones @ 30 cm
	Interiores en (x)	6	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	De 0.05m a 2.20m Ø 10 @ 25cm
	Interiores en (x) continuas	24	1.2CP+1.6CTEPAÑOS+0.5CTC	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	22.44	2 Ø 16 y 4 Ø 25	24.38	De 0.05m a 2.20m Ø 10 @ 25cm
	Interiores en (z)	7.2	1.2CP+1.6CTC+0.5CTEPAÑOS	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	De 0m a 2.85m Ø 10@ 25cm
	Interiores en (z) continuas	17	1.2CP+1.6CTC+0.5CTEPAÑOS	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	26.18	2 Ø 16 y 5 Ø 25	29.48	De 0m a 2.85m Ø 10@ 25cm

Tabla 3.9. Diseño de vigas por 2do Estados Límites

DISEÑO POR ESTADO LÍMITE DE UTILIZACIÓN												
Nivel	Vigas	Deformación						Fisuración				
		Mcp	Mct	Mculd	Flecha Instantanea	Flecha total	Flecha permisible	Mk	Afisu(mm)	Af perm(mm)	s(cm)	smin(cm)
1 al 3	Exteriores en (X) continuas	31.72	21.85	13.11	0.09	0.15	1.25 cm	108.95	0.10	0.30	3.33	2.39
	Interiores en (X)	62.67	43.67	26.202	0.13	0.23		153.26	0.11		5.00	
	Interiores en (X) continuas	51.19	37.59	22.554	0.11	0.19		185.59	0.14		5.00	
	Interiores en (Z)	87.66	70.57	42.342	0.39	0.63	1.5 cm	291.07	0.14		3.17	2.54
	Interiores en (Z) continuas	83.68	67.85	40.71	0.35	0.54		247.27	0.14		4.60	
4	Exteriores en (X) continuas	31.38	43.42	26.052	0.12	0.21	1.25 cm	122.34	0.11	0.30	3.33	2.39
	Interiores en (X)	69.076	48.11	28.866	0.14	0.26		156.46	0.12		5.00	
	Interiores en (X) continuas	50.62	37.86	22.716	0.11	0.19		172.02	0.13		5.00	
	Interiores en (Z)	95.56	150.57	90.342	0.88	1.39	1.50 cm	349.73	0.17		6.98	2.54
	Interiores en (Z) continuas	83.79	68.13	40.878	0.35	0.55		253.28	0.15		4.60	
5 al 9	Exteriores en (X) continuas	52.5	36.25	21.75	0.15	0.26	1.25 cm	122.64	0.11	0.30	3.33	2.39
	Interiores en (X)	70.4	51.96	31.176	0.16	0.24		175.93	0.13		5.00	
	Interiores en (X) continuas	50.38	37.9	22.74	0.11	0.19		166.51	0.12		5.00	
	Interiores en (Z)	95.5	89.17	53.502	0.52	0.82	1.50 cm	256.68	0.15		4.60	2.54
	Interiores en (Z) continuas	81.23	70.2	42.12	0.35	0.53		273.07	0.16		3.56	2.39
Cub.	Exteriores en (X) continuas	57.45	11.37	6.822	0.11	0.21	1.25 cm	117.73	0.11	0.30	3.33	2.39
	Interiores en (X)	80.1	15.25	9.15	0.12	0.22		148.58	0.11		5.00	
	Interiores en (X) continuas	55.38	11.91	7.146	0.08	0.15		150.88	0.11		5.00	
	Interiores en (Z)	112.64	26.37	15.822	0.28	0.49	1.50 cm	195.40	0.12		3.56	
	Interiores en (Z) continuas	106.71	25.35	15.21	0.24	0.42		232.04	0.14		3.56	

A continuación se muestran los resultados del Staad. Pro para las vigas de los Niveles 1 y 2.

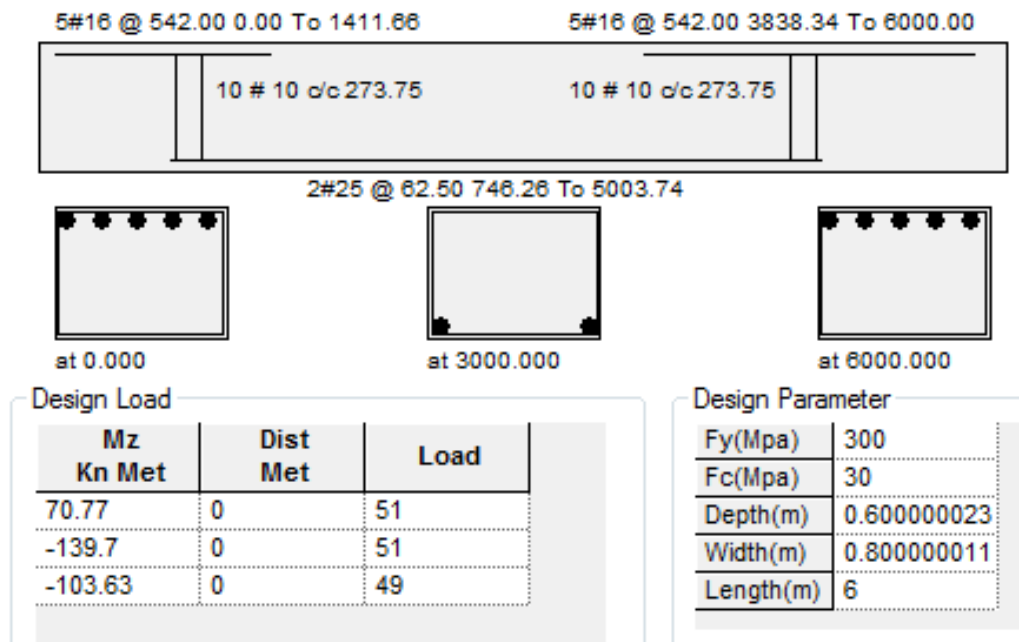


Figura 3.7. Vigas exteriores en X

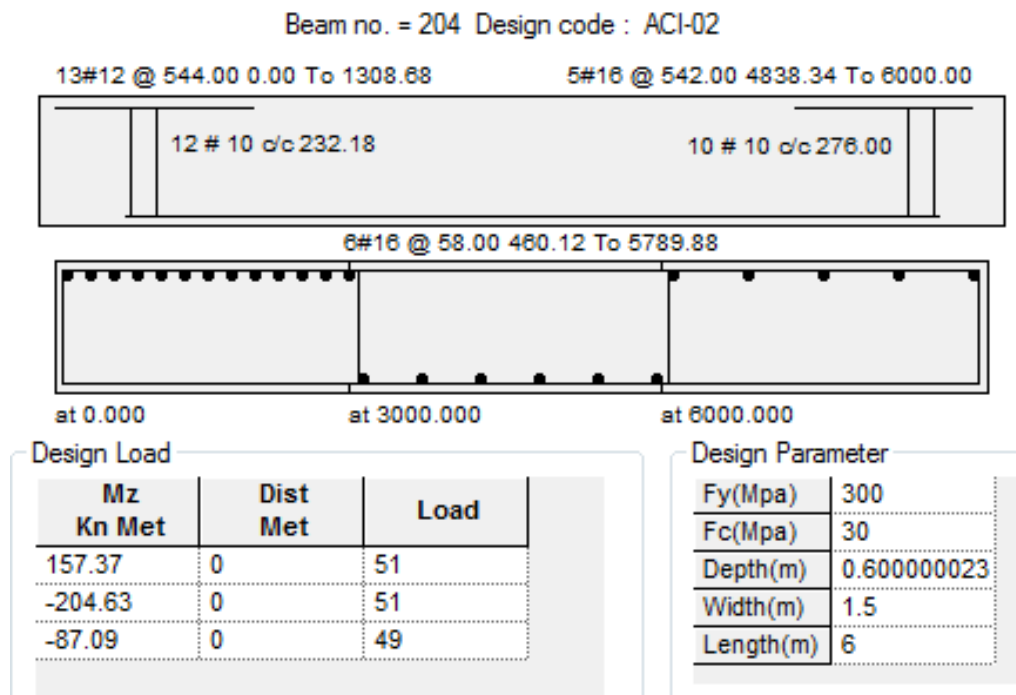


Figura 3.8. Vigas interiores en X de 6m

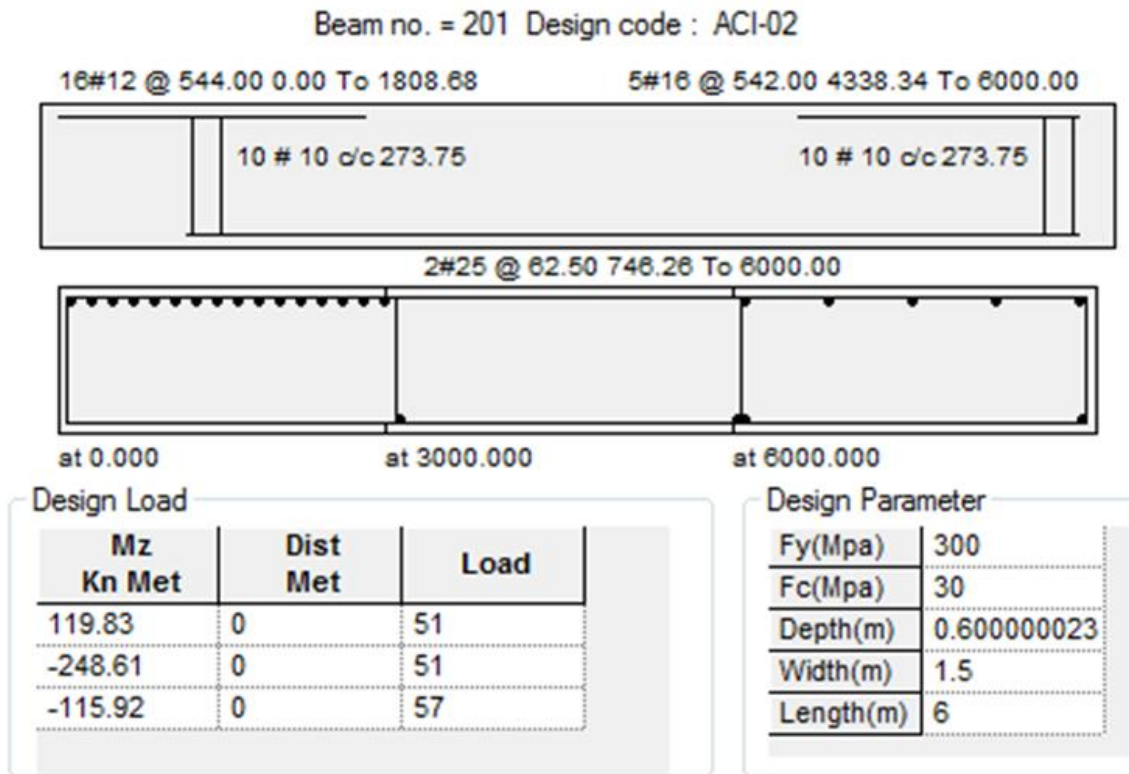


Figura 3.9. Vigas interiores en X continuas

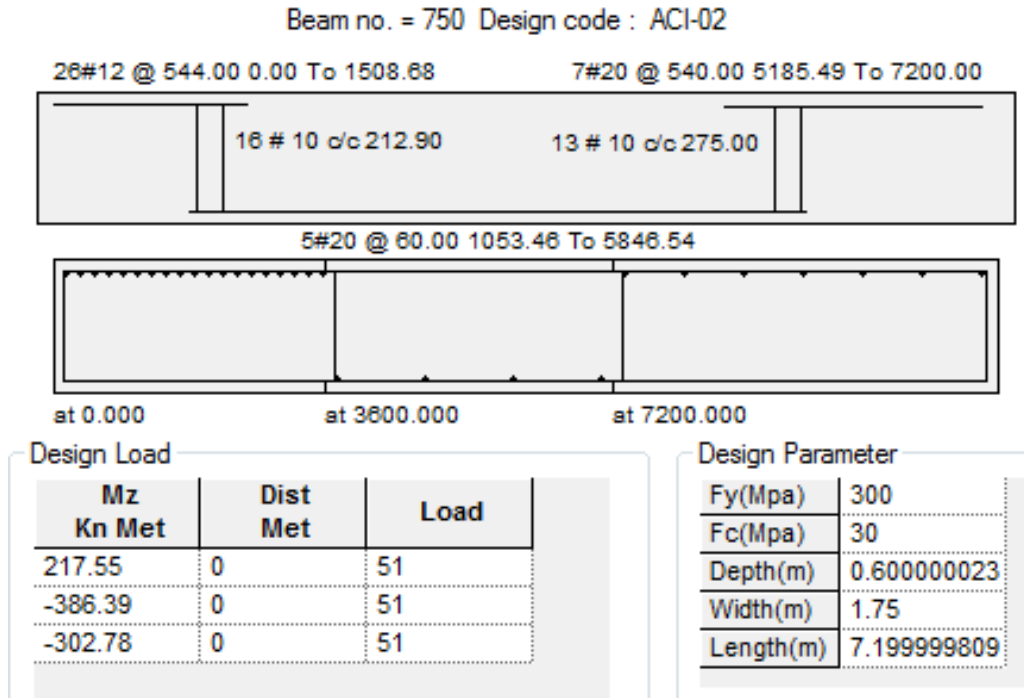


Figura 3.10. Vigas interiores en Z de 7.2 m

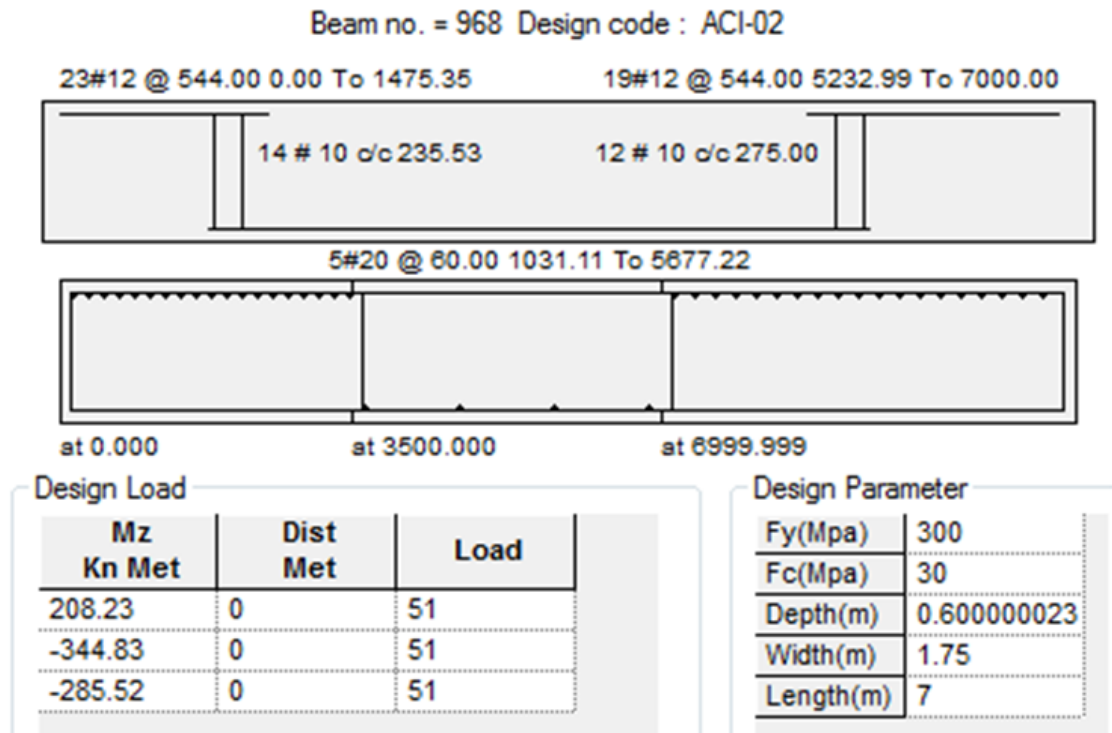


Figura 3.11. Vigas interiores en Z continuas

- Existen grandes diferencias en el diseño automatizado mediante el Staad y los diseños obtenidos manualmente por la hoja de cálculo de Mathcad.
- Las combinaciones críticas para el diseño están condicionadas para las cargas permanentes y temporales.
- Quedaron definidos cinco diseños diferentes para toda la estructura.

3.4.4 Diseño de Tímpanos

El diseño de los tímpanos se realizó utilizando el software Midas por la ACI318M-02 y luego se comprobó por la hoja de cálculo de Mathcad. Con los valores de fuerzas internas de los tímpanos que se obtienen por el Staad para comprobar que todas las combinaciones que se generan están dentro de la curva de resistencia del diagrama de interacción. Como existen muchos tímpanos en la estructura estos se agruparon por niveles.

Tabla 3.10. Valores de solicitaciones en tímpanos

SOLICITACIONES EN TIMPANOS						
Nivel	Columnas	Análisis P-Delta				
		Combinaciones	Solicitaciones			
			Fy(kN)	Fxy(kN)	Mx(kNm)	My(kNm)
1a3	Exteriores	1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVC I (Z)	6650	629	23	2114
	Interiores	1.2*CP+1.6*CTEtorre + 0.5*CTC	11310	284	3	234

4a7	Exteriores	$1.2*CP+1.6*CTE_{torre} + 0.5*CTC$	4654	211	62	564
	Interiores	$1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC$	7652	326	5	212
8a10	Exteriores	$1.2*CP+1.6*CTE_{torre} + 0.5*CTC$	2002	134	74	248
	Interiores	$1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC$	3189	265	5	209

Tabla 3.11. Refuerzo de tímpanos

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS TIMPANOS														
Nivel	Columnas	Análisis P-Delta	Diseño Midas						Diseño Mathcad					
		Combinaciones	Resultados Diseño Midas Refuerzo Vertical			Resultados Diseño Midas Refuerzo Horizontal			Resultados Diseño Mathcad Refuerzo Vertical			Resultados Diseño Mathcad Refuerzo Horizontal		
			As (cm ²)	Ø Barras	Esp.(cm)	As (cm ²)	Ø Barras	Esp.(cm)	As (cm ²)	Ø Barras	Esp.(cm)	As (cm ²)	Ø Barras	Esp.(cm)
1a3	Exteriores	1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVCI (Z)	66.32	16	45	24.14	10	20	66.32	16	45	32.67	10	14
	Interiores	1.2*CP+1.6*CTEtorre + 0.5*CTC	64.35	16	45	20	10	25	64.35	16	45	44	10	11
4a7	Exteriores	1.2*CP+1.6*CTEtorre + 0.5*CTC	40.72	12	45	24.14	10	20	40.72	12	45	32.67	10	14
	Interiores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	38.45	12	43	20	10	25	38.45	12	43	44	10	11
8a10	Exteriores	1.2*CP+1.6*CTEtorre + 0.5*CTC	40.72	12	45	17.04	10	30	40.72	12	45	32.67	10	14
	Interiores	1.2CP+1.6CTETORRE+0.5CTC	37.68	10	28	20	10	25	37.68	10	28	44	10	11

1. Geometry and Materials

Design Code : ACI318M-02

Stress Profile : Parabolic

Material Data : $f_c' = 30 \text{ MPa}$ ($\beta_1 = 0.850$)

$f_y = 300$, $f_{ys} = 300 \text{ MPa}$

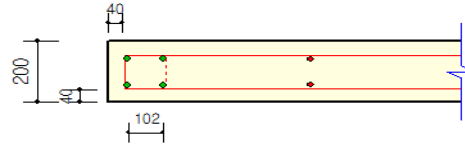
Effect. Height : $KL_u = 3260 \text{ mm}$

Wall Dim. (Length*Thk) : $7000 * 200 \text{ mm}$

Vertical Reinf. : #5 @450 (D) ($\rho = 0.0044$)

End Reinf. : 4-#4 @102

Total Vertical Steel Area : $A_{et} = 6632 \text{ mm}^2$ ($\rho_v = 0.0047$)



6. Check Shear Capacity

Strength Reduction Factor $\phi = 0.750$

Design Force $V_u = 690.0 \text{ kN}$ ($P_u = 6650.0 \text{ kN}$)

Used Horz. Reinf. : #3 @ 203

Figura 3.12. Típanos exteriores 1a3

1. Geometry and Materials

Design Code : ACI318M-02

Stress Profile : Parabolic

Material Data : $f_c' = 30 \text{ MPa}$ ($\beta_1 = 0.850$)

$f_y = 300$, $f_{ys} = 300 \text{ MPa}$

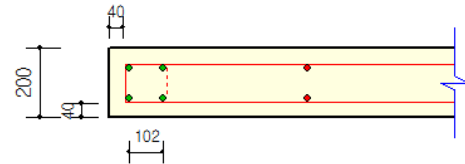
Effect. Height : $KL_u = 3260 \text{ mm}$

Wall Dim. (Length*Thk) : $7000 * 200 \text{ mm}$

Vertical Reinf. : d12 @450 (D) ($\rho = 0.0025$)

End Reinf. : 4-d12 @102

Total Vertical Steel Area : $A_{et} = 4072 \text{ mm}^2$ ($\rho_v = 0.0029$)



6. Check Shear Capacity

Strength Reduction Factor $\phi = 0.750$

Design Force $V_u = 210.0 \text{ kN}$ ($P_u = 4654.0 \text{ kN}$)

Used Horz. Reinf. : d10 @ 203

Figura 3.13. Típanos exteriores 4 a 7

1. Geometry and Materials

Design Code : ACI318M-02

Stress Profile : Parabolic

Material Data : $f'_c = 30 \text{ MPa}$ ($\beta_1 = 0.850$)

