

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**SEMINARIO DE GRADUACIÓN 2011**

**TEMA:**

*“LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO  
“TIPO” DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD  
DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”*

**AUTOR:**

---

LUIS MIGUEL BELTRÁN VARGAS

AMBATO-ECUADOR

2011

## **APROBACIÓN DEL TUTOR**

En calidad de Tutor del trabajo de investigación sobre el tema: ***“LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO “TIPO” DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”***, del estudiante: Luis Miguel Beltrán Vargas, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo.

Ambato, 26 de Julio del 2011.

TUTOR

---

Ing. Msc. Cevallos Jorge

## AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: ***“LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO “TIPO” DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”***, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuesta son de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autor de este trabajo de grado.

Ambato, 26 de Julio del 2011.

AUTOR

---

Luis Miguel Beltrán Vargas

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el informe de Investigación, sobre el tema: ***“LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO “TIPO” DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”***, del estudiante: Luis Miguel Beltrán Vargas, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, 26 de Julio del 2011.

Para constancia firman

## **DEDICATORIA**

*Este trabajo de investigación se lo dedico a Dios y a la Santísima Virgen María que siempre me bendicen y acompañan en todos los momentos de mi vida.*

*A mis padres que son el mejor regalo que el Divino Creador me ha dado y han sido motor y motivo para mi superación; que con su esfuerzo y lucha incansable han velado por mi desarrollo personal y profesional.*

*A mi hermano Paúl que ha sido quien me ha brindado su confianza y su apoyo incondicional, mostrándose siempre con el corazón abierto para cualquier necesidad.*

*A mi sobrina Amelita, que con su gracia y simpatía ha llegado a motivar la vida de quienes la observamos crecer.*

*A mi abuelita que siempre está al pendiente de mi persona y animándome con sus sabios concejos en muchos aspectos, en busca de mi felicidad y éxito en la vida.*

*A Monserrath, por brindarme siempre de su cariño, por creer en mí y por apoyarme en todo momento de mi vida.*

*A Martha, Joaquín y Jesús que siempre me han estado extendido su mano amiga en distintos momentos de mi existencia.*

*Finalmente dedico y agradezco mis a todos quienes estuvieron junto a mí en varios momentos de mi vida, para llegar hasta estas instancias, mientras cultivaba y cimentaba los conocimientos requeridos para alcanzar esta noble y hermosa profesión*

## **AGRADECIMIENTO**

*Mi agradecimiento formal a todos los Señores CATEDRÁTICOS de la CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL por compartir sus conocimientos y experiencias profesionales durante mi permanencia como estudiante.*

*Mi reconocimiento especial e imperecedero al Señor Ingeniero Msc. Jorge Cevallos, quien dirigió este trabajo de investigación y agradecerle por su generosidad intelectual al brindarme sus conocimientos, su capacidad, y experiencia profesional en un ambiente de confianza, afecto y amistad.*

*Mi gratitud al personal administrativo y todos quienes conforman y hacen que con su labor la Universidad Técnica de Ambato, sea considerada, como un centro de educación Superior de alto nivel*

*A la Universidad Técnica de Ambato que me abrió sus puertas y me permitió adquirir conocimientos, para ejercer mi profesión, y de esta manera desenvolverme en la sociedad.*

## ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

### A. PAGINAS PRELIMINARES

Portada .....	i
Aprobación del tutor.....	ii
Autoría de la tesis.....	iii
Aprobación del tribunal de grado.....	iv
Dedicatoria.....	v
Agradecimiento.....	vi
Índice general de contenidos.....	vii
Resumen.....	xii
Introducción.....	xiii

### B. TEXTO

#### CAPÍTULO I

#### EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 TEMA.....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2.1 Contextualización.....	1
1.2.2 Análisis Crítico.....	3
1.2.3 Prognosis.....	3
1.2.4 Formulación del Problema.....	3
1.2.5 Preguntas Directrices.....	4
1.2.6 Delimitación.....	4
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4 OBJETIVOS.....	7
1.4.1 Objetivo General.....	7
1.4.2 Objetivos Específicos.....	7

## **CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO**

<b>2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....</b>	<b>8</b>
<b>2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....</b>	<b>11</b>
<b>2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....</b>	<b>13</b>
<b>2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....</b>	<b>14</b>
<b>2.5 HIPÓTESIS.....</b>	<b>22</b>
<b>2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES.....</b>	<b>22</b>

## **CAPÍTULO III METODOLOGÍA**

<b>3.1 ENFOQUE.....</b>	<b>23</b>
<b>3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>23</b>
<b>3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>24</b>
<b>3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA.....</b>	<b>24</b>
<b>3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.....</b>	<b>26</b>
<b>3.6 RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....</b>	<b>28</b>
<b>3.7 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....</b>	<b>30</b>

## **CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

<b>4.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS.....</b>	<b>31</b>
<b>4.2 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....</b>	<b>42</b>

## **CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

<b>5.1 CONCLUSIONES.....</b>	<b>43</b>
<b>5.2 RECOMENDACIONES.....</b>	<b>44</b>



## CAPÍTULO VI LA PROPUESTA

<b>6.1</b>	DATOS INFORMATIVOS.....	45
<b>6.2</b>	ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA.....	46
<b>6.3</b>	JUSTIFICACIÓN.....	50
<b>6.4</b>	OBJETIVOS.....	51
<b>6.5</b>	ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD.....	51
<b>6.6</b>	FUNDAMENTACIÓN.....	51
<b>6.7</b>	MODO OPERATIVO.....	52
<b>6.7.1</b>	Datos generales de diseño.....	52
<b>6.7.2</b>	Prediseño de la losa.....	53
<b>6.7.3</b>	Cuantificación de cargas.....	54
<b>6.7.4</b>	Carga de paredes.....	55
<b>6.7.5</b>	Diseño de la losa.....	57
<b>6.7.6</b>	Prediseño de vigas.....	81
<b>6.7.7</b>	Prediseño de columnas.....	95
<b>6.7.8</b>	Carga de sismo.....	98
<b>6.7.8.1</b>	Carga de sismo para modelos sin muros de corte.....	99
<b>6.7.8.1.1</b>	Cálculo de aceleraciones espectrales para modelo sin muro de corte.....	101
<b>6.7.8.2</b>	Carga de sismo para modelo con muros de corte .....	103
<b>6.7.8.2.1</b>	Cálculo de aceleraciones espectrales para modelo con muro de corte.....	105
<b>6.7.8.3</b>	Cálculo de pesos por planta.....	107
<b>6.7.8.4</b>	Cálculo de $F_x$ para modelo sin muro de corte .....	109
<b>6.7.8.5</b>	Cálculo de $f_x$ para modelo con muro de corte.....	110
<b>6.7.9</b>	Modelación en ETABS.....	111
<b>6.7.9.1</b>	Propiedades de los materiales.....	114
<b>6.7.9.2</b>	Definición de secciones de vigas y columnas.....	116
<b>6.7.9.3</b>	Creación de la estructura.....	123
<b>6.7.9.3.1</b>	Colocación de vigas.....	123
<b>6.7.9.3.2</b>	Colocación de columnas.....	124
<b>6.7.9.4</b>	Restricciones.....	125
<b>6.7.9.5</b>	Modelación de losa de entrepiso.....	128
<b>6.7.9.5.1</b>	Losa equivalente para ETABS.....	128
<b>6.7.9.5.1.1</b>	Método 1: peso específico.....	128
<b>6.7.9.5.1.2</b>	Método 2: inercia.....	130
<b>6.7.9.5.2</b>	Modelación de losa como membrana en ETABS.....	133
<b>6.7.9.5.2.1</b>	Asignación de losas.....	134
<b>6.7.9.6</b>	Estados de carga.....	135

<b>6.7.9.7</b>	Asignación de carga.....	137
<b>6.7.9.7.1</b>	Carga muerta.....	137
<b>6.7.9.7.2</b>	Carga viva.....	138
<b>6.7.9.7.3</b>	Carga de pared.....	139
<b>6.7.9.10</b>	Combinaciones de carga.....	142
<b>6.7.9.11</b>	Selección de código para diseño.....	146
<b>6.7.9.12</b>	Cálculo del peso propio de la estructura.....	149
<b>6.7.9.13</b>	Efectos de sismo trepidatorio.....	150
<b>6.7.9.14</b>	Espectro de repuesta.....	153
<b>6.7.9.15</b>	Escaleras o gradas.....	157
<b>6.7.9.15.1</b>	Malla en elevación.....	157
<b>6.7.9.15.2</b>	Puntos de referencia en plantas.....	158
<b>6.7.9.15.3</b>	Espesor de membrana equivalente para gradas.....	159
<b>6.7.9.15.4</b>	Propiedades de material de la grada.....	161
<b>6.7.9.15.5</b>	Colocación de escaleras en el modelo.....	162
<b>6.7.9.15.6</b>	Asignación de carga viva a las gradas.....	163
<b>6.7.9.16</b>	Centro de masas en ETABS.....	164
<b>6.7.10</b>	Cálculo manual de centro de masas y centro de rigideces.....	166
<b>6.7.10.1</b>	Centro de masas .....	166
<b>6.7.10.2</b>	Centros de rigideces.....	169
<b>6.7.10.3</b>	Chequeo piso blando.....	184
<b>6.7.11</b>	Análisis y chequeo de resultados.....	185
<b>6.7.11.1</b>	Chequeo de flexiones .....	185
<b>6.7.11.2</b>	Chequeo de derivas.....	188
<b>6.7.11.3</b>	Chequeo de cuantías de refuerzo y diseño de vigas y columnas.....	195
<b>6.7.11.3.1</b>	Chequeo y diseño en vigas.....	195
<b>6.7.11.3.1.1</b>	Chequeo en porcentaje de acero en vigas.....	195
<b>6.7.11.3.1.2</b>	Diseño a corte en vigas.....	206
<b>6.7.11.3.1.3</b>	Diseño a flexión en vigas.....	210
<b>6.7.11.3.2</b>	Chequeo y diseño en columnas.....	216
<b>6.7.11.3.3</b>	Chequeo de nudos.....	222
<b>6.7.12</b>	Diseño de cimentación.....	248
<b>6.7.12.1</b>	Diseño de zapata de esquina .....	253
<b>6.7.12.2</b>	Diseño de zapata de lindero.....	267
<b>6.7.12.3</b>	Diseño de zapata central.....	278
<b>6.7.13</b>	Diseño de escaleras.....	291
<b>6.7.13.1</b>	Propiedades de las gradas en ETABS.....	292
<b>6.7.13.2</b>	Sección de la grada.....	294
<b>6.7.13.3</b>	Restricciones de la grada.....	296
<b>6.7.13.4</b>	Estado de cargas en gradas.....	297
<b>6.7.13.5</b>	Asignación de cargas en gradas.....	299

<b>6.7.13.6</b>	Análisis de la grada.....	301
<b>6.7.13.6.1</b>	Chequeo de aceros obtenidos para diseño de grada.....	301
<b>6.7.13.7</b>	Diseño de viga de escaleras.....	302
<b>6.7.13.7.1</b>	Modelo matemático de la viga de la grada.....	303
<b>6.7.13.7.2</b>	Modelo de la viga zanca en ETABS.....	304
<b>6.7.13.7.3</b>	Diseño a flexión y torsión de la viga.....	308
<b>6.7.14</b>	Muro de corte.....	313
<b>6.7.14.1</b>	Modelo del edificio con muro de corte en ETABS.....	316
<b>6.7.14.2</b>	Colocación del muro de corte en la estructura.....	317
<b>6.7.14.3</b>	Análisis de la estructura.....	325
<b>6.7.14.3.1</b>	Chequeo de derivas.....	325
<b>6.7.14.4</b>	Diseño del muro de cortante.....	327
<b>6.7.14.4.1</b>	Diseño del muro de corte c-5.....	327
<b>6.7.14.4.1.1</b>	Diseño a flexión en el muro c-5.....	333
<b>6.7.14.4.1.2</b>	Diseño a corte en el muro c-5.....	338
<b>6.7.14.4.1.3</b>	Chequeo de elementos de borde en el muro c-5.....	339
<b>6.7.14.4.2</b>	Diseño del muro de corte a-1.....	346
<b>6.7.14.4.2.1</b>	Diseño a flexión en el muro a-1.....	346
<b>6.7.14.4.2.2</b>	Diseño a corte en el muro a-2.....	347
<b>6.7.14.4.2.3</b>	Chequeo de elementos de borde en el muro a-2.....	347
<b>6.7.14.5</b>	Diseño de la cimentación del muro del cortante.....	351
<b>6.7.15</b>	Comparación de desplazamiento en las estructuras sin muro de corte y con muro de corte.....	365
<b>6.7.16</b>	Muro de Corte en Estructura sin Columnas.....	370
<b>6.7.17</b>	Conclusiones.....	374
<b>6.7.18</b>	Recomendaciones.....	374
<b>6.8</b>	ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA.....	372
<b>6.9</b>	PLAN DE MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA.....	373

## **C. MATERIAL DE REFERENCIA**

BIBLIOGRAFÍA.....	374
ANEXOS.....	378

**RESUMEN EJECUTIVO**  
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA

“LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL  
EDIFICIO “TIPO” DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA  
CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”

La investigación se realizó para lograr estabilizar las estructuras frente a eventuales sismos que se pueden producir en la ciudad de Ambato. Como objetivo general se planteó: Aportar una guía técnica de aplicación de muros de cortante en estructuras, en el periodo Febrero/Agosto 2011, el cual engloba a los objetivos específicos: Recopilar información de muros de corte de los diferentes códigos, Analizar la estructura con muro de corte y sin ella, Establecer el procedimiento adecuado para la incorporación de un muro de cortante dentro de la estructura, Comparar resultados entre la estructura con muro de corte y la estructura sin muro de cortante, Confirmar la eficacia del muro de cortante después del análisis. Según el problema formulado y dependiendo de la relación entre variables, la investigación fue predominantemente cuantitativa. Este proyecto implicó investigación bibliográfica-documental. El proceso de investigación a seguirse se inició con el nivel exploratorio, en cuanto se requirió información documentada para contextualizar el problema. Luego tuvo un nivel descriptivo puesto que las variables del problema observadas se caracterizan en su relación y en sí mismos. Finalmente la investigación culminó en el nivel de asociación de variables, por cuanto se estableció una conexión entre cargas sísmicas, estabilidad del edificio. Se tomó como población a 10 profesionales con experiencia en este tipo de construcción. Se planteó como Hipótesis: La utilización de muros de corte, serán los necesarios para estabilizar el edificio “tipo” de cuatro pisos, debido a la incidencia de cargas sísmicas en el sector Los Tres Juanes en la ciudad de Ambato; de lo que se concluyó, que los desplazamientos laterales con respecto a su altura (derivas de piso) disminuyeron al rigidizar la estructura con muros de cortante.

## INTRODUCCIÓN

El propósito de este proyecto es analizar el comportamiento de los desplazamientos de la estructura sin muros de corte y con muros de corte.

En el primer capítulo: se hace una valoración crítica del problema a investigar, planteándose objetivos a cumplir durante la investigación.

En el segundo capítulo: se define el problema, fundamentándose en investigaciones realizadas anteriormente, e indagando con criterio propio cada una de las variables planteadas en el problema y se define la hipótesis: “La utilización de muros de corte, serán los necesarios para estabilizar el edificio “tipo” de cuatro pisos, debido a la incidencia de cargas sísmicas en el sector Los Tres Juanes en la ciudad de Ambato, provincia del Tungurahua”

En el tercer capítulo: se operacionaliza las variables de la hipótesis, se recolecta la información y se realiza el procesamiento de dichos datos.

En el cuarto capítulo: se procesa, analiza, e interpreta los resultados de las encuestas.

En el quinto capítulo: se menciona las conclusiones y recomendaciones.

En el sexto capítulo: se plantea la propuesta: Elaborar un Cálculo Estructural con la utilización de muros de Cortante, para el edificio Tipo de Cuatro pisos que se ubica en el Sector “Los Tres Juanes”, de la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua”

## **CAPITULO I**

### **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

#### **1.1 TEMA**

***“LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO “TIPO” DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”.***

#### **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

##### ***1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN***

El origen de los sismos se encuentra en la acumulación de energía que se produce cuando las fallas geológicas del interior de la Tierra se desplazan, buscando el equilibrio, desde situaciones inestables que son consecuencia de las actividades volcánicas y fallas tectónicas, que se producen principalmente en los bordes de la placa.

Los sismos tectónicos se suelen producir en zonas donde la concentración de fuerzas generadas por los movimientos de las placas tectónicas dan lugar al reajuste en el interior y en la superficie de la Tierra. Es por esto que los sismos o seísmos de origen tectónico están íntimamente asociados con la formación de fallas geológicas.<sup>1</sup>

En 1906 se produjo el sismo más fuerte que se haya registrado en Ecuador. Este sismo catastrófico tuvo una magnitud de 8,7 grados en la escala de Richter y se produjo en las costas de Esmeraldas, generando un tsunami fuerte en la que perdieron la vida un gran número de personas. Fue observado en todo lo largo de la costa de América Central e incluso llegó a ser visto en las costas de San Francisco y en el oeste de Japón en donde las ondas llegaron en cadena cerca de 12.5 horas después del sismo.<sup>2</sup>

Ecuador se encuentra en una zona de subducción, que consiste en un proceso de hundimiento de una placa litosférica bajo otra en un límite convergente, según la teoría de tectónica de placas<sup>3</sup>, lo que lo convierte en un terreno altamente sísmico.

Tungurahua, es una provincia que se encuentra situada en la Sierra del Ecuador, ha sido víctima de tres devastadores sismos (1698, 1797, 1949) y en los últimos años ha sido vulnerable a eventuales sismos, producto de su localización en una zona de subducción, o probablemente del resultado de la actividad del volcán que lleva su mismo nombre.

Ambato, una ciudad del Ecuador, capital de la provincia de Tungurahua, caracterizada por ser un nodo de gran actividad comercial, ha sido escenario de varios eventos sísmicos.<sup>4</sup>

Según la historia, la ciudad de Ambato fue sacudida por un fuerte sismo la tarde del 5 de agosto de 1949 con una magnitud de 6.8 grados en la Escala de Richter. El sismo fue trágico, la ciudad y sus alrededores quedaron reducidos a escombros. El sismo dejó varias poblaciones que en aquella época conformaban la provincia de Tungurahua. Miles de muertos y considerables pérdidas económicas; fueron el trágico saldo.<sup>5</sup>

1. <http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto>
2. <http://listas.20minutos.es/lista/los-terremotos-mas-violentos-en-el-mundo-279992/>
3. <http://es.wikipedia.org/wiki/Subducci%C3%B3n>
4. <http://es.wikipedia.org/wiki/Ambato>
5. <http://www.scribd.com/doc/46693403/Historia>

### ***1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO***

Con los antecedentes expuestos anteriormente permite conjeturar que la naturaleza es imprevisible y que es capaz de atentar a cualquier tipo de estructura en pie y peor aún, con la vida de quienes las habitan.

Es necesario tomar en cuenta que las edificaciones deben guardar consigo seguridad y estabilidad, de tal forma que esté compuesta con una estructura capaz de disipar los esfuerzos producidos por la energía liberada que acarrea consigo un sismo. Y que a través de ello sea posible salvaguardar las vidas de las personas que se encuentran en su interior, como también en su entorno, buscando recursos o materiales y métodos de construcción que permitan edificar grandes estructuras, que cumplan parámetros de seguridad y no excedan en su costo de construcción.

### ***1.2.3 PROGNOSIS***

En el caso de no considerar este fenómeno dentro del cálculo estructural o subvalorar sus efectos, quedaría exenta la garantía necesaria de la seguridad del edificio que contrarrestaría los embates imprevistos por la naturaleza. Debido a que los sismos son eventos que nunca avisan ni presentan síntomas para tomar alguna medida previa al fenómeno.

Por tanto es necesario concientizar estos parámetros dentro de la responsabilidad en el sistema de la construcción, buscando alternativas adecuadas para otorgar estabilidad y seguridad.

### ***1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA***

¿Cómo evitar que las cargas sísmicas incidan en la estabilidad del edificio “Tipo” de cuatro pisos en el sector Los Tres Juanes de la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua?



### ***1.2.5 PREGUNTAS DIRECTRICES***

- ¿Se toma en cuenta las cargas sísmicas que pueden actuar sobre las estructuras actuales en el sector Los Tres Juanes de la ciudad de Ambato?
- ¿Son estables los edificios en el sector Los Tres Juanes de la ciudad de Ambato como para soportar sismos?
- ¿Cómo dotar a la estructura la capacidad de confrontar los sismos?

### ***1.2.6 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA***

#### ***1.2.6.1 DE CONTENIDO***

- Hormigón Armado
- Estructuras
- Código Ecuatoriano de la Construcción 2002, CEC-2002
- Uniform Building Code (Código de Construcción Uniforme), UBC-97
- American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto), ACI-318-S08
- Plan de Ordenamiento Territorial, POT

#### ***1.2.6.2 ESPACIAL***

El proyecto en estudio se localiza en la provincia del Tungurahua, en el sector Norte de la ciudad de Ambato, Barrio “Los Tres Juanes”, en las coordenadas (UTM - Zona 17), N9863252.92 m ; E766952.61m a una elevación de 2554 m.s.n.m.



Gráfico 1

#### ***1.2.6.3 TEMPORAL***

El siguiente trabajo se realizará desde el mes de Febrero hasta Agosto del año en curso tentativamente.

### ***1.3 JUSTIFICACIÓN***

Como interés profesional es parte del perfil, conocer acerca de las aplicaciones que se deben cumplir dentro del país, para prevenir los desastres que acarrea consigo un fenómeno natural de este tipo.

Es común en el medio observar la construcción de edificaciones de apreciable altura que a simple vista no incluyen un sistema estructural sismo-resistente, no obstante dicha configuración resistirá con sobra de resistencia el efecto de las cargas verticales (peso propio, carga de las personas) y podrá así permanecer durante muchos años sin presentar falla alguna en su estructura. Sin embargo, su estructura principal podría verse afectada seriamente ante las fuerzas laterales producidas por un evento sísmico, el cual viene a constituirse como el examinador más cruel a la resistencia lateral de una estructura, que en muchos casos provoca daños estructurales irremediables en la misma e implicará la demolición de la edificación.

Todo edificio debe ser resultado de un buen diseño estructural, es decir, de todos sus componentes, como vigas, columnas, y muros de corte, etc. pero sobre todo en sus conexiones. Razón que sustenta para el manifiesto de su grado de importancia desde el punto de vista teórico práctico.

En la actualidad, hablar de un diseño sismo-resistente, es hablar de estabilidad de la composición estructural. Por tanto es buscar alternativas que permitan mantener una estructura autosuficiente.

Si bien es cierto este tipo de diseño implicará un incremento de las secciones de vigas y columnas así como utilización de diafragmas (muros de corte), pero se traducirá en protección de la vida de los ocupantes y de la integridad del edificio mismo.

Actualmente se diseña y ejecuta procesos constructivos con elementos estructurales, que permiten resistir cargas verticales y sísmicas, que estarán sometidas durante su vida útil.

Es factible desde todo punto de vista realizar un análisis dinámico de la estructura, con el fin de prever su comportamiento ante un movimiento sísmico y a través de ello tomar alguna decisión antes de ejecutar la obra.

El muro de corte rigidiza y fortalece la estructura; y desde el punto de vista teórico-práctico, es necesario conocer el funcionamiento de las alternativas vigentes para contribuir a realizar un diseño de estructuras suficientemente estables.

Importantes ciudades de Suramérica han optado por utilizar este sistema de construcción, especialmente en Chile, demostrándose que en el sismo de Febrero del 2010, la mayoría de los edificios construidos con esta clase de elementos estructurales logró mantener su estabilidad, evitando daños en otros elementos de la estructura.