$f_y = 300$, $f_{ys} = 300 \text{ MPa}$

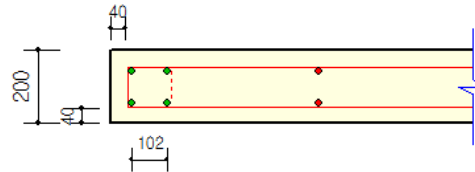
Effect. Height : $KL_u = 3260 \text{ mm}$

Wall Dim. (Length*Thk) : $7000 * 200 \text{ mm}$

Vertical Reinf. : d12 @450 (D) ($\rho = 0.0025$)

End Reinf. : 4-d12 @102

Total Vertical Steel Area : $A_{vt} = 4072 \text{ mm}^2$ ($\rho_v = 0.0029$)



6. Check Shear Capacity

Strength Reduction Factor $\phi = 0.750$

Design Force $V_u = 134.0 \text{ kN}$ ($P_u = 2002.0 \text{ kN}$)

Used Horz. Reinf. : d10 @ 314

Figura 3.14. Tímpanos exteriores 8 a 10

1. Geometry and Materials

Design Code : ACI318M-02

Stress Profile : Parabolic

Material Data : $f'_c = 30 \text{ MPa}$ ($\beta_1 = 0.850$)

$f_y = 300$, $f_{ys} = 300 \text{ MPa}$

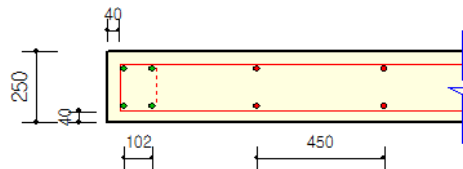
Effect. Height : $KL_u = 3260 \text{ mm}$

Wall Dim. (Length*Thk) : $6000 * 250 \text{ mm}$

Vertical Reinf. : d16 @450 (D) ($\rho = 0.0036$)

End Reinf. : 4-d16 @102

Total Vertical Steel Area : $A_{vt} = 6435 \text{ mm}^2$ ($\rho_v = 0.0043$)



6. Check Shear Capacity

Strength Reduction Factor $\phi = 0.750$

Design Force $V_u = 284.0 \text{ kN}$ ($P_u = 11310.0 \text{ kN}$)

Used Horz. Reinf. : d10 @ 251

Figura 3.15. Tímpanos interiores 1 a 3

1. Geometry and Materials

Design Code : ACI318M-02

Stress Profile : Parabolic

Material Data : $f_c' = 30 \text{ MPa}$ ($\beta_1 = 0.850$)

$f_y = 300$, $f_{ys} = 300 \text{ MPa}$

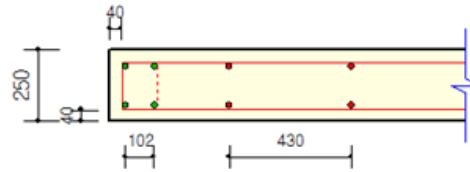
Effect. Height : $KL_u = 3260 \text{ mm}$

Wall Dim. (Length*Thk) : $6000 * 250 \text{ mm}$

Vertical Reinf. : d12 @430 (D) ($\rho = 0.0021$)

End Reinf. : 4-d12 @102

Total Vertical Steel Area : $A_{vt} = 3845 \text{ mm}^2$ ($\rho_v = 0.0026$)



6. Check Shear Capacity

Strength Reduction Factor $\phi = 0.750$

Design Force $V_u = 326.0 \text{ kN}$ ($P_u = 7654.0 \text{ kN}$)

Used Horz. Reinf. : d10 @ 251

Figura 3.16. Tímpanos interiores 4 a 7

1. Geometry and Materials

Design Code : ACI318M-02

Stress Profile : Parabolic

Material Data : $f_c' = 30 \text{ MPa}$ ($\beta_1 = 0.850$)

$f_y = 300$, $f_{ys} = 300 \text{ MPa}$

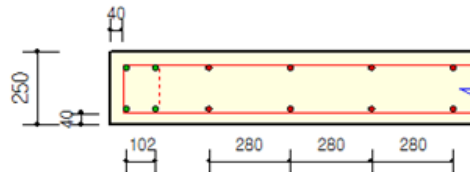
Effect. Height : $KL_u = 3260 \text{ mm}$

Wall Dim. (Length*Thk) : $6000 * 250 \text{ mm}$

Vertical Reinf. : d10 @280 (D) ($\rho = 0.0022$)

End Reinf. : 4-d10 @102

Total Vertical Steel Area : $A_{vt} = 3768 \text{ mm}^2$ ($\rho_v = 0.0025$)



6. Check Shear Capacity

Strength Reduction Factor $\phi = 0.750$

Design Force $V_u = 265.0 \text{ kN}$ ($P_u = 3189.0 \text{ kN}$)

Used Horz. Reinf. : d10 @ 251

Figura 3.17. Tímpanos interiores 8 a 10

3.4.5 Diseño de losas

Para la modelación de la losa se consideraron solamente 2 niveles, losa de los niveles 1, 2,3 (más desfavorable) y la losa de la cubierta ya que al modelarse para la estructura completa el tiempo de corrida fue elevado, por lo que se tomó la decisión de no considerar las losas en el modelo y mediante el comando **master-slave** rigidizar el entrepiso debido al gran costo computacional y la gran cantidad de elemento que conformarían el modelo.

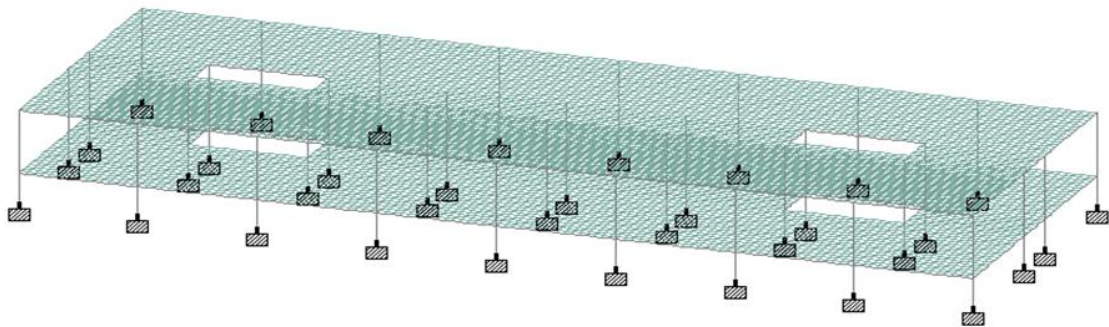


Figura 3.18. Modelo para realizar las diferentes densidades de mallas

Se realizó un estudio de la densidad de malla en el que se consideraron las siguientes densidades.

ESTUDIO DE DENSIDAD DE MALLA					
Ubicación	Densidad de Malla	1.00 m	0.70 m	0.40 m	0.20 m
Nodo	Máx. desplazamiento transversal	-10.241	-10.416	-10.492	-10.503
	Máx. desplazamiento absoluto	10.241	10.417	10.493	10.504
Losas	Máx. Mx (kNm/m)	13.556	13.119	16.186	15.442
	Máx. My (kNm/m)	10.969	10.998	13.805	18.190

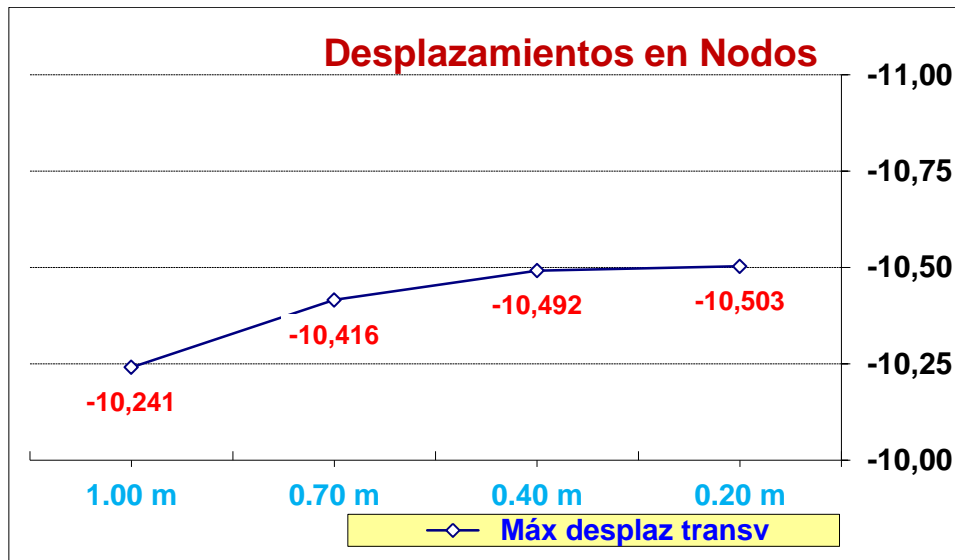


Figura 3.19. Gráfico de los valores máximos de desplazamiento transversal

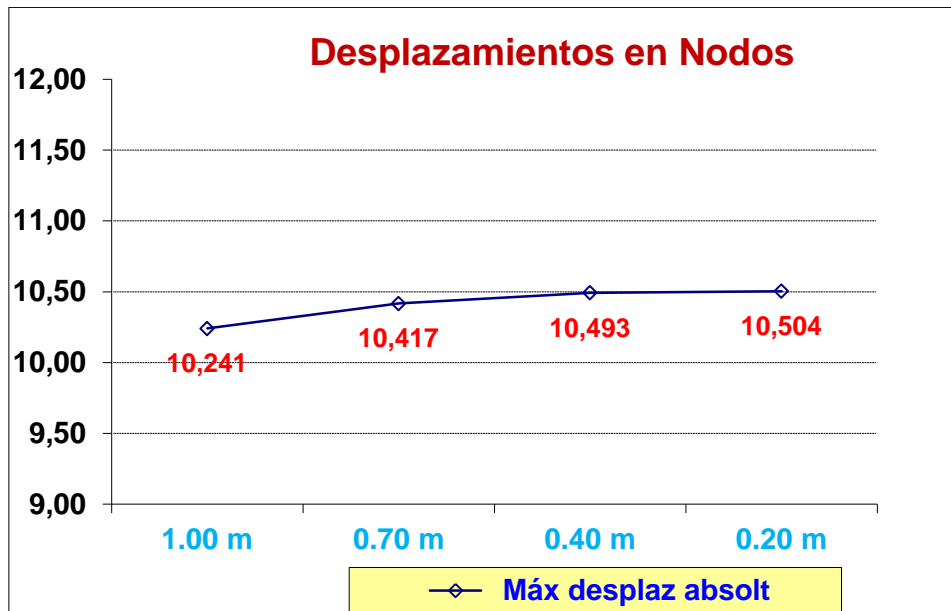


Figura 3.20. Gráfico de los valores máximos de desplazamiento absoluto

- Según el análisis que se realizó de los resultados de desplazamientos se puede observar que la diferencia entre la densidad de 1m y la de 0.2 m es de 2.55 %.
- A partir de las losas de 0.4 x 0.4 m se observa en la curva en cuanto a desplazamientos que los cambios son insignificantes (prácticamente la curva tiende a ser asíntota al valor de 10.5 mm).

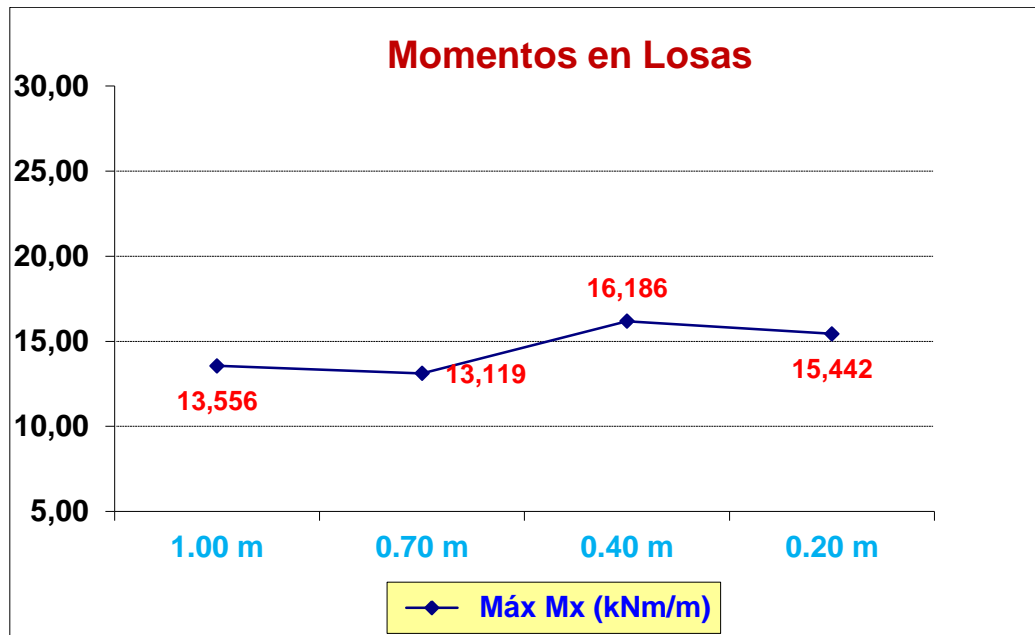


Figura 3.21. Gráfico de los valores de momento en el eje x (M_x)

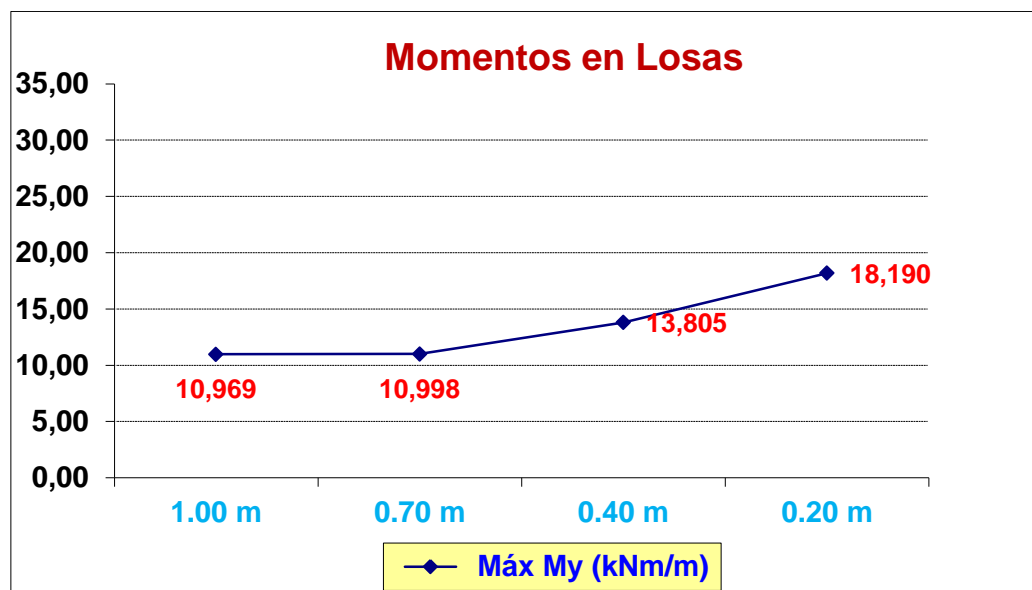


Figura 3.21. Gráfico de los valores de momento en el eje y (M_y)

- Los momentos en las losas no presentan variaciones significativas.
- Sin duda la densidad de malla de 0.20 x 0.20 m es una mejor aproximación a la realidad pero presenta como inconveniente un mayor costo computacional en cuanto a tiempo de procesamiento.
- De forma general se puede decir que no ocurren cambios significativos en cuanto a desplazamientos y momentos y se decide adoptar para el diseño la densidad de 0.4 m, ya que los resultados no varían significativamente con respecto a la densidad de 0.20 m.

El diseño por el Staad se realizó por la BS8110 para la losa de los niveles 1 2 3 (más desfavorable).

El diseño por el Staad se realizó por la norma BS8110

ELEMENT DESIGN SUMMARY-BASED ON 16mm BARS

MINIMUM AREAS ARE ACTUAL CODE MIN % REQUIREMENTS.

PRACTICAL LAYOUTS ARE AS FOLLOWS:

FY=460, 6No.16mm BARS AT 150mm C/C = 1206mm²/metre

FY=250, 4No.16mm BARS AT 250mm C/C = 804mm²/metre

ELEMENT	LONG. REINF (mm ² /m)	MOM-X /LOAD (kN-m/m)	TRANS. REINF (mm ² /m)	MOM-Y /LOAD (kN-m/m)
6747 TOP :	455.	13.77 /	6	419.
BOTT:	360.	-0.08 /	4	360.
6748 TOP :	360.	9.40 /	5	407.
BOTT:	360.	-0.04 /	4	360.
6749 TOP :	360.	4.88 /	5	360.
BOTT:	360.	-0.03 /	4	360.
6750 TOP :	360.	0.84 /	5	360.
BOTT:	360.	-0.03 /	4	360.

También se realizaron cuatro tipos de diseño, por el método del pórtico equivalente utilizando las hojas de cálculo de Mathcad y por el Midas con la norma ACI318M-02 condicionado por las cargas actuantes sobre las losa (losas de los niveles 1 2 3; losa del nivel 4; losas de los niveles 5 6 7 8 9 y la losa de la cubierta. A continuación se muestran los resultados.

Losas de los niveles 1 2 3

DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE VIGAS

DATOS GENERALES

Geometría

L_L := 7.2 m

L_C := 6 m

c_1 := 40 cm

c_2 := 60 cm

H := 3.6 m

Materiales

$f_{c,losa}$:= 25 MPa

$f_{c,viga}$:= 25 MPa

$f_{c,col}$:= 25 MPa

f_y := 300 MPa

Cargas

w_d := 1.76 kN/m²

w_{CU} := 4 kN/m²

Seleccione la categoría de la agresividad del medio

Alta

Media

Baja

L_L	Luz larga de la losa
L_C	Luz Corta de la losa
H	Altura de las columnas
c_1	Dimension del columna en la direccion de la luz larga
c_2	Dimension del columna en la direccion de la luz corta
f_c	Resistencia del hormigón
f_y	Resistencia del acero
h_{abaco}	Peralto del abaco de la losa
h_v	Peralto de la viga de borde o interior
b_v	Ancho de la viga de borde o interior
w_{CU}	Carga de Servicio
w_d	Sobregarga debido a la carga permanente (sin el peso propio)

CÁLCULO DEL PERALTO

Vigas de borde

h_{v1} := 60 cm

b_{v1} := 40 cm

Vigas interiores

h_{v2} := 60 cm

b_{v2} := 40 cm

El

$h = 15$ cm

El valor de h es el mínimo a colocar por requerimientos de deformación. Debe elegir siempre uno mayor

comentario1 = "El peralto es mayor que el mínimo"

PERALTO DEFINITIVO DE LA LOSA
(coloque el peralto apropiado)

h := 15 cm

Franja exterior luz larga

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	9.287	0.293	3.361	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	13.362	0.424	4.502	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	20.931	0.671	7.132	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	10.185	0.321	3.416	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	18.969	0.607	6.444	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	15.234	0.484	5.147	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	22.27	0.716	7.604	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	34.885	1.144	12.151	24
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	16.976	0.541	5.75	...

Franja exterior luz corta

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	5.397	0.198	2.884	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	9.828	0.363	3.859	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	14.494	0.541	5.744	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	7.284	0.268	2.884	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	13.182	0.49	5.21	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	15.869	0.42	6.249	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	29.437	0.795	11.828	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	43.411	1.199	17.834	23
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	21.816	0.583	8.666	...

Franja interior luz larga

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	16.1	0.253	6.723	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	25.591	0.405	8.615	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	39.48	0.632	13.428	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	19.165	0.302	6.723	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	35.838	0.572	12.156	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	26.407	0.419	8.895	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	42.652	0.684	14.542	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	65.799	1.075	22.845	26
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	31.942	0.508	10.803	...

Franja interior luz corta

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	9.298	0.17	5.769	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	19.017	0.351	7.462	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	27.595	0.514	10.921	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	13.837	0.254	5.769	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	25.186	0.468	9.944	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	27.338	0.361	10.732	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	56.959	0.768	22.854	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	82.651	1.137	33.839	24
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	41.443	0.552	16.436	...

Losas de los niveles Nivel 4

DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE VIGAS

DATOS GENERALES

Geometría

$L_L :=$ 7.2 m
 $L_C :=$ 6 m
 $c_1 :=$ 40 cm
 $c_2 :=$ 60 cm
 $H_{\text{losa}} :=$ 3.6 m

Materiales

$f_{c, \text{losa}} :=$ 25 MPa
 $f_{c, \text{viga}} :=$ 25 MPa
 $f_{c, \text{col}} :=$ 25 MPa
 $f_y :=$ 300 MPa

Cargas

$w_d :=$ 1.76 kN/m²
 $w_{CU} :=$ 3 kN/m²
 Seleccione la categoría de la agresividad del medio
 Alta
 Media
 Baja

L_L Luz larga de la losa
 L_C Luz Corta de la losa
 H Altura de las columnas
 c_1 Dimension del columna en la direccion de la luz larga
 c_2 Dimension del columna en la direccion de la luz corta
 f_c Resistencia del hormigón
 f_y Resistencia del acero
 h_{abaco} Peralto del abaco de la losa
 h_v Peralto de la viga de borde o interior
 b_v Ancho de la viga de borde o interior
 w_{CU} Carga de Servicio
 w_d Sobregarga debido a la carga permanente (sin el peso propio)

CÁLCULO DEL PERALTO

Vías de borde
 $h_{v1} :=$ 60 cm $b_{v1} :=$ 40 cm
Vías interiores
 $h_{v2} :=$ 60 cm $b_{v2} :=$ 40 cm

$h :=$ 15 cm

comentario1 = "El peralto es mayor que el mínimo"

El valor de h es el mínimo a colocar por requerimientos de deformación. Debe elegir siempre uno mayor

PERALTO DEFINITIVO DE LA LOSA
(coloque el peralto apropiado)

$h :=$ 15 cm

Franja exterior luz larga

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	8.129	0.256	3.361	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	11.696	0.37	3.931	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	18.321	0.585	6.218	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	8.326	0.262	3.361	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	16.604	0.529	5.621	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	13.334	0.423	4.492	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	19.493	0.624	6.628	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	30.535	0.994	10.561	28
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	13.877	0.44	4.679	...