Si se refiere a las ciudades del Ecuador, este tipo de construcción es utilizado con mayor porcentaje en las ciudades de Quito y Guayaquil. Es común el observar esta clase de elementos en edificios, especialmente cuando se tratan de ductos para elevadores. Pero los muros de cortante son mucho más que eso, y deben ser concebidos como tal, precisamente porque se tratan de elementos que permiten estabilizar la estructura disipando los posibles efectos de torsión en planta que pueden producirse debido a la acción de probables sismos; utilizando adecuadamente los parámetros para este tipo de diseño de tal forma que se logre conseguir una edificación sismo-resistente.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL:**

Establecer alternativa de diseño estructural para lograr la estabilidad en el edificio “Tipo” de Cuatro pisos, en el sector los Tres Juanes debido a las cargas sísmicas en la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua.

### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:**

- Diagnosticar las cargas laterales actuantes como inciden en el edificio “tipo” de cuatro pisos, en el sector Los Tres Juanes, perteneciente a la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua.
- Analizar como varía la estabilidad en el edificio “tipo” de cuatro pisos, debido a las cargas sísmicas en el sector Los Tres Juanes de la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua.
- Proponer diseño estructural adecuado que proporcione estabilidad en el edificio “tipo” de cuatro pisos, en el sector Los Tres Juanes perteneciente a la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua.
- Reducir las deflexiones relativas entre pisos y por lo tanto el riesgo de daño en elementos no estructurales fijados a la estructura, ofreciendo protección casi total contra daños durante sismos de bajas intensidades.
- Reducir el daño estructural en sismos menos frecuentes y de mayor intensidad; para lograr este propósito es necesario darles a los muros suficiente fortaleza para que permanezcan sustancialmente en el rango elástico.
- Mantener suficiente rigidez para proteger de daños a los elementos no estructurales, aun después de sufrir extensa fisuración por flexión y corte, cuando son exigidas a su máxima resistencia.

## CAPITULO II

### MARCO TEÓRICO

#### *2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS*

Los muros de corte, son paredes de hormigón que son diseñados y construidos, para resistir principalmente cargas horizontales como verticales.

Dentro de estos parámetros de diseño se toma en cuenta la torsión en planta que sufre la estructura portante de un edificio cuando es sometida a grandes esfuerzos horizontales. Este efecto es particularmente significativo en los sismos.

La torsión en planta aparece por la excentricidad entre el centro de rigidez de un piso y el centro de masas de la carga que soportan, es decir: el centro de masas de ese piso y pisos superiores.<sup>1</sup>

Es importante mencionar que el *Centro de rigidez* es el punto central de los elementos verticales de un sistema que resiste a las fuerzas laterales. También llamado centro de resistencia. Mientras tanto que el *Centro de masas* se refiere al punto en el que se concentra el peso de un cuerpo, de forma que si el cuerpo se apoyara en ese punto, permanecería en equilibrio. También llamado centro de gravedad.<sup>2</sup>

1. [http://es.wikipedia.org/wiki/Torsi%C3%B3n\\_en\\_planta](http://es.wikipedia.org/wiki/Torsi%C3%B3n_en_planta)
2. <http://www.parro.com.ar/definicion-de-centro+de+rigidez>

### ***Investigaciones Previas:***

Según Montero López, V. (2004). “*Diseño de un edificio con muros de carga y cortante*”. Como principales elementos de rigidez lateral dentro de la estructuración del edificio, se proponen muros de cortante; éstos elementos, además de soportar y transmitir las cargas gravitacionales que se generan en la estructura debido a su funcionamiento normal, soportan las fuerzas de corte que se presentan en el edificio raíz de acciones accidentales como sismo y viento.

Según Raul Estevan Bencosme. La incorporación de muros estructurales en una edificación tiene por propósito rigidizar y fortalecer a la estructura. Las ventajas que se logran son múltiples:

- A. Reducen las deflexiones relativas entre pisos y por lo tanto el riesgo de daño en elementos no estructurales fijados a la estructura, ofreciendo protección casi total contra daños durante sismos de bajas intensidades.
- B. Reducen el daño estructural en sismos menos frecuentes y de mayor intensidad; para lograr este propósito es necesario darles a los muros suficiente fortaleza para que permanezcan sustancialmente en el rango elástico.
- C. Mantienen suficiente rigidez para proteger de daños a los elementos no estructurales, aun después de sufrir extensa fisuración por flexión y corte, cuando son exigidas a su máxima resistencia.
- D. Son susceptibles de comportamiento dúctil y capaz de comportarse como elementos disipadores de la energía sísmica, cuando incursionan en el rango inelástico en sismos muy fuertes. Para hacer esto posible deben cumplirse ciertas condiciones de diseño y detallado.

### ***Condiciones para la incorporación de muros de corte***

Se debe, hacer énfasis en algunos aspectos de la configuración estructural con muros de corte, para garantizar que el comportamiento sísmico sea el deseado. Dependiendo de su configuración geométrica, orientación y ubicación en planta, un muro puede contribuir en la resistencia de momentos de volteo, de fuerzas cortantes y de torsiones; puede también, en una ubicación inconveniente ser origen de torsiones en la edificación y de

sobreesfuerzos en otros elementos; por lo que es necesario ejercitar mucho juicio en la ubicación y proporciones de los muros así como en su relación con otros elementos.<sup>1</sup>

### ***Investigaciones Teóricas:***

“Varios modelos matemáticos han sido desarrollados para evaluar las características y comportamiento de los muros diafragmas. Para modelar su resistencia y rigidez en el plano, se han utilizado paneles de corte, riostras diagonales equivalentes, elementos finitos, etc. Entre ellos, sin duda la idealización más usada es la de las riostras equivalentes de compresión. En dicho modelo, el muro se reemplaza por una riostra diagonal articulada en sus extremos y conectada a esquinas opuestas del pórtico.

Según Néstor Rubiano, Tarek Bانشandy, Richard Klingner y Steven Sweeney en Muros Diafragmas en Edificios de Concreto Reforzado de la Revista de Ingeniería Uniandes, manifiestan que normalmente, las dimensiones transversales de la riostra se establecen de una manera semi-empírica con base en las propiedades de los materiales (del pórtico y del muro), el espesor y dimensiones del panel, y la relación entre las rigideces relativas del pórtico y el muro (Holmes, 1963; Stafford Smith, 1966).

Una idealización similar, aunque más sofisticada, modela el panel por medio de múltiples riostras diagonales y verticales (Thiruvengadam, 1985). Este modelo es capaz de simular la interacción entre el muro y los elementos del pórtico, así como el efecto de las aberturas en el panel (localizando apropiadamente las riostras equivalentes), tanto para cargas estáticas como dinámicas.

Numerosos estudios analíticos han usado el método de los elementos finitos para modelar muros diafragmas. Los trabajos iniciales consideraron únicamente comportamiento elástico e ignoraron la interacción pórtico-muro. Posteriormente, la separación entre el muro y los elementos del pórtico fue incluida, así como la fricción a lo largo de la zona de contacto (Riddington y Stafford Smith, 1977). Otros estudios han considerado elementos finitos del tamaño de los ladrillos, conectados por elementos que simulan el mortero de pega (Page, 1978). Recientemente, el comportamiento no lineal de los materiales ha sido involucrado en análisis inelásticos para reproducir el

agrietamiento, rigidez por tensión, y ablandamiento en compresión de la mampostería (Ewing, El-Mustapha, y Kariotis, 1987).

Los estudios analíticos hechos para estimar la resistencia fuera del plano de muros de relleno no reforzados, se basaron inicialmente en la teoría elástica de placas, suponiendo la mampostería isotrópica y homogénea. Este modelo ignora cualquier resistencia de la pared una vez se llega a la resistencia en tensión de la mampostería. Sin embargo, estudios realizados en la década de 1950 (McDowell et al., 1956), ya incluían el efecto de arco en el cálculo de la resistencia del muro.

Los modelos iniciales se hicieron bajo la suposición que los muros trabajaban solamente en una dirección y que el pórtico era infinitamente rígido. Investigaciones modernas (Anderson, 1984) han incluido el efecto de la rigidez real del pórtico, la brecha entre muro y pórtico, y la contracción de la mampostería. Adicionalmente, se ha incluido la acción en dos direcciones del muro por medio de una analogía con el análisis por líneas de fluencia para placas (Dawe y Seah, 1989).

Los modelos de análisis para muros diafragmas cargados fuera del plano disponibles en la actualidad, varían desde expresiones simplificadas (en función principalmente de la relación altura/espesor,  $h/t$ , del muro), hasta programas de computador basados en la teoría de líneas de fluencia. Sin embargo, muy pocos de ellos tienen en cuenta agrietamiento previo en el muro debido, por ejemplo, a cargas anteriores en el plano. Recientemente, Angel et al. (1994) propusieron un método para evaluar la capacidad de los paneles fuera del plano, incluyendo un coeficiente de reducción de resistencia debido al daño pre-existente en el muro inducido por cargas previas paralelas a su plano.”<sup>2</sup>

## ***2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA***

Las edificaciones de la ciudad de Ambato regularmente no mantienen en su composición gran altura; sin embargo en los últimos años se proyecta una construcción de estructuras de gran importancia.



Por tanto, la presente investigación hace énfasis que cada edificio se debe diseñar y construir con estructuras que garanticen la seguridad ante cargas verticales, y laterales que son generadas por un sismo u otro factor adverso, que es el estado de carga más complejo y por tanto el verdadero examinador de la resistencia de un edificio.

“Actualmente con la asistencia de varios software para el análisis y diseño estructural, se puede generar modelos con todos los tipos de carga, e inclusive con simulación de los modos de vibración que manifiestan el posible comportamiento de un edificio ante las cargas de un evento sísmico”.

Esto constituye una excelente ayuda para los ingenieros estructurales, y por tanto se debe aprovechar todas estas bondades de los actuales programas y realizar los cálculos estructurales de los edificios pero con un enfoque dinámico, con aplicación de las cargas sísmicas adecuadas y la revisión del comportamiento de la estructura en planta y en elevación.

Pero se debe notar que el paquete computacional no lo resuelve todo, desde luego que se debe introducir la información correcta y generar el modelo de análisis que más se ajuste a la realidad; porque de lo contrario se obtendrán como resultados valores que no representan la realidad estructural de la edificación y esto puede ser peligroso. Una de las claves es saber interpretar los resultados y no confiarse ciegamente en los valores dados por los programas computacionales.

Los edificios deben ser construidos en base a un buen diseño sismo-resistente. Uno de estos parámetros es la utilización de diafragmas verticales o muros de cortante, que son los elementos que absorben más del 70% de las fuerzas laterales generadas por un sismo. De ser así los muros de cortante ayudan a corregir cualquier otra deficiencia del diseño estructural, aún si la estructura incluyera sistema de losas con vigas banda.

Los diafragmas o muros de cortante no son más que paredes de hormigón continuas que van desde el nivel más bajo hasta el último, y están distribuidas simétricamente (de preferencia perimetralmente y en ciertos tramos entre columnas) y que van apoyadas en una cimentación de gran rigidez.

El sistema conjunto de diafragmas con el sistema viga-columna ofrezca la suficiente resistencia como para que no se presente la torsión en planta de todo el edificio en caso de un sismo, ya que este caso es muy crítico.

Este sistema ofrece gran confiabilidad ante eventos sísmicos y con un poco más de conciencia en nuestros sistemas constructivos podemos introducirlo de manera definitiva en nuestro medio y de paso así estaremos más que preparados en caso de ser afectados por un sismo.

### ***2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL***

La presente Investigación se sujeta a los siguientes códigos:

- Código Ecuatoriano de la Construcción 2002, CEC-2002
- American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto), ACI-318-S08
- Uniform Building Code (Código de Construcción Uniforme), UBC-97
- Plan de Ordenamiento Territorial, POT

## *2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES*

Estructuras

Estructuras

Hormigón

Hormigón

Sismo  
Resistencia

Obras  
Civiles

Cargas  
Sísmicas

Estabilidad  
del Edificio

Gráfico 2

## ***2.4.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA DE LA VARIABLE INDEPENDIENTE***

### ***2.4.1.1 Estructuras***

“Rama de la ingeniería que permite el planeamiento y el diseño de las partes que forman el esqueleto resistente de las edificaciones más tradicionales como edificios urbanos, construcciones industriales, puente, estructuras de desarrollo hidráulico y otras”.<sup>1</sup>

“El esqueleto estructural forma un sistema integrado de partes, denominadas elementos estructurales: vigas, columnas, losas, zapatas de cimentación y otros; que tienen como misión soportar varios tipos de cargas. A menudo se requiere resolver problemas de elevada complejidad que se resuelven mediante técnicas de elementos finitos que obligan a penetrar en los cálculo diferencial e integral de diversas variables, temas de álgebra lineal, ecuaciones diferenciales y métodos numéricos”.<sup>2</sup>

“Las cargas que soporta una estructura son todos aquellos factores que inciden sobre el edificio produciendo deformaciones, ya sean a fuerzas debido a su peso propio como otros producidos por fenómenos naturales los movimientos sísmicos y los vientos

Las Estructuras de Hormigón Armado se han difundido cubriendo casi toda la gama de edificaciones de baja y media altura por su flexibilidad y eficacia en las construcciones convirtiéndolo en el sistema constructivo más empleado en el mundo sin ninguna duda.

Existen otros sistemas estructurales, como las Estructuras con Muros Portantes de antigua tradición en la construcción; y otro sistema de gran difusión y desarrollo en algunos países industrializados es el de las Estructuras Metálicas.

Estas estructuras se han extendido en todas las zonas de industrialización media o alta, con una relación de costes entre mano de obra y materiales muy razonable. Elegida también por las grandes ventajas que ofrece por su rigidez y óptimo comportamiento frente a agentes atmosféricos y al fuego.

### **2.4.1.2 Hormigón**

La estructura de hormigón armado está compuesta por diferentes materiales que trabajan en conjunto frente a la acción de las cargas a que está sometida.

Los materiales que intervienen en su composición son:

- Acero: El acero presente en las barras y mallas, en las Armaduras cumple la misión de ayudar a soportar los esfuerzos de tracción y corte a los que está sometida la estructura.
- Hormigón: El hormigón tiene resistencia a la compresión, mientras que su resistencia a la tracción es casi nula. Es importante tener en cuenta que un hormigón convencional posee una resistencia a la tracción diez veces menor que a la compresión.

Los refuerzos de acero en el hormigón armado otorgan ductilidad al hormigón, ya que es un material que puede quebrarse por su fragilidad.

En zonas de actividad sísmica regular, las normas de construcción obligan la utilización de cuantías mínimas de acero a fin de conseguir ductilidad en la estructura.

Las estructuras de concreto reforzado tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos usados en su construcción, que las distinguen de las estructuras de otros materiales. El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea autosoportante.

Esta característica impone ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta algunas ventajas. Una de éstas es su "moldeabilidad", propiedad que brinda al proyectista gran libertad en la elección de formas. Gracias a ella, es posible construir estructuras, como los cascarones, que en otro material serían muy difíciles de obtener.

### **2.4.1.3 Sismo-Resistencia**

Rama de la Ingeniería que consiste en el diseño y construcción de estructuras con adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de fuerzas causadas por sismos frecuentes. Aún cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un sismo aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran colapsos totales o parciales en la edificación.

#### **Principios de la sismo resistencia**

- **Forma regular:** La geometría de la edificación debe ser sencilla en planta y en elevación. Las formas complejas, irregulares o asimétricas causan un mal comportamiento cuando la edificación es sacudida por un sismo. Una geometría irregular favorece que la estructura sufra torsión o que intente girar en forma desordenada.
- **Bajo peso:** Entre más liviana sea la edificación menor será la fuerza que tendrá que soportar cuando ocurre un sismo. Grandes masas o pesos se mueven con mayor severidad al ser sacudidas por un sismo y, por lo tanto, la exigencia de la fuerza actuante será mayor sobre los componentes de la edificación.
- **Mayor rigidez:** Es deseable que la estructura se deforme poco cuando se mueve ante la acción de un sismo. Una estructura flexible o poco sólida al deformarse exageradamente favorece que se presenten daños en paredes o divisiones no estructurales, acabados arquitectónicos e instalaciones que usualmente son elementos frágiles que no soportan mayores distorsiones.
- **Buena estabilidad:** Las edificaciones deben ser firmes y conservar el equilibrio cuando son sometidas a las vibraciones de un sismo. Estructuras poco sólidas e inestables se pueden volcar o deslizar en caso de una cimentación deficiente.

- **Suelo firme y buena cimentación:** La cimentación debe ser competente para transmitir con seguridad el peso de la edificación al suelo. También, es deseable que el material del suelo sea duro y resistente.
- **Estructura apropiada:** Para que una edificación soporte un sismo su estructura debe ser sólida, simétrica, uniforme, continua o bien conectada
- **Materiales competentes:** Los materiales deben ser de buena calidad para garantizar una adecuada resistencia y capacidad de la estructura para disipar la energía que el sismo le otorga a la edificación cuando se sacude.
- **Calidad en la construcción:** Se deben cumplir los requisitos de calidad y resistencia de los materiales y acatar las especificaciones de diseño y de construcción y la ausencia de supervisión técnica ha sido la causa de daños y colapsos de edificaciones que aparentemente cumplen con otras características o principios de la sismo resistencia.
- **Capacidad de disipar energía:** Una estructura debe ser capaz de soportar deformaciones en sus componentes sin que se dañen gravemente o se degrade su resistencia. Cuando una estructura no es dúctil y tenaz se rompe fácilmente al iniciarse su deformación por la acción sísmica. Al degradarse su rigidez y resistencia pierde su estabilidad y puede colapsar súbitamente
- **Fijación de acabados e instalaciones:** Los componentes no estructurales como tabiques divisorios, acabados arquitectónicos, fachadas, ventanas e instalaciones deben estar bien adheridos o conectados y no deben interactuar con la estructura. Si no están bien conectados se desprenderán fácilmente en caso de un sismo.

#### 2.4.1.4 Cargas Sísmicas

Son cargas laterales que actúan en las estructuras (en un evento sísmico), y están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

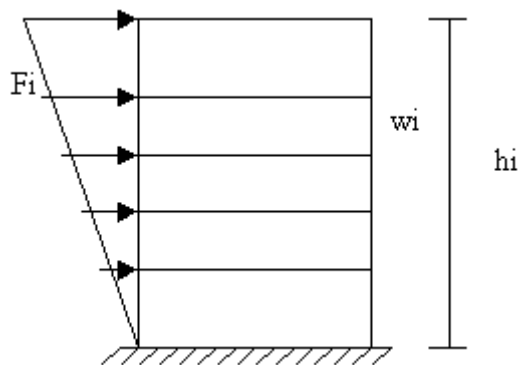


Gráfico 3

Por tal motivo las edificaciones deben cumplir con la sismo resistencia que es una propiedad que se dota a las estructuras, mediante la aplicación de técnicas de diseño de su configuración geométrica y la incorporación en su constitución física, de componentes estructurales especiales que la capacitan para resistir las fuerzas que se presentan durante un movimiento sísmico, lo que se traduce en protección de la vida de los ocupantes y de la integridad del edificio mismo.

##### 2.4.1.4.1 Muro de Corte

Se entiende por muro de corte que es una pared calculada y construida para resistir principalmente cargas horizontales como verticales.

Las fuerzas horizontales que actúan sobre los edificios, por ejemplo, las ocasionadas por viento o por acción sísmica, pueden ser resistidas en diferentes formas. Cuando se generan cargas horizontales de consideración (sísmicas), se utilizan muros estructurales



o de concreto reforzado; estos pueden adicionarse solo con el propósito resistir las fuerzas horizontales; los muros de concreto que encierran las escaleras y los núcleos de ascensor también pueden servir como muros de cortante ya que aparte de resistir su propio peso también resisten cargas gravitacionales debido a que en esos lugares mencionados las cargas de diseño son críticas  $500\text{kg/cm}^2$  por lo tanto se es necesario utilizar este tipo de estructura. Hoy en día muchas de las urbanizadoras optan por este método de diseño que consiste simplemente en un enmallado de acero calculado, para luego la lechada de hormigón; ya que este tipo de estructuras para viviendas no necesita de columnas estructurales y su fundación es corrida como cualquier muro.”<sup>9</sup>

## ***2.4.2 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA DE LA VARIABLE DEPENDIENTE***

### ***2.4.2.1 Obras Civiles***

El término obras civiles se aplica a la construcción de las infraestructuras y estructuras que hacen posible el aprovechamiento y control del medio físico y natural y sus recursos, así como las comunicaciones; esto incluye carreteras, túneles, puentes, vías férreas, presas, canales y muelles.

### ***2.4.2.2 Estabilidad en el Edificio***

Estabilidad es una noción física y/o química asociada a la capacidad de un cuerpo de mantener su estado o su composición inalterados durante un tiempo relativamente prolongado”.

Se ha definido el equilibrio de una estructura desde el punto de vista de las fuerzas actuantes, expresando que éste se manifiesta si se cumple que las ecuaciones de equilibrio de la estática son nulas, o sea, que el sistema de fuerzas tiene resultante nula. Pero ahora debemos agregar, desde el punto de vista físico, que nos interesa no solo el equilibrio de la estructura, sino que éste se manifieste de forma que su configuración sea permanente en el tiempo aún frente a acciones exteriores perturbadoras. Para completar estos conceptos es necesario definir qué se entiende por estabilidad en las estructuras y ésta es:

Es la capacidad de una estructura de conservar una configuración frente a acciones exteriores.

Para que se cumpla esta aseveración es menester que se verifiquen las siguientes dos condiciones:

Condición necesaria: Debe existir equilibrio de todas las fuerzas que actúen sobre la estructura, o sea, se debe cumplir la condición física del equilibrio total y relativo de todas las fuerzas activas y reactivas.

Condición suficiente: El equilibrio de las fuerzas debe ser estable.

Esta última condición, un concepto nuevo, establece que la configuración que adopte la estructura y las fuerzas deben ser permanentes en el tiempo.

Para poder establecer si se está frente a estructuras estables, se deben fijar criterios que permitan determinar cuándo se está en presencia de un equilibrio estable. Un criterio se encuentra, precisamente, en la percepción práctica que de este concepto se tiene y que permite establecer cómo es el equilibrio de una estructura. Éste consiste en aplicar una pequeña perturbación, tan pequeña como se quiera, y observar cómo se modifican las acciones y las resistencias frente a este hecho y cuanto más rápido crecen una y otras para restablecer o no la posición original. Analicemos un ejemplo tradicional de este tema que es el caso de una esfera apoyada sobre una superficie

## **2.5 HIPÓTESIS**

La utilización de muros de corte, serán los necesarios para estabilizar el edificio “tipo” de cuatro pisos, debido a la incidencia de cargas sísmicas en el sector Los Tres Juanes en la ciudad de Ambato, provincia del Tungurahua.

### **2.5.1 UNIDADES DE OBSERVACIÓN**

DESCRIPCIÓN	N
Ingenieros Constructores Estructurales	4
Ingenieros Calculistas Estructurales	4
Total	8

Tabla No. 1: Unidades de Observación

## **2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS**

2.6.1 V.I.: Utilización de Muros de Corte

2.6.2 V.D: Estabilizar el edificio “tipo” de cuatro pisos, en el sector Los Tres Juanes de la ciudad de Ambato

2.6.3 TÉRMINO DE RELACIÓN: Serán los necesarios para Estabilizar con Muros de Corte

## **CAPITULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### ***3.1 ENFOQUE***

Las estructuras deben estudiarse por medio del control y chequeos de valores.

Como un análisis minucioso se realizará:

- Simulación de desplazamientos sísmicos en las estructuras por medio de software.
- Comportamiento de la estructura con la aplicación de un muro de corte, a través de software de cálculo estructural.
- Comportamiento de la estructura sin la aplicación del muro de corte.
- Comparación entre los dos últimos casos mencionados.

Por lo anteriormente expuesto el enfoque sugiere tratamiento y análisis de datos cuantitativos.

#### ***3.2 MODALIDAD BÁSICA DE INVESTIGACIÓN.***

- La presente investigación será Bibliográfica-documental, a fin de que la conozcamos mejor, en teoría y de esta manera plantear posibles soluciones adecuadas así como eficaces en la aplicación de diafragmas a la estructura en estudio.