Franja exterior luz corta

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	4.724	0.173	2.884	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	8.603	0.317	3.369	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	12.686	0.471	5.01	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	5.779	0.212	2.884	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	11.538	0.428	4.546	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	13.891	0.367	5.455	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	25.767	0.692	10.296	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	37.998	1.04	15.474	27
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	17.308	0.459	6.83	...

Franja interior luz larga

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	14.092	0.221	6.723	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	22.4	0.354	7.523	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	34.557	0.551	11.71	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	15.374	0.242	6.723	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	31.369	0.499	10.605	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	23.115	0.366	7.767	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	37.334	0.597	12.678	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	57.595	0.935	19.866	30
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	25.623	0.406	8.626	...

Franja interior luz corta

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	8.139	0.149	5.769	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	16.646	0.307	6.516	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	24.154	0.448	9.526	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	10.765	0.197	5.769	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	22.046	0.408	8.676	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	23.93	0.315	9.371	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	49.857	0.669	19.897	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	72.345	0.987	29.376	28
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	32.243	0.427	12.702	...

Losas de los Niveles 5 6 7 8 9

DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE VIGAS

DATOS GENERALES

Geometría

$L_L := 7.2 \text{ m}$

$L_C := 6 \text{ m}$

$c_1 := 40 \text{ cm}$

$c_2 := 60 \text{ cm}$

$H := 3.6 \text{ m}$

Materiales

$f_{c,losa} := 25 \text{ MPa}$

$f_{c,viga} := 25 \text{ MPa}$

$f_{c,col} := 25 \text{ MPa}$

$f_y := 300 \text{ MPa}$

Cargas

$w_d := 1.76 \text{ kN/m}^2$

$w_{CU} := 2 \text{ kN/m}^2$

Seleccione la categoría de la agresividad del medio

Alta
Media
Baja

L_L Luz larga de la losa
 L_C Luz Corta de la losa
 H Altura de las columnas
 c_1 Dimension del columna en la direccion de la luz larga
 c_2 Dimension del columna en la direccion de la luz corta
 f_c Resistencia del hormigón
 f_y Resistencia del acero
 h_{abaco} Peralto del abaco de la losa
 h_v Peralto de la viga de borde o interior
 b_v Ancho de la viga de borde o interior
 w_{CU} Carga de Servicio
 w_d Sobregarga debido a la carga permanente (sin el peso propio)

CÁLCULO DEL PERALTO

Vigas de borde

$h_{v1} := 60 \text{ cm}$

$b_{v1} := 40 \text{ cm}$

Vigas interiores

$h_{v2} := 60 \text{ cm}$

$b_{v2} := 40 \text{ cm}$

 \bar{h}_{min}

$h = 15 \text{ cm}$

comentario1 = "El peralto es mayor que el mínimo"

El valor de h es el mínimo a colocar por requerimientos de deformación.
Debe elegir siempre uno mayor

PERALTO DEFINITIVO DE LA LOSA
(coloque el peralto apropiado)

$\bar{h} := 15 \text{ cm}$

Franja exterior luz larga

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	6.971	0.219	3.361	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	10.03	0.316	3.363	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	15.711	0.5	5.312	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	7.14	0.224	3.361	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	14.239	0.452	4.803	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	11.435	0.362	3.842	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	16.716	0.533	5.66	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	26.185	0.847	8.995	30
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	11.9	0.377	4.001	...

Franja exterior luz corta

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	4.051	0.148	2.884	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	7.377	0.271	2.884	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	10.879	0.403	4.28	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	4.956	0.181	2.884	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	9.894	0.366	3.885	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	11.912	0.314	4.665	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	22.096	0.59	8.781	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	32.585	0.884	13.157	30
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	14.843	0.392	5.837	...

Franja interior luz larga

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	12.085	0.19	6.723	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	19.21	0.303	6.723	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	29.634	0.471	10.006	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	13.184	0.207	6.723	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	26.901	0.427	9.064	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	19.822	0.313	6.723	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	32.016	0.51	10.829	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	49.39	0.797	16.927	30
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	21.973	0.347	7.377	...

Franja interior luz corta

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	6.979	0.127	5.769	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	14.275	0.262	5.769	30
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	20.713	0.383	8.141	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	9.232	0.169	5.769	30
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	18.905	0.349	7.417	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	20.521	0.269	8.077	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	42.755	0.571	16.973	30
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	62.04	0.84	24.989	30
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	27.65	0.365	10.857	...

Losas de Cubierta

DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE VIGAS

DATOS GENERALES

Geometría

 $L_L := 7.2$ m $L_C := 6.0$ m $c_1 := 40$ cm $c_2 := 60$ cm $H_{\text{total}} := 3.6$ m

Materiales

 $f_{c, \text{losa}} := 25$ MPa $f_{c, \text{viga}} := 25$ MPa $f_{c, \text{col}} := 25$ MPa $f_y := 300$ MPa

Cargas

 $w_d := 2.98$ kN/m² $w_{CU} := 3$ kN/m²

Seleccione la categoría de la agresividad del medio

Muy Alta
Alta
Media

- L_L Luz larga de la losa
- L_C Luz Corta de la losa
- H Altura de las columnas
- c_1 Dimension del columna en la direccion de la luz larga
- c_2 Dimension del columna en la direccion de la luz corta
- f_c Resistencia del hormigón
- f_y Resistencia del acero
- h_{abaco} Peralto del abaco de la losa
- h_v Peralto de la viga de borde o interior
- b_v Ancho de la viga de borde o interior
- w_{CU} Carga de Servicio
- w_d Sobregarga debido a la carga permanente (sin el peso propio)

CÁLCULO DEL PERALTO

Vigas de borde

 $h_{v1} := 60$ cm $b_{v1} := 40$ cm

Vigas interiores

 $h_{v2} := 60$ cm $b_{v2} := 40$ cm h_{min} $h = 15$ cm

El valor de h es el mínimo a colocar por requerimientos de deformación.
Debe elegir siempre uno mayor

comentario1 = "El peralto es mayor que el mínimo"

PERALTO DEFINITIVO DE LA LOSA
(coloque el peralto apropiado)

 $h_{\text{def}} := 15$ cm

Franja exterior luz larga

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"	"observaciones"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	9.189	0.29	3.361	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	13.22	0.419	4.453	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	20.709	0.664	7.054	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	9.411	0.297	3.361	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	18.768	0.6	6.374	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	15.072	0.479	5.091	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	22.034	0.708	7.521	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	34.515	1.131	12.015	24	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	15.685	0.499	5.303	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Negativo"	31.28	1.019	10.832	27	"tracción controlada"

Franja exterior luz corta

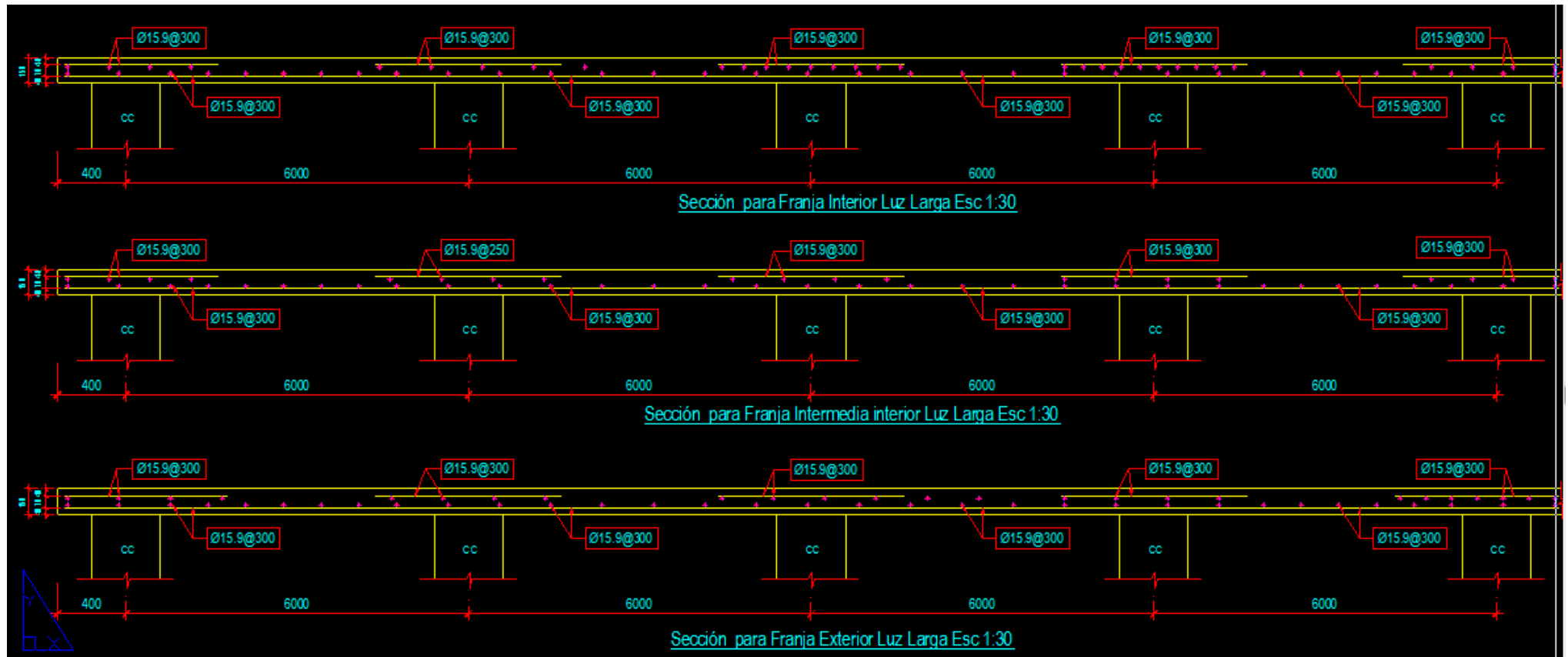
"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"	"observaciones"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	5.34	0.196	2.884	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	9.724	0.359	3.817	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	14.34	0.535	5.682	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	6.532	0.24	2.884	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	13.042	0.485	5.154	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	15.701	0.416	6.182	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	29.125	0.786	11.697	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	42.95	1.185	17.631	23	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	19.564	0.521	7.746	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Negativo"	39.063	1.071	15.935	26	"tracción controlada"

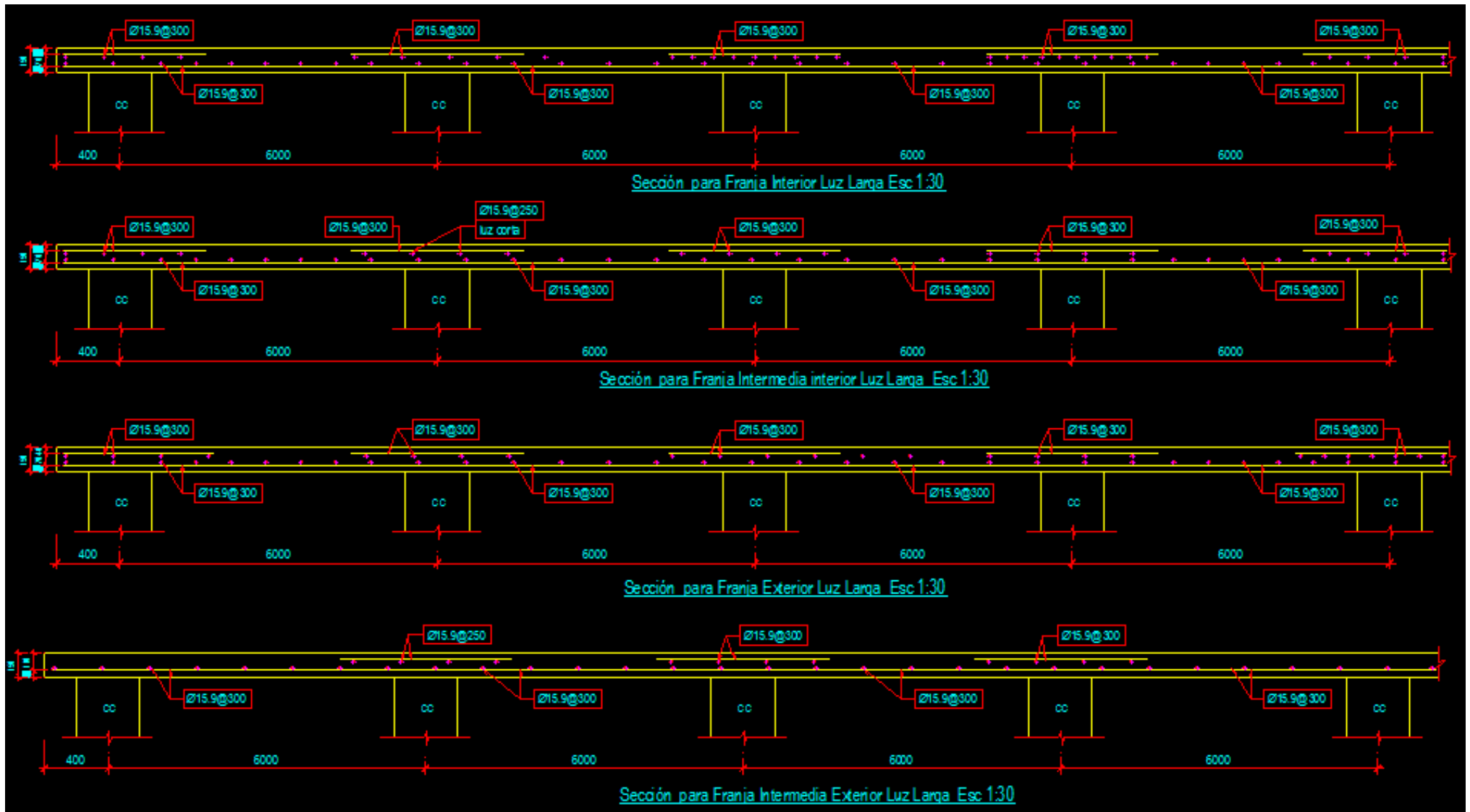
Franja interior luz larga

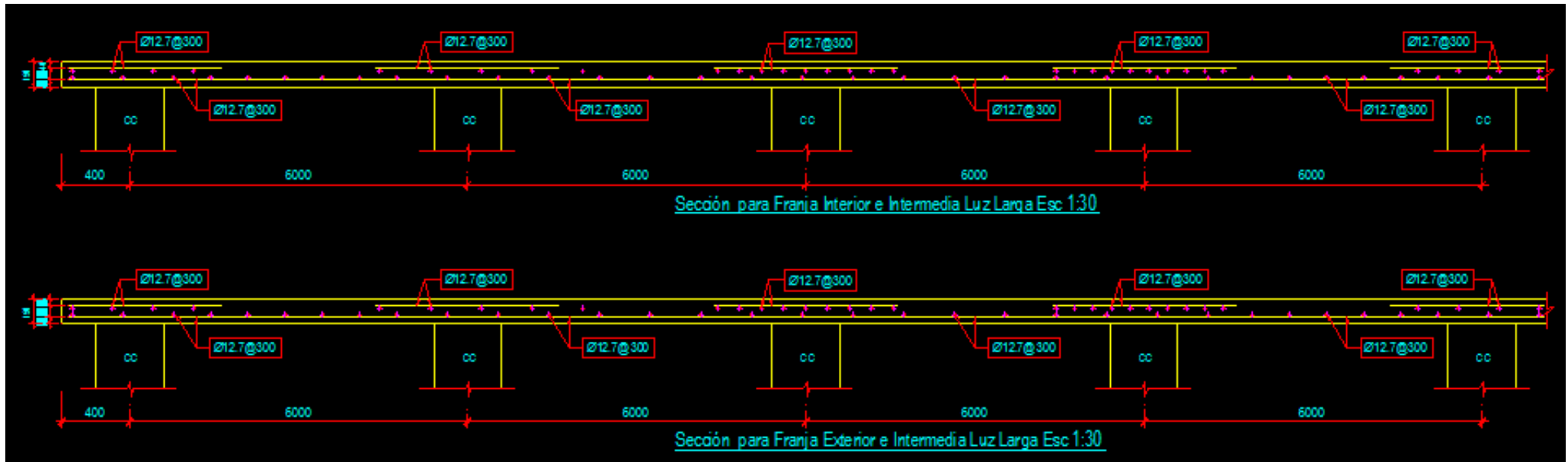
"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"	"observaciones"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	15.929	0.251	6.723	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	25.32	0.401	8.522	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	39.061	0.625	13.282	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	17.378	0.274	6.723	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	35.458	0.566	12.024	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	26.127	0.414	8.799	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	42.2	0.677	14.383	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	65.102	1.063	22.59	26	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	28.963	0.46	9.774	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Negativo"	59.097	0.96	20.408	29	"tracción controlada"

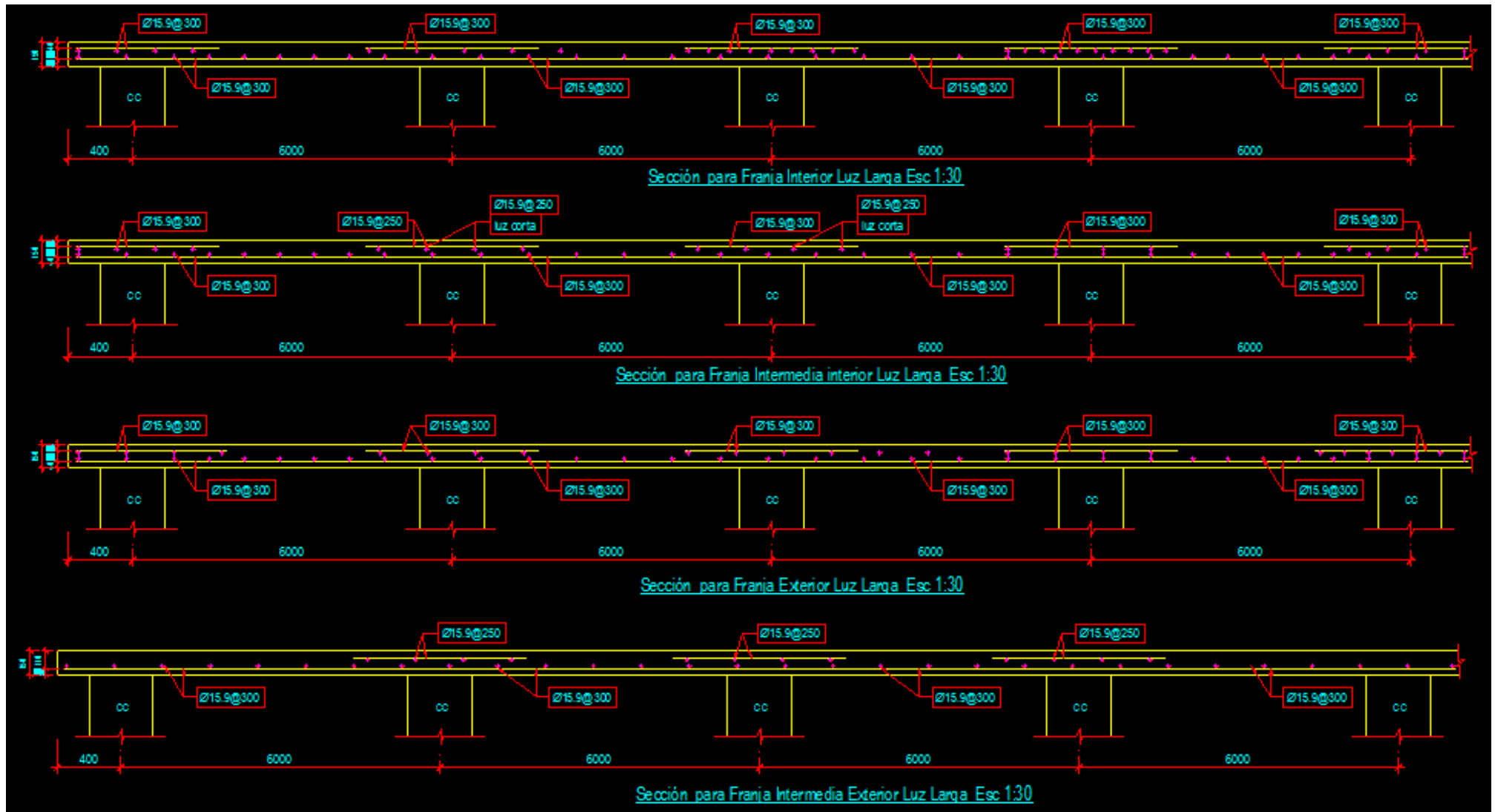
Franja interior luz corta

"FRANJA"	"TRAMO"	"MOMENTO"	"Mu(kN.m)"	"a (cm)"	"As(cm2)"	"s(cm)"	"observaciones"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	9.199	0.168	5.769	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	18.815	0.347	7.381	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	27.302	0.508	10.802	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Positivo"	12.168	0.223	5.769	30	"tracción controlada"
"COLUMNA"	"INTERIOR"	"Negativo"	24.919	0.463	9.836	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo exterior"	27.049	0.357	10.616	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Positivo"	56.355	0.76	22.601	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"EXTERIOR"	"Negativo interior"	81.775	1.125	33.456	24	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Positivo"	36.446	0.484	14.402	30	"tracción controlada"
"INTERMEDIA"	"INTERIOR"	"Negativo"	74.637	1.021	30.361	27	"tracción controlada"

Losas del nivel 1 2 3

Losas del nivel 4

Losas del nivel 5 6 7 8 9

Losa de cubierta

A continuación se presentan los diseños por el Midas.

1. Geometry and Materials

Design Code : ACI318M-02

Material Data : $f'_c = 25 \text{ MPa}$

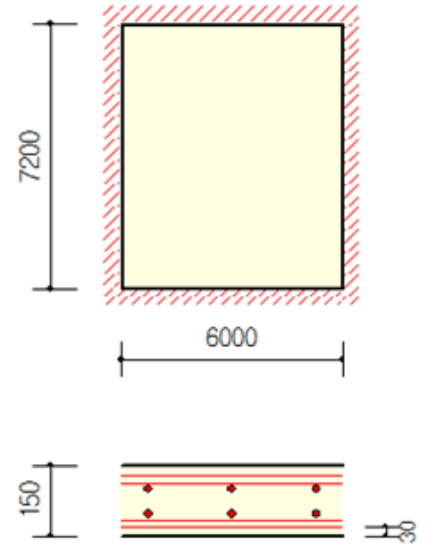
$f_y = 300 \text{ MPa}$

Slab Dim. : $6000 \times 7200 \times 150 \text{ mm}$ ($c_c = 30 \text{ mm}$)

Edge Beam Size :

B1 = 300×600 , B2 = $300 \times 600 \text{ mm}$

B3 = 300×600 , B4 = $300 \times 600 \text{ mm}$



2. Applied Loads

Dead Load : $W_d = 1.8 \text{ kPa}$

Live Load : $W_l = 4.0 \text{ kPa}$

$W_u = 1.2 \times W_d + 1.6 \times W_l = 8.5 \text{ kPa}$

Losa 1 a 3

4. Reinforcement

Strength Reduction Factor $\phi = 0.900$

	Short Span		Long Span		Minimum Ratio
	Cont.	Cent.	Cont.	Cent.	
Coefficient	0.062	0.025(D) 0.039(L)	0.029	0.012(D) 0.018(L)	
M_u (kN-m/m)	17.3	9.8	11.8	6.7	
ρ (%)	0.529	0.295	0.489	0.272	0.200
A_{st} (mm ² /m)	592	331	470	261	300
#5	@337	@500	@425	@500	@500
#5+#6	@405	@500	@500	@500	@500
#6	@471	@500	@500	@500	@500
#6+#7	@500	@500	@500	@500	@500

Losa 4

4. Reinforcement

Strength Reduction Factor $\phi = 0.900$

	Short Span		Long Span		Minimum Ratio
	Cont.	Cent.	Cont.	Cent.	
Coefficient	0.062	0.025(D) 0.039(L)	0.029	0.012(D) 0.018(L)	
M_u (kN-m/m)	14.0	7.8	9.6	5.3	
ρ (%)	0.426	0.233	0.394	0.215	0.200
A_{st} (mm ² /m)	478	262	379	206	300
#5	@418	@500	@500	@500	@500
#5+#6	@500	@500	@500	@500	@500
#6	@500	@500	@500	@500	@500
#6+#7	@500	@500	@500	@500	@500

Losa 5 6 7 8 9**4. Reinforcement**Strength Reduction Factor $\phi = 0.900$

	Short Span		Long Span		Minimum Ratio
	Cont.	Cent.	Cont.	Cent.	
Coefficient	0.062	0.025(D) 0.039(L)	0.029	0.012(D) 0.018(L)	
M_u (kN-m/m)	10.8	5.8	7.4	3.9	
ρ (%)	0.316	0.167	0.273	0.143	0.200
A_{st} (mm ² /m)	359	190	275	145	300
#4	@359	@500	@469	@500	@430
#4+#5	@454	@500	@500	@500	@500
#5	@500	@500	@500	@500	@500
#5+#6	@500	@500	@500	@500	@500

Losa de cubierta**4. Reinforcement**Strength Reduction Factor $\phi = 0.900$

	Short Span		Long Span		Minimum Ratio
	Cont.	Cent.	Cont.	Cent.	
Coefficient	0.062	0.025(D) 0.039(L)	0.029	0.012(D) 0.018(L)	
M_u (kN-m/m)	13.7	6.9	9.4	4.7	
ρ (%)	0.417	0.208	0.386	0.191	0.200
A_{st} (mm ² /m)	468	233	371	184	300
#5	@427	@500	@500	@500	@500
#5+#6	@500	@500	@500	@500	@500
#6	@500	@500	@500	@500	@500
#6+#7	@500	@500	@500	@500	@500

3.5 Conclusiones Parciales

- El diseño de la losa por los método estático equivalente nos permite una mejor distribución del acero en franjas interiores y exteriores para este caso dio un diseño por especificación menos en la franja intermedia momento negativo exterior.
- El diseño por el Staad de las losas nos da Ø 16 @ 25 cm, diseño conservador, dado la utilización de la BS8110.
- El Midas da por especificación y existe correspondencia con el diseño por el diseño por método del pórtico equivalente.
- Es considerablemente importante para el proyectista conocer las características ingeniero-geológicas del suelo o material donde se colocará las cimentaciones ya que estas determinan en muchos casos las dimensiones y el tipo de cimentación a emplear.

En el diseño de las columnas se puede apreciar que para los niveles inferiores existen grandes diferencias entre los métodos manuales y el Midas, dando el diseño por el Midas menos acero

- Se observa que las secciones de hormigón seleccionadas para la edificación están en cierta medida sobredimensionadas, se puede llegar a secciones más económicas (en cuanto al área de hormigón requerida).
- El caso de los niveles superiores para las columnas interiores el diseño por los métodos manuales da menos acero.
- La consideración en la modelación de ISE a través de un modelo tipo Winkler hace que la estructura se comporte de una manera más real y por lo tanto se obtienen resultados más factibles para realizar el diseño.
- Un aspecto importante es el estudio del terreno donde se va a construir la cimentación, a la hora de decidir el tipo de cimentación que se va a utilizar.
- Las hojas de cálculo de Mathcad son una poderosa herramienta para el diseño de todos los elementos referidos el informe.
- Las hojas de cálculo Mathcad programadas para el diseño geotécnico y estructural de las cimentaciones son una poderosa herramienta que nos permite determinar las dimensiones geométricas y los refuerzos necesarios para resistir las solicitaciones actuantes.

CONCLUSIONES

- El análisis automatizado es una poderosa herramienta que nos permite hacer consideraciones en la modelación, que se traducen en una mejor aproximación al esquema real de la estructura, pero sin embargo es vital el conocimiento adecuado de los métodos y metodologías de análisis y diseño que permitan al ingeniero modificar y ajustar sus consideraciones para la infinidad de casos que se pueden analizar (marcado principalmente por las diferentes condiciones modeladas y el estudio de variantes técnico-económicas).
- Los proyectos de curso I y II de la maestría en estructura tienen en su concepción metodológica la inter y transdisciplinariedad de las temáticas tratadas y afines con un proyecto estructural y evalúan los principales factores tratados, sirviendo estos proyectos de guía general para obtener resultados más racionales y eficientes cuando se pretenda ejecutar un proyecto estructural.
- Este manual facilita y ayuda a los proyectistas y a los maestrantes a la hora de ejecutar los proyectos de estructuras en sus diferentes etapas, con análisis más completos y con el tratamiento de aspectos no abordados de manera tradicional en los mismos.
- Los factores abordados en este trabajo, durante el análisis y diseño de las estructuras no son tenidos en cuenta de manera cotidiana en la práctica ingenieril de proyección, debido al desconocimiento de como emplearlos y como implementarlos en los programas actuales de computación, sin embargo, la inclusión de estos implica un poco más de laboriosidad, pero logra un mejor acercamiento al comportamiento real de la estructura.

RECOMENDACIONES

- El uso de este trabajo como un manual, una guía u orientación para ejecutar un proyecto estructural completo hasta de nivel de cálculo.
- Ampliar a otras variantes de edificaciones, esquemas y tipologías estructurales, otros materiales, etc., como parte del manual o guía para la ejecución de un proyecto estructural completo.
- Se utilice este manual como parte de la documentación metodológica de las asignaturas proyecto de curso I y II de la maestría en estructuras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

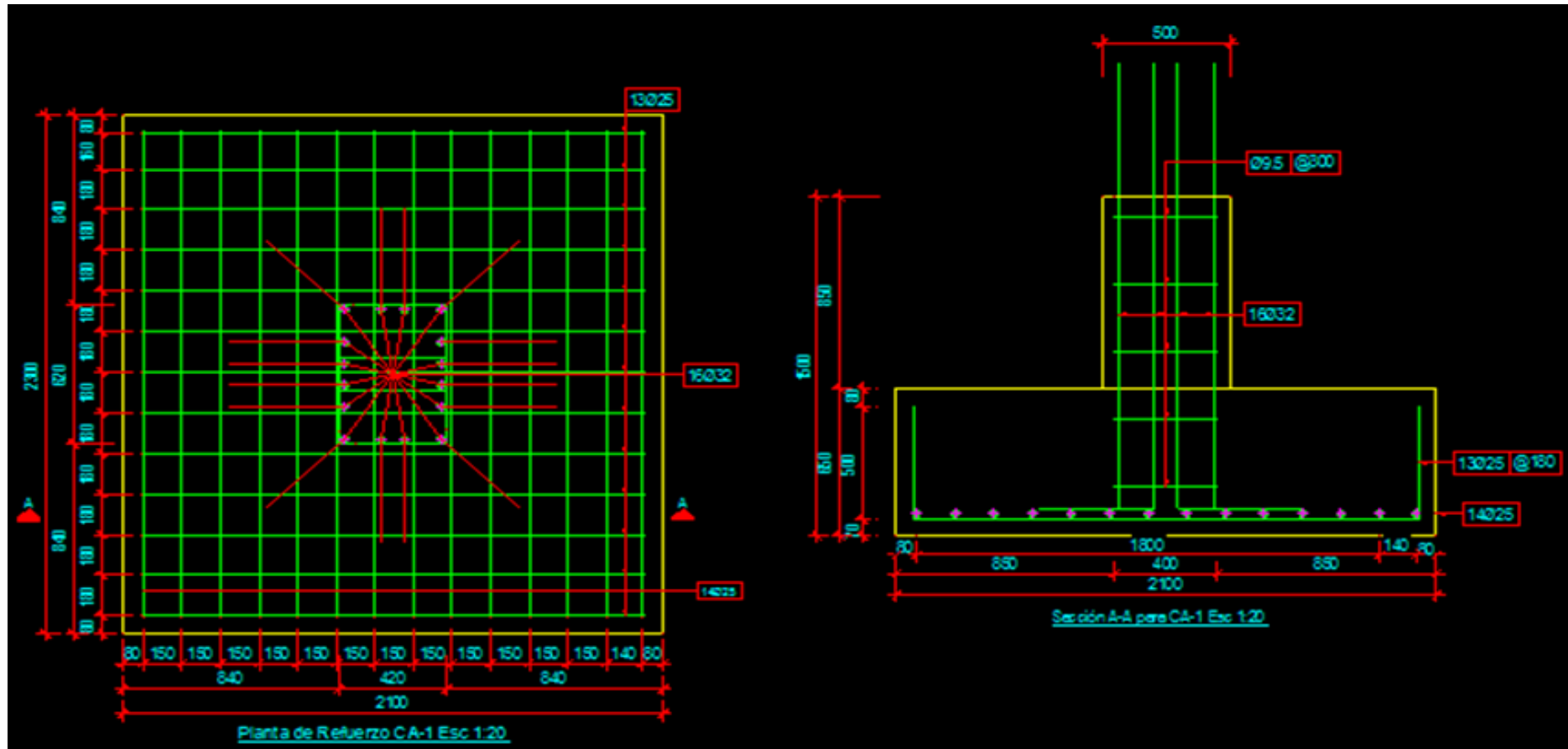
1. ACI 224.1r-93. (1993). Causas, Evaluación Y Reparación De Fisuras En Estructuras De Hormigón.
2. ACI 318sr-05. (2005). Requisitos De Reglamento Para Concreto Estructural Y Comentario
3. Agency, F. E. M. (2000). Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings.
4. Analysis Reference Midas. (S.F.).
5. Burgos Namuche, M. & Piqué Del Pozo, J. (2005). Rigidez Efectiva De Los Elementos De Concreto Armado. Perú.
6. Calderón Pérez, M. A. (2010). Análisis Técnico-Económico De Variantes De Cimentaciones Para El Sistema Forsa. Trabajo De Diploma, Universidad Central “Marta Abreu” De Las Villas.
7. Castillo González, J. (2013). Modelación Computacional Y Análisis Estructural De Edificaciones De Hormigón Continuas. Trabajo De Diploma, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría.
8. Chagoyén Méndez, E., Hdez, J. J., L., R. P., Mena Rojas, Y. & Vera Martin, L. (2013). Influencia De Distintos Factores En La Modelación, Análisis Y Diseño Automatizado De Estructuras De Hormigón.
9. Chagoyén Méndez, E. (2012). Principios Para El Análisis No Lineal De Pórticos. Santa Clara..
10. Cleland, David.(1990). Manual Para La Administración De Proyectos / David Cleland, William R. King1--. Ed.—México: Compañía Editorial Continental, 1990
11. De Cos, Castillo, M.(1992).Ingeniería De Proyectos. Universidad Politécnica De Madrid, España, 1992.
12. Diccionario De La Lengua De La Real Academia Española.(1998). Diccionario Enciclopédico. Editora De Las Publicaciones Spes Y Vox, Paseo Carlos I, Barcelona, 1998.
13. Dirección Integrada De Proyectos. Project Management/ Lourdes Rodríguez Peña, Salvador F. Espinet Vázquez --/ S.N.: S.A./ --: Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría “ : Facultad De Ingeniería Civil.
14. Hernández Santana, J. J., & Hernández Caneiro, J. A. (2010). Hormigón Estructural. Diseño Por Estados Límites. Parte I. Santa Clara.

15. [Http://Es.Scribd.Com/Doc/95243798/Factor-De-Reduccion-De-La-Inercia](http://Es.Scribd.Com/Doc/95243798/Factor-De-Reduccion-De-La-Inercia).
16. J. C. (2011). Modelación De Un Edificio Forsa Tipo B-2d-Esquina Y Revisión Estructural De Los Muros Que Lo Conforman. Trabajo De Diploma.
17. López Dubón, S. A. (2009). Influencia De La Fisuración Sobre La Rigidez En Marcos De Concreto Armado. Universidad De San Carlos De Guatemala.
18. Maldonado Tapia, R. A. (2012). Sensibilidad Y Seguridad De Estructuras De Hormigón En Régimen No Lineal.
19. Mathsoft Engineering & Education (2001): "Mathcad: User'S Guide With Reference Manual", Cambridge (Mass.), Mathsoft Engineering & Education.
20. Meli Piralla, R. (1986). Diseño Estructural, La Habana, Cuba, Ediciones Revolucionarias.
21. Mendoza, Ezio. (2013). Staad Pro V8i
22. Montes De Oca, C. A. (Octubre De 2009). Pruebas De Vibración Ambiental Para Determinar Las Propiedades Dinámicas De Un Edificio De 23 Niveles Y Los Efectos Interacción Suelo Estructura". Mexico.
23. Nc 207: 2003. (2003). Requisitos Generales Para El Diseño Y Construcción De Estructuras De Hormigón. Oficina Nacional De Normalización. La Habana.
24. NC 250: 2005. (2005). Requisitos De Durabilidad Para El Diseño Y Construcción De Edificaciones Y Obras Civiles De Hormigón Estructural. Oficina Nacional De Normalización. La Habana.
25. NC 53 039: 02 (2002). Capítulo 15; Diseño Estructural De Cimentaciones Superficiales. Oficina Nacional De Normalización. La Habana.
26. NC Propuesta Xx: 2004. (2004). Norma Para El Diseño Geotécnico De Cimentaciones Superficiales. Oficina Nacional De Normalización. La Habana.
27. NC:283. (2003). Densidad De Materiales Naturales, Artificiales Y De Elementos De Construcción Como Carga De Diseño.
28. NC:284. (2003). Edificaciones. Cargas De Uso.
29. NC:285. (2003). Carga De Viento. Método De Calculo.
30. NC:450. (2006). Edificaciones. Factores De Carga O Poderación. Combinaciones.
31. NC:46. (1999). Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos Para El Diseño Y Construcción.
32. Nilson, A. H. (2001). Diseño De Estructuras De Concreto.

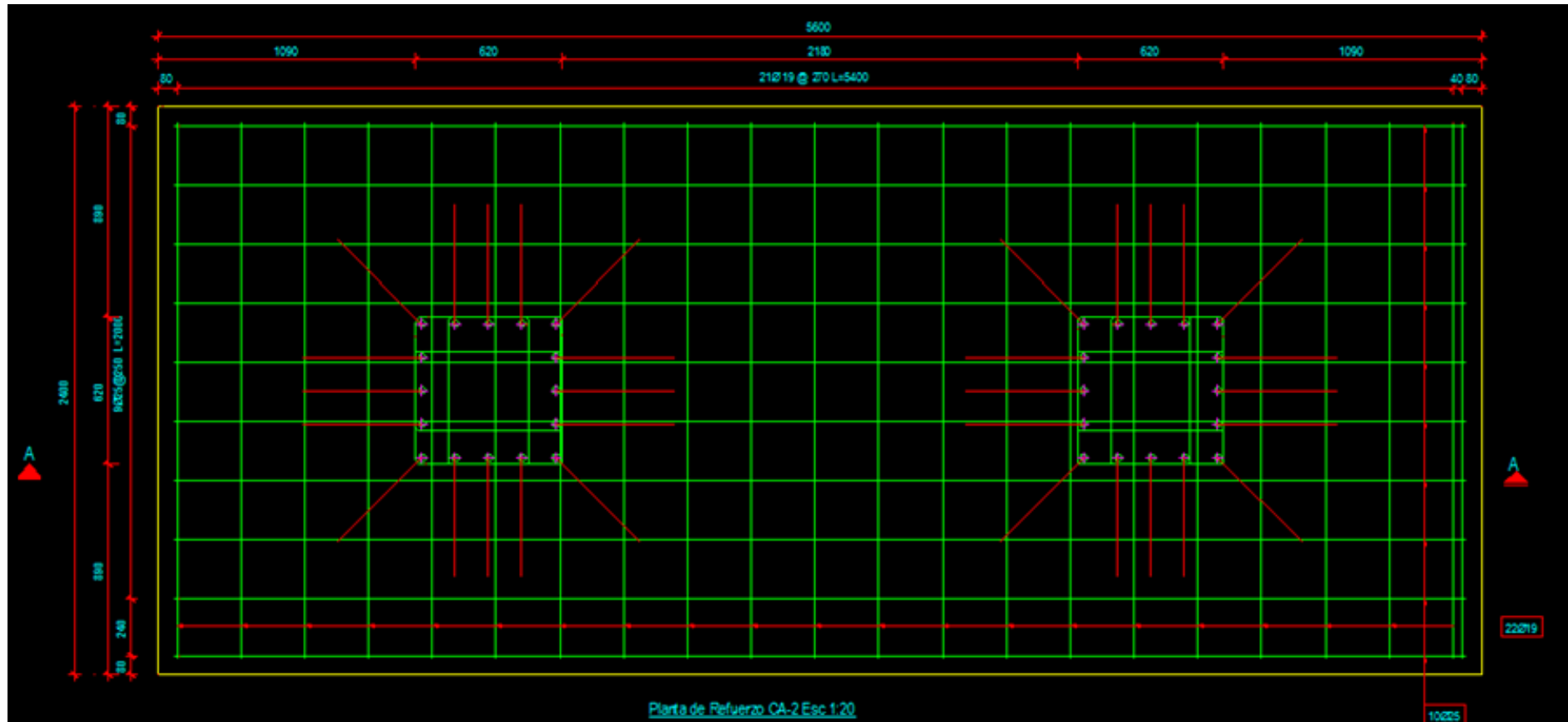
33. Paulay, T. & Priestley, M. N. J. (1992). Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings.
34. Rcdf-Ntc (2004). “Reglamento De Construcciones Para El Distrito Federal Y Sus Normas Técnicas Complementarias”,. México.
35. Ríos Marimóm, X. M. (2013). Aplicación De La Modelacion Computacional Al Proceso De Prueba De Cargas. Trabajo De Diploma. La Habana, Cuba.
36. Roca, I. J. (Mayo De 2012). Análisis De Los Efectos De Interacción Sísmica Suelo-Estructura En Una Edificación De Hormigón Armado Ubicada En Cochabamba – Bolivia. Boletín Informativo Asocem 2012.
37. Soriano, A.(1989). Interacción Suelo-Estructura. Modificación Del Movimiento. (1), 287-308. Madrid.
38. Staad.Pro 2006. User Guide And Reference Manual.
39. Standard, C. N. Z. (1995). The Design De Concrete Structures. Part 1
40. Terzaghi,K.(1955):Evaluation Of Coefficients Of Subgrade Reaction.(Geotechnique)
41. Villarreal Castro, G. (2005). Interaccion Sismica Suelo-Pilote-Superestructura En Edificios Altos. Trujillo-Perú.
42. Villarreal Castro, G. (2006). Interaccion Sismica Suelo-Estructura En Edificaciones Con Zapatas Aisladas. Lima-Perú.
43. Wikipedia. (2012). Recuperado El 2013, De Wikipedia.