### 3.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Esta investigación llegará a nivel:

1. Descriptivo: Debido a que se obtendrá datos a través estudios que permitan establecer rangos y valores para describir su comportamiento y capacidad de resistencia ante los posibles sismos que afecten a la estructura en mención.
2. Explicativo: una vez confrontado todas las variables en la etapa de análisis modal, se planteará la solución en el presente trabajo de investigación, buscando que la misma sea la correcta y que se ajuste a la realidad del sector de la ciudad.

### 3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

#### 3.4.1 POBLACIÓN (N).

La población que servirá para el desarrollo de esta investigación estará conformada por: 4 Ingenieros Constructores Estructurales, 4 Ingenieros Calculistas Estructurales.

DESCRIPCIÓN	N
Ingenieros Constructores Experimentados en Estructuras	4
Ingenieros Calculistas Estructurales	4
Total	8

Tabla No. 2: Población (Frecuencia)

#### 3.4.2 MUESTRA (n)

Es vital conocer el criterio y experiencia de los ingenieros estructurales que se han dedicado a la construcción de proyectos utilizando diafragmas (pared de corte), así como especialistas que han optado por la utilización de algún elemento estructural parecido, entonces es necesario realizar encuestas que guiarán adecuadamente esta investigación, alejándose de una manera proporcional del margen de error.

### 3.4.2.1 TIPO DE MUESTRA PERSONAL

#### ESTRATIFICADO PROPORCIONAL

DESCRIPCIÓN	N	Porcentaje
Ingenieros Constructores Estructurales	4	50 %
Ingenieros Calculistas Estructurales	4	50 %
Total	8	100 %

Tabla No. 3: Población (Porcentaje)

### 3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

#### 3.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

VI: Utilización de Muros de Corte				
Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
El muro de corte es un elemento que se comporta de un manera muy rígida, lo que evita excesivos desplazamientos en su dirección más larga y porque resisten gran parte del cortante en planta	Rigidez	Rigidez	¿Será la rigidez la necesaria para estabilizar la estructura?	Observación directa: Software
			Encuesta: Cuestionario.	
	Excesivos desplazamientos	Sismo	¿En qué zona calificada por el CEC se encuentra el estudio?	Observación Directa: CEC
			¿Qué espectros de diseño tomar para diseñar?	Encuesta: Cuestionario
			Observación Directa: Software	
			¿Qué tipo análisis modal será el adecuado?	Observación directa: Software
Encuesta: Cuestionario				

Tabla N° 4. Operacionalización de variables/ Variable Independiente

### 3.5.2 VARIABLE DEPENDIENTE

VD: Estabilizar el Edificio “tipo” de cuatro pisos, en el sector los Tres Juanes				
Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Estabilidad estructural es un aspecto de teoría de la estabilidad el tratar si una función dada es sensible a un pequeño perturbación. Buscando alternativas de rigidez con el fin de conseguir esta característica	Perturbación	Análisis modal	¿Qué tipo de análisis modal será el adecuado?	Encuesta: Cuestionario
		Espectro de Diseño	¿Qué tipo de espectro de diseño será el más conveniente para las condiciones en estudio?	Observación directa: Software
	Observación directa: Ficha Nematécnica			
	Rigidez	Daño estructural	¿Mantiene suficiente rigidez para proteger a la edificación completa?	Encuesta: Cuestionario

Tabla N° 5. Operacionalización de variables/ Variable Dependiente



### 3.6 RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIÓN
1.- ¿Para Qué?	Demostrar mediante la experiencia profesional de los encuestados la estabilidad que ofrece los muros de cortante a la estructura y su factibilidad
2.- ¿De qué personas u objetos?	Ingenieros Calculistas y Constructores
3.- ¿Sobre qué aspectos?	Funcionamiento de Muros de Corte en las estructuras
4.- ¿Quién? ¿Quiénes?	Investigador: Luis Miguel Beltrán Vargas
5.- ¿Cuándo?	Febrero 2011 - Agosto 2011
6.- ¿Dónde?	En las oficinas de cada profesional o En la Universidad
7.- ¿Cuántas veces?	1
8.- ¿Qué técnicas de recolección?	Encuesta
9.- ¿Con qué?	Cuestionario estructurado

Tabla No. 6: Recolección de la Información



Gráfico 4

En el presente trabajo investigativo, se realizará observación directa (por medio de los sentidos), con el fin de conseguir conclusiones y experiencias compartidas de los encuestados, es decir el comportamiento que han presentado las estructuras a través del tiempo, así como un análisis modal de la estructura.

Por otra parte la entrevista a utilizarse será de tipo estructurada, es decir con respuestas escritas para obtener un mejor estudio estadístico y acercarnos más a emitir o establecer un criterio de tendencia central que sostenga a través de la experiencia de los encuestados la hipótesis que se plantea, en el caso de ser factible la propuesta.

### ***3.7 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS***

#### ***3.7.1 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN***

- Revisión Crítica de la Información Recogida.
- Tabulación de cuadros según variables de la Hipótesis (Cuadros de una Variable; Cuadros de Cruce de variables, etc.).
- Porcentuar: Obtener los resultados mediante gráficos estadística.
- Graficar: Representar los resultados mediante gráficos estadístico.
- Estudio estadístico de datos para presentación de Resultados.
- Analizar e interpretar, los resultados relacionándolos con los diferentes partes de la investigación especialmente con los objetivos y la hipótesis.

#### ***3.7.2 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.***

- Junto a cada gráfica se recomienda (Objetivos, Hipótesis Propuesta que se usa.)
- Análisis de resultados. Con el apoyo del Marco Teórico.
- Comprobación de la Hipótesis (ESTADÍSTICAS: Medidas de Tendencia Central, Medidas de depresión.)
- Establecimiento de Conclusiones y Recomendaciones.

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### ***4.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS E INTERPRETACIÓN DE DATOS***

Los datos obtenidos de la investigación acerca de: “Las Cargas Sísmicas y su incidencia en la Estabilidad del Edificio “Tipo” de Cuatro Pisos en el Sector Los Tres Juanes de la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua”, realizada a 4 Ingenieros Constructores Experimentados en Estructuras, 4 Ingenieros Calculistas Estructurales, se demuestran mediante cuadros y gráficos estadísticos que a continuación se detallan:

.

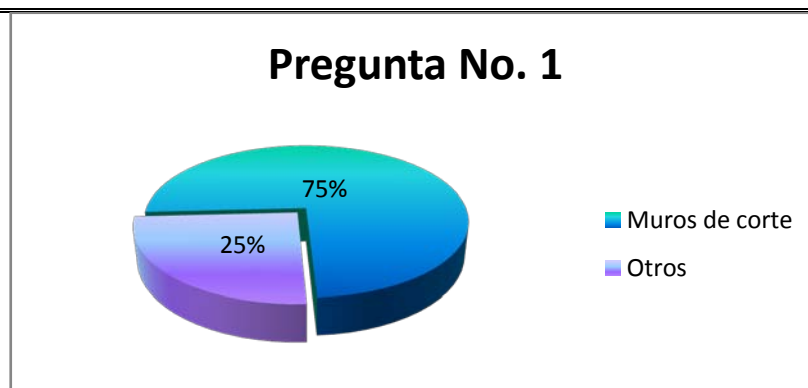
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.1:** ¿En sus diseños sismo-resistentes que ha construido, cuál de los siguientes elementos ha utilizado?

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Muros de Cortante	6	75.00%
Otros elementos	2	25%



Cuadro No.1

Gráfico Opinión

**Análisis**

El 75%, de los encuestados han respondido que han utilizado muros de corte en su diseño sismo-resistente, mientras que el 25% restante han respondido que han utilizado otro tipo de elementos

**Interpretación**

El buscar la estabilidad a través de la rigidez es uno de los recursos muy útiles en el entorno, además de ello el utilizar este tipo de elementos estructurales es necesario cuando se construyen edificaciones con ascensores.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.2:** ¿Desde su punto de vista, es factible la utilización de muros de cortante en la estructura?

Cuadro N°2 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	6	75.00%
NO	2	25.00%

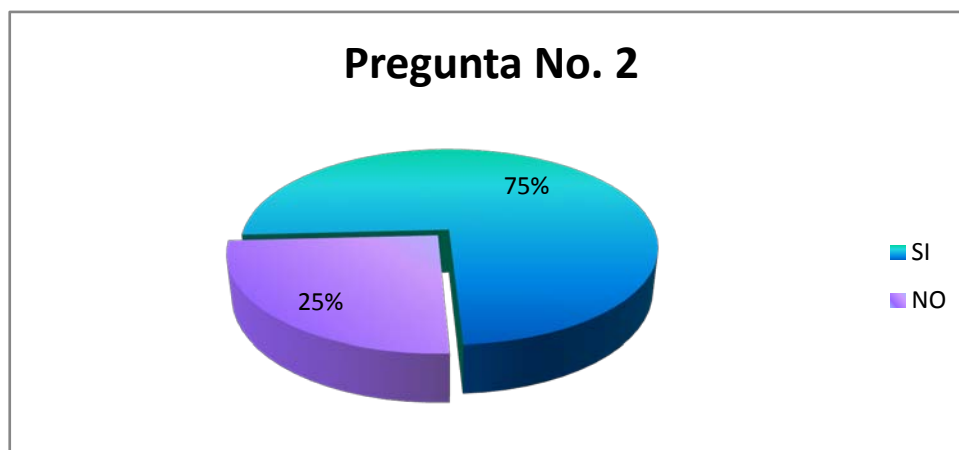


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 75% de los encuestados mantienen, que es factible la utilización de muros de cortante en la estructura, mientras que el 25% restante considera lo contrario.

**Interpretación**

Es rentable hacer una construcción con este tipo de elementos sabiendo que dota de estabilidad al edificio, traduciéndose esto en seguridad de sus ocupantes.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.3:** ¿Cree que la utilización de muros de cortante será una solución viable para estabilizar la estructura ante un posible evento sísmico?

Cuadro N°3 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	7	87.50%
NO	1	12.50%

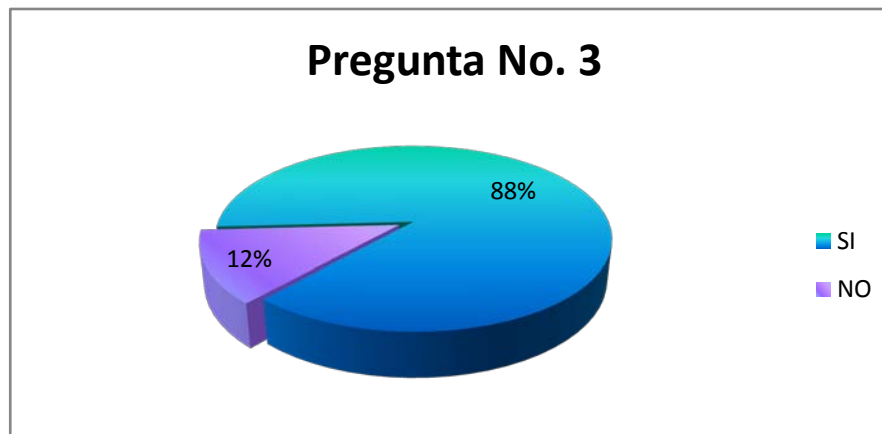


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 88% de los encuestados consideran que esta forma de construir es viable para lograr estabilizar la estructura antes posibles eventos sísmicos, mientras que el 13% se manifiesta en negación.

**Interpretación**

La mayoría de los profesionales encuestados, indica que es viable la utilización de muros de corte en las estructuras, precisamente debido a la gran rigidez que proporcionan estos elementos en las edificaciones.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.4:** ¿De los edificios que ha construido y sabe de su permanencia hasta el momento, en el cual haya colocado muros de corte en su composición estructural, han resistido los edificios y protegido elementos estructurales del mismo edificio?

Cuadro N°4 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	7	87.50%
NO	1	12.50%

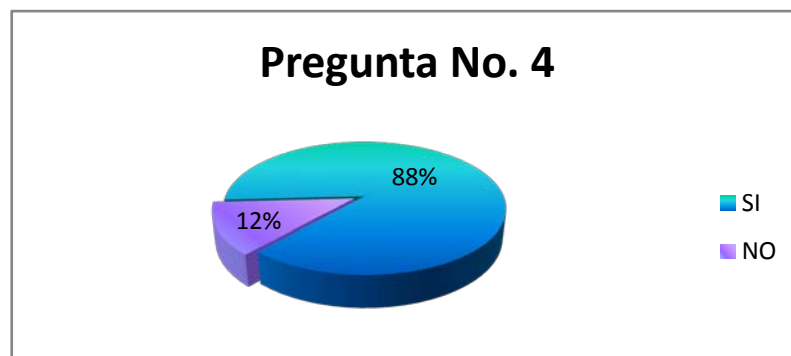


Gráfico Opinión

**Análisis**

Se observa que el 87.50% de los encuestados, manifiestan que los muros de corte ayudan a resistir a los edificios y protegen a otros elementos estructurales, cuando se produce un evento sísmico.

**Interpretación**

El mayor valor porcentual obtenido, traduce la fiabilidad que por experiencia mantienen los profesionales encuestados de de una pared de corte como parte dentro del funcionamiento sismo resistente que este ofrece.



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.5:** ¿En el caso de no haber utilizado muro de corte en las estructuras, utilizaría algún otro tipo de elemento estructural en la edificación?

Cuadro N°5 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	8	100.00%
NO	0	0.00%

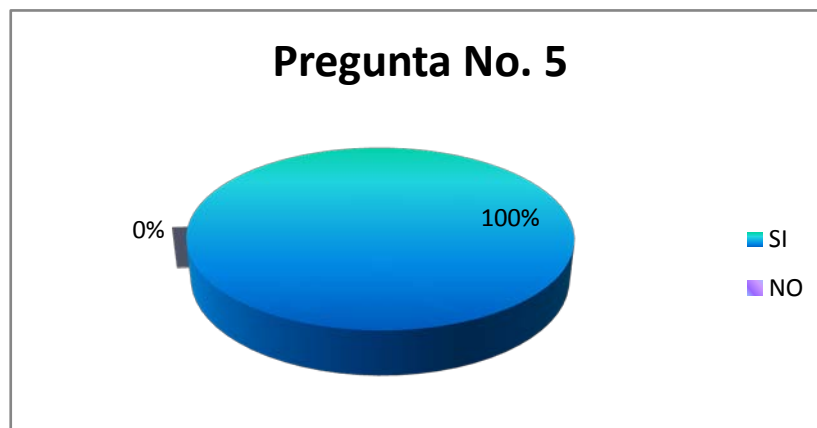


Gráfico Opinión

**Análisis**

Todos los encuestados manifiestan, que buscarían alternativas para estabilizar la estructura en el caso de no utilizarse un muro estructural o de cortante.

**Interpretación**

Se observa claramente el interés del profesional el buscar alternativas para lograr sismo resistencia dentro de la edificación.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.6:** ¿Sabemos que el colocar muro de cortante en las estructuras, trae como consecuencia, un incremento en el costo de un proyecto. Estaría dispuesto aplicar en una obra, determinada?

Cuadro N°6 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	5	62.50%
NO	3	37.50%

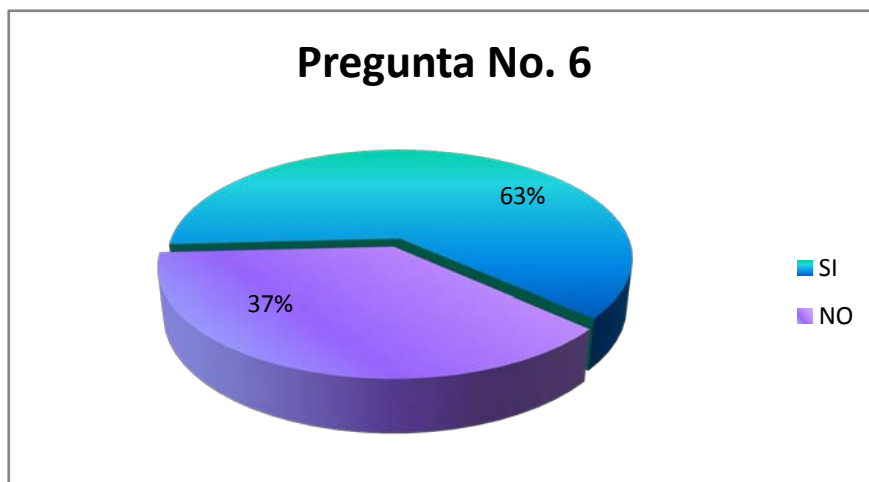


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 62.50% de los encuestados aseguran que están dispuestos a utilizar sin importar el costo que signifique Mientras tanto que el 37.50% se manifestó por el contrario.

**Interpretación**

El costo es un factor muy importante que hay que considerar dentro de la construcción, de allí que cierto porcentaje manifiesta su oposición de cierto modo a la utilización de muros de cortante.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.7:** ¿Aconsejaría la utilización de Muro de corte en la estructura, si estuviere a su cargo el cálculo de una edificación?

Cuadro N°7 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	7	87.50%
NO	1	12.50%

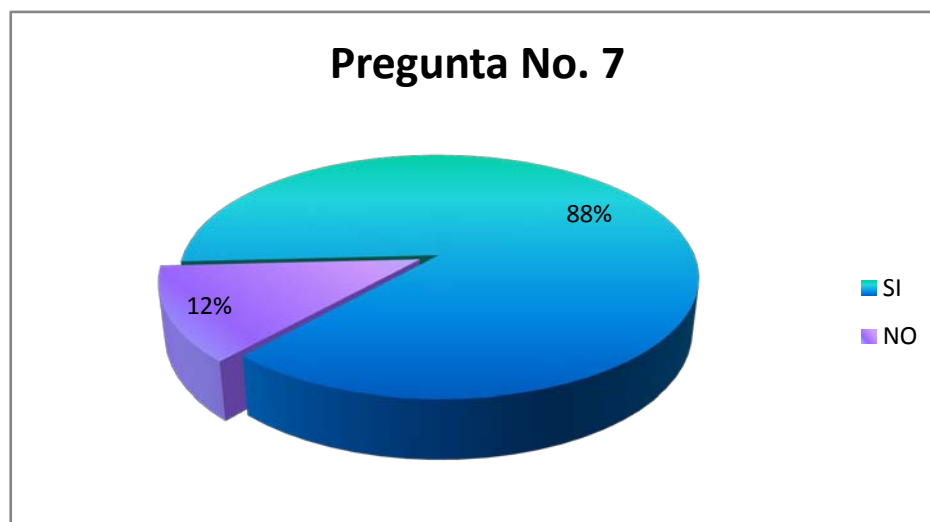


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 87.50% de acuerdo a su experiencia profesional, recomienda la utilización de muros de cortante en las estructuras.

**Interpretación**

Como se observa, es un gran porcentaje del valor de los encuestados que sugieren la utilización de muros de cortante en la composición estructural de los edificios.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.8:** ¿Para rigidizar una estructura usted, que preferiría?

Cuadro N°8 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Otras alternativas	2	25.00%
Colocar Muro de Corte	6	75.00%

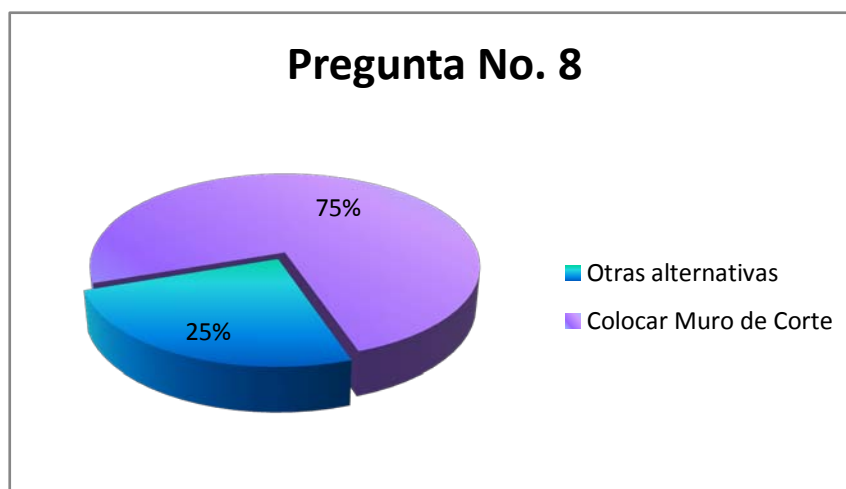


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 75% de encuestados respondió, que utilizaría muros de cortante para rigidizar una estructura y el 25% restante escogió utilizar otras alternativas.

**Interpretación**

Los valores indican que la mayoría de los ingenieros prefieren utilizar diseños de muro de cortante para rigidizar la estructura. Esta considerable acogida se puede interpretar como la estabilidad en planta que ofrece estos elementos.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.9:** ¿Usted utilizaría otra(s) alternativa(s) para rigidizar la estructura, si ésta alternativa es más económica que la utilización de muros de cortante?

Cuadro N°9 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	3	37.50%
NO	5	62.50%

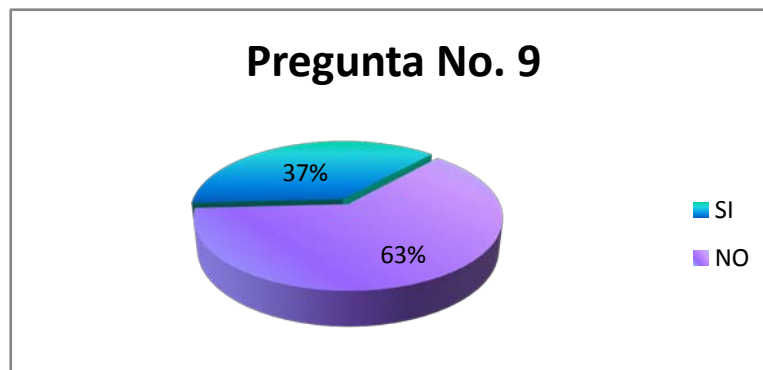


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 37% ha contestado que preferiría utilizar otra(s) alternativa(s), menos expensas para rigidizar la estructura. Y el 63% restante ha manifestado que se inclina por la utilización de muros de corte.

**Interpretación**

Esta pregunta se puede interpretar, como la preferencia de los ingenieros por colocar muros de corte a pesar de que aquello implique un poco mas de costo, con el fin de obtener estabilidad en la estructura, lo que se podría entender como inversión a corto o largo plazo, o debido a la ocurrencia de de algún evento sísmico, que puede suceder en cualquier momento.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.10:** ¿Para cuál de estas opciones ha requerido utilizar muros de corte, en su diseño estructural?

Cuadro N°10 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Rigidizar la estructura	1	12.50%
Ductos de ascensores	1	12.50%
Las dos anteriores	6	75.00%

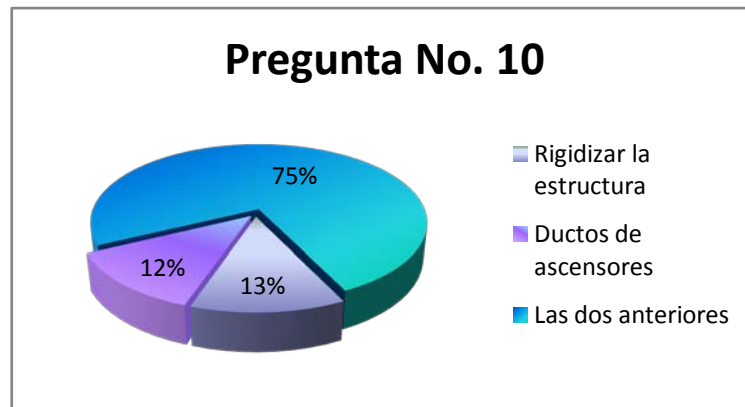


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 12.50% de encuestados han utilizado muros de corte para rigidizar la estructura. El mismo valor porcentual se le confiere para quienes han colocado muros de corte en ductos de ascensores. Y la mayoría con el 75% a su favor han utilizado para rigidizar la estructura, así como para construir los ductos de ascensores.

**Interpretación**

La mayoría de ingenieros calculistas y constructores estructurales prefieren utilizar para ambos casos. Verificándose la importancia que mantienen estos elementos en la estructura.

## ***4.2 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS***

Una vez analizado e interpretado los datos de la encuesta que se realizó a ingenieros calculistas y constructores especializados en estructuras, se puede verificar la hipótesis que se planteó, que manifestaba lo siguiente: “La utilización de muros de corte, serán los necesarios para estabilizar el edificio “tipo” de cuatro pisos, en el sector Los Tres Juanes debido a la incidencia de las cargas sísmicas en la ciudad de Ambato, provincia del Tungurahua”.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

Mediante este trabajo de investigación podemos concluir:

- La alternativa para lograr la estabilidad en el edificio “Tipo” de cuatro pisos, en el sector Los Tres Juanes debido a la incidencia de las cargas sísmicas en la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua, es la utilización de muros de cortante dentro de la estructura.
- Se ha Diagnosticado teóricamente cómo las cargas laterales pueden incidir en el edificio “tipo” de cuatro pisos, en el sector Los Tres Juanes, perteneciente a la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua.
- Se ha Analizado teóricamente como puede variar la estabilidad en el edificio “tipo” de cuatro pisos, debido a las cargas sísmicas en el sector Los Tres Juanes de la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua.
- Para el diseño estructural en el edificio “tipo” de cuatro pisos, en el sector Los Tres Juanes perteneciente a la ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua, se propone la utilización de muros de cortante.
- Los muros de corte podrían permitir Reducir las deflexiones relativas entre pisos y por lo tanto el riesgo de daño en elementos no estructurales fijados a la estructura, ofreciendo protección casi total contra daños durante sismos de bajas intensidades.
- La mayor parte de las personas recomiendan la utilización de muros de corte, toda vez que en su sobras han dado buenos resultados.



- Con la utilización de pared de corte o muros de cortante se podría lograr reducir el daño estructural en sismos menos frecuentes y de mayor intensidad.
- Los diafragmas o muros de cortante pueden dotar estabilidad al edificio, traduciéndose esto en seguridad de sus ocupantes.
- Los muros de corte permiten utilizar el subsuelo de la estructura, como garaje.

## ***5.2 RECOMENDACIONES***

Por todo lo tratado dentro del trabajo de investigación recomendamos:

- Socializar tanto a los profesionales como a los estudiantes de la carrera de ingeniería civil, a utilizar estas alternativas de tal forma que se incentive la investigación de estos procesos constructivos.
- Realizar un estudio costo-beneficio, ante la utilización de muros de corte.
- Publicar medios de información técnica todo lo que concierne a los muros de corte en las estructuras.
- Utilizar muros de corte en las estructuras existentes en el sector Los Tres Juanes, de la ciudad de Ambato, de la provincia del Tungurahua.
- Tomar en cuenta parámetros de diseño.

## **CAPÍTULO VI**

### **LA PROPUESTA**

#### ***6.1 DATOS INFORMATIVOS***

##### **Título**

Elaborar un Cálculo Estructural con la utilización de muros de Cortante, para el edificio Tipo de Cuatro pisos que se ubica en el Sector “Los Tres Juanes”, de la ciudad de Ambato, provincia del Tungurahua.

##### **Beneficiarios**

Usuarios de Edificios en el sector “Los Tres Juanes”, que puede servir de modelo el presente estudio para casos similares previa investigación del sitio.

##### **Ubicación**

Provincia de Tungurahua, cantón Ambato, sector “Los Tres Juanes”

##### **Tiempo estimado para la ejecución**

Inicio: Febrero

Fin: Agosto

##### **Equipo técnico responsable**

**Calculista:** Luis Miguel Beltrán Vargas

**Ingeniero Director:** Jorge Cevallos

**Costo** 162.00 U.S.D.

<b>RUBROS DE GASTOS</b>	<b>VALOR</b>
Hojas	50.00
Impresiones	100.00
Esferográficos	5.00
Lápices	5.00
Cuadernos	2.00
<b>TOTAL:</b>	<b>162.00</b>

Tabla N.7 Rubro de Gastos

## ***6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA***

**Fuente:** Internet

[http://grupos.emagister.com/documento/muros\\_estructurales\\_o\\_de\\_cortante/6470-251859](http://grupos.emagister.com/documento/muros_estructurales_o_de_cortante/6470-251859)

**Autor:** Ing. Bayardo Arroliga.

**Tema:** Muros de Corte en Edificio Tipo de Cuatro Pisos

**Conclusión:**

Se entiende por muro de corte, una pared calculada y construida para resistir principalmente cargas horizontales como verticales.

Las fuerzas horizontales que actúan sobre los edificios, por ejemplo, las ocasionadas por viento o por acción sísmica, pueden ser resistidas en diferentes formas. Cuando se generan cargas horizontales de consideración (sísmicas), se utilizan muros estructurales o de concreto reforzado; estos pueden adicionarse solo con el propósito resistir las fuerzas horizontales; los muros de concreto que encierran las escaleras y los núcleos de ascensor

también pueden servir como muros de cortante ya que aparte de resistir su propio peso también resisten cargas gravitacionales debido a que en esos lugares mencionados las cargas de diseño son críticas, por lo tanto se es necesario utilizar este tipo de estructura. Hoy en día muchas de las urbanizadoras optan por este método de diseño que consiste simplemente en un enmallado de acero calculado, para luego la lechada de hormigón; ya que este tipo de estructuras para casas no necesita de columnas estructurales y su fundación es corrida como cualquier muro.

### **Investigaciones Previas:**

En agosto de 1998 la ciudad de Bahía de Caráquez sufrió un sismo de considerable magnitud, que dejó como consecuencias varios edificios destruidos y que fueron sometidos a su posterior demolición, ya que presentaron fallas estructurales que fueron imposibles de solucionar, a pesar que no eran edificios muy altos.

Muchas fallas se evidenciaron por la baja calidad de los materiales utilizados en la construcción, o por una mala configuración estructural. Si comparamos este sismo con el de Chile del 27 de febrero del 2010, sin lugar a dudas este último fue de mayor magnitud, sin embargo los edificios altos de la ciudad de Santiago se comportaron satisfactoriamente y prácticamente la mayoría de edificaciones sólo sufrieron fallas no estructurales que son reparables con relativa facilidad.

Ahora si revisamos el sistema estructural de las edificaciones de la ciudad de Santiago de Chile, se distingue que sus edificios incluyen diafragmas verticales o muros de cortante, que son los elementos que absorben más del 70% de las fuerzas laterales generadas por un sismo (con un buen diseño sismo-resistente). De ser así los muros de cortante ayudan a corregir cualquier otra deficiencia del diseño estructural, aún si la estructura incluyera sistema de losas con vigas banda. Por tanto, este sistema viene a constituirse en el más confiable para resistir los efectos de un evento sísmico.

ING. VICENTE CAPA G., MSC., 2010

Estos muros ubicados adecuadamente son muy eficientes para resistir cargas laterales producidas por sismos y viento.

Debido a su mayor rigidez relativa con respecto a otros elementos estructurales (como los marcos), en general tienden a tomar un gran porcentaje de la sollicitación de corte que existe en los pisos, por esto son llamados “muros de corte”, aun cuando este nombre no es muy apropiado ya que en raras ocasiones el modo crítico de resistencia está relacionado con el corte. La característica principal de estos elementos es que solo pueden resistir carga lateral en el mismo plano de su desarrollo, es decir, las cargas que soportan no pueden ser perpendiculares al plano en que se encuentran, de otro modo, su uso sería inútil. Por esta razón, estos muros se utilizan en los dos sentidos perpendiculares de los edificios.

Una característica que dificulta el diseño es que normalmente por razones arquitectónicas, estos muros tienen numerosas aberturas, las que con suerte se logra que puedan formar un patrón sistemático.

CHRISTIAN SAN MARTIN, 2008

La resistencia al corte en muros estructurales esbeltos esta proporcionada por el concreto y el acero horizontal. Resultados experimentales han indicado que, manteniendo las otras variables iguales, se mejora la respuesta histerética de muros cuando el refuerzo en el alma es mediante varillas de diámetro pequeño colocadas a separaciones pequeñas.

Con el objeto de garantizar la resistencia del muro al agrietamiento diagonal del concreto, es necesario colocar una cuantía mínima de refuerzo horizontal. Para valores de resistencia a la compresión del concreto y varillas grado 40 (Grado 40 se refiere a  $f_y=4000\text{Mpa}=4200\text{kg/cm}^2$ ), la cuantía mínima es igual a 0.25%. Un adecuado confinamiento del concreto incrementa la resistencia a la compresión y su capacidad de deformación. Cuando fluye el refuerzo a flexión del muro, los esfuerzos a compresión, aumentan para equilibrar la tensión, pero si el concreto del muro no eta confinado, puede alcanzar una falla rápidamente. En este caso la falla se caracterizaría por el aplastamiento y desconcha miento del concreto en una gran porción del los extremos del muro.

SERFIO M ALCOCER

La respuesta de los especímenes ante cargas en su plano fue evaluada principalmente por medio de curvas carga desplazamiento (cortante basal vs. desplazamiento del nivel superior), y en menor escala, por medio de las deformaciones del refuerzo. Además, las características dinámicas de los modelos fueron evaluadas con base en los resultados de los ensayos de vibración aleatoria. En general, los ensayos en los que la aceleración máxima de la base fue baja (menor de 0.5g para pórticos sin muro de relleno, y de 2.0g para pórticos con muro de relleno) produjeron respuestas carga desplazamiento poco confiables debido a la falta de precisión de los instrumentos. La respuesta de los pórticos sin muros de relleno alcanzó el rango no elástico. En el caso del pórtico fuerte, el nivel de agrietamiento fue considerable y la rigidez fue reducida significativamente (a niveles de entre el 30% y 50% de la rigidez inicial). En el pórtico débil, varias barras de refuerzo de la viga llegaron a fluencia en tensión en las caras de la columna y el nivel de daño introducido en el pórtico fue mayor que en el caso del pórtico fuerte.

Para el pórtico fuerte se obtuvo una deriva de piso máxima del 0.80% y un cortante basal máximo de  $2.10W$ , donde  $W$  es el peso del espécimen. En el caso del pórtico débil la deriva máxima fue del 1,80% y el cortante basal máximo fue  $2.80W$ .

NÉSTOR R. RUBIANO

Varios modelos matemáticos han sido desarrollados para evaluar las características y comportamiento de los muros diafragmas. Para modelar su resistencia y rigidez en el plano, se han utilizado paneles de corte, riostras diagonales equivalentes, elementos finitos, etc. Entre ellos, sin duda la idealización más usada es la de las riostras equivalentes de compresión. En dicho modelo, el muro se reemplaza por una riostra diagonal articulada en sus extremos y conectada a esquinas opuestas del pórtico. Normalmente, las dimensiones transversales de la riostra se establecen de una manera semi-empírica con base en las propiedades de los materiales (del pórtico y del muro), el espesor y dimensiones del panel, y la relación entre las rigideces relativas del pórtico y el muro.

STAFFORD SMITH

La magnitud del desplazamiento lateral relativo depende de la rigidez a flexión de las columnas y de las vigas de los marcos. Si la rigidez a flexión de las vigas es pequeña, en relación con la rigidez a flexión de las columnas, la rotación de los extremos de las

columnas es grande y aumenta, por lo tanto, el desplazamiento lateral relativo. El desplazamiento lateral también depende del tipo de carga que actúa sobre el marco. Por lo general, es mayor el desplazamiento cuando el marco está sujeto a cargas laterales que cuando está sujeto únicamente a cargas verticales. Para valorar el desplazamiento lateral debe considerarse la estructura en conjunto y no solamente un marco por separado.

GONZÁLEZ CUEVAS, 2005

### ***6.3 JUSTIFICACIÓN***

Conociendo que estos elementos estructurales, rigidizan y estabilizan los edificios, es oportuno proponer la utilización de muros de cortante en el Edificio Tipo de Cuatro Pisos, en el Sector “Los Tres Juanes” de la ciudad de Ambato Provincia del Tungurahua, ofreciendo además las posibilidades de protección a otros elementos estructurales.

El interés del ingeniero civil es construir edificaciones que contengan una estructura sismo-resistente, con elementos eficaces.

A través de la investigación se puede proponer a la sociedad una opción de diseño estructural sismo resistente muy eficiente, así como prevención de problemas futuros que podrían presentarse bajo distintas condiciones de cargas laterales actuantes sobre la estructura.

## **6.4 OBJETIVOS**

### **6.4.1 OBJETIVO GENERAL**

Aportar una guía técnica de aplicación de muros de cortante en estructuras.

### **6.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Recopilar información de muros de corte de los diferentes códigos.
- Analizar la estructura con muro de corte y sin ella.
- Establecer el procedimiento adecuado para la incorporación de un muro de cortante dentro de la estructura.
- Comparar resultados entre la estructura con muro de corte y la estructura sin muro de cortante.
- Confirmar la eficacia del muro de cortante después del análisis.

## **6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD**

La propuesta es factible realizarla, tanto desde el punto de vista técnico, como en el constructivo, (tomando en cuenta y utilizando los parámetros de diseño), así como la socialización con los involucrados, en el campo tecnológico, humano, y la base legal para poner en marcha dicha propuesta; siendo además de ello un aporte en el ámbito estructural sismo-resistente, con el fin de incentivar otra alternativa de cálculo en estructuras, cuyo propósito tiene el lograr la estabilidad en una edificación.

## **6.6 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA.**

En el Sector “Los Tres Juanes”, de la ciudad de Ambato, provincia del Tungurahua, existen un determinado porcentaje de estructuras que son de altura considerable, los mismos que son abordados sin un plan de tratamiento adecuado, por lo que se propone: “Elaborar un Cálculo Estructural con la utilización de muros de Cortante, para el edificio Tipo de Cuatro pisos” lo cual a continuación se describe:



## 6.7 MODO OPERATIVO

### GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO

#### 6.7.1 DATOS GENERALES DE DISEÑO:

$$f'c = 210 \text{Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{Kg/cm}^2$$

#### Códigos a aplicarse:

- ACI 318-05
- CEC 2002

**Peso Específico del Hormigón** = 2400 Kg/m<sup>3</sup> (Código ACI318-05, artículo 8.5.1)

**Módulo de Poisson del Hormigón** = 0.20 (Sin embargo puede tomarse como cero de acuerdo al artículo 19.2.1 del ACI318-05)

**Módulo de Poisson del Acero** = 0.30

**Módulo de Elasticidad del Hormigón** (Artículo 8.5.1 del ACI318-05 → Nota: Ecuación Traducida a mks desde el SI. Tomado de la Tabla de Equivalencia entre sistemas, localizado en apéndice F. del mismo código)

$$E_c = (W_c)^{1.5} * 0.043 * \sqrt{f'c} \text{ (SI } \rightarrow f'c \text{ en MPa)}$$

$$E_c = (W_c)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{f'c} \text{ (mks } \rightarrow f'c \text{ en Kg/cm}^2\text{)}$$

Donde  $W_c$ : Densidad del Concreto

$$E_c = (2400)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 238536.34 \text{ Kg/cm}^2$$

**Módulo de Elasticidad del Acero** (Artículo 8.5.2 del ACI318-05)

$$E_s = 200\,000 \text{ Mpa} = 2\,000\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

## 6.7.2 PREDISEÑO DE LA LOSA.

*Método 1.*

Lado Mayor Tablero: 3.90m

Lado Menor Tablero: 3.00m

$l_n =$  Luz libre medida entre caras de los apoyos. = 3.90m = 390cm

$\beta =$  Relación de Lado Mayor de losa entre lado menor de la losa.

$$\beta = \frac{\text{Lado Mayor}}{\text{lado menor}}$$

$$\beta = \frac{3.80}{3.15}$$

$$\beta = 1.206$$

ACI318-05, artículo 9.5.3. - literal (c), Ecuación 9-13. (Ecuación de Equivalencia Tomada de Apéndice F).

$$h = \frac{l_n * \left[ 0.8 + \frac{f_y}{14000} \right]}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{390 * \left[ 0.8 + \frac{4200 \text{ Kg/cm}^2}{14000} \right]}{36 + (9 * (1.206))}$$

$$h = 9.15 \text{ cm}$$

*Método 2.* De acuerdo a la tabla 9.2 (C) en el artículo 9.5.3.2 del ACI318-05. En la sección de espesores de losas sin ábacos para 420MPa = 4200kg /cm<sup>2</sup> sugiere aplicar la siguiente ecuación:

$$h = l_n / 33$$

$$h = 3.90\text{m} / 33$$

$$h = 0.118\text{m} = 11.8\text{cm}$$

De acuerdo a los valores de predimensionamiento obtenidos, se utilizará una losa de 15cm.

### 6.7.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

De acuerdo a lo que manifiesta el Código ACI 318-05 en el artículo 8.11.2 a 8.11.5.2, podemos definir la losa de la siguiente manera

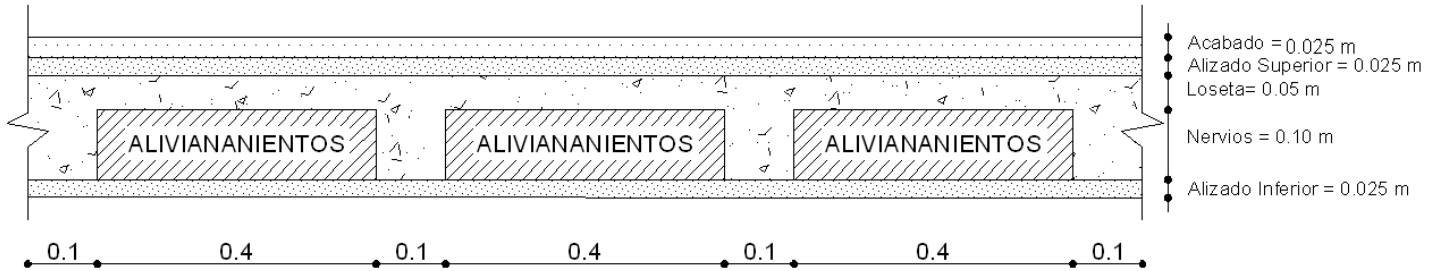


Gráfico 5

Pesos de Bloques por Unidad		
h Losa (cm)	h Bloque (cm)	Carga por unidad Kg/u
15	10	7
20	15	8
25	20	9

Cuadro N11 Pesos de Bloques por Unidad

	Unidades	Altura	Espesor	Longitud	Peso Espec.	Peso /m <sup>2</sup>
P.P. Loseta :	-	0.05m	1.00m	1.00m	2400 Kg/m <sup>3</sup>	120.0
P.P. Nervios:	-	0.10m	0.10m	3.60m	2400 Kg/m <sup>3</sup>	86.4
P.P. Alivianamiento:	8 u/m <sup>2</sup>	-	-	-	7 Kg/u	56.0
P.P. Alisado Sup. e Inf.:	-	0.05m	1.00m	1.00m	1900 Kg/m <sup>3</sup>	95.0
P.P. Acabados:	-	0.025m	1.00m	1.00m	1200 Kg/m <sup>3</sup>	30.0
CM=						387.4

$$CM_i = 387.40 \text{ Kg/m}^2$$

CV = 200.00 Kg/m<sup>2</sup> (CEC Parte I-2001 Capítulo 3. Tabla 4.1. Cargas Uniformes y concentradas)

Reducción CV (CEC Parte I- 2001 Capítulo 6: Tabla 6.1) = 200 Kg/m<sup>2</sup> → 4 pisos → 30%

$$CV = 0.7 * 200 \text{ Kg/m}^2 = 140 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV \text{ asumida} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

#### 6.7.4 CARGA DE PAREDES

Altura de entrepiso: 2.52m

Material	Peso Específico (Kg/m <sup>3</sup> )	Espesor (m)
Pared de bloque:	1600	0.15
Vidrio Plano:	2680	0.006

Cuadro N 12 Carga de Paredes

Fuente: <http://es.scribd.com/doc/2607520/Pesos-especificos-de-materiales-de-construccion>

$$h_{\text{Pared}} = h_{\text{entrepiso}} - h_{\text{losa}}$$

$$h_{\text{Pared}} = 2.52 - 0.15$$

$$h_{\text{Pared}} = 2.37 \text{ m}$$

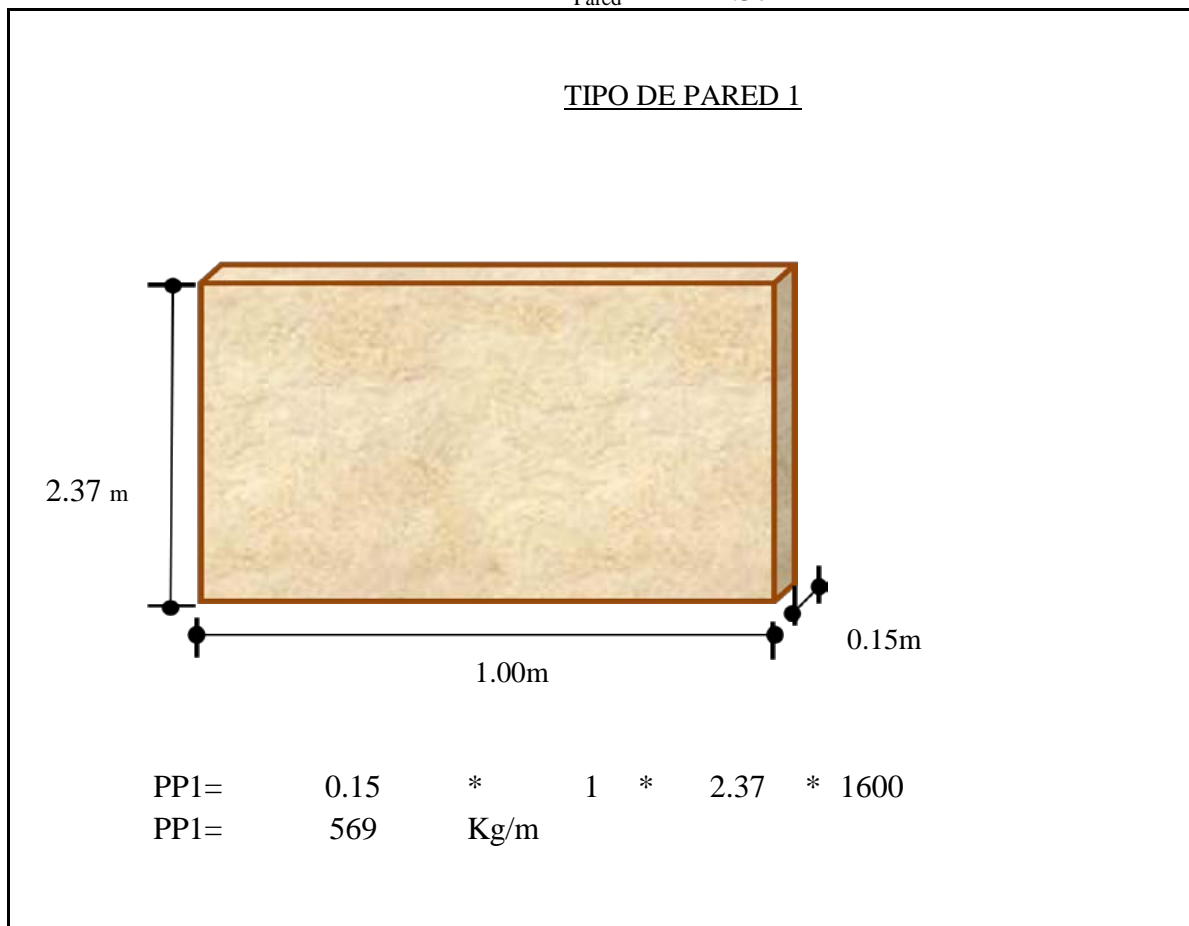
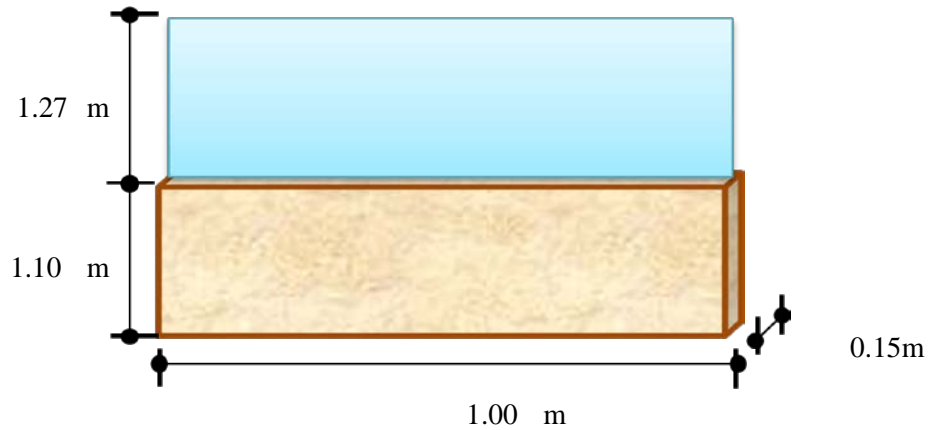


Gráfico 6

### TIPO DE PARED 2



$$\begin{aligned} \text{PP antepecho} &= 0.15 * 1.00 * 1.10 * 1600 \text{ Kg/m} \\ \text{PP antepecho} &= 264 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PP Vidrio} &= 0.006 * 1.00 * 1.27 * 2680 \text{ Kg/m} \\ \text{PP Vidrio} &= 20.4 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PP2} &= \text{PP antepecho} + \text{PP Vidrio} \\ \text{PP2} &= 264 + 17.0 \\ \text{PP2} &= 284.42 \text{ Kg/mL} \end{aligned}$$

Gráfico 7

### 6.7.5 DISEÑO DE LOSA (MÉTODO DE MARCUS)

Seleccionar el tablero más desfavorable que para el edificio en estudio se ha tomado el enmarcado en el gráfico mostrado. Las razones para tomar este tablero, se debe a que contiene el área mayor de todos sus similares; a más de ello como se puede observar existe una pared que se encuentra aplicándose en medio de la losa. Sin embargo, es imprescindible recalcar que se debe realizar un análisis minucioso, de todos los tableros, debido a que algún parámetro por diferentes razones pueda ser obviado. Tomar en cuenta la aplicación futura de carga viva, donde probablemente pueda tener mayor concentración.