ANEXOS

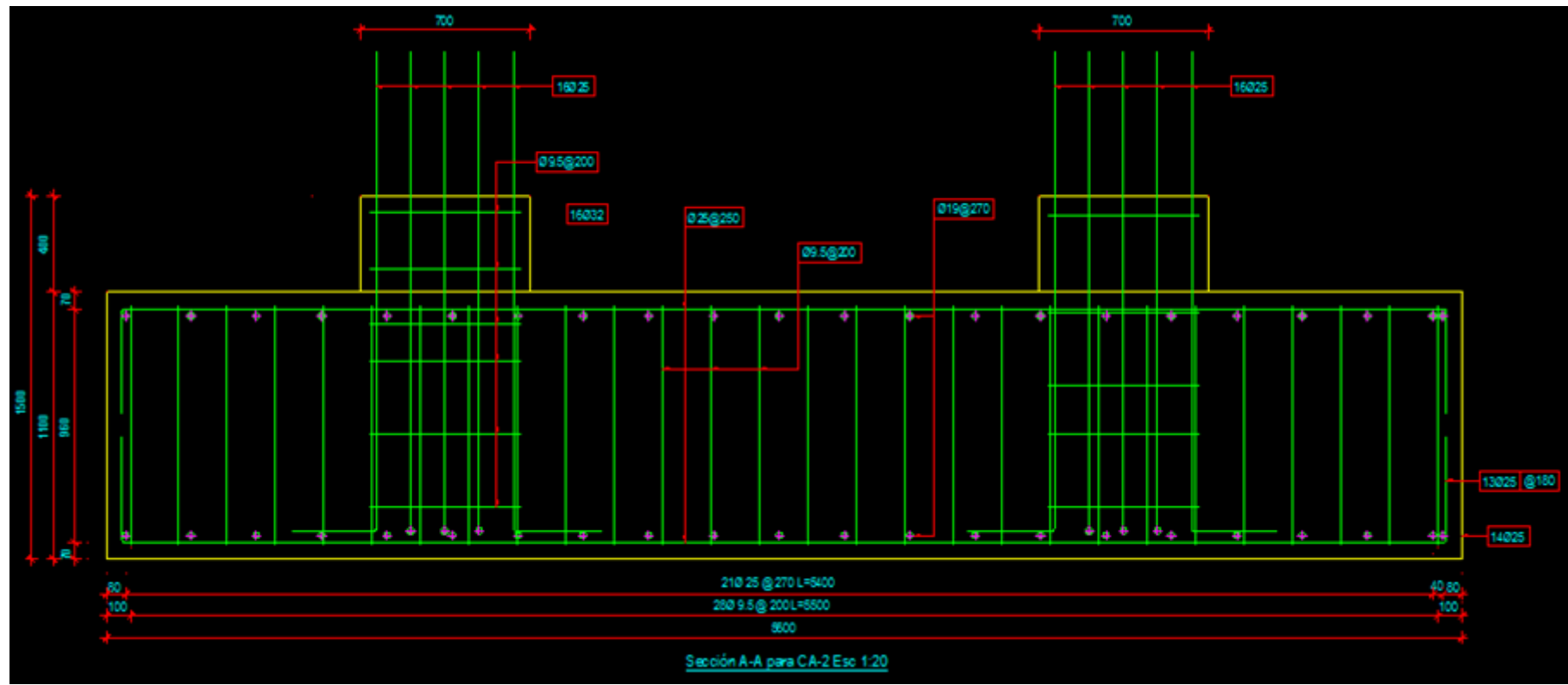
Anexo I Diseño de cimentación



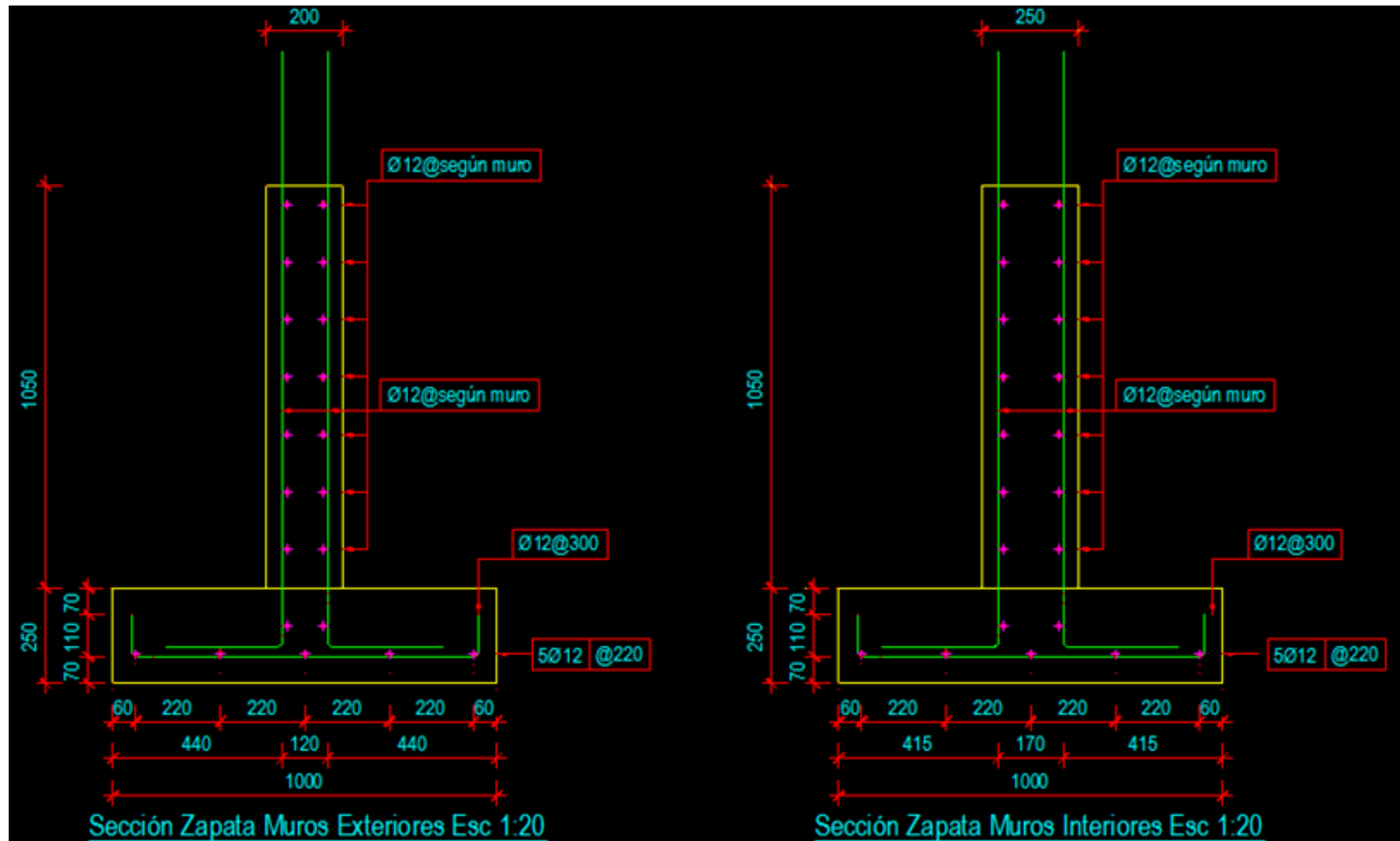
Diseño de cimiento aislado C-1, Vista en planta



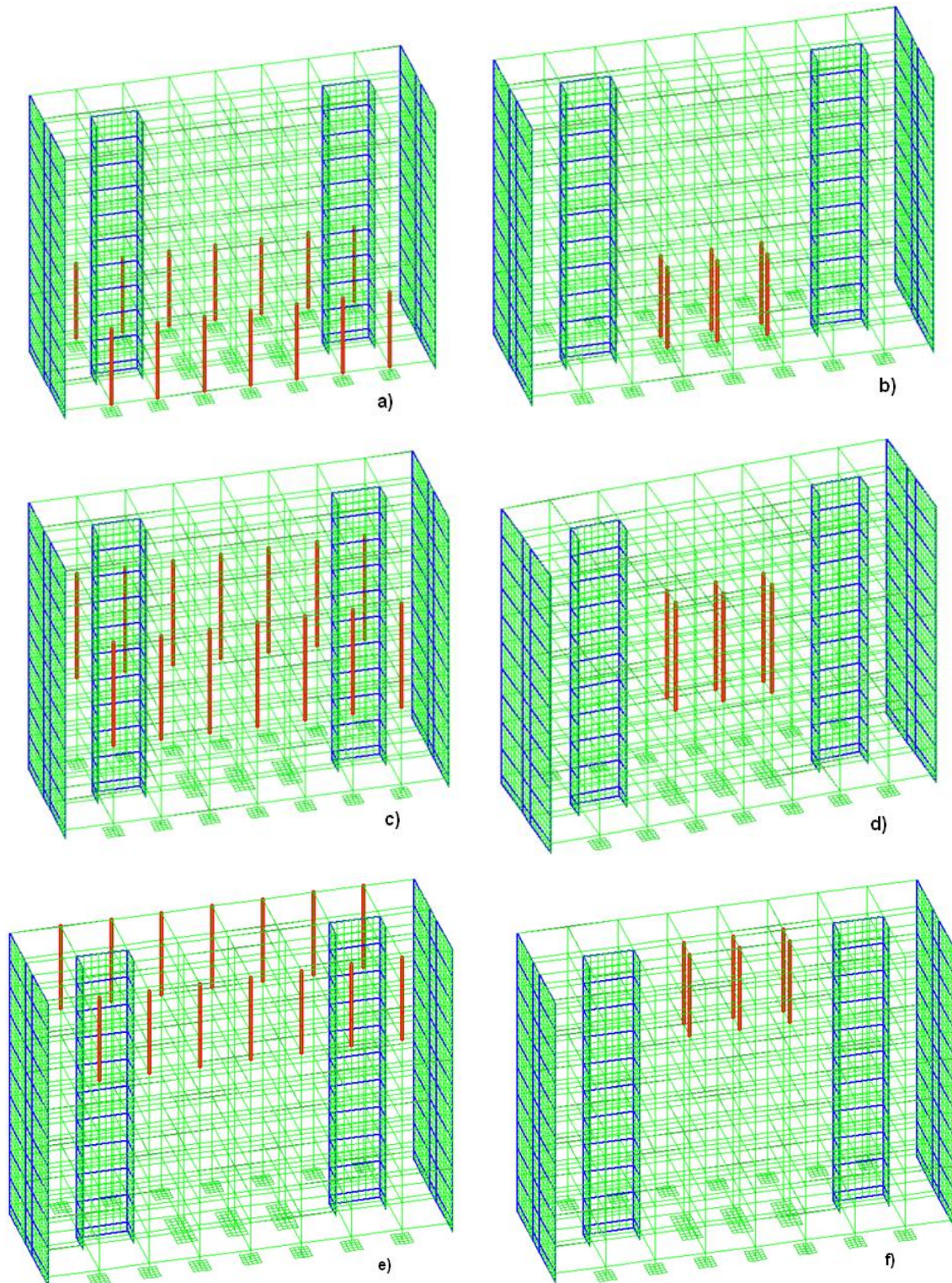
Diseño de cimiento aislado C-2, Vista en planta



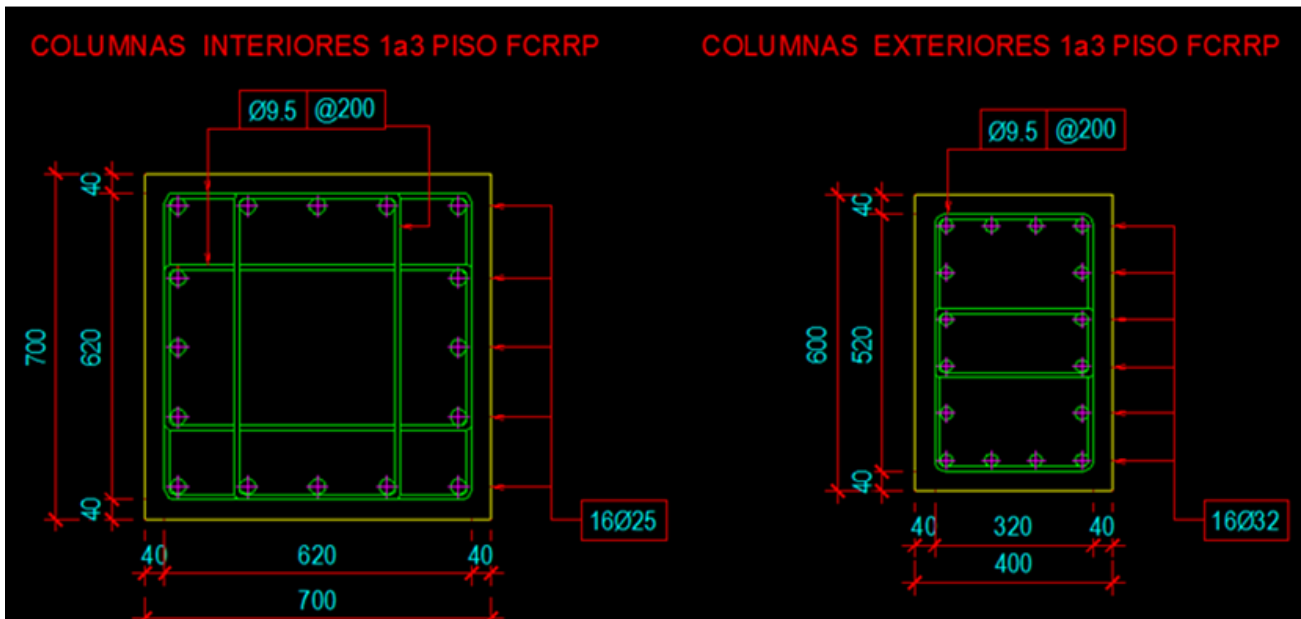
Diseño de cimiento aislado C-2, Elevación



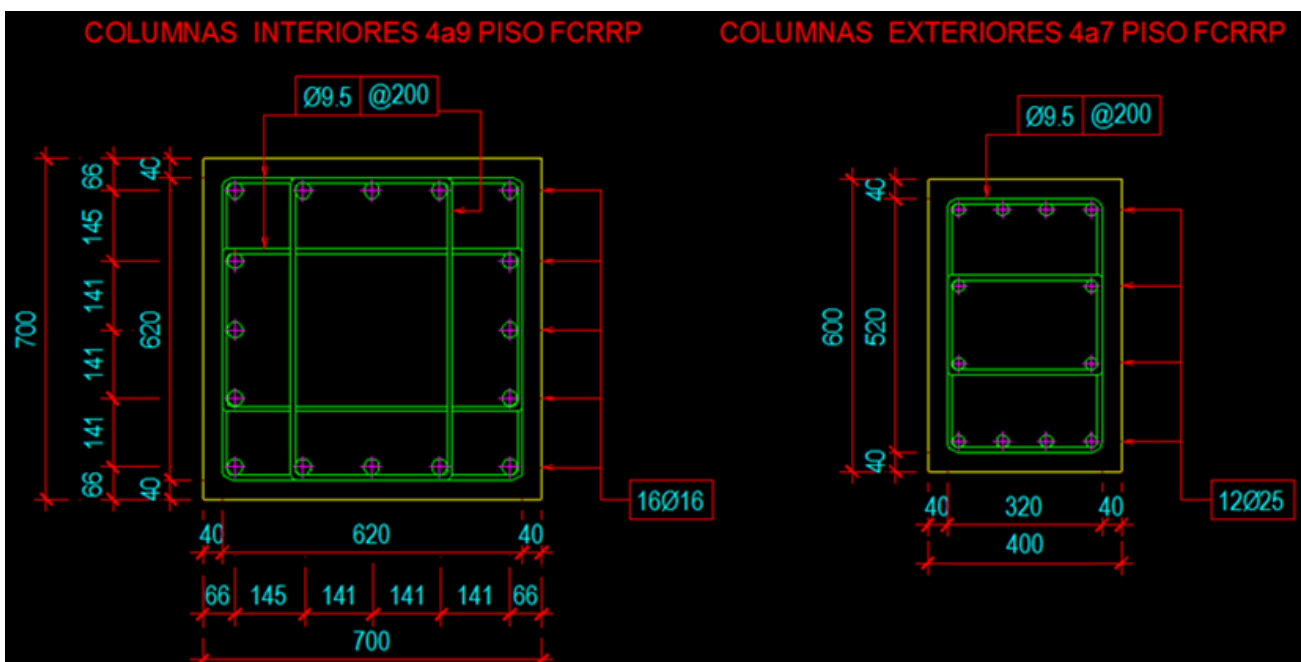
Diseño de cimiento corrido para muros exteriores e interiores, Cortes y secciones

Anexo II Diseño de Columnas

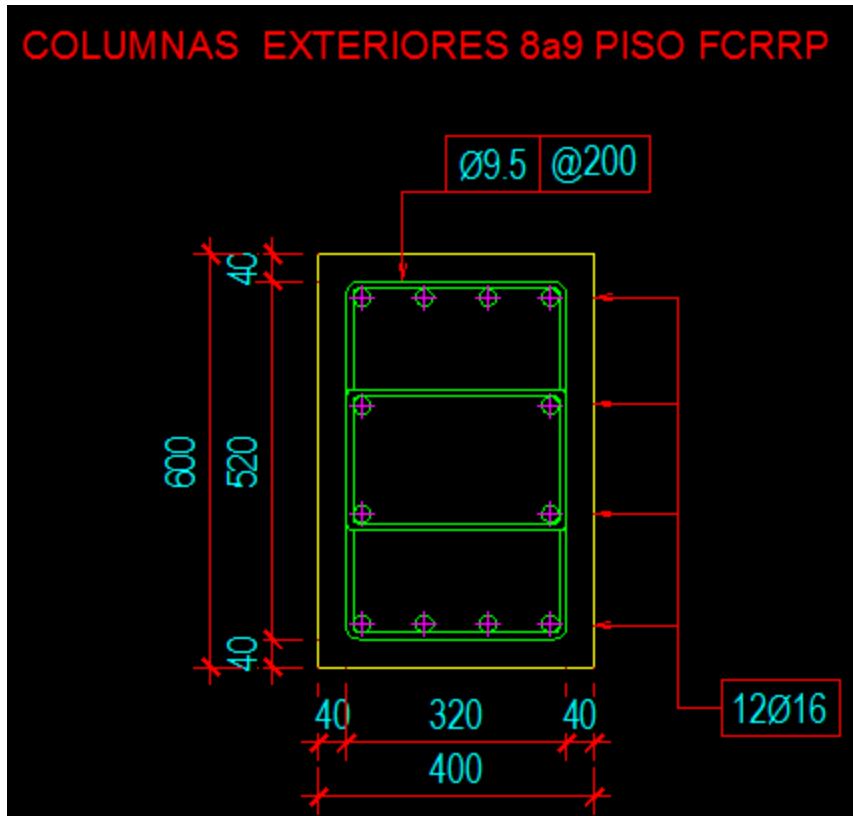
a) Columnas exteriores del 1-3 Nivel, b) Columnas interiores del 1-3 Nivel, c) Columnas exteriores del 4-7 Nivel, d) Columnas interiores del 4-7 Nivel, e) Columnas exteriores del 8-10 Nivel y f) Columnas interiores del 8-10 Nivel.



Diseño de Columnas interiores y exteriores del 1-3 Nivel



Diseño de Columnas interiores del 4-9 Nivel y exteriores del 4-7 Nivel



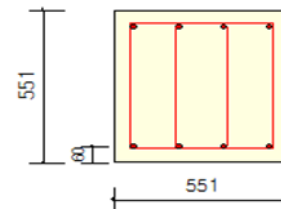
Diseño de Columnas exteriores del 8-9 Nivel

Resultados del diseño por el Midas.