Para esta estructura se utilizará losa bidireccional aligerada, debido a que ofrece un mejor control de las deformaciones, y para su diseño se aplicará el Método de Marcus, por su gran fiabilidad de resultados, tanto que fue adoptado por el Código ACI de 1963 con el nombre del método 3 ACI, y utilizado ampliamente en Europa, fue introducido en los Estados Unidos por Rogers. Desde 1963 se utiliza en forma amplia para losas apoyadas en los bordes por muros, vigas de acero o vigas monolíticas de concreto, cuya altura total no sea menor que aproximadamente tres veces el espesor de la losa. Aunque no formó parte del Código ACI de 1977 o de versiones posteriores, se permite su uso continuo bajo la disposición del Código actual (Código ACI318 13.5.1) con relación a que un sistema de losa puede diseñarse utilizando cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica, siempre y cuando se demuestre que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplen los requisitos de funcionalidad.<sup>1</sup>

1. NILSON Arthur (1999). "Diseño de estructuras de Concreto". Pág. 392.

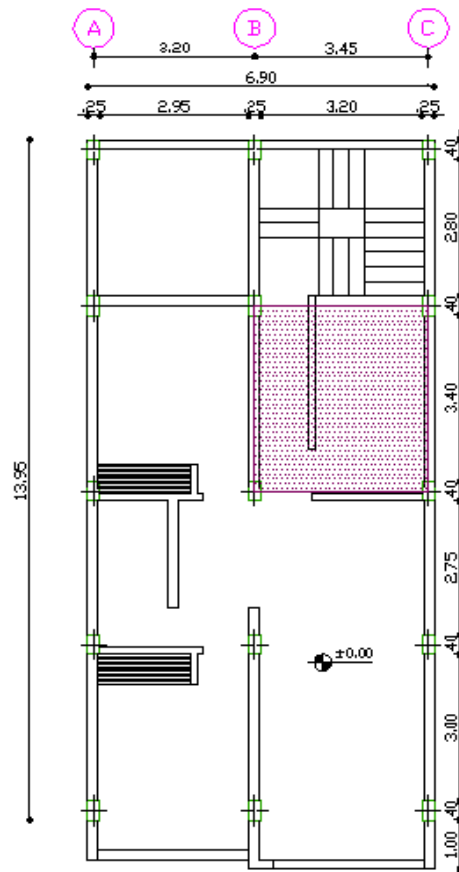


Gráfico 8

## Diseño Losa Tipo 1

A continuación se debe dividir el tablero en franjas centrales y de columnas que comprender en distancias de  $L/4$ ,  $L/2$  y  $L/4$  respectivamente, para conocer incremento de carga de pared, de acuerdo a lo que manifiesta el código ACI318-05 en el artículo 13.2.1 y 13.2.2

Para propósitos de diseño, en cualquiera de los dos casos un panel corriente se divide en franjas de columna y en franjas centrales. Una franja de columna se define como una franja de losa con un ancho a cada lado del eje entre centros de columnas igual a un cuarto de la menor de las dimensiones del panel  $l_1$  y  $l_2$ . Esta franja incluye las vigas en los ejes de columnas si éstas existen. Una franja central es una franja de diseño limitada por otras dos franjas de columna<sup>2</sup>

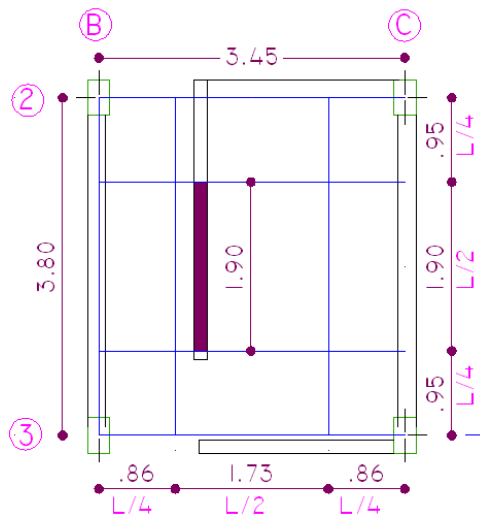


Gráfico 9

$$\Delta CM = \frac{PPP1 * Longitud}{Area Tributaria}$$

$$\Delta CM = \frac{569 \text{ Kg/mL} * 1.90 \text{ mL}}{(3.80 * 3.45)}$$

$$\Delta CM = 82.47 \text{ Kg/m}^2$$

2. NILSON Arthur (1999). "Diseño de estructuras de Concreto". Pág. 395.

$$CM = CM_i + \Delta CM$$

$$CM = 387.40 \text{ Kg/m}^2 + 82.47 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 469.87 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 470.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 470 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow \text{Reducción del 30\%} = 140 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV \text{ asumida} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$U = 1.4 CM + 1.7 CV$  (Ecuación de Apéndice C – Factores de Carga y reducción de la resistencia Alternativos del ACI318-05)

$$U = (1.4 * 470 \text{ Kg/m}^2) + (1.7 * 150 \text{ Kg/m}^2)$$

$$U = 913 \text{ Kg/m}^2$$

Nota:

$L_x$  = longitud menor del tablero en estudio

$L_y$  = longitud mayor del tablero en estudio

$\beta$  = En el ódigo ACI318 -05, se le conoce como la relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones, véanse 9.5.3.3 y 22.5.4. Pero dentro del Método de Marcus lo conocemos como  $\epsilon$ , por cuanto utilizaremos esta denominación.

$k$  = Carga que va a estar sometida sobre la placa

$$\epsilon = \frac{L_y}{L_x} = \frac{3.80}{3.45} = 1.10$$

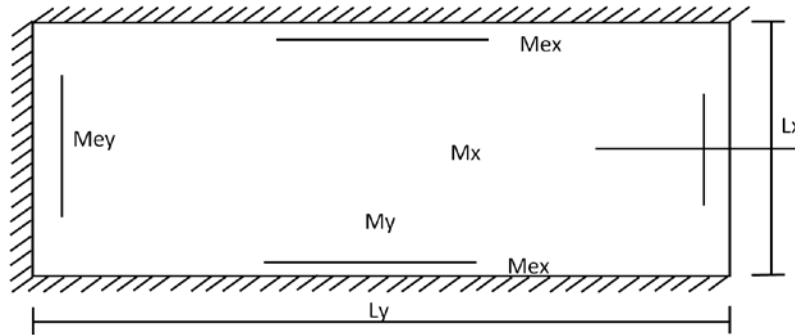
$$k = U * L_x * L_y$$

$$k = 913 \text{ Kg/m}^2 * 3.45\text{m} * 3.80\text{m}$$

$$k = 11969.43 \text{ Kg}$$



El modelo matemático para el presente caso es el siguiente: (Tipo 5ª, Dos lados mayores empotrados y un lado menor empotrado)



Obteniendo, los resultados de la tabla

Gráfico 10

Valores numéricos según Marcus													
$\epsilon$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60
<b>mx</b>	44.20	43.30	42.70	42.40	42.30	42.40	42.60	43.00	43.50	44.00	44.60	45.20	45.90
<b>my</b>	50.30	54.60	59.30	64.50	70.30	76.50	83.30	90.80	98.60	107.00	117.00	126.00	137.00
<b>mex</b>	18.00	17.80	17.70	17.80	17.90	18.10	18.30	18.60	19.00	19.40	19.80	20.20	20.60
<b>mey</b>	24.00	25.20	26.40	27.60	28.80	30.00	31.20	32.40	33.60	34.80	36.00	37.20	38.40
<b><math>\Delta x</math></b>	0.61	0.65	0.70	0.75	0.81	0.87	0.93	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24
<b><math>\Delta y</math></b>	0.84	0.90	0.96	1.02	1.09	1.16	1.22	1.29	1.36	1.43	1.49	1.55	1.60

Tabla N.8 Valores Numéricos

$$\begin{aligned}
 mx &= 42.70 \rightarrow Mx = k / mx = 11969.43 \text{ Kg} / 42.70 = 280.31 \text{ Kg-m} \\
 my &= 59.30 \rightarrow My = k / my = 11969.43 \text{ Kg} / 59.30 = 201.85 \text{ Kg-m} \\
 mex &= 17.70 \rightarrow Mex = k / mex = 11969.43 \text{ Kg} / 17.70 = 676.24 \text{ Kg-m} \\
 mey &= 26.40 \rightarrow Mey = k / mey = 11969.43 \text{ Kg} / 26.40 = 453.39 \text{ Kg-m} \\
 \Delta x &= 0.70 \\
 \Delta y &= 0.96
 \end{aligned}$$

$$P = \text{Carga Viva Mayorada} = 1.7 * 150 \text{ Kg/m}^2 = 255 \text{ Kg/m}^2$$

$$Mmáx x = Mx \left[ 1 + \frac{P}{2U} \Delta x \right]$$

$$Mmín x = Mx \left[ 1 - \frac{P}{2U} (2 + \Delta x) \right]$$

$$Mmáx x = 280.31 \left[ 1 + \frac{255}{2 * 913} * 0.70 \right]$$

$$Mmín x = 280.31 * \left[ 1 - \frac{255}{2 * 913} (2 + 0.70) \right]$$

$$Mmáx x = 307.71 \text{ Kg-m}$$

$$Mmín x = 174.61 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{máx } y} = My \left[ 1 + \frac{P}{2U} \Delta y \right]$$

$$M_{\text{máx } y} = 201.85 \left[ 1 + \frac{255}{2 * 913} * 0.96 \right]$$

$$M_{\text{máx } y} = 228.85 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{mín } x} = My \left[ 1 - \frac{P}{2U} (2 + \Delta y) \right]$$

$$M_{\text{mín } x} = 201.79 * \left[ 1 - \frac{255}{2 * 913} (2 + 0.96) \right]$$

$$M_{\text{mín } x} = 118.38 \text{ Kg - m}$$

De acuerdo al Comentario R13.6.4 del ACI 318-05, “Las reglas dadas para asignar momentos a las franjas de columnas, vigas y franjas centrales se basan en estudios de los momentos en losas linealmente elásticas, con diferente rigidez en las vigas ajustadas por coeficientes de momento que se han usado con éxito en el pasado”.

Se divide la losa en Franjas de Columnas y Central (L/4, L/2, L/4) ya que los puntos de inflexión suceden aproximadamente a éstas distancias. (Ver gráfico)

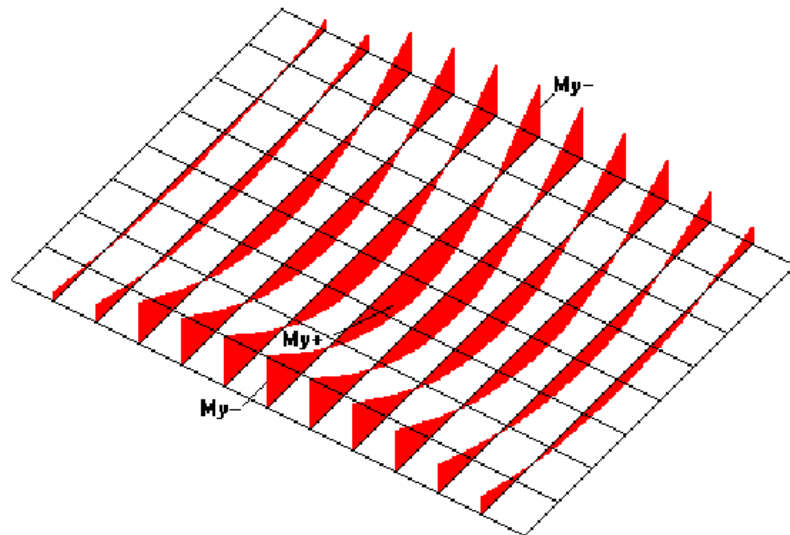


Gráfico 11

“Si bien es cierto que los momentos flectores que se producen en las zonas esquineras son menores que los momentos flectores en las zonas alejadas de las esquinas, es recomendable que su armado sea similar a aquel calculado para las zonas alejadas de las esquinas, debido a la presencia de momentos torsores y deformación torsionante”<sup>3</sup>.

“Para las *frangas de columna* se supone que los **momentos disminuyen** linealmente a partir del valor total calculado en el borde interior de la franja de columna, hasta un tercio de este valor en el borde de la viga de soporte. Para simplificar la colocación del acero se utilizará un espaciamiento uniforme en las franjas de columna. Los momentos promedio en las franjas de columna son iguales a dos tercios de los momentos correspondientes en las franjas centrales; según esto, el acero adecuado para esta franja de columna se suministrará si el espaciamiento de este acero es 3/2 del utilizado en la franja central. Deben verificarse las limitaciones en cuanto a espaciamientos máximos”.<sup>4</sup> (ver artículo 7.12 ACI 318-05)

Nota:

- Para fajas de columnas se debe colocar los 2/3 de los valores de momentos obtenidos para Faja Central.
- Para obtener momento negativo (en el lado del tablero que no hay empotramiento Momento =0), se debe escoger el valor mayor de entre la comparación de  $M_{xmin}$  y  $1/3 M_{max}$ .

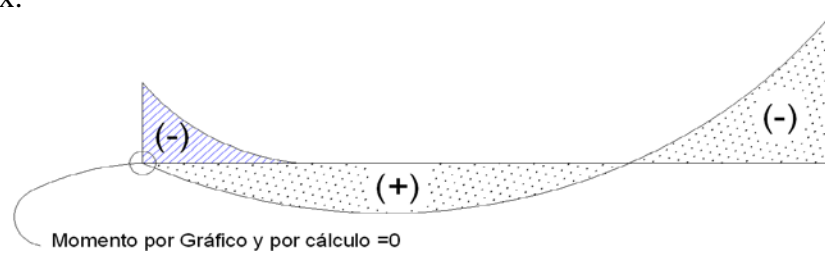


Gráfico 12

$$M_{min x} = 174.61 \text{ Kg-m}$$

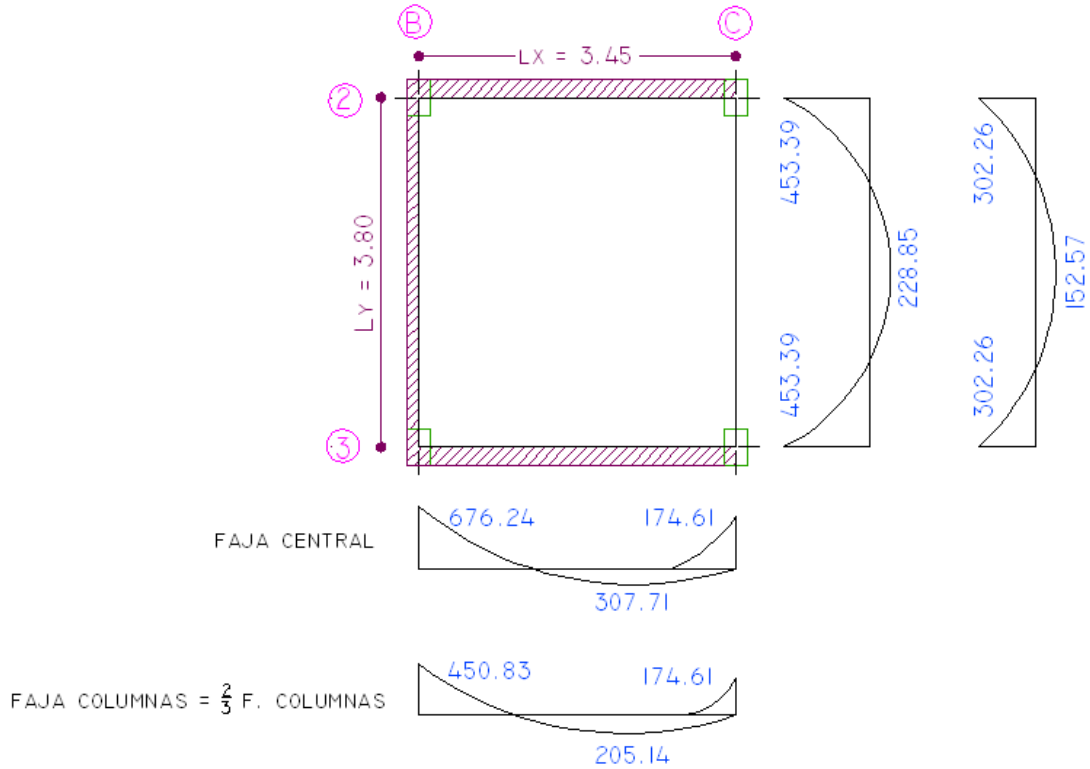
$$M_{m\acute{a}x} / 3 = 307.71 / 3 = 102.57 \text{ Kg-m}$$

$$M_{min x} > M_{m\acute{a}x x}$$

4 .NILSON Arthur (1999). “Diseño de estructuras de Concreto”. Pág. 284.

Por tanto en fajas de columnas cuando el momento es cero (en el lado del tablero que no hay empotramiento), se va a utilizar el Momento  $M_{min} x = 174.61 \text{ Kg-m}$ ;

### Resumen de Momentos del Tablero



### Cálculo de Aceros

Gráfico 13

### Ecuaciones para Determinación de Acero

$$M = A_s \cdot f_s \cdot j_u \cdot d$$

$$F_c = 0.45 \cdot f'c$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c}$$

Donde:

M = Momento último

As= Área de Refuerzo por Flexión

j= Coeficiente

d= Peralte efectivo

$\phi$ = Factor de Reducción de Resistencia, que de acuerdo al ACI 318-05, en el artículo 9.3.2.1, para tracción o flexión se utiliza un valor de 0.90

n= Coeficiente que se obtiene de la relación entre Módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto.

K= Constante para obtener el coeficiente J

$$M = A_s * f_s * j * d \quad \text{Si } f_s = f_y$$

$$A_s = \frac{M}{\phi * f_y * j_u * d}$$

$$F_c = 0.45 * f'c$$

$$F_c = 0.45 * 210 \text{Kg/cm}^2$$

$$F_c = 94.5$$

De acuerdo al artículo 8.5.1, del ACI318-05 el módulo de elasticidad,  $E_c$ , para el concreto puede tomarse como  $E_c = W_c^{1.5} * 0.14 \sqrt{f'c}$ , para valores de  $w_c$  comprendidos entre 1440 y 2480 kg/m<sup>3</sup>. Para concreto de densidad normal,  $E_c$  puede tomarse como **15100  $f'c$**  ( $W_c$  en Kg/m<sup>2</sup> y  $f'c$  en kg/cm<sup>2</sup>).

$$E_c = W_c^{1.5} * 0.14 * \sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = (2400)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 238536.34 \text{ Kg/cm}^2$$

El módulo de para Acero de Refuerzo = 2000000 Kg/cm<sup>2</sup> (Artículo 8.5.2 ACI 318 -05)

$$n = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c}$$

$$n = \frac{2000000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{238536.34 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$n = 8.38$$

Para calcular el esfuerzo de trabajo se recomienda que se lo haga al 50% de su límite de fluencia o utilizar esta tabla de acuerdo a la varilla que se vaya a utilizar. En todo caso es preferible tomar el menor valor obtenido los dos valores siguientes, con el fin de ir por el lado de la seguridad.

-----  
**ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE REFUERZO**

Diámetro barras	Esfuerzo máximo admisible para esfuerzos de trabajo (MPa)	
	$f_y = 240 \text{ MPa}$	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Elementos en tracción directa (barra de todos los diámetros)	100	140
Nº 3 (3/8") a Nº 5 (5/8") 10M (10 mm) a 18M (18 mm)	140	190
Nº 6 (3/4") a Nº 8 (1") 20M (20 mm) a 25M (25 mm)	140	155
Nº 9 (1-1/8") a Nº 11 (1-3/8") 32M (32 mm)	140	148

Tabla N.9 Esfuerzos Admisibles Acero de refuerzo

Tomando el valor de la tabla, sería  $190 \text{ MPa} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$ , ya que la varilla que se obtenga de una losa está entre la 10M y la 18M, que respectivamente es la de 10mm y 18mm, obviamente con un acero de limite de fluencia de  $420 \text{ MPa} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$F_s \text{ Tabla} = 190 \text{ MPa} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_s \text{ cálculo} = 0.5 f_y = 0.5 * 4200 = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_s \text{ Tabla} < F_s \text{ Cálculo}$$

$$F_s \text{ Tabla} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.45 f_c = 0.45 * 210 \text{ Kg/cm}^2 = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{n * FC}}$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{1900 \text{ Kg/cm}^2}{8.38 * 94.5 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$K = 0.29$$

$$j_u = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j_u = 1 - \frac{0.29}{3}$$

$$j_u = 0.90$$

$$A_s = M * \frac{100}{\phi * f_y * j_u * d}$$

$$A_s = M * \frac{100}{0.9 * 4200 * 0.9 * (15 - 2.5)}$$

$$A_s = M * 0.002351558$$

### Resumen de Aceros

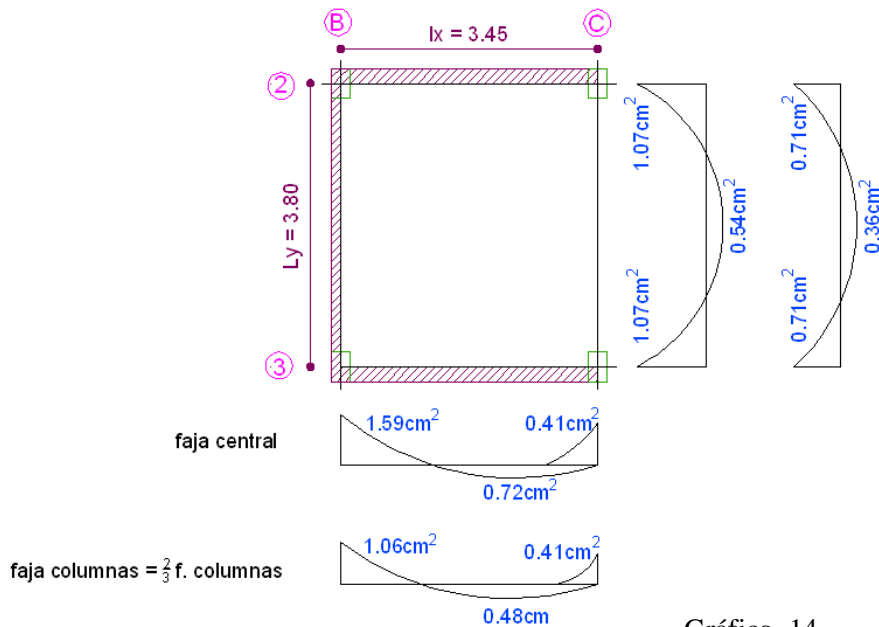


Gráfico 14

$$As_{min} = \frac{14}{fy} bw * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200Kg/cm^2} 20cm * 12.5cm$$

$$As_{min} = 0.83cm^2 / mL$$

$$As_{min} = 0.42cm^2 @ Nervio$$

La cuantía mínima de acuerdo al código ACI318-05, artículo 7.12.2.1, literal (b), manifiesta que se debe colocar por retracción y temperatura una cuantía de 0.0018 (Para el caso es < que  $As_{min}$ .)

Nota: Como se observa la sección de armadura que necesita la losa por cálculo, es mucho menor que la sección de barras de 10mm distribuidas a lo largo de cada faja correspondiente. (Recordemos que los valores obtenidos de áreas de aceros tienen que distribuirse en Fajas Centrales y de Columnas, de ahí que al colocar el número de varillas que van a estar acorde al número de nervios, el total de la sumatoria de secciones de varillas va a superar las secciones que necesita la losa). Por lo que se debe usar barra mínima. Pero por seguridad se recomienda utilizar armadura de 12mm, por sobrecarga no prevista que pueda estar expuesta la losa a futuro.

Área cooperante para chequeo a Corte (Valor mayor)

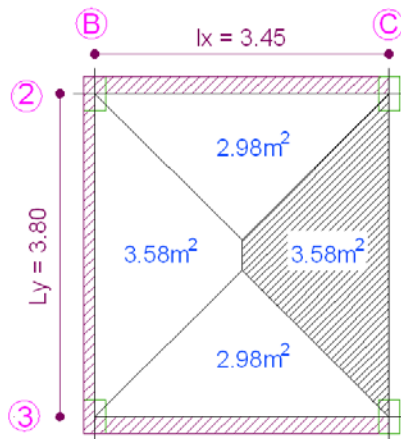


Gráfico 15



## Obtención de la Ecuación para Chequeo a Flexión

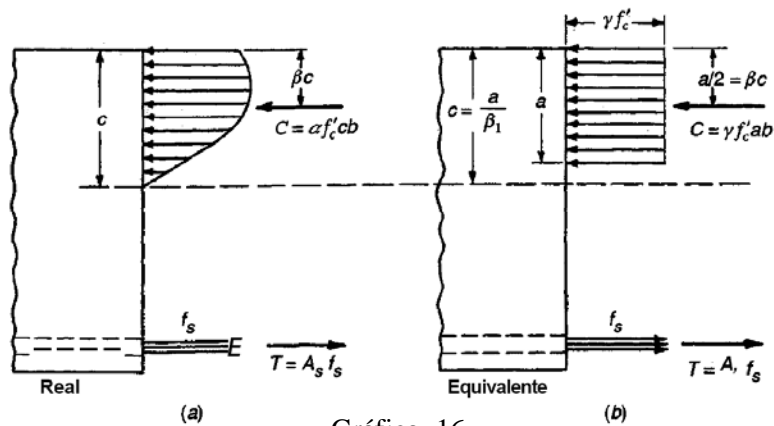


Gráfico 16

En el artículo 10.2.7.1 del ACI318-05 manifiesta lo siguiente: “Un esfuerzo en el concreto de  $0.85f'c$  uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 c$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión”.

Para obtener el área de aceros, vamos únicamente a la ecuación a dejarle en función de los Momentos obtenidos.

$$C = 0.85 * f'c * a * b$$

$$T = A_s * f_y$$

Donde:

C= Es la resultante del los esfuerzos por compresión.

T= Es la resultante del los esfuerzos por tensión.

a = Es la altura del bloque rectangular equivalente de compresión.

b = Es el ancho del elemento sometido a flexión.

$$C = T$$

$$0.85 * f'c * a * b = A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'c * b}$$

$$\text{Si } \rightarrow A_s = p * b * d$$

$$a = \frac{p * b * d * f_y}{0.85 f_c * b}$$

$$\text{Si } \rightarrow \text{cuantía mecánica } w = p * \frac{f_y}{f_c}$$

$$a = \frac{w * d}{0.85}$$

Haciendo Momentos Con respecto a "T"

$$M_o = C * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_o = 0.85 * f_c * \frac{w * d}{0.85} * b * \left( d - \frac{w * d}{2 * 0.85} \right)$$

$$M_o = 0.85 * f_c * \frac{w * d}{0.85} * b * \left( d - \frac{w * d}{2 * 0.85} \right)$$

$$M_o = f_c * w * d * b * \left( \frac{1.70d - w * d}{1.70} \right)$$

$$M_o = f_c * w * d * b * \left( \frac{1.70d - w * d}{1.70} \right)$$

$$M_o = f_c * w * d * b * d \left( \frac{1.70 - w}{1.70} \right)$$

$$M_o = f_c * w * d^2 * b(1 - 0.59w)$$

$$\text{Si } \rightarrow R_u = f_c * w * (1 - 0.59 w)$$

$$M_o = d^2 * b * R_u$$

$$\text{Si } \rightarrow M_u = \phi * M_o \rightarrow M_u = \phi * d^2 * b * R_u$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{R_u * b * \phi}}$$

Los aceros obtenidos, hay que distribuirlos en fajas centrales y de columnas, tal como se describe, en el gráfico a continuación.

Chequeo a Flexión

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b * \phi}}$$

$$db = \sqrt{\frac{676.94 * 100}{39.03 * 20 * 0.9}}$$

$$db = 9.81cm$$

$$d = 12.5cm$$

$$d > db \text{ OK}$$

$$12.5cm > 9.81cm \text{ OK}$$

Porque el peralte efectivo requerido es menor que el diseñado

Chequeo a Corte

$$Vu = \frac{U * Area}{Luz}$$

$$Vu = \frac{913 \frac{Kg}{m^2} * 3.58m^2}{3.80}$$

$$Vu = 860.14 Kg$$

$$Vv = \frac{Vu}{\phi}$$

$$Vv = \frac{860.14 Kg}{0.85}$$

$$Vv = 1011.93 Kg$$

$$Vadm = 0.53 * \sqrt{f'c} bw * d \text{ (Ec 11-3 ACl)}$$

$$Vadm = 0.53 * \sqrt{210} * 20cm * 12.5cm$$

$$Vadm = 1920.11 Kg$$

$$Vv \leq Vadm$$

$$1011.93Kg \leq 1920.11 Kg \text{ OK}$$

## DISTRIBUCION DE ACEROS EN FAJAS CENTRAL Y DE COLUMNAS

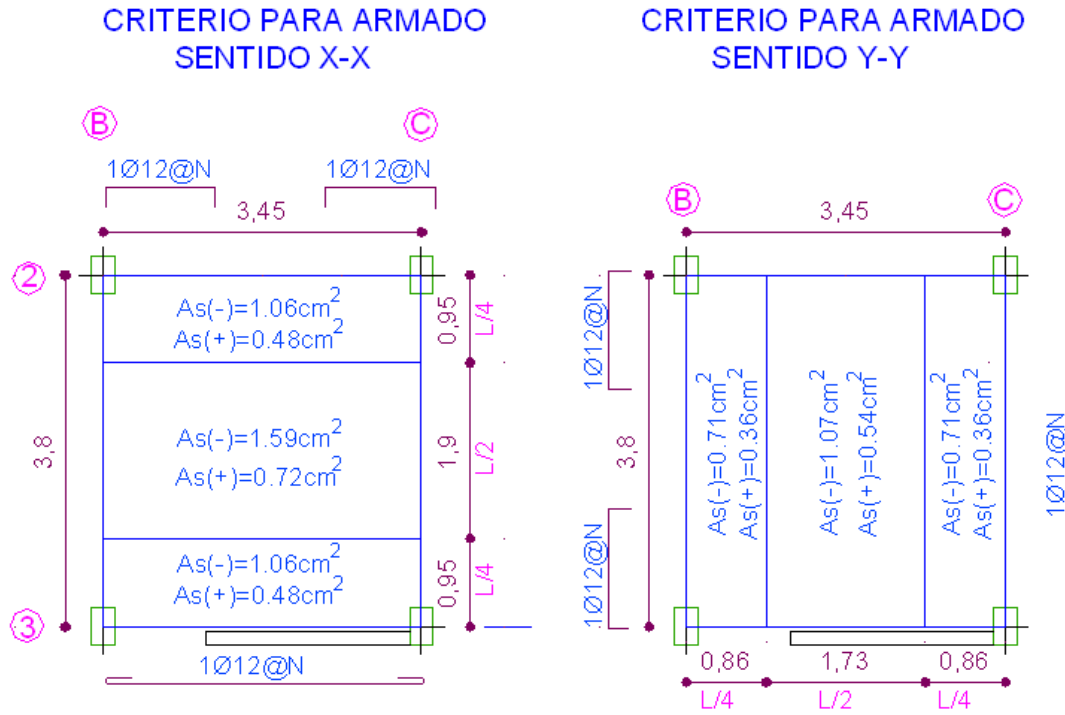


Gráfico 17

## ARMADO DEL TABLERO DE LA LOSA

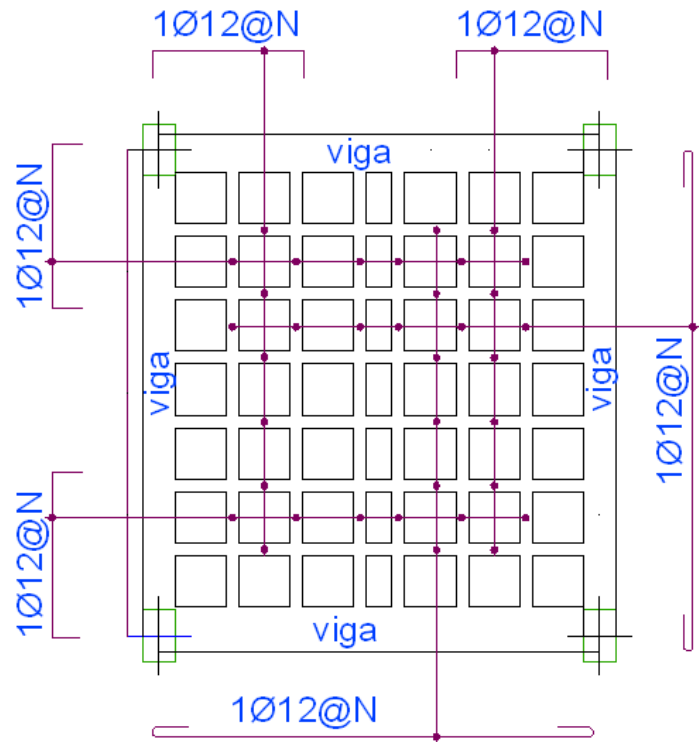


Gráfico 18

## Diseño de Losa Tipo 2

De igual manera que lo realizado anteriormente, se debe dividir el tablero en franjas centrales y de columnas que comprender en distancias de  $L/2$  y  $L/4$  respectivamente, para conocer incremento de carga de pared.

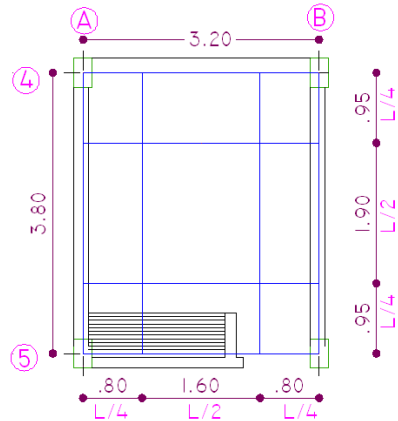


Gráfico 19

Para este caso no existe incremento de carga por pared

$$CM = CM_i$$

$$CM = 387.40 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 390.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 390 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow \text{Reducción del 30\%} = 140 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV \text{ asumida} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = (1.4 * 390 \text{ Kg/m}^2) + (1.7 * 150 \text{ Kg/m}^2)$$

$$U = 801 \text{ Kg/m}^2$$

$$\varepsilon = \frac{Ly}{Lx} = \frac{3.80}{3.20} = 1.19 \sim 1.20$$

$$k = U * Lx * Ly$$

$$k = 801 \text{ Kg/m}^2 * 3.20 \text{ m} * 3.80 \text{ m}$$

$$k = 9740.16 \text{ Kg}$$

El modelo matemático para el presente caso es el siguiente: (Tipo 4: Los dos Bordes adyacentes Empotrados)

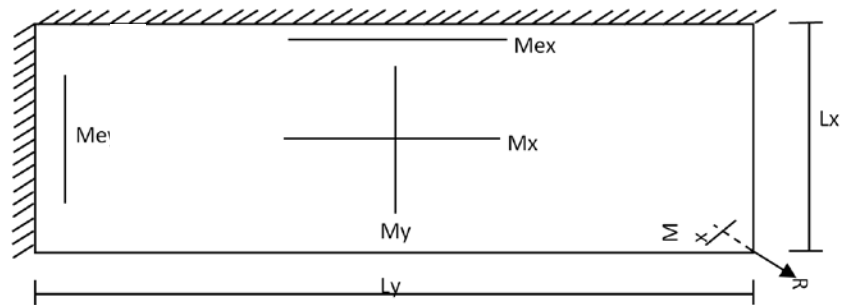


Gráfico 20

Valores numéricos según Marcus														
	$\epsilon$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60
Con Armadura a Torsión	$m_x$	37.00	35.40	34.10	33.20	32.30	31.80	31.50	31.30	31.20	31.20	31.30	31.40	31.40
	$m_y$	37.00	39.20	41.50	43.90	46.50	49.60	53.20	57.20	61.40	65.80	70.40	75.20	80.30
	$m_{ex}$	16.00	15.80	14.80	14.50	14.20	14.10	14.00	14.10	14.10	14.20	14.40	14.60	14.80
	$m_{ey}$	16.00	16.80	17.60	18.40	19.20	20.00	20.80	21.60	22.40	23.20	24.00	24.80	25.60
	$\Delta$	0.35	0.36	0.37	0.38	0.39	0.40	0.42	0.44	0.45	0.47	0.49	0.51	0.52

Cuadro N 13 Valores Numéricos

Obteniendo, los resultados de la tabla

$$\begin{aligned}
 M_x &= 32.30 \rightarrow M_x = k / m_x = 9740.16 \text{ Kg} / 32.30 = 301.55 \text{ Kg-m} \\
 M_y &= 46.50 \rightarrow M_y = k / m_y = 9740.16 \text{ Kg} / 46.50 = 209.47 \text{ Kg-m} \\
 M_{ex} &= 14.20 \rightarrow M_{ex} = k / m_{ex} = 9740.16 \text{ Kg} / 14.20 = 685.93 \text{ Kg-m} \\
 M_{ey} &= 19.20 \rightarrow M_{ey} = k / m_{ey} = 9740.16 \text{ Kg} / 19.20 = 507.30 \text{ Kg-m} \\
 \Delta &= 0.39
 \end{aligned}$$

$$P = \text{Carga Viva Mayorada} = 1.7 * 150 \text{ Kg/m}^2 = 255 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{\text{máx } x} = M_x \left[ 1 + \frac{P}{2U} \Delta \right]$$

$$M_{\text{mín } x} = M_x \left[ 1 - \frac{P}{2U} (2 + \Delta) \right]$$

$$M_{\text{máx } x} = 301.55 \left[ 1 + \frac{255}{2 * 801} * 0.39 \right]$$

$$M_{\text{mín } x} = 301.55 * \left[ 1 - \frac{255}{2 * 801} (2 + 0.39) \right]$$

$$M_{\text{máx } x} = 320.27 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{mín } x} = 186.83 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{máx } y} = My \left[ 1 + \frac{P}{2U} \Delta \right]$$

$$M_{\text{máx } y} = 209.47 \left[ 1 + \frac{255}{2 * 801} * 0.39 \right]$$

$$M_{\text{máx } y} = 222.47 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{mín } x} = My \left[ 1 - \frac{P}{2U} (2 + \Delta) \right]$$

$$M_{\text{mín } x} = 209.47 * \left[ 1 - \frac{255}{2 * 801} (2 + 0.39) \right]$$

$$M_{\text{mín } x} = 129.78 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{mín } x} = \mathbf{186.83 \text{ Kg-m}}$$

$$M_{\text{máx } / 3} = 320.27 / 3 = \mathbf{106.76 \text{ Kg-m}}$$

$$M_{\text{mín } x} > 1/3 M_{\text{máx } x}$$

Por tanto en fajas de columnas cuando el momento es cero, se va a utilizar el Momento

$$M_{\text{mín } x} = 186.83 \text{ Kg-m};$$

Resumen de Momentos del Tablero

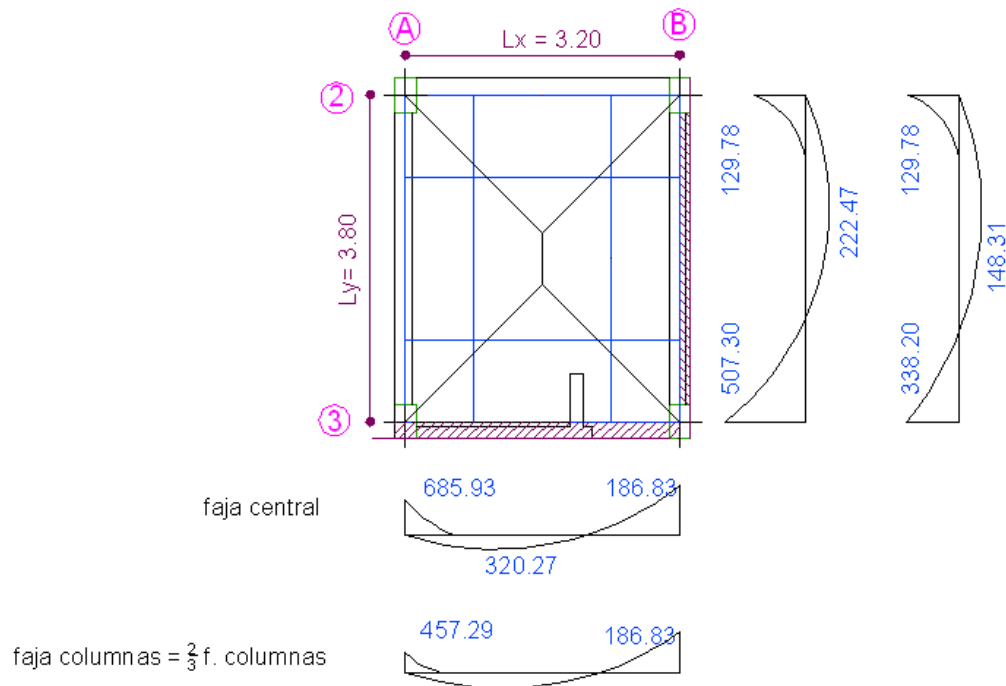


Gráfico 21

*Cálculo de Aceros*

$$As = M * \frac{100}{\phi * fy * Ju * d}$$

$$As = M * \frac{100}{0.9 * 4200 * 0.9 * (15 - 2.5)}$$

$$As = M * 0.002351558$$

*Resumen de Aceros*

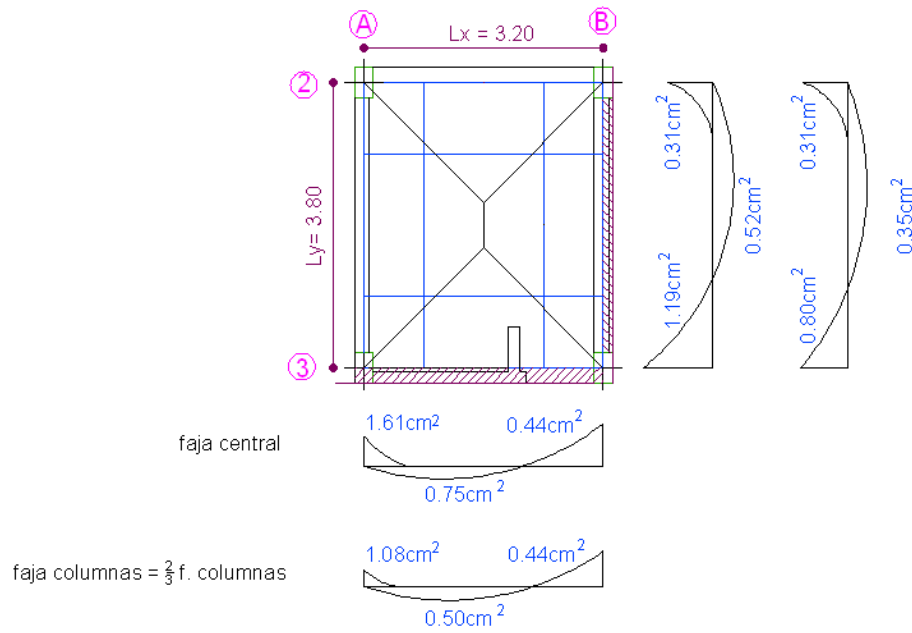


Gráfico 22

Área cooperante para chequeo a Corte (Valor mayor)

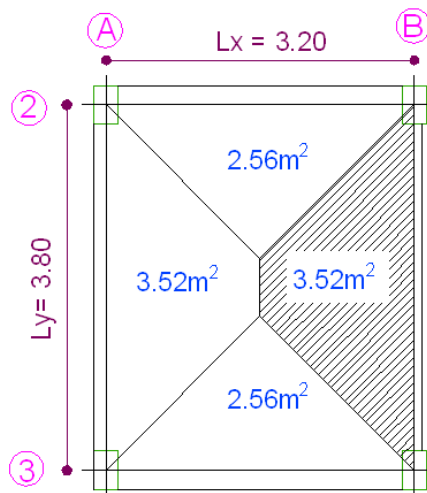


Gráfico 23



Chequeo a Flexión

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b * \phi}}$$

$$db = \sqrt{\frac{685.93 * 100}{39.03 * 20 * 0.9}}$$

$$db = 9.88cm$$

$$d = 12.5cm$$

$$d > db \text{ OK}$$

$$12.5cm > 9.88cm \text{ OK}$$

Chequeo a Corte

$$Vu = \frac{U * Area}{Luz}$$

$$Vu = \frac{801 \text{ Kg/m}^2 * 3.52m^2}{3.80}$$

$$Vu = 741.98 \text{ Kg}$$

$$Vv = \frac{Vu}{\phi}$$

$$Vv = \frac{741.98Kg}{0.85}$$

$$Vv = 872.92Kg$$

$$Vadm = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$Vadm = 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 12.5$$

$$Vadm = 1920.11 \text{ Kg}$$

$$Vv \leq Vadm$$

$$741.98Kg \leq 1920.11 \text{ Kg OK}$$

## DISTRIBUCION DE ACEROS EN FAJAS CENTRAL Y DE COLUMNAS

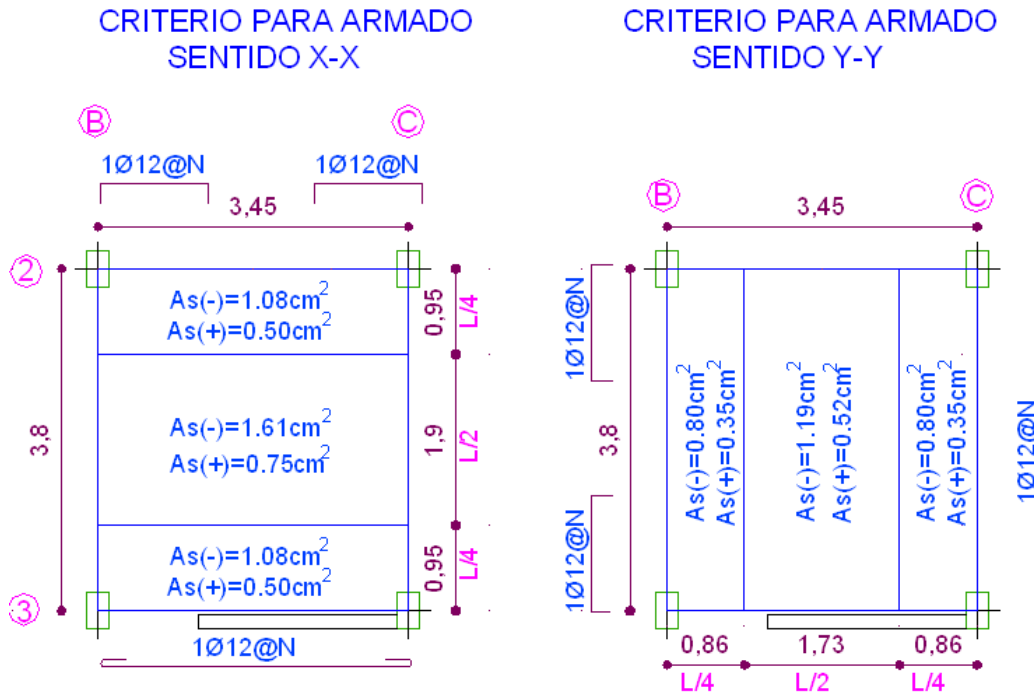


Gráfico 24

## ARMADO DEL TABLERO DE LA LOSA

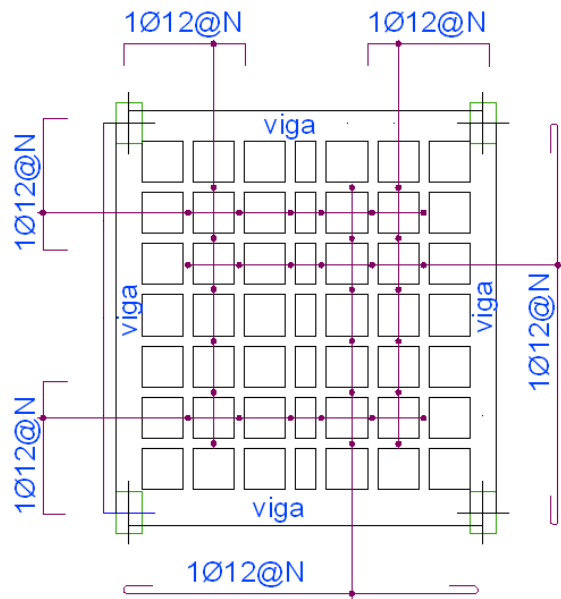


Gráfico 25

## Diseño de Losa de Volado

$$CMi = 387.40 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 150.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP2 = 284.42 \text{ Kg/mL}$$