Column Name : EXT 1A3

 $f_c' = 30$ $f_y = 300$ $f_{ys} = 300$ MPaSection Dim. : 550.8 * 550.8 mm, 8-2-d32 ($d_c = 60$ mm)Force/Moment: $P_u = 4767.0$ kN $M_{ux} = 176.2$, $M_{uy} = 2.0$ kN-m $V_{ux} = 0.0$, $V_{uy} = 0.0$ kNDesign Stren. : $\phi P_n = 5333.5$ kN ($\phi = 0.650$) $\phi M_{nx} = 197.1$, $\phi M_{ny} = 2.2$ kN-m

Shear Rebar : #3 @457 mm

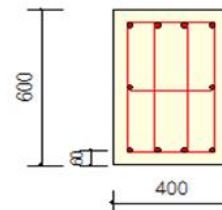


Diseño de Columnas exteriores del 1-3 Nivel

Column Name : EXT 4A7

 $f_c' = 30$ $f_y = 300$ $f_{ys} = 300$ MPaSection Dim. : 600 * 400 mm, 10-3-d25 ($d_c = 60$ mm)Force/Moment: $P_u = 3108.0$ kN $M_{ux} = 244.0$, $M_{uy} = 125.2$ kN-m $V_{ux} = 0.0$, $V_{uy} = 0.0$ kNDesign Stren. : $\phi P_n = 3265.3$ kN ($\phi = 0.650$) $\phi M_{nx} = 256.5$, $\phi M_{ny} = 131.6$ kN-m

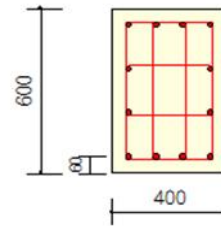
Shear Rebar : #4 @400 mm



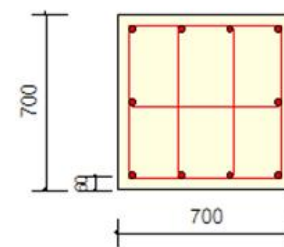
Diseño de Columnas exteriores del 4-7 Nivel

Column Name : EXT 8A10 $f_c' = 30$ $f_y = 300$ $f_{ys} = 300$ MPa

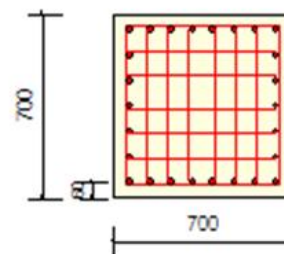
Section Dim. : 600 * 400 mm, 12-4-d16 ($d_c=60$ mm)
 Force/Moment: $P_u = 348.0$ kN
 $M_{ux} = 210.0$, $M_{uy} = 35.6$ kN-m
 $V_{ux} = 0.0$, $V_{uy} = 0.0$ kN
 Design Stren. : $\phi P_n = 447.6$ kN ($\phi = 0.900$)
 $\phi M_{nx} = 270.1$, $\phi M_{ny} = 45.9$ kN-m
 Shear Rebar : #4 @256 mm

**Diseño de Columnas exteriores del 8-10 Nivel****Column Name : INT 1A3** $f_c' = 30$ $f_y = 300$ $f_{ys} = 300$ MPa

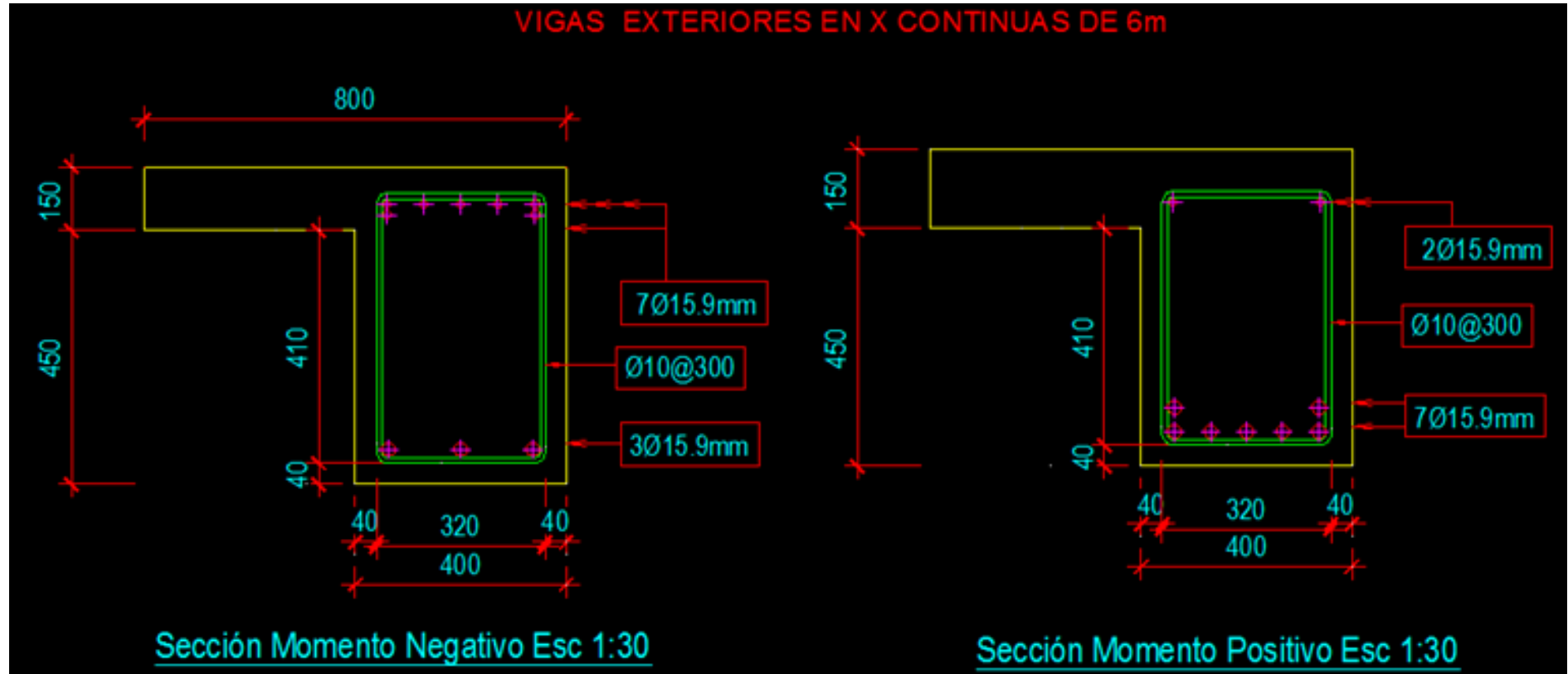
Section Dim. : 700 * 700 mm, 10-3-d25 ($d_c=60$ mm)
 Force/Moment: $P_u = 6381.0$ kN
 $M_{ux} = 97.0$, $M_{uy} = 7.5$ kN-m
 $V_{ux} = 0.0$, $V_{uy} = 0.0$ kN
 Design Stren. : $\phi P_n = 8578.4$ kN ($\phi = 0.650$)
 $\phi M_{nx} = 130.3$, $\phi M_{ny} = 10.1$ kN-m
 Shear Rebar : #4 @400 mm

**Diseño de Columnas interiores del 1-3 Nivel****Column Name : INT 4A7** $f_c' = 30$ $f_y = 300$ $f_{ys} = 300$ MPa

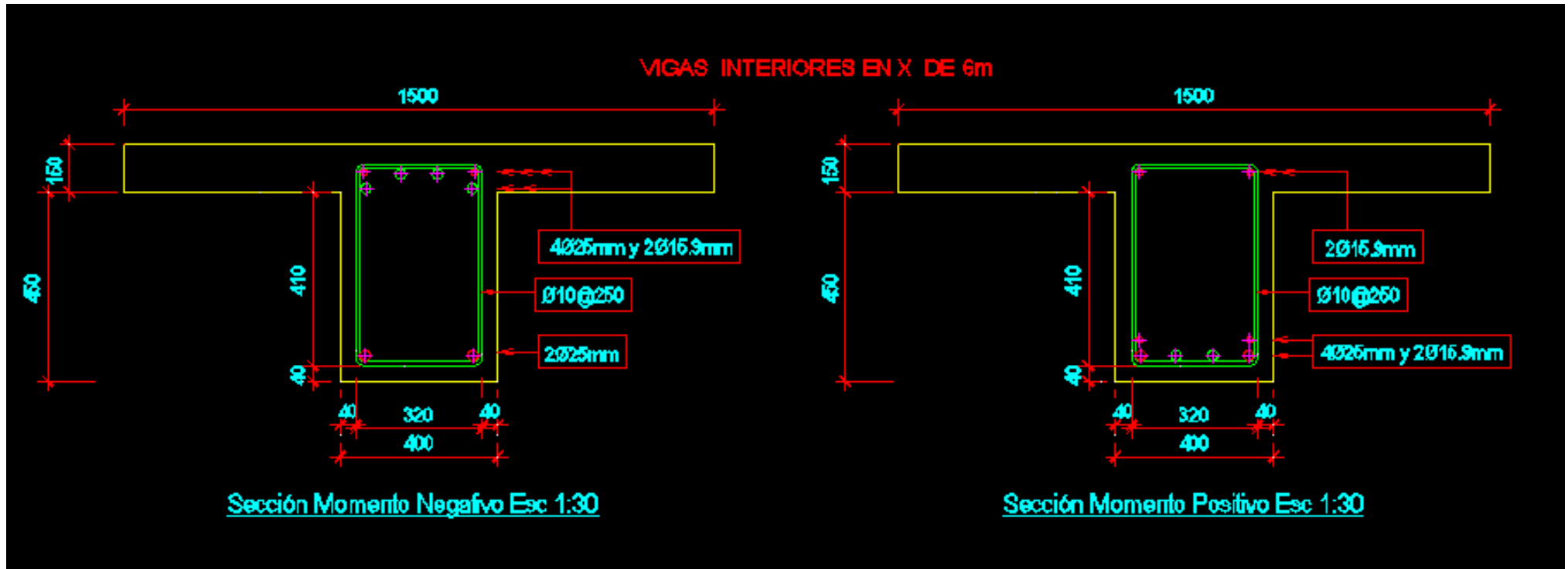
Section Dim. : 700 * 700 mm, 26-7-d16 ($d_c=60$ mm)
 Force/Moment: $P_u = 2187.0$ kN
 $M_{ux} = 252.0$, $M_{uy} = 30.0$ kN-m
 $V_{ux} = 0.0$, $V_{uy} = 0.0$ kN
 Design Stren. : $\phi P_n = 6138.8$ kN ($\phi = 0.650$)
 $\phi M_{nx} = 707.1$, $\phi M_{ny} = 84.2$ kN-m
 Shear Rebar : #4 @256 mm

**Diseño de Columnas interiores del 4-7 Nivel**

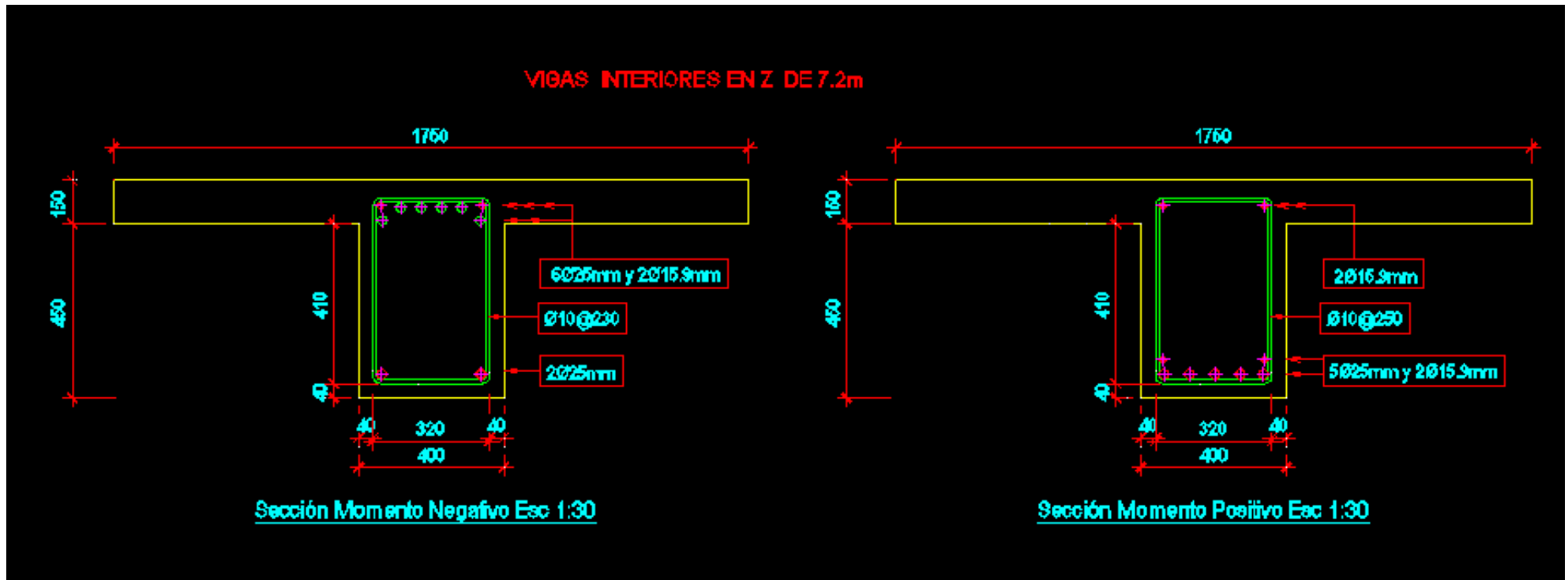
Anexo III Diseño de Vigas.



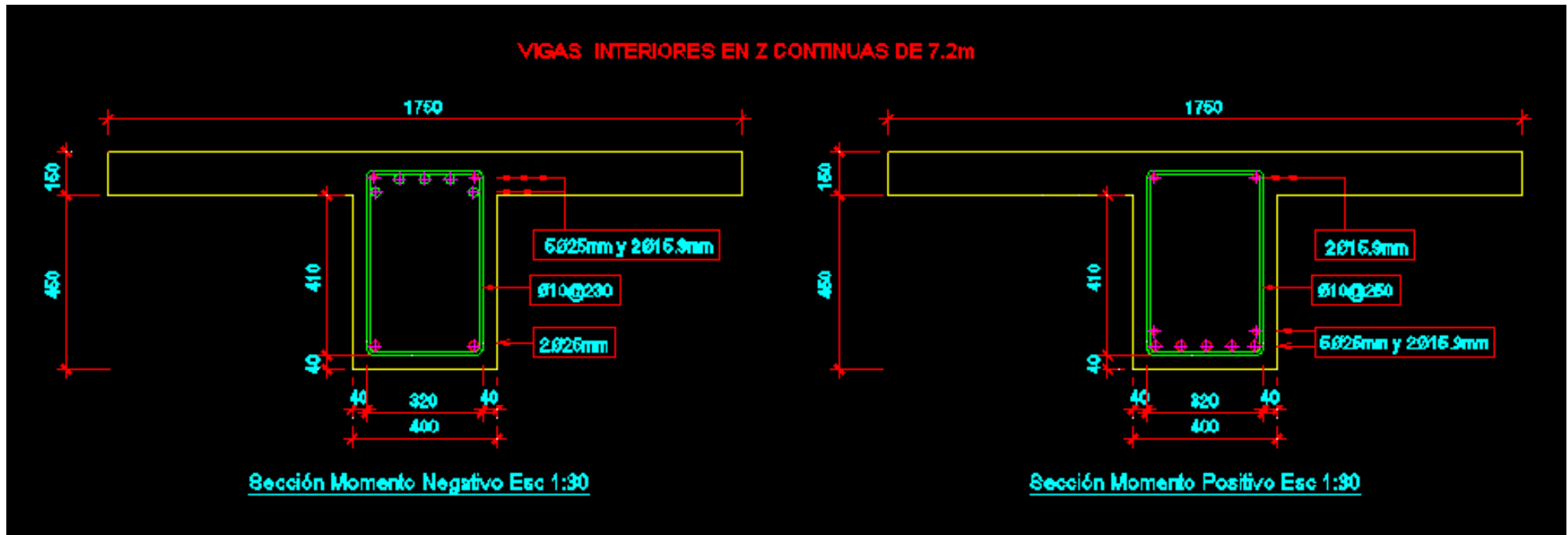
Vigas exteriores de 6m de longitud



Vigas interiores de 6m de longitud



Vigas interiores de 7.2m de longitud



Vigas interiores continuas de 7.2m de longitud

Anexo IV Hojas de calculo mathcad utilizadas.

Cálculo de espesor de losa de cubierta con vigas

CÁLCULO DEL ESPESOR DE LOSAS CON VIGAS INTERIORES

Geometria

$L_L :=$ m
 $L_C :=$ m
 $c_1 :=$ cm
 $c_2 :=$ cm

Materiales

$f_{c,losa} :=$ MPa
 $f_{c,viga} :=$ MPa
 $f_y :=$ MPa

Cargas

$w_d :=$ kN/m²
 $w_{CU} :=$ kN/m²

L_L Luz larga de la losa
 L_C Luz Corta de la losa
 c_1 Dimension del columna en la direccion de la luz larga
 c_2 Dimension del columna en la direccion de la luz corta
 f_c Resistencia del hormigón
 f_y Resistencia del acero
 h_v Peralto de la viga de borde o interior
 b_v Ancho de la viga de borde o interior
 w_{CU} Carga de Servicio
 w_d Sobregarga debido a la carga permanente (sin el peso propio)

Vigas de borde

$h_{v1} :=$ cm
 $b_{v1} :=$ cm

Vigas interiores

$h_{v2} :=$ cm
 $b_{v2} :=$ cm

Seleccione la categoria de
 la agresividad del medio

+

comentario1 = "El peralto es mayor que el mínimo por requerimientos de deformación"

$h = 14.5 \text{ cm}$

Coeficiente de Balasto para C-1

PROYECTO DE CURSO II. MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS.

SECCIÓN DE DATOS

-----Suelos-----						
	Peso Específico kN/m ³	Cohesión kPa	Ang de Fricción (°)	Módulo de Def. Eo (kPa)	Coef de Poisson	Inclinación del terreno (°)
Suelo Por Encima del Nivel de Cimentación	$\gamma_{\text{ma}} := 19.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$					
Suelo Por Debajo del Nivel de Cimentación	$\gamma_{\text{ma1}} := 25.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$C := 200 \text{ kPa}$	$\phi_n := 20 \text{ deg}$	$E := 150000 \text{ kPa}$	$\mu := 0.20$	$\psi := 0 \text{ deg}$

ORIGIN := 1

RECORDAR!!!! El ángulo de inclinación del terreno debe ser menor o igual que el ángulo de fricción interna del suelo.

Las propiedades de los suelos provienen de:

Tablas
Ensayos de campo o laboratorio

Peso Específico promedio por encima del NC para modelar peso de cimiento y relleno en el Dis Estructural:

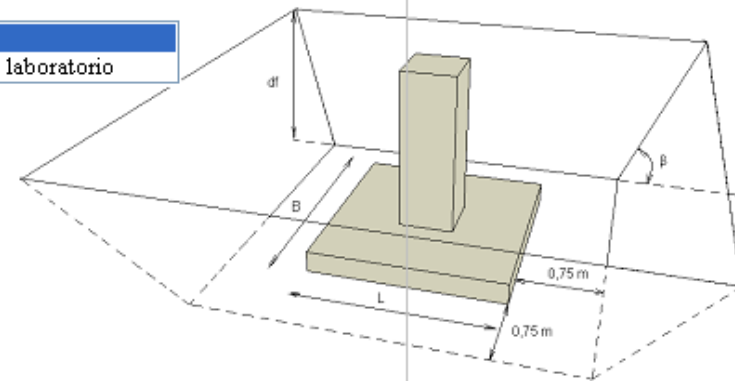
$$\gamma_{\text{prom}} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Coefficientes γ_{c1} y γ_{c2} . Cálculo de R

$$\gamma_{c1} := 1.2$$

$$\gamma_{c2} := 1$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Profundidad de Cimentación, d_f en mts..

$$d := 1.2 \cdot m$$

Lado paralelo al momento:

$$L_c := 2.3 \cdot m$$

Lado perpendicular al momento:

$$B_c := 2.1 \cdot m$$

$$\text{rect} := \frac{L_c}{B_c} = 1.095$$

Cantidad de estratos por debajo del nivel de cimentación y hasta la potencia activa

$$n_e := 1$$

$$n := 1 \dots n_e$$

Profundidad de Cálculo de las Solicitaciones:

$$H_c := d$$

Coefficiente que toma en cuenta la influencia de la longitud de la cimentación. Cálculo de R:

$$K_z := 1$$

Seguridad en el diseño

CARGAS

a. Sobrecarga circundante alrededor del cimiento.

$$q_{sc} := 0 \frac{kN}{m^2}$$

b. Cargas de servicio actuantes a nivel de cimentación.

Cargas Permanentes

Cargas Temporales

Carga Ecológica

$$N_{CP} := 2205.87 kN$$

$$N_{CT} := 1300 kN$$

$$N_{CVx} := 0 kN$$

$$N_{CVy} := 0 kN$$

$$M_{CP} := 116 kN \cdot m$$

$$M_{CT} := 28.1 kN \cdot m$$

$$M_{CVx} := 0 kN \cdot m$$

$$M_{CVy} := 0 kN \cdot m$$

$$H_{CP} := 36.4 kN$$

$$H_{CT} := 91 kN$$

$$H_{CVx} := 0 kN$$

$$H_{CVy} := 0 kN$$

Coefficiente de Balasto, k , kN/m^3 ,

$$k = 112588.777 \frac{kN}{m^3}$$

Coefficiente de Balasto para zapatas

PROYECTO DE CURSO II. MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS.

SECCIÓN DE DATOS

-----Suelos-----						ORIGIN := 1
Peso Especifico kN/m ³	Cohesión kPa	Ang de Fricción (°)	Módulo de Def. Eo (kPa)	Coef de Poisson	Inclinación del terreno (°)	
Suelo Por Encima del Nivel de Cimentación $\gamma := 19.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$						
Suelo Por Debajo del Nivel de Cimentación $\gamma_{\text{prom}} := 25.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$C := 200 \cdot \text{kPa}$	$\phi_n := 20 \text{deg}$	$E := 150000 \text{kPa}$	$\mu := 0.20$	$\psi := 0 \text{deg}$	

RECORDAR!!!! El ángulo de inclinación del terreno debe ser menor o igual que el ángulo de fricción interna del suelo.

Las propiedades de los suelos provienen de:

Tablas
Ensayos de campo o laboratorio

Peso Especifico promedio por encima del NC para modelar peso de cemento y relleno en el Dis Estructural:

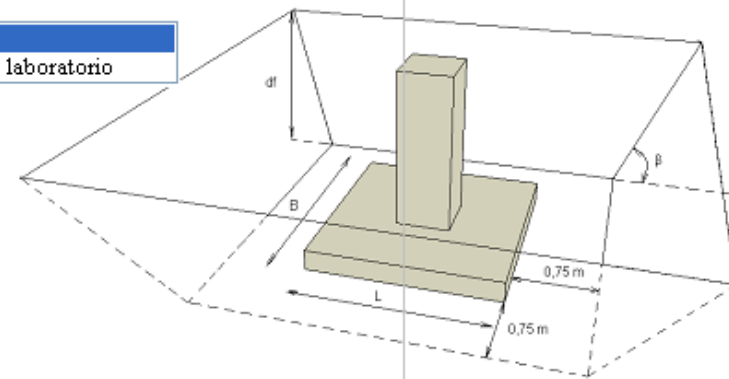
$$\gamma_{\text{prom}} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Coefficientes γ_{c1} y γ_{c2} . Cálculo de R

$$\gamma_{c1} := 1.2$$

$$\gamma_{c2} := 1$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS



CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS

Profundidad de Cimentación, d_f en mts..

$$d := 0.3 \cdot m$$

Lado paralelo al momento:

$$L_c := 1m$$

Lado perpendicular al momento:

$$B_c := 0.7m$$

$$\text{rect} := \frac{L_c}{B_c} = 1.429$$

Cantidad de estratos por debajo del nivel de cimentación y hasta la potencia activa

$$n_e := 1$$

$$n := 1 \dots n_e$$

Profundidad de Cálculo de las Solicitaciones:

$$H_c := d$$

Coefficiente que toma en cuenta la influencia de la longitud de la cimentación. Cálculo de R:

$$K_z := 1$$

Seguridad en el diseño

CARGAS

a. Sobrecarga circundante alrededor del cimiento.

$$q_{sc} := 0 \frac{kN}{m^2}$$

b. Cargas de servicio actuantes a nivel de cimentación.