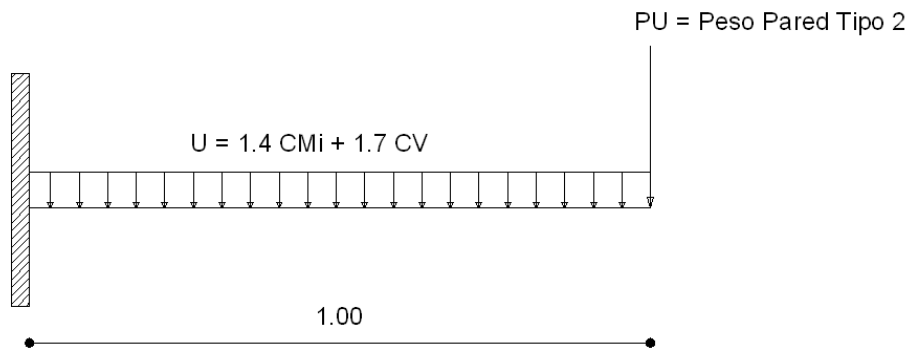
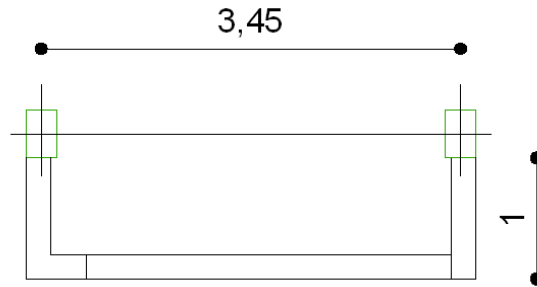


Gráfico 26

$$U = 1.4 CMi + 1.7 CV$$

$$U = 1.4 (387.40 \text{ Kg/m}^2) + 1.7 (150.00 \text{ Kg/m}^2)$$

$$U = 797.36 \text{ Kg/m}^2$$

### Cálculo de Carga Puntual de Pared

$$Pu = 1.4 * 284.42 \text{ Kg/mL}$$

$$Pu = 398.19 \text{ Kg / mL} * \mathbf{1mL}$$

$$Pu = PP2 = 398.19 \text{ Kg}$$

## Cálculo del Momento

$$M = \frac{U * L^2}{2} + P_u * L$$

$$M = \frac{797.36 * 1.00^2}{2} + 398.19 * 1.00$$

$$M = 796.87 \text{ Kg-m}$$

$$V_u = (U * L) + P_u$$

$$V_u = (797.36 * 1.00) + 398.19$$

$$V_u = 1195.55 \text{ Kg}$$

### Chequeo a Flexión

$$db = \sqrt{\frac{M_u}{R_u * b * \phi}}$$

$$db = \sqrt{\frac{796.87 * 100}{39.03 * 20 * 0.9}}$$

$$db = 10.65 \text{ cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$d > db \text{ OK}$$

$$12.5 \text{ cm} > 10.65 \text{ cm OK}$$

### Chequeo a Corte

$$V_v = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_v = \frac{741.98 \text{ Kg}}{0.85}$$

$$V_v = 872.92 \text{ Kg}$$

$$V_{adm} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_{adm} = 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 12.5$$

$$V_{adm} = 1920.11 \text{ Kg}$$

$$V_v \leq V_{adm}$$

$$741.98 \text{ Kg} \leq 1920.11 \text{ Kg OK}$$

### Cálculo de Aceros

$$A_s = \frac{M}{\phi * f_y * J_u * d}$$

$$A_s = \frac{796.87 * 100}{0.9 * 4200 * 0.9 * (15 - 2.5)}$$

$$A_s = 1.87 \text{ cm}^2 @ \text{ Metro Lineal}$$

El área de acero obtenido es para cada metro lineal que corresponde proporcionalmente a 2 nervios que son los que se ajustan a esta longitud. Por tanto el área de refuerzo obtenido se debe dividir entre dos.

$$A_s = \frac{1.87 \text{ cm}^2}{2}$$

$$A_s = 0.934 \text{ cm}^2$$

La barra que se ajusta a esta área de acero es la Ø12mm

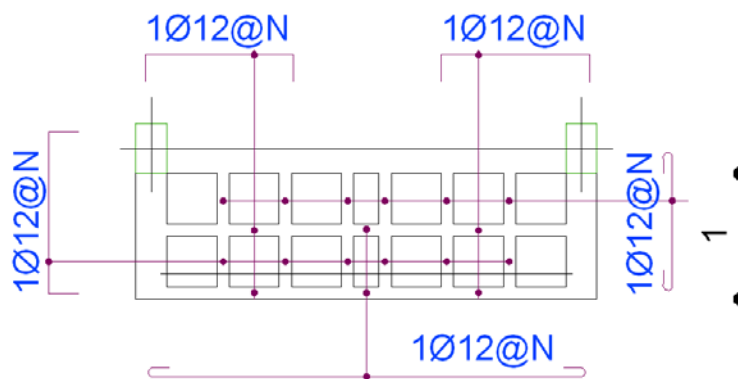


Gráfico 27

### 6.7.6 PREDISEÑO DE VIGAS

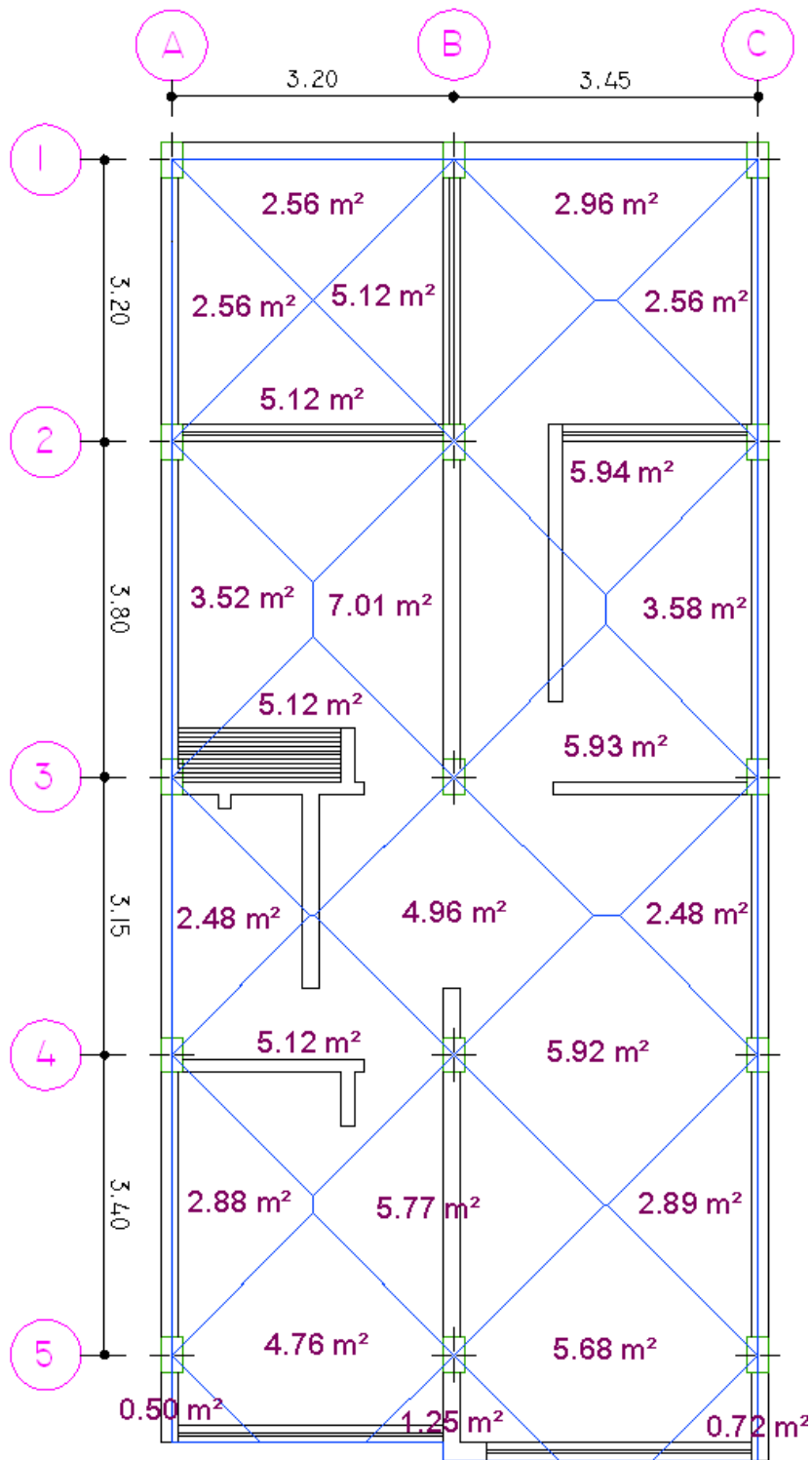


Gráfico 28

**SENTIDO X-X: VIGA EJE 1 – TRAMO BC (De Lindero - Nv. tipo)**

Datos obtenidos en Cuantificación de cargas y cargas de Paredes respectivamente.

CMi= 387.40 Kg/m<sup>2</sup>

CV= 200.00 Kg/m<sup>2</sup>

PP1= 569.00 Kg/ mL

Longitud Pared 1 = 3.20m

Longitud de Viga = 3.45m

Área Tributaria viga= 2.93m<sup>2</sup>

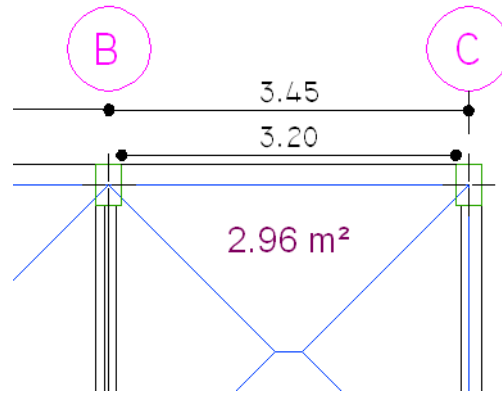


Gráfico 29

U=	1422.73	Kg/mL
CV=	128.70	Kg/mL
CM=	859.96	Kg/mL

	Carga	*	Area Trib.	/	Luz	=	
CMi	387.4	*	2.96	/	3.45	=	332.38
CMP1	568.8	*	3.20	/	3.45	=	527.58
<b>CARGA MUERTA</b>							859.96
CV	150	*	2.96	/	3.85	=	128.70
<b>CARGA VIVA</b>							128.70

Cuadro N 14 Cargas

$$U = 1.4CM + 1.7CV = (1.4 * 852.55) + (1.7 * 153.766) = 1422.73$$

$$M = \frac{U * l^2}{10}$$

$$M = \frac{1422.73 * 3.45^2}{10}$$

$$M = 1693.4 \text{ Kg.m}$$

$$Ru = 33.79$$

Para espesor mínima de viga, de acuerdo al código ACI 318-05, **9.5.2.1** — Las alturas o espesores mínimos establecidos en la Tabla 9.5(a) deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.

Y en el comentario **R9.5.2.1** Las alturas o espesores mínimos de la Tabla 9.5(a) son aplicables para vigas y losas no preesforzadas en una dirección (9.5.2) y para elementos compuestos (9.5.5). Los valores de altura o espesor mínimo solamente se aplican a elementos que no soportan ni están ligados a muros divisorios u otros elementos susceptibles de ser dañados por las deflexiones.

$$b_{\text{mínima}} = \frac{l}{21}$$

$$b_{\text{mínima}} = \frac{3.45 \text{ m}}{21}$$

$$b \text{ mínima} = 0.16\text{m} = 16\text{cm}$$

$$b_{\text{asumido}} = 20\text{cm}$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b \text{ asumido}}}$$

$$db = \sqrt{\frac{1693.4\text{Kg.m} * 100}{33.79 * 20}}$$

$$db = 15.83 \text{ cm}$$

$$h \text{ asumido} = db + \text{recubrimiento}$$

$$h \text{ asumido} = 15.83\text{cm} + 3\text{cm}$$

$$h \text{ asumido} = 18.83\text{cm} \sim 20\text{cm}$$



Chequeo de Prediseño

Peso Específico del Hormigón= 0.0024 Kg/cc

Peso Propio=  $b_{\text{asumido}} * h_{\text{asumido}} * \text{Peso esp. H}^\circ$

Peso Propio=  $20\text{cm} * 20\text{cm} * 0.0024\text{Kg/cm}^3$

Peso Propio=  $0.96 \text{ Kg/cm} = 96 \text{ Kg/m}$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.4 \text{ PP}$$

$$U = (1.4 * 859.96) \text{ Kg/mL} + (1.7 * 128.70) \text{ Kg/mL} + (1.4 * 96) \text{ Kg/mL}$$

$$U = 1203.9 \text{ Kg/mL} + 218.8 \text{ Kg/mL} + 134.4 \text{ Kg/mL}$$

$$U = 1557.13 \text{ Kg/mL}$$

$$M = \frac{U * l^2}{10}$$

$$M = \frac{1557.13 * 3.45^2}{2}$$

$$M = 1853.37 \text{ Kg-m}$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b_{\text{asumido}}}}$$

$$db = \sqrt{\frac{1853.37 \text{ Kg.m} * 100}{33.79 * 20}}$$

$$db = 16.56 \text{ cm}$$

$h_{\text{asumido}} = db + \text{recubrimiento}$

$h_{\text{asumido}} = 16.56\text{cm} + 3\text{cm}$

$h_{\text{asumido}} = 19.56\text{cm} \sim 20\text{cm} \text{ Ok}$

Por tanto sección asumida

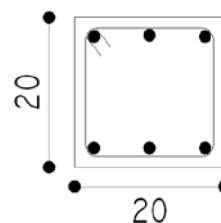


Gráfico 30

**SENTIDO X-X: VIGA EJE 2 – TRAMO BC (De Lindero - Nv. tipo)**

Datos obtenidos en Cuantificación de cargas y cargas de Paredes respectivamente.

$$CMi = 387.40 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 200.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP1 = 569.00 \text{ Kg/ mL}$$

$$\text{Longitud Pared 1} = 2.20\text{m} + 0.38\text{m}$$

$$\text{Longitud Viga} = 3.45\text{m}$$

$$\text{Area Tributaria} = 5.93\text{m}^2$$

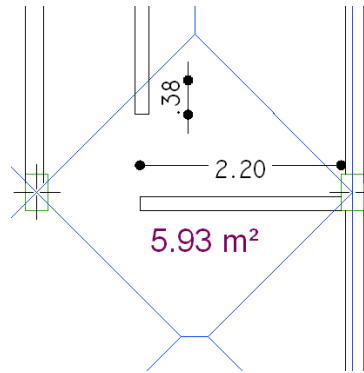


Gráfico 31

U=	1966.04	Kg/mL
CV=	257.83	Kg/mL
CM=	1091.24	Kg/mL

	Carga	*	Area Trib.	/	Luz	=	
CMi	387.4	*	5.93	/	3.45	=	665.88
CMP1	569	*	2.58	/	3.45	=	425.36
<b>CARGA MUERTA</b>							1091.24
CV	150	*	5.93	/	3.45	=	257.83
<b>CARGA VIVA</b>							257.83

Cuadro N15 Cargas

$$U = 1.4CM + 1.7CV = (1.4 * 1091.24) + (1.7 * 257.83) = 1966.04$$

$$M = \frac{U * l^2}{10}$$

$$M = \frac{1962.60 * 3.45^2}{10}$$

$$M = 2340.08 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Para Ru} = 33.79$$

$$b_{\text{minima}} = \frac{l}{21} \text{ ACI318 - 05 Tabla 9.5(a)}$$

$$b_{\text{minima}} = \frac{3.45 \text{ m}}{21}$$

$$b \text{ m\u00ednima} = 0.16\text{m} = 16\text{cm}$$

$$b_{\text{asumido}} = 20\text{cm}$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b \text{ asumido}}}$$

$$db = \sqrt{\frac{2340.08\text{Kg.m} * 100}{33.79 * 20}}$$

$$db = 18.61 \text{ cm}$$

$$h \text{ asumido} = db + \text{recubrimiento}$$

$$h \text{ asumido} = 18.61\text{cm} + 3\text{cm}$$

$$h \text{ asumido} = 21.61\text{cm} \sim 25\text{cm}$$

Chequeo de Predise\u00f1o

Peso Espec\u00edfico del Hormig\u00f3n= 0.0024 Kg/cc

Peso Propio=  $b_{\text{asumido}} * h_{\text{asumido}} * \text{Peso esp. H}^\circ$

Peso Propio=  $20\text{cm} * 25\text{cm} * 0.0024\text{Kg/cm}^3$

Peso Propio=  $1.20 \text{ Kg/cm} = 120 \text{ Kg/m}$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.4 \text{ PP}$$

$$U = (1.4 * 1091.24) \text{ Kg/mL} + (1.7 * 257.83) \text{ Kg/mL} + (1.4 * 120) \text{ Kg/mL}$$

$$U = 1527.7 \text{ Kg/mL} + 438.3 \text{ Kg/mL} + 168 \text{ Kg/mL}$$

$$U = 2134.04 \text{ Kg/mL}$$

$$M = \frac{U * l^2}{10}$$

$$M = \frac{2134.04 * 3.45^2}{10}$$

$$M = 2540.05 \text{ Kg} - m$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b \text{ asumido}}}$$

$$db = \sqrt{\frac{2540.05 \text{ Kg} \cdot m * 100}{33.79 * 20}}$$

$$db = 19.39 \text{ cm}$$

$$h \text{ asumido} = db + \text{recubrimiento}$$

$$h \text{ asumido} = 19.39 \text{ cm} + 3 \text{ cm}$$

$$h \text{ asumido} = 22.39 \text{ cm} \sim 25 \text{ cm} \text{ Ok}$$

Por tanto sección asumida

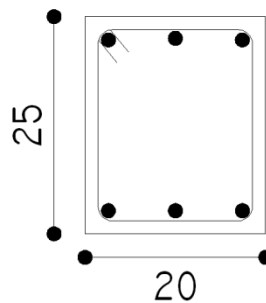


Gráfico 32

**SENTIDO Y-Y: VIGA EJE C – TRAMO 2-3 (De Lindero - Nv. tipo)**

Datos obtenidos en Cuantificación de cargas y cargas de Paredes respectivamente.

CMi= 387.40 Kg/m<sup>2</sup>

CV= 150.00 Kg/m<sup>2</sup>

PP1= 569.00 Kg/ mL

Longitud Pared 1 = 3.40m

Longitud de Viga = 3.80m

Area Tributaria= 3.58m<sup>2</sup>

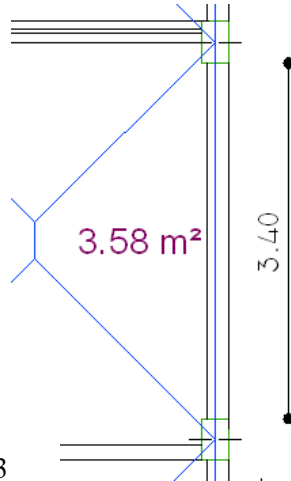


Gráfico 33

U=	1463.69	Kg/mL
CV=	141.32	Kg/mL
CM=	873.90	Kg/mL

	Carga	*	Area Trib.	/	Luz	=	
CMi	387.4	*	3.58	/	3.8	=	364.97
CMP1	569	*	3.40	/	3.8	=	508.93
CMP2	284.4	*	0	/	3.8	=	0.00
<b>CARGA MUERTA</b>							873.90

CV	150	*	3.58	/	3.80	=	141.32
<b>CARGA VIVA</b>							141.32

Cuadro N 16 Carga

$$U = 1.4CM + 1.7CV = (1.4 * 873.90) + (1.7 * 141.32) = 1463.69$$

$$M = \frac{U * l^2}{10}$$

$$M = \frac{1463.69 * 3.80^2}{10}$$

$$M = 2113.6 \text{ Kg.m}$$

$$R_u = 33.79$$

$$b_{\text{minima}} = \frac{l}{21} \text{ ACI318 - 05 Tabla 9.5(a)}$$

$$b_{\text{minima}} = \frac{3.80 \text{ m}}{21}$$

$$b \text{ m\u00ednima} = 0.18\text{m} = 18\text{cm}$$

$$b_{\text{asumido}} = 20\text{cm}$$

$$db = \sqrt{\frac{M_u}{R_u * b \text{ asumido}}}$$

$$db = \sqrt{\frac{2113.6 \text{ Kg} \cdot \text{m} * 100}{33.79 * 20}}$$

$$db = 17.69 \text{ cm}$$

$$h \text{ asumido} = db + \text{recubrimiento}$$

$$h \text{ asumido} = 17.69\text{cm} + 3\text{cm}$$

$$h \text{ asumido} = 20.69\text{cm} \sim 25\text{cm}$$

Chequeo de Predise\u00f1o

Peso Espec\u00edfico del Hormig\u00f3n = 0.0024 Kg/cc

Peso Propio =  $b_{\text{asumido}} * h_{\text{asumido}} * \text{Peso esp. H}^\circ$

Peso Propio =  $20\text{cm} * 25\text{cm} * 0.0024\text{Kg/cm}^3$

Peso Propio =  $1.20 \text{ Kg/cm} = 120 \text{ Kg/m}$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.4 \text{ PP}$$

$$U = (1.4 * 873.90) + (1.7 * 141.32) + (1.4 * 120)$$

$$U = 1223.5 + 240.2 + 168$$

$$U = 1631.69$$

$$M = \frac{U * l^2}{10}$$

$$M = \frac{1631.69 * 3.80^2}{10}$$

$$M = 2356.17$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b \text{ asumido}}}$$

$$db = \sqrt{\frac{2356.17 \text{ Kg.m} * 100}{33.79 * 20}}$$

$$db = 18.67 \text{ cm}$$

h asumido = db + recubrimiento

h asumido = 18.67cm + 3cm

h asumido = 21.67cm ~ 25cm Ok

Por tanto sección asumida

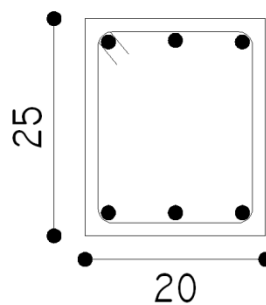


Gráfico 34

**SENTIDO Y-Y: VIGA EJE B – TRAMO 2-3 (Central - Nv. tipo)**

Datos obtenidos en Cuantificación de cargas y cargas de Paredes respectivamente.

$$CMi = 387.40 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 150.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP1 = 569.00 \text{ Kg/mL}$$

$$\text{Longitud Pared 1} = 3.40\text{m} + 1.65\text{m}$$

$$\text{Longitud de Viga} = 3.80\text{m}$$

$$\text{Area Tributaria} = 7.01\text{m}^2$$

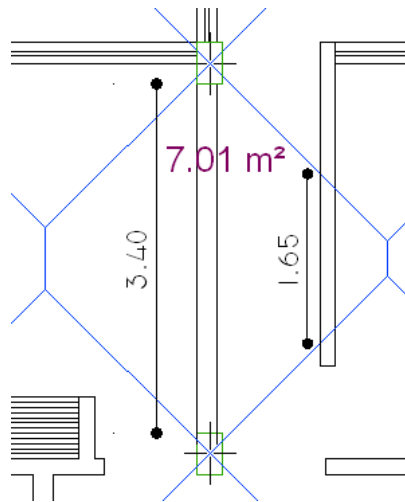


Gráfico 35

U=	2529.19	Kg/mL
CV=	276.71	Kg/mL
CM=	1470.56	Kg/mL

	Carga	*	Area Trib.	/	Luz	=	
CMi	387.4	*	7.01	/	3.8	=	714.65
CMP1	569	*	5.05	/	3.8	=	755.91
CMP2	284.4	*	0	/	3.8	=	0.00
<b>CARGA MUERTA</b>							<b>1470.56</b>

CV	150	*	7.01	/	3.80	=	276.71
<b>CARGA VIVA</b>							<b>276.71</b>

Cuadro N 17 Carga

$$U = 1.4CM + 1.7CV = (1.4 * 1470.56) + (1.7 * 276.71) = 2529.19$$

$$M = \frac{U * l^2}{10}$$

$$M = \frac{2529.19 * 3.80^2}{10}$$



$$M = 3652.1 \text{ Kg.m}$$

$$R_u = 33.79$$

$$b_{\text{minima}} = \frac{l}{21} \text{ ACI318 - 05 Tabla 9.5(a)}$$

$$b_{\text{minima}} = \frac{3.80 \text{ m}}{21}$$

$$b \text{ m\u00ednima} = 0.18\text{m} = 18\text{cm}$$

$$b_{\text{asumido}} = 25\text{cm}$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{R_u * b \text{ asumido}}}$$

$$db = \sqrt{\frac{3652.15 \text{ Kg.m} * 100}{33.79 * 20}}$$

$$db = 20.79 \text{ cm}$$

$$h \text{ asumido} = db + \text{recubrimiento}$$

$$h \text{ asumido} = 20.79\text{cm} + 3\text{cm}$$

$$h \text{ asumido} = 23.79\text{cm} \sim 25\text{cm}$$

Chequeo de Predise\u00f1o

Peso Espec\u00edfico del Hormig\u00f3n = 0.0024 Kg/cc

Peso Propio =  $b_{\text{asumido}} * h_{\text{asumido}} * \text{Peso esp. H}^\circ$

Peso Propio =  $25\text{cm} * 25\text{cm} * 0.0024 \text{ Kg/cm}^3$

Peso Propio =  $1.50 \text{ Kg/cm} = 150 \text{ Kg/m}$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.4 \text{ PP}$$

$$U = (1.4 * 1470.56) + (1.7 * 276.71) + (1.4 * 150)$$

$$U = 2058.8 + 470.4 + 210$$

$$U = 2739.19$$

$$M = \frac{U * l^2}{10}$$

$$M = \frac{2739.19 * 3.80^2}{10}$$

$$M = 3955.39$$

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b \text{ asumido}}}$$

$$db = \sqrt{\frac{3955.39 \text{ Kg.m} * 100}{33.79 * 20}}$$

$$db = 21.64 \text{ cm}$$

h asumido = db + recubrimiento

$$h \text{ asumido} = 21.64 + 3 \text{ cm}$$

$$h \text{ asumido} = 24.64 \text{ cm} \sim 25 \text{ cm} \text{ Ok}$$

Por tanto sección asumida

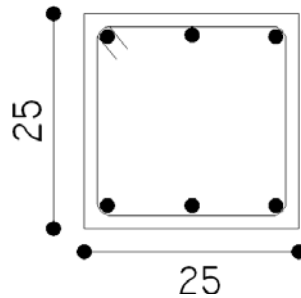


Gráfico 36

<b>RESUMEN DE SECCIONES POR PREDISEÑO DE VIGAS</b>	
<b>Vigas Sentido X-X</b>	
Lindero (EJE 1) = 20x20	
Central (EJES 2 = 3 = 4 = 5) = 20X25	
<b>Vigas Sentido Y-Y</b>	
Lindero (EJE A = C) = 20x25	
Central (EJE B) = 25X25	

Tabla N.10 Resumen de Secciones

### 6.7.7 PREDISEÑO DE COLUMNAS

Antes de ingresar al predimensionamiento, es importante tener en cuenta estos parámetros que manifiesta el código ACI318-05.

**10.3.6.2** Para elementos no preesforzados con **estribos** que cumplan con 7.10.5:

$$\phi P_n, \max = 0.80\phi [ 0.85f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_s ]$$

**21.4.1.1** La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.

**21.4.1.2** La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

De lo estipulado en 21.4.1.1, manifiesta que la longitud mínima de cualquier lado de una columna debe ser mínimo 300mm = 30cm. Con respecto a la relación entre longitudes de lados de las columnas, el ACI318-05, aclara que el lado mayor debe ser 2.5 veces con respecto a la dimensión menor.

Continuando con el predimensionamiento se observa en el grafico de la derecha, que por área tributaria, la columna aparentemente, más cargada es la Columna B3.

$$\text{Área Tributaria} = 11.64 \text{ m}^2$$

$$CM_i = 387.40 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM_i = 150.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$U = 1.4CM + 1.7 CV$$

$$U = (1.4 * 387.40 \text{ Kg/m}^2) + (1.7 * 150.00 \text{ Kg/m}^2)$$

$$U = 797.36$$

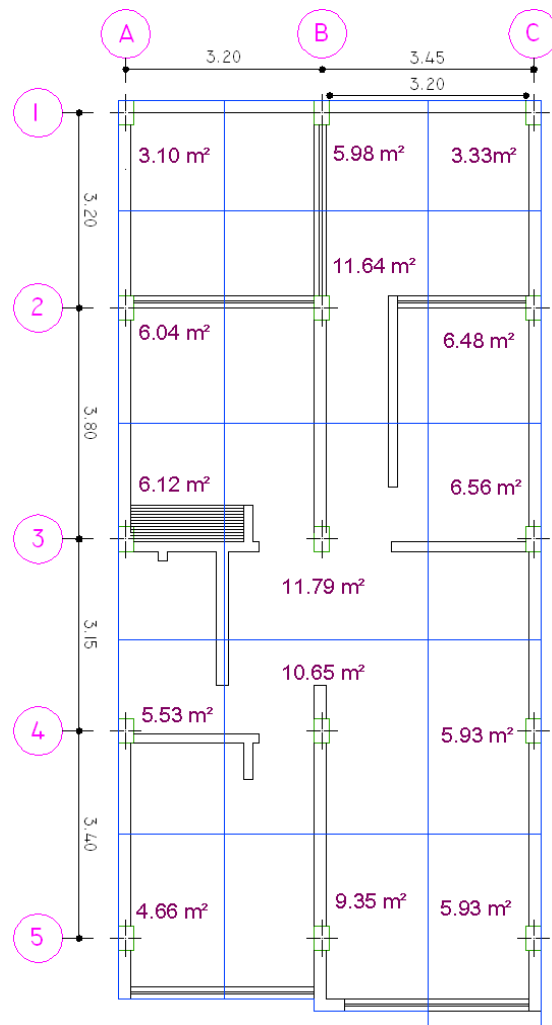


Gráfico 37

$$P_u = U * \text{Área Tributaria} * \text{No. Pisos}$$

$$P_u = 797.36 * 11.79 * 4$$

$$P_u = 37603.43 \text{ Kg}$$

Para efectuar el predimensionamiento utilizaremos la ecuación, que propone el código ACI318-05, en el artículo **10.3.6.2**.

$$\phi P_n = 0.80\phi[0.85f'_c(Ag - A_{st}) + f_y * A_s]$$

$$\text{Si } A_{st} = p * Ag$$

$$P_u = \phi P_n = 0.80\phi[0.85f'_c(Ag - p * Ag) + f_y * p * Ag]$$

$$P_u = 0.80\phi[0.85f'_c(Ag - p * Ag) + f_y * p * Ag]$$

$$P_u = 0.80\phi[0.85f'_c Ag (1 - p) + f_y * p * Ag]$$

$$P_u = 0.80 \phi Ag [0.85f'_c (1 - p) + f_y * p]$$

$$Ag = \frac{P_u}{0.80 \phi [0.85f'_c (1 - p) + f_y * p]}$$

NILSON Arthur, en su libro de “Diseño de Estructuras de Concreto”, manifiesta que para columnas reforzadas en espiral se utiliza un coeficiente básico  $\phi$  de 0.75 y para aquellas con flejes,  $\phi = 0.70$ , en comparación con el valor de  $\phi = 0.90$  para vigas. Por tanto se utilizará 0.70

$$Ag = \frac{P_u}{0.85 * 0.70 [0.85f'_c (1 - p) + f_y * p]}$$

$$Ag = \frac{1.68 P_u}{0.85f'_c (1 - p) + p * f_y}$$

El código CEC- CPE INEN 5 – PARTE 2, en artículo **21.4.3.1**, indica que el porcentaje de refuerzo  $\rho$ , no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06.

$$\text{Asumiendo el } p_{min} = 0.01$$

$$\text{Como } 1 - p = 1 - 0.01 = 0.99 \sim 1.00$$

$$Ag = \frac{1.68 P_u}{0.85f'_c (1.00) + p * f_y}$$

$$A_g = \frac{1.68 P_u}{0.85f'_c + p * f_y}$$

Asumiendo  $p = 1.5\%$ , (Dentro de Parámetros CEC 21.4.3.1)

$$A_g = \frac{1.68 * 37603.43\text{Kg}}{0.85 * 210\text{Kg/cm}^2 + 0.015 * 4200\text{Kg/cm}^2}$$

$$A_g = 261.59\text{cm}^2$$

Asumiendo una  $b = 30\text{cm}$ , lo mínimo que exige ACI318-05 en 21.4.1.1, entonces sería:

$$h_{\text{calc}} = \frac{A_g}{b_{\text{asumida}}}$$

$$h_{\text{calc}} = \frac{261.59\text{cm}^2}{30\text{cm}}$$

$$h_{\text{calc}} = 10.46\text{cm}$$

De acuerdo a lo dispuesto en ACI318-05 artículo 21.4.1.1, no se puede aceptar este valor ya que es menor a lo dispuesto. Por lo tanto asumir el valor mínimo dispuesto por el código.  
 $h = 30\text{cm}$

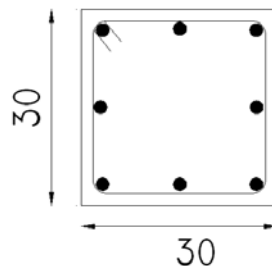


Gráfico 38

### 6.7.8 CARGA DE SISMO

Se necesita determinar el coeficiente de cortante Basal, que va actuar en la estructura.

Para ello el CEC, en el artículo 6.2.1, indica que se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Donde:

Z : Factor de peligrosidad sísmica de la Zona

I : Coeficiente de Importancia de la Estructura

C : Coeficiente de suelo (interacción suelo – estructura). No debe exceder del valor de  $C_m$  establecido en la tabla 3 y no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

R : Factor de reducción de respuesta estructural.

$\phi_p$ : Configuración en Elevación

$\phi_e$ : Configuración en Planta

Para calcular el Valor de C, el CEC en el artículo 6.2.1, muestra la siguiente ecuación:

$$C = \frac{1.25 S^s}{T}$$

Donde:

S: Coeficiente en base al Perfil de Suelo. (De esta tabla se obtiene, además el  $C_m$ , que representa el punto máximo de la curva del espectro sísmico elástico)

T: Período de Vibración, y este valor está determinado a partir de uno de los métodos descritos por el CEC, en el artículo 6.2.4.1

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

En donde:

$h_n$ : = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

$C_t = 0,09$  para pórticos de acero

$C_t = 0,08$  para pórticos espaciales de hormigón armado

$C_t = 0,06$  para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras.

### 6.7.8.1 CARGA DE SISMO PARA MODELO SIN MUROS DE CORTE.

La altura del edificio es 13.32m, por lo tanto  $h_n = 13.32\text{m}$ .

Para el análisis modal de la estructura sin muros de corte se requiere utilizar el coeficiente  $C_t = 0,08$  (De acuerdo al CEC, Parte I - capítulo 12, artículo 6.2.4.1)

Aplicando la ecuación del Período de Vibración tenemos:

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$
$$T = 0.08 * (13.32)^{3/4}$$
$$T = 0.56 \text{ sg}$$

El CEC Parte I - Capítulo 12, en el artículo 6.3.1.1, indica que la fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura ( $F_t$ ), constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso no debe exceder de  $0.25V$ , y *puede considerarse nulo cuando  $T$  es menor o igual a  $0.7 \text{ sg}$ .*

Entonces Si  $T > 0.70\text{sg} \rightarrow$  Calcular  $F_t$

$$0.56\text{sg} < 0.70 \text{ sg.}$$

Por lo tanto  $F_t = 0$

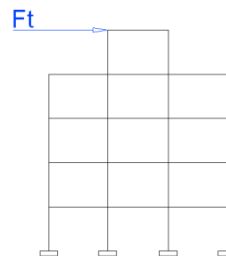


Gráfico 39

De acuerdo al CEC Parte I – Capítulo 12, para el análisis modal de la estructura se utilizará los siguientes valores:

Según la Tabla 1 CEC Parte I – Capítulo 12 Zona 4,  $Z=0.40$

Según la Tabla 4 CEC Parte I – Capítulo 12  $I= 1.0$

Según la Tabla 3 CEC Parte I – Capítulo 12 Suelo Tipo Intermedio S2  $\rightarrow S=1.2; C= 3.0$

Según la Tabla 7 CEC Parte I – Capítulo 12  $R=10$

Según la Tabla 5 CEC Parte I – Capítulo 12  $\phi_{\text{planta}}= 0.90$

Según la Tabla 6 CEC Parte I – Capítulo 12  $\phi_{\text{elevación}}= 0.90$



$$C = \frac{1.25 S^s}{T}$$

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{0.56}$$

$$C = 2.78$$

El CEC, dentro del artículo 6.2.1 manifiesta que el valor C no debe exceder Cm, establecido en la tabla 3, y no debe ser menor a 0.5

$$0.5 \leq C \leq C_m$$

$$0.5 \leq 2.78 \leq 3.0$$

Por lo tanto se toma  $C = 2.78$

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = \frac{0.40 * 1.00 * 2.78}{10 * 0.90 * 0.90} * W$$

$$V = 0.138 W$$

Nota: Los valores de cortante basal están limitados en función del coeficiente C que se obtenga, de esta manera se está controlando que la cortante basal (V), no tenga valores bajos ni muy altos.

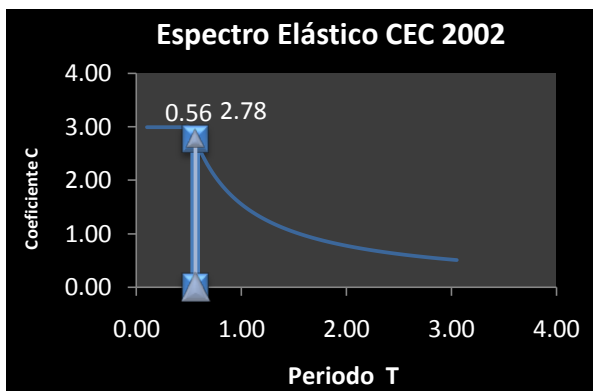
6.7.8.1.1 CALCULO DE ACELERACIONES ESPECTRALES PARA MODELO SIN MURO DE CORTE

Datos:

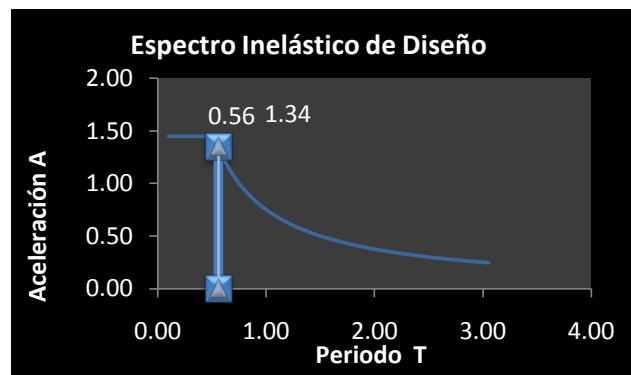
$$\begin{aligned}
 Z &= 0.4 & T &= 0.56s \\
 I &= 1.0 & R &= 10 \\
 S &= 1.2 & \phi_E &= 0.9 \\
 C_m &= 3.0 & \phi_p &= 0.9 \\
 C &= 2.78 & g &= 9.81 \text{ m/sg}^2 \text{ (gravedad)}
 \end{aligned}$$

Elástico		Inelástico	
T (seg)	$C = \frac{1.25 S^s}{T} = \frac{1.556}{T}$	T (seg)	$A = \frac{Z * I * g * C}{R * \phi_p * \phi_E} = \frac{0.4 * 1.0 * 9.81 * C}{10 * 0.9 * 0.9} = 0.436 C$ (m/seg <sup>2</sup> )
0.10	3.00	0.10	1.45
0.15	3.00	0.15	1.45
0.20	3.00	0.20	1.45
0.25	3.00	0.25	1.45
0.30	3.00	0.30	1.45
0.35	3.00	0.35	1.45
0.40	3.00	0.40	1.45
0.45	3.00	0.45	1.45
0.50	3.00	0.50	1.45
0.55	2.83	0.55	1.37
0.60	2.59	0.60	1.25
0.65	2.39	0.65	1.16
0.70	2.22	0.70	1.08
0.75	2.07	0.75	1.00
0.80	1.94	0.80	0.94
0.85	1.83	0.85	0.89
0.90	1.73	0.90	0.84
0.95	1.64	0.95	0.79
1.00	1.56	1.00	0.75
1.05	1.48	1.05	0.72
1.10	1.41	1.10	0.68
1.15	1.35	1.15	0.65
1.20	1.30	1.20	0.63
1.25	1.24	1.25	0.60
1.30	1.20	1.30	0.58
1.35	1.15	1.35	0.56
1.40	1.11	1.40	0.54

1.45	1.07	1.45	0.52
1.50	1.04	1.50	0.50
1.55	1.00	1.55	0.49
1.60	0.97	1.60	0.47
1.65	0.94	1.65	0.46
1.70	0.92	1.70	0.44
1.75	0.89	1.75	0.43
1.80	0.86	1.80	0.42
1.85	0.84	1.85	0.41
1.90	0.82	1.90	0.40
1.95	0.80	1.95	0.39
2.00	0.78	2.00	0.38
2.05	0.76	2.05	0.37
2.10	0.74	2.10	0.36
2.15	0.72	2.15	0.35
2.20	0.71	2.20	0.34
2.25	0.69	2.25	0.33
2.30	0.68	2.30	0.33
2.35	0.66	2.35	0.32
2.40	0.65	2.40	0.31
2.45	0.63	2.45	0.31
2.50	0.62	2.50	0.30
2.55	0.61	2.55	0.30
2.60	0.60	2.60	0.29
2.65	0.59	2.65	0.28
2.70	0.58	2.70	0.28
2.75	0.57	2.75	0.27
2.80	0.56	2.80	0.27
2.85	0.55	2.85	0.26
2.90	0.54	2.90	0.26
2.95	0.53	2.95	0.26
3.00	0.52	3.00	0.25
3.05	0.51	3.05	0.25



Cuadro N18 Espectro Elástico



Cuadro N19 Espectro Inelástico

### 6.7.8.2 CARGA DE SISMO PARA MODELO CON MUROS DE CORTE.

$$h_n = 13.32\text{m.}$$

Para el análisis modal de la estructura con muros de corte se requiere utilizar el coeficiente  $C_t = 0,06$  (De acuerdo al CEC Parte I – Capítulo 12 artículo 6.2.4.1)

Aplicando la ecuación del Período de Vibración tenemos:

$$\begin{aligned}T &= C_t * (h_n)^{3/4} \\T &= 0.06 * (13.32)^{3/4} \\T &= 0.41 \text{ sg}\end{aligned}$$

Si  $T > 0.70\text{sg} \rightarrow$  Calcular  $F_t$

$$0.41\text{sg} < 0.70 \text{ sg.}$$

Por lo tanto  $F_t = 0$

De acuerdo al CEC, para el análisis modal de la estructura se utilizará los siguientes valores:

Según la Tabla 1 CEC Zona 4,  $Z=0.40$

Según la Tabla 4 CEC  $I= 1.0$

Según la Tabla 3 CEC Suelo Tipo Intermedio S2  $\rightarrow S=1.2$ ;  $C= 3.0$

Según la Tabla 7 CEC  $R=12$  (Aumenta por presencia de Muros estructurales)

Según la Tabla 5 CEC  $\phi_{\text{planta}}= 0.90$

Según la Tabla 6 CEC  $\phi_{\text{elevación}}= 0.90$

$$C = \frac{1.25 S^s}{T}$$

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{0.41}$$

$$C = 3.72$$

El CEC, dentro del artículo 6.2.1 manifiesta que el valor C no debe exceder Cm, establecido en la tabla 3, y no debe ser menor a 0.5

$$0.5 \leq C \leq C_m$$

$$0.5 \leq 3.72 \leq 3.0$$

Por lo tanto se toma C= 3.00

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = \frac{0.40 * 1.00 * 3.00}{12 * 0.90 * 0.90} * W$$

$$V = 0.124 W$$

Como se tomó el valor de C=3.00, y no se opta por el calculado, esto influye en el período de vibración obtenido anteriormente, por lo cual es necesario recalcularlo.

$$C = \frac{1.25 S^s}{T}$$

$$T = \frac{1.25 S^s}{C}$$

$$T = \frac{1.25 S^s}{3.00}$$

$$T = \frac{1.25 * (1.2)^{1.2}}{3.00}$$

$$T = 0.519 \text{ sg}$$

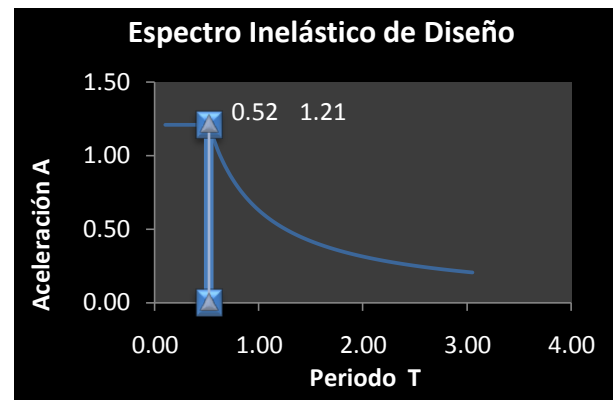