Cargas Permanentes

Cargas Temporales

Carga Ecológica

$$N_{CP} := 817.20kN$$

$$N_{CT} := 377.68kN$$

$$N_{CVx} := 0kN$$

$$N_{CVy} := 0kN$$

$$M_{CP} := 0.03kN \cdot m$$

$$M_{CT} := 0.09kN \cdot m$$

$$M_{CVx} := 0kN \cdot m$$

$$M_{CVy} := 0kN \cdot m$$

$$H_{CP} := 9.23kN$$

$$H_{CT} := 2.74kN$$

$$H_{CVx} := 0kN$$

$$H_{CVy} := 0kN$$

Coefficiente de Balasto, k , kN/m^3 ;

$$k = 389227.355 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

Diseño Estructural de las cimentaciones aisladas superficiales

Fichero para el dimensionamiento estructural de las cimentaciones aisladas rectangulares considerando una DISTRIBUCION LINEAL VARIABLE EN FUNCION DE LA EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS y siguiendo las recomendaciones del código ACI-318-05.

1. Sección de definición de unidades.

$$\text{mPa} := 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{kPa} := 10^2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{kN} := 10^2 \text{kgf} \quad \text{tf} := 10^3 \cdot \text{kgf}$$

2. Datos Generales.

$$i := 1 \dots 5$$

Dimensiones del Pedestal

Dimensiones del Plato

$$lc := 0.8 \cdot \text{m}$$

$$L := 2.2 \cdot \text{m}$$

$$df := 1.5 \cdot \text{m}$$

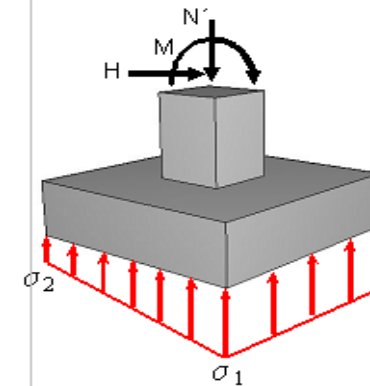
$$\gamma_{\text{prom}} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$bc := 0.8 \cdot \text{m}$$

$$B := 2.2 \cdot \text{m}$$

$$Hc := 1.5 \cdot \text{m}$$

$$\text{recub} := 5 \cdot \text{cm}$$



6. Refuerzo inferior en la dirección de L.



$$d_{\text{cál}} = 0.408 \text{ m}$$

$$\text{Criterio_Peralto} = \text{"CORTANTE"}$$

7. Refuerzo inferior en la dirección de B.



$$AaL_{\text{FLEX}} = 41.26 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraL}} := 16 \cdot \text{mm}$$



$$AaB_{\text{FLEX}} = 41.26 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraB}} := 16 \cdot \text{mm}$$

$$N_{\text{barraL}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraL}}, AaL_{\text{FLEX}})$$

$$N_{\text{barraL}} = 21$$

$$N_{\text{barraB}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraB}}, AaB_{\text{FLEX}})$$

$$N_{\text{barraB}} = 21$$

$$\text{Esp}_L := \text{Espaciamiento}(B, N_{\text{barraL}}, \text{recub})$$

$$\text{Esp}_L = 10 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Esp}_B := \text{Espaciamiento}(L, N_{\text{barraB}}, \text{recub})$$

$$\text{Esp}_B = 10 \cdot \text{cm}$$

$$DL_L := \text{DistanciaLibre}(B, N_{\text{barraL}}, \text{Esp}_L)$$

$$DL_L = 10 \cdot \text{cm}$$

$$DL_B := \text{DistanciaLibre}(L, N_{\text{barraB}}, \text{Esp}_B)$$

$$DL_B = 10 \cdot \text{cm}$$

1^{er} Estado Límite. (Estabilidad)

Entrada de Datos

Profundidad de cimentación. (m): $d := 1.2$

Peso específico del suelo por encima del nivel de cimentación. (kN/m³): $\text{Gamma} := 21$

Peso específico del suelo por debajo del nivel de cimentación. (kN/m³): $\text{Gamma1} := 25.82$

Angulo de fricción interna del suelo. (°): $\phi_n := 20$

$$\text{tg}\phi_n := \tan\left(\phi_n \cdot \frac{\pi}{180}\right) \quad \text{tg}\phi_n = 0.364$$

Cohesión. (kPa): $C := 200$

Rectangularidad de la cimentación. (l/b): $\text{rect} := 1$

Coefficiente de seguridad adicional. $\text{GammaS} := 1.2$

Estados de Cargas

	(kN)	(kN)	(kN*m)
Carga Permanente	$N1 := 1531.278$	$H1 := 61.259$	$M1 := 16.375$
Carga Temporal Larga Duración	$N2 := 159.1625$	$H2 := 13.617$	$M2 := 3.96$
Carga Temporal Corta Duración	$N3 := 159.1625$	$H3 := 13.617$	$M3 := 3.96$
Carga Especial de Viento	$N4 := 54.59$	$H4 := 4.5$	$M4 := 9.801$

Combinaciones de Cargas $1.2*CP+0.5*CTE+0.5*CTC+1.4*CVCI (Z)$

qbrF = 2067.186	ex_qbt = 0.0709	ex_n = 0.07515		
qbtF = 2192.556	Nc_qbt = 2107.682	bqbt = 1.2	lqbt = 1.2	%dif = 3.87
RFm = 1138.724	P = 1105.882	blneal = 1.25	llneal = 1.25	
	Slineal = 0.01339	Snolineal(PS)·100 = 1.40242	Slim := 8.0	

Diseño Estructural Cimientos Interiores

Diseño Estructural de las cimentaciones aisladas superficiales

Fichero para el dimensionamiento estructural de las cimentaciones aisladas rectangulares considerando una DISTRIBUCION LINEAL VARIABLE EN FUNCION DE LA EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS y siguiendo las recomendaciones del código ACI-318-05.

1. Sección de definición de unidades.

$$\text{mPa} := 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{kPa} := 10^2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{kN} := 10^2 \text{kgf} \quad \text{tf} := 10^3 \cdot \text{kgf}$$

2. Datos Generales.

$$i := 1 \dots 5$$

Dimensiones del Pedestal

Dimensiones del Plato

$$l_c := 0.6 \text{ m}$$

$$L := 2.5 \cdot \text{m}$$

$$d_f := 1.2 \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{\text{prom}} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$b_c := 0.6 \cdot \text{m}$$

$$B := 2.4 \cdot \text{m}$$

$$H_c := 1.2 \cdot \text{m}$$

$$\text{recub} := 5 \cdot \text{cm}$$

6. Refuerzo inferior en la dirección de L.

$$d_{\text{cál}} = 0.722 \text{ m}$$

$$\text{Criterio_Peralto} = \text{"PUNZONAMIENTO"}$$

$$Aa_{\text{FLEX}} := \text{Ref_Inf_L}(\text{Nm}, \text{HmL}, \text{MmL}, L, B, d_{\text{cál}})$$

$$Aa_{\text{FLEX}} = 79.651 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraL}} := 16 \cdot \text{mm}$$

$$N_{\text{barraL}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraL}}, Aa_{\text{FLEX}})$$

$$N_{\text{barraL}} = 40$$

$$\text{EspL} := \text{Espaciamiento}(B, N_{\text{barraL}}, \text{recub})$$

$$\text{EspL} = 7 \cdot \text{cm}$$

$$DL_L := \text{DistanciaLibre}(B, N_{\text{barraL}}, \text{EspL})$$

$$DL_L = -16.5 \cdot \text{cm}$$

7. Refuerzo inferior en la dirección de B.

$$Aa_{\text{B FLEX}} := \text{Ref_Inf_B}(\text{Nm}, \text{HmL}, \text{MmL}, L, B, d_{\text{cál}})$$

$$Aa_{\text{B FLEX}} = 82.97 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraB}} := 16 \cdot \text{mm}$$

$$N_{\text{barraB}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraB}}, Aa_{\text{B FLEX}})$$

$$N_{\text{barraB}} = 42$$

$$\text{EspB} := \text{Espaciamiento}(L, N_{\text{barraB}}, \text{recub})$$

$$\text{EspB} = 7 \cdot \text{cm}$$

$$DL_B := \text{DistanciaLibre}(L, N_{\text{barraB}}, \text{EspB})$$

$$DL_B = -18.5 \cdot \text{cm}$$

Diseño Estructural ZAPATAS

Diseño Estructural de las cimentaciones aisladas superficiales

Fichero para el dimensionamiento estructural de las cimentaciones aisladas rectangulares considerando una DISTRIBUCION LINEAL VARIABLE EN FUNCION DE LA EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS y siguiendo las recomendaciones del código ACI-318-05.

1. Sección de definición de unidades.

$$\text{mPa} := 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{kPa} := 10^2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{kN} := 10^2 \text{kgf} \quad \text{tf} := 10^3 \cdot \text{kgf}$$

2. Datos Generales.

$$i := 1 \dots 5$$

Dimensiones del Pedestal

Dimensiones del Plato

$$l_c := 6 \cdot \text{m}$$

$$L := 6 \cdot \text{m}$$

$$d_f := 0.3 \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{\text{prom}} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$b_c := 0.25 \cdot \text{m}$$

$$B := 1.0 \cdot \text{m}$$

$$H_c := 0.3 \cdot \text{m}$$

$$\text{recub} := 5 \cdot \text{cm}$$

6. Refuerzo inferior en la dirección de L.

$$d_{\text{cál}} = 0.174 \text{ m}$$

$$\text{Criterio_Peralto} = \text{"PUNZONAMIENTO"}$$

$$AaL_{\text{FLEX}} := \text{Ref_Inf_L}(\text{Nm}, \text{HmL}, \text{MmL}, L, B, d_{\text{cál}})$$

$$AaL_{\text{FLEX}} = 8.002 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraL}} := 16 \cdot \text{mm}$$

$$N_{\text{barraL}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraL}}, AaL_{\text{FLEX}})$$

$$N_{\text{barraL}} = 4$$

$$\text{EspL} := \text{Espaciamiento}(B, N_{\text{barraL}}, \text{recub})$$

$$\text{EspL} = 30 \cdot \text{cm}$$

$$DL_L := \text{DistanciaLibre}(B, N_{\text{barraL}}, \text{EspL})$$

$$DL_L = 5 \cdot \text{cm}$$

7. Refuerzo inferior en la dirección de B.

$$AaB_{\text{FLEX}} := \text{Ref_Inf_B}(\text{Nm}, \text{HmL}, \text{MmL}, L, B, d_{\text{cál}})$$

$$AaB_{\text{FLEX}} = 48.012 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraB}} := 16 \cdot \text{mm}$$

$$N_{\text{barraB}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraB}}, AaB_{\text{FLEX}})$$

$$N_{\text{barraB}} = 24$$

$$\text{EspB} := \text{Espaciamiento}(L, N_{\text{barraB}}, \text{recub})$$

$$\text{EspB} = 25 \cdot \text{cm}$$

$$DL_B := \text{DistanciaLibre}(L, N_{\text{barraB}}, \text{EspB})$$

$$DL_B = 12.5 \cdot \text{cm}$$

COMPROBACIÓN DE LA FISURACIÓN

ENTRADA DE DATOS.

a) Dimensiones de la sección

$$h := 60\text{cm}$$

Peralto total de la sección.

$$b := 40\text{cm}$$

Ancho de la sección.

b) Momento flector de servicio

$$M_k := 270\text{kN}\cdot\text{m}$$

DETERMINACIÓN DE LOS RECUBRIMIENTOS (seleccione la opción correcta)

☐ elementos prefabricados

☒ elementos "in situ"

☐ ambiente con agresividad MUY ALTA

☐ ambiente con agresividad ALTA

☒ ambiente con agresividad MEDIA

☐ ambiente con agresividad BAJA

c) Acero de refuerzo comprimido

DENOMINACIÓN
DE LA BARRA

NÚMERO DE
BARRAS

d) Acero de refuerzo traccionado

DENOMINACIÓN
DE LA BARRA

NÚMERO DE
BARRAS

e) Propiedades de los materiales

$$f'_c := 25\text{MPa}$$

Resistencia del hormigón

$$f_y :=$$

Resistencia de cálculo del acero.



RESULTADOS FINALES.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN FISURADA

$$f_s = 3.59 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$x = 4.946 \cdot \text{cm}$$

CHEQUEO POR ACI 318-99

$$s = 28.2 \cdot \text{cm}$$

espaciamiento real

$$s_{min} = 2.388 \cdot \text{cm}$$

espaciamiento mínimo

$$ss_{max} = -9.411 \cdot \text{cm}$$

máximo para $a_f = 0.44\text{mm}$

$$sss_{max} = -10.202 \cdot \text{cm}$$

máximo para $a_f = 0.3\text{mm}$

CHEQUEO ABERTURA DE FISURAS (NC-250)

$$a_f = 6.017 \cdot \text{mm}$$

abertura de fisura

$$a_{fperm} = 0.3 \cdot \text{mm}$$

abertura de fisura
permisible

R_1 = "La sección NO cumple con las exigencias de fisuración"

R_2 = "La sección NO cumple con las exigencias de fisura máxima"

COMPROBACIÓN DE LA FLECHA EN VIGAS CONTINUAS de SECCIÓN T

ENTRADA DE DATOS.

DETERMINACIÓN DE LOS RECUBRIMIENTOS (seleccione la opción correcta)

a) Dimensiones de la sección

$h := 60\text{cm}$ Peralto total de la sección.

$b := 175\text{cm}$ Ancho de la sección.

$h_f := 15\text{cm}$ Espesor del ala superior.

$b_w := 40\text{cm}$ Ancho del nervio.

b) Propiedades de los materiales

$f_c := 20\text{MPa}$ Resistencia del hormigón

$f_y :=$ Resistencia de cálculo del acero.

300MPa
420MPa

☐ elementos prefabricados

☒ elementos "in situ"

☐ ambiente con agresividad MUY ALTA

☐ ambiente con agresividad ALTA

☒ ambiente con agresividad MEDIA

☐ ambiente con agresividad BAJA

c) Acero de refuerzo comprimido

DENOMINACIÓN DE LA BARRA

10
13
16

NÚMERO DE BARRAS

2
3

d) Acero de refuerzo traccionado

$A_s := 44.78\text{cm}^2$ Área del refuerzo.

$d_s := 5\text{cm}$ Recubrimiento efectivo del refuerzo principal.

g) Momentos flectores de servicio en el centro de la luz

$M_{CP} := 143.15\text{kN}\cdot\text{m}$ permanente

$M_{CU} := 198.31\text{kN}\cdot\text{m}$ de uso

$M_{Culd} := 118.986\text{kN}\cdot\text{m}$ de uso y larga duración

Sistema de entrepiso o azotea que soportan o están ligados a elementos no estructurales

☐ susceptibles de ser dañados por flechas excesivas

☒ NO susceptibles de ser dañados por flechas excesivas

PERMANENCIA DE LA CARGA

☒ 5 años o mas

☐ 12 meses

☐ 6 meses

☐ 3 meses

e) Luz de la viga

$L := 6\text{m}$

f) Cargas de servicio en el centro de la luz

$q_k := \frac{0\text{kN}}{\text{m}}$

RESULTADOS FINALES.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN NO FISURADA

$M_{cr} = 129.618\text{kN}\cdot\text{m}$

$I_h = 1754870.28\text{cm}^4$

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN FISURADA

$f_s = 151.5\text{MPa}$

$x = 14.029\text{cm}$

$I_{cr} = 8.772 \times 10^5\text{cm}^4$

$I_{e2} = 9.252 \times 10^5\text{cm}^4$

FLECHAS

$\Delta_{pt} = 0.724\text{cm}$ instantáneas

$\Delta_{total} = 1.24\text{cm}$ total

$\Delta_{perm} = 2.5\text{cm}$ permisible

DISEÑO A FLEXIÓN DE SECCIONES T.

ENTRADA DE DATOS.

a) Dimensiones de la sección

$h := 60\text{cm}$ Peralto total de la sección $b_w := 175\text{cm}$ Ancho del alma.
 $b := 40\text{cm}$ Ancho de la sección. $b' := 40\text{cm}$ Ancho del alma.
 $h_f := 15\text{cm}$ Espesor del ala superior. $d_e := 9.5\text{mm}$ Diámetro de la barra colocada como estribo.

b) Determinación del recubrimiento (seleccione la opción correcta)

- ☐ elementos prefabricados ☐ ambiente con agresividad MUY ALTA
☒ elementos "in situ" ☒ ambiente con agresividad MEDIA
☐ ambiente con agresividad BAJA

Seleccione el
NÚMERO de CAMADAS

1
2
3

SELECCIÓN RECUBRIMIENTO Y RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

c) Propiedades de los materiales

$f'_c = 25\text{MPa}$ Resistencia de cálculo del hormigón
 $f_y :=$ Resistencia de cálculo del acero
 300MPa
 420MPa

d) Solicitaciones externas. Momento de cálculo de la sección

$M_u := 353.107\text{kN}\cdot\text{m}$

e) Cálculo ancho eficaz de la sección.

$B := 7.2\text{m}$ Intercolumnio
 $l_e := 7.2\text{m}$ Luz efectiva de la viga

Seleccione el
TIPO DE SECCIÓN

MONOLÍTICA
AISLADA

Propiedades generales de la sección

PROCESOS DE CALCULO.

1) Cálculo de refuerzo a compresión A'_s

$A'_s = 2.65\text{cm}^2$

Señale aquí el valor de área seleccionada en la TABLA DE ACERO.

0.00
0.71

Comentario 1 = "LA SECCIÓN TIENE COMPORTAMIENTO RECTANGULAR "

Comentario 2 = "NO HACE FALTA ACERO A COMPRESIÓN POR CALCULO "

Análisis aporte del ACERO COMPRIMIDO

2) Cálculo de refuerzo a tracción A_s

$A_s = 27.207\text{cm}^2$

Señale aquí el valor de área seleccionado en la TABLA DE ACERO considerando que debe ser mayor o igual que A'_s

0.71
1.29
1.42

Comentario 6 = "EL ACERO COMPRIMIDO NO FLUYE"

Comprobación de la SEPARACIÓN de las BARRAS

RESULTADOS FINALES.

ACERO COMPRIMIDO	$A'_{sreal} = 0\text{cm}^2$	$d_b = 0\text{mm}$	$n_b = 0$
ACERO TRACCIONADO	$A_{sreal} = 0.71\text{cm}^2$	$d_{bs} = 9.5\text{mm}$	$n_{bs} = 1$
MOMENTO NOMINAL y ÚLTIMO	$M_n = 11.618\text{kN}\cdot\text{m}$	$M_{uo} = 10.456\text{kN}\cdot\text{m}$	$\phi = 0.9$

Comentario 3 = "LAS BARRAS CABEN EN LAS CAMADAS ESCOGIDAS"

Comentario 4 = "La sección diseñada no resiste, incremente A'_s "

DISEÑO A CORTANTE DE SECCIONES RECTANGULARES.

ENTRADA DE DATOS.

a) Dimensiones de la sección

$h := 60\text{cm}$ Peralto total de la sección.
 $b_w := 40\text{cm}$ Ancho de la sección ante el cortante.

c) Refuerzo principal

$d_b := 2.22\text{cm}$ Diámetro de las barras
 NÚMERO de CAMADAS

1
2
3

d) Refuerzo transversal

6
10
13

Denominación de la barra del estribo.
 Número de patas del estribo.

$np := 2$

b) Determinación del recubrimiento (seleccione la opción correcta)

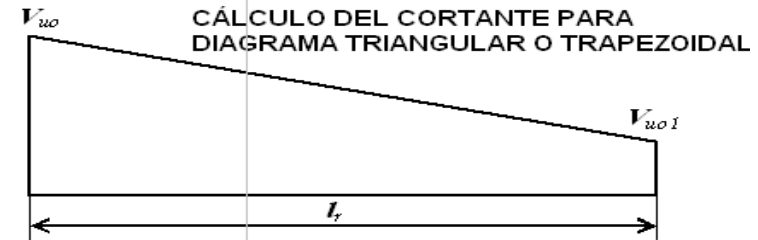
- ☐ elementos prefabricados ☐ ambiente con agresividad MUY ALTA
☒ elementos "in situ" ☐ ambiente con agresividad ALTA
☒ ambiente con agresividad MEDIA
☐ ambiente con agresividad BAJA

e) Propiedades de los materiales

$f'_c := 25\text{MPa}$ Resistencia de cálculo del hormigón MPa.
 $f_y := 300\text{MPa}$ Resistencia de cálculo del acero transversal MPa.

f) Solicitaciones externas

$l_r := 3.37\text{m}$ Longitud del gráfico de cortante m.
 $V_{uo} := 194.61\text{kN}$ Cortante de cálculo máximo.kN
 $V_{uo1} := 0\text{kN}$ Cortante de cálculo en el extremo de l_r . kN
 $\phi := 0.75$ Coeficiente de reducción de resistencia a cortante.
 $h_c := 60\text{cm}$ Ancho de la columna en la dirección del apoyo de la viga.



RESULTADOS.

$COM_1 = "V_{umax} > V_{ux}, \text{ pero espaciamiento máximo}"$

Tabla =

"DESDE(m)"	"HASTA(m)"	"Espaciamiento(cm)"	"Nº de ESTRIBOS"
0	0.05	0	0
0.05	1.06	12	9
1.06	2.41	27	5

$s_{max} = 27.145\text{ cm}$
 $V_{u,max} = 145.934\text{ kN}$
 $\phi \cdot V_c = 138.44\text{ kN}$
 $V_{ux} = 195.444\text{ kN}$
 $l_{rx} = 0\text{ m}$

Anexo V Guías para los proyectos de la maestría en estructura.

Guía para Proyecto de Curso I (Edición Ciego de Ávila 2013)

Objetivos:

1. Integrar los conocimientos adquiridos en las asignaturas Mecánica de la Construcción Superior, Mecánica de los Medios Continuos, Métodos Numéricos y EF, Computación Aplicada, mediante la solución de problemas de modelación geotécnica o estructural.
2. Aplicar los conocimientos de análisis y las técnicas de modelación de las estructuras y el terreno a sistemas estructurales medianamente complejos de edificaciones, recurriendo para interpretar los resultados del comportamiento y respuestas del modelo a la influencia de factores frente a invariantes de carga estáticas según corresponda.
3. Utilizar las potencialidades de los principales productos de software existentes en la solución de los problemas antes mencionados.

Contenidos:

Modelación de problemas de Ingeniería Estructural y de Interacción Suelo-Estructura. Solución analítica. Solución Numérica. Uso de software. Análisis comparativos. Evaluación de la validez de la modelación numérica realizada, su alcance y campo de aplicación.

Planificación para la implementación: (la asignatura no tiene horas lectivas)

<i>Semana</i>	<i>Duración</i>	<i>Descripción de la actividad</i>
Semana 1 Etapas I	(2 h cada actividad)	Se orienta a los maestrantes la labor de proyecto a realizar en función de los objetivos y contenidos de la asignatura, se definen y particularizan las variantes de proyecto para cada equipo.
		Esclarecer las dudas existentes para el trabajo en el proyecto, así como las etapas de trabajo en el mismo. Dimensionamiento de los elementos constituyentes de la estructura, comienzo del cálculo de cargas (permanente, temporales y viento).
		Modelación de la estructura principal (variantes de esquema de análisis). Esquemas de carga, diagramas de fuerzas internas por estados de carga en los principales elementos estructurales (M, V y N). Corrida de modelos en programa.
		Modelación empleando software con uso de elementos finitos y modelación tradicional con elementos lineales barras, comienzo del análisis de influencia de factores.

Semana 2 Etapa II	2 horas	Taller o seminario evaluativo en donde se hace un corte parcial con exposición por los maestrantes según lo orientado para el trabajo en la etapa I. (modelos de la estructura)
		Orientación de la etapa evaluativa II. Combinaciones de carga, análisis de variantes y análisis de influencia de factores, resultados en términos de fuerza y desplazamiento
		Obtención de resultados para el posterior diseño de los elementos estructurales, continuidad en el proyecto II.
		Taller o seminario evaluativo en donde se hace un corte parcial con exposición por los maestrantes según lo orientado para el trabajo en la etapa evaluativa II.
semana	4 horas	Presentación y discusión final del proyecto I, teniendo en cuenta los resultados parciales.

Guía para la entrega del proyecto:

El proyecto se entregará en una memoria descriptiva y un anexo con planos.

La memoria se entregará en formato 8,5 x 11 en Word, letra tipo Times New Roman 12.

Los planos pueden hacerse a mano, cumpliendo las normas de dibujo, dejándose a elección del maestrante las escalas y formato, se da la opción de dibujo automatizado.

La memoria deberá tener las siguientes partes:

1.- Carátula con:

- Logotipo de la Universidad
- Proyecto I
- Maestría de Estructuras
- Autor (nombres, apellidos).
- Profesor.
- Edición.
- Fecha de entrega.

2.- Tarea de Proyecto (objetivos, planteamiento de las tareas y datos de variante y todos los demás datos).

3.- Definición del objeto en proyecto, criterios de funcionabilidad, distribución espacial (3D). Estructuración.

4.- Haciendo uso de STAAD.pro 2006 realizar la modelación y definición de la geométrica del sistema estructural (3D), empleando elementos lineales y elementos finitos. Definición y ubicación de diafragmas en el edificio. Evaluación de sensibilidad de malla en la estructura modelada en MEF. Definición del material y modelo a emplear para el mismo, justificación.

5.- Cálculo de las cargas. Modelos de cargas gravitatorias y viento.

6.- Análisis numérico de variantes y resultados de evaluación de influencia de factores

en la respuesta estructural (según problemática indicada) (análisis en 3D). Diagramas de fuerzas internas y desplazamientos necesarios para argumentar y justificar su análisis conclusivo, ilustrando los resultados a través de gráficos y variantes comparativas según el caso.

7.- Conclusiones y recomendaciones (técnicas y docentes).

8- Listado de bibliografía usada para la ejecución del proyecto.

9- Anexo con todas las corridas de los programas

Orientación general del ejercicio de proyecto:

Se desea realizar un análisis estructural completo de la edificación mostrada, las definiciones arquitectónicas de funcionabilidad y espacios, entre otras ya se definen, debiéndose realizar por el maestrante el predimensionamiento de los elementos constituyentes de la variante indicada, tener presente que el edificio está definido para una función social y se considera la azotea de la edificación como terraza de uso público. Definidas las funciones de cada uno de los locales componentes de la edificación, deberá modelar la geometría, las cargas gravitatorias y viento, todo el modelo en 3D, definición del material, las tipologías y demás elementos necesarios de la etapa de estructuración de su proyecto, en función de la variante de análisis de influencia de factores definida. Los resultados del análisis realizado tienen además el objetivo de servir de solución inicial para el posterior diseño estructural de los elementos de la edificación que se realizará en la asignatura Proyecto II. Todos los datos, criterios y decisiones tomadas deben ser argumentados en el cuerpo del trabajo.

Variante de análisis de influencia

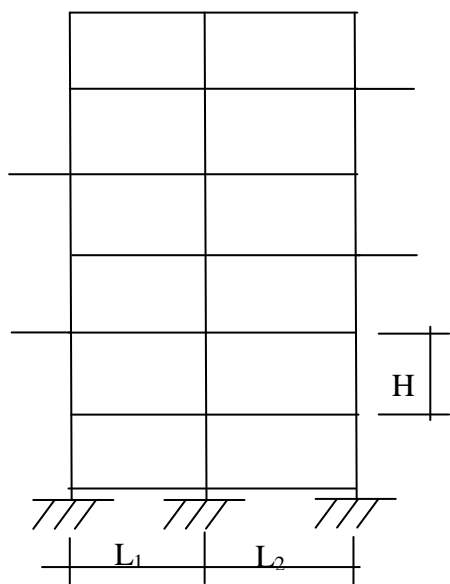
Evaluación de influencia de factores en la respuesta estructural: se debe considerar en cada caso, el efecto de los diferentes estados de carga y sus combinaciones, en el elemento o sistema estructural indicado, evaluando los resultados en términos de fuerzas y de desplazamientos y valorando en esta respuesta la incidencia de un análisis de primer orden con reducción de inercia, un análisis de segundo orden con reducción de inercia y la interacción suelo estructura.

1. Realizar el modelo de la losa de entrepiso monolítica de manera independiente, como elemento estructural aislado, considerando su cuerpo libre y evaluando distintas invariantes de geometría, estudio del mallado empleando el MEF, condiciones de apoyo y, modelos para el material.
2. Considerar en el modelo de las vigas el ancho colaborante que aporta la losa.
3. Considerar en el modelo la presencia de diafragmas o muros de corte y no

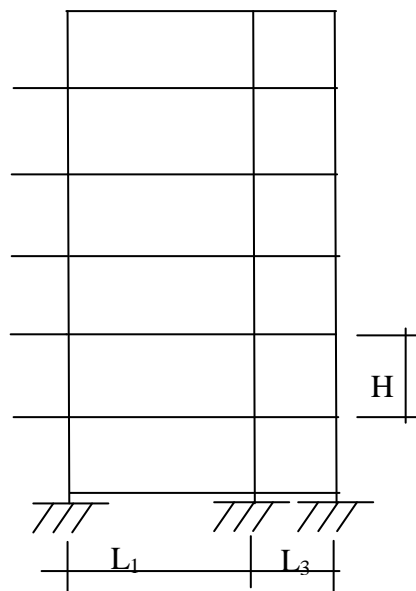
considerarlos.

Ámbitos y variables para evaluar la influencia de factores que inciden en el Análisis y Diseño Automatizado de Estructuras de H. A.:

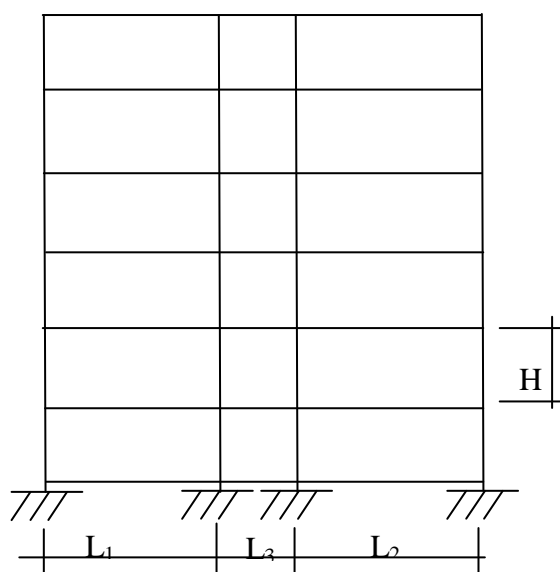
Modelo	Ámbito /Variable	Elementos Componentes del Modelo (siempre con vigas y columnas)	Factores de influencia		
			Análisis de 1 ^{er} orden, con Reducción de Inercia	Análisis de 2 ^o orden, con Reducción de Inercia	ISE
17.	Análisis para carga estática. 1- Respuesta en Fuerzas 2- Respuestas en desplazamientos	Sin losa de entrepiso (con ancho colaborante en viga) y sin tímpanos	X		
18.				X	
19.			X		X
20.				X	X
21.		Con losa de entrepiso (rigidez de losa/no MEF) y sin tímpano.	X		
22.				X	
23.			X		X
24.				X	X
25.		Sin losa de entrepiso (con ancho colaborante en viga) y con tímpanos.	X		
26.				X	
27.			X		X
28.				X	X
29.		Con losa de entrepiso (rigidez de losa/no MEF) y con tímpano	X		
30.				X	
31.			X		X
32.				X	X



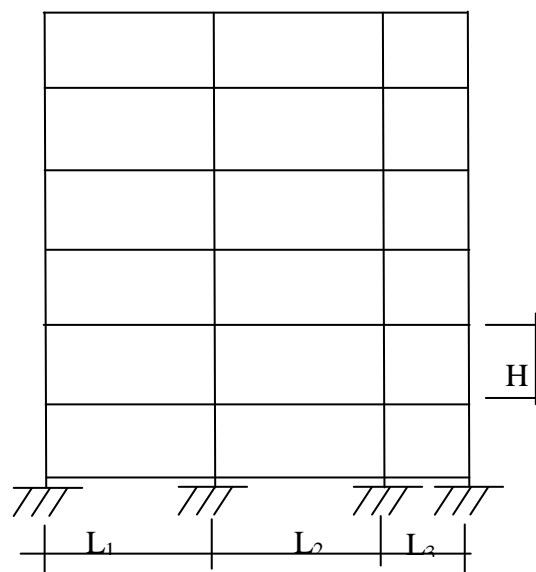
Variante 1



Variante 2



Variante 3



Variante 4

Datos

No	Variante	H (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	Intercolumnio (m)	Numero de intercolumnios	Numero de niveles	Funcionabilidad
1.	1	2.7	4.2	4.2		3.6	12	12	Vivienda
2.	3	3	6	6	2.4	4.2	8	10	Oficinas
3.	2	4	6		2.6	3.6	12	10	Hotel
4.	3	3	7.2	7	3	4.2	8	8	Hotel
5.	1	4.2	6.6	5.4		7.2	8	10	Oficina
6.	4	2.5	3.6	4.2	2.7	3.6	12	10	Vivienda
7.	2	3.3	6		2.7	3.6	10	10	Hotel
8.	4	3.6	6	4.2	2.7	3.6	12	10	Hospital
9.	3	3.6	7	7.2	2.8	6	8	10	Oficinas
10.	4	4	7.5	6	3	7.2	8	10	Hospital
11.	2	4.2	7.5		2.4	4	12	10	Escuela
12.	4	4	6	7.2	2.4	6	8	10	Hospital
13.	1	2.8	3.6	4.2		4.2	8	12	Vivienda
14.	3	3.3	5.4	6.6	2.6	4.2	8	10	Oficinas

En los casos con voladizo su longitud siempre será de 1.50 m.

Bibliografía a consultar

- Martínez A. Teoría de Elasticidad. Folletos de apuntes de la asignatura. ISACA, Ciego de Avila, 1980.
- Timoshenko S. ; Goodier J.M. Theory of Elasticity. International Student Edition, 2° Ed., Tokyo 1967.
- Filonenko-Borodich M.: Teoría de Elasticidad. Ed. Platina , Buenos Aires, 1963.
- Timoshenko S. Theory of Plates and Shells. Mc Graw & Hill Books, Editado en

Buenos Aires, Argentina. 1964.

- Chagoyén M. E. Notas sobre MathCAD, ver. 2.5. Apuntes para un libro de texto. UCLV, 1995.
- Turbo Pascal Refernce Guide. Versión 5.0.
- Turbo Pascal User's Guide. Versión 5.0.
- Gottfried, B. S.
- Grau, R. El Sistema Operativo Windows. Apuntes para un libro de texto. UCLV, 1997.
- Isaacson E., Bishop Keller, H. Analysis of Numerical Methods. Instituto Cubano del Libro. Ediciones Revolucionarias. 1ra. Reimpresión. 1979.
- Berezin I.S., Zhidkov, N.P. Computing Methods. Vol. II. Instituto Cubano del Libro. Ediciones Revolucionarias. 1ra. Edición. 1965.
- Leontiev U.N. Elementos finitos. Monografía. Editorial Felix Varela, 1989.
- Oñate E. Cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos, Editora del Centro internacional de métodos numéricos, Barcelona, 1992.
- Zienkiewickz O. Elementos finitos. 1^{ra} Edición en Español, Editorial MGH 1995
- Gutiérrez M. P. Reticulados Hiperestáticos Planos. Instituto Cubano del Libro. Ciudad de La Habana, 1967.
- Ramírez, V. E. Análisis de Reticulados Hiperestáticos. Instituto Cubano del Libro. Ciudad de La Habana. 1974.
- Penado M. Análisis matricial de estructuras. Método de los desplazamientos. Departamento de análisis de estructuras, Facultad de Ingeniería Civil, ISPJAE, 1987.
- Norma Cubana. Proyectos de construcción de obras de hormigón armado. NC 53-39-89.

Guía para Proyecto de Curso II (Edición Ciego de Ávila 2013)

Objetivos:

1. Aplicar las técnicas de modelación de las estructuras y el terreno así como los conocimientos adquiridos en las asignaturas de análisis y de diseño estructural, diseño de cimentaciones y computación aplicada en la solución de un problema práctico de mediana complejidad, (el análisis y diseño de los elementos estructurales que conforman una edificación social).
2. Utilizar para la solución del problema anterior las potencialidades de algunos de los programas profesionales existentes, hojas de cálculo y procedimientos manuales, comparando los resultados obtenidos con cada uno de ellos, y evaluando la validez de los mismos.

Contenidos:

Análisis y Diseño estructural de los elementos pertenecientes a una edificación social de mediana complejidad. Uso de software profesionales, hojas de cálculo (en MathCad y Excel) y procedimientos manuales según las especificaciones de diseño de diferentes reglamentos de la construcción. Análisis comparativos. Evaluación de la validez de la modelación realizada, su alcance y campo de aplicación.

Planificación para la implementación: (la asignatura no tiene horas lectivas)

<i>Actividad y duración</i>	<i>Semana</i>	<i>Duración</i>	<i>Descripción de la actividad</i>
Actividad I	Semana	(3 h)	Según los objetivos de la asignatura, se le orienta a los maestrantes la tarea de proyecto a realizar. Las variantes para cada uno de los estudiantes ya están definidas, pues el modelo objeto de estudio es el mismo utilizado en la asignatura Proyecto I. se esclarecen las dudas existentes para el comienzo del trabajo, así como las etapas del mismo. <u>Orientación de la etapa evaluativa I:</u> Modelación de la carga de sismo mediante un análisis estático, obtención de los diagramas de las fuerzas interiores (M, V y N) para las combinaciones de carga que provoquen las condiciones más desfavorables en cada uno de los elementos estructurales. Definición de parámetros para el diseño Presentación de Programas de Cálculo
Actividad II (etapa evaluativa I)	Semana	4 horas	Seminario evaluativo en el que los estudiantes exponen el trabajo realizado en la etapa <u>evaluativa I</u> . <u>Orientación de la etapa evaluativa II:</u> Diseño de los elementos estructurales mediante la utilización de software profesionales (Staad Pro, Midas, SAP) y con el empleo de procedimientos manuales, comparación de los resultados obtenidos por ambas vías. Losas y vigas

Actividad III (etapa evaluativa II)	Semana	4 horas	Seminario evaluativo en el que los estudiantes exponen el trabajo realizado en la etapa evaluativa II . Orientación de la etapa evaluativa III: Cálculo de columnas y muros a cortante (Staad Pro, Midas, SAP)
Actividad IV (etapa evaluativa IV)	Semana	4 horas	Seminario evaluativo en el que los estudiantes exponen el trabajo realizado en la etapa evaluativa III . Orientación de la etapa evaluativa IV: Cimentaciones. (Midas, DGCim, Staad Foundation)
Actividad V (etapa evaluativa IV)	Semana	4 horas	Seminario evaluativo en el que los estudiantes exponen el trabajo realizado en la etapa evaluativa IV . Orientaciones para la culminación del proyecto. Revisión de Resultados, tablas y planos.
Actividad VI (evaluación final)	Semana		Presentación y discusión final del proyecto II. (Se tendrán en cuenta los resultados parciales).

Se realizara el proyecto estructural de la edificación que se utilizó en la asignatura Proyecto I

Se deben realizar las siguientes labores de proyecto:

1. Modelación de la estructura y de los diferente tipos de cargas
2. Determinación de los gráficos de M, V y N de cada esquema de carga usando un software especializado.
3. Tabla de combinaciones de carga y mayoración para el diseño de las losas, vigas, columnas, muros a cortante y los cimientos.
4. Diseño manual y utilizando un software profesional de la losa de entrepiso (Analizar las losas macizas de hormigón armado por el método de los elementos finitos, y comparar los resultados del diseño con los resultados obtenidos por el método del pórtico equivalente)
5. Diseño manual y utilizando un software profesional de las vigas principales.
6. Diseño manual y utilizando un software profesional de las columnas.
7. Diseño manual y utilizando un software profesional de los muros a cortante.
8. Diseño manual y utilizando un software profesional de las cimentaciones.

DETALLES ORGANIZATIVOS:

GUIA PARA LA ENTREGA DEL PROYECTO:

El proyecto se entregará en una memoria descriptiva y un anexo con planos.

La memoria se entregará en formato 8,5 x 11 con letra tipo Times New Roman 12 (13 para los títulos y la Carátula).

Los planos de los elementos estructurales pueden hacerse a mano o por medios automatizados, cumpliendo con las normas establecidas para la representación gráfica.

En general toda la documentación cumplirá con la norma de alcance y contenido (NC 674: 2009 EDIFICACIONES — REQUISITOS DE ALCANCE Y CONTENIDO DE LOS SERVICIOS TÉCNICOS).

Guía para la entrega del proyecto:

El proyecto se entregará en una memoria descriptiva y un anexo con planos.

La memoria se entregará en formato 8,5 x 11 en Word, letra tipo Times New Roman 12.

Los planos pueden hacerse a mano, cumpliendo las normas de dibujo, dejándose a elección del maestrante las escalas y formato, se da la opción de dibujo automatizado.

La memoria deberá tener las siguientes partes:

1.- Carátula con:

- Logotipo de la Universidad
- Proyecto II
- Maestría de Estructuras
- Autor (nombres, apellidos).
- Profesor.
- Edición.
- Fecha de entrega.

2.- Tarea de Proyecto (objetivos, planteamiento de las tareas y datos de variante y todos los demás datos).

3.- Definición del objeto en proyecto, criterios de funcionabilidad, distribución espacial (3D). Estructuración.

4.- Haciendo uso de un Software profesional realizar la modelación y definición de la geométrica del sistema estructural (3D), empleando elementos lineales y elementos finitos. Definición y ubicación de diafragmas en el edificio. Diagramas de fuerzas internas y desplazamientos necesarios para argumentar y justificar su análisis conclusivo, ilustrando los resultados a través de gráficos y variantes comparativas según el caso. (RESUMEN PROYECTO I)

5. Tablas de combinaciones de carga y mayoración para el diseño de los diferentes elementos estructurales.

6. Criterios para el diseño estructural

- Calidad de los materiales
- Recubrimientos mínimos

- Tipo de ambiente.

7.- Diseño estructural de los elementos.

- Diseño de Cimentaciones

. Efecto de la variación del peralte

. Efecto de la variación de la profundidad de cimentación

. Análisis comparativo (Volúmenes de materiales)

- Diseño de Vigas

. Calidad de los materiales

- Diseño de Columnas

. Calidad de los materiales

- Diseño de losas

- Diseño de uniones

8.- Conclusiones y recomendaciones (técnicas y docentes).

9- Listado de bibliografía usada para la ejecución del proyecto.

10- Anexo con todas las corridas de los programas.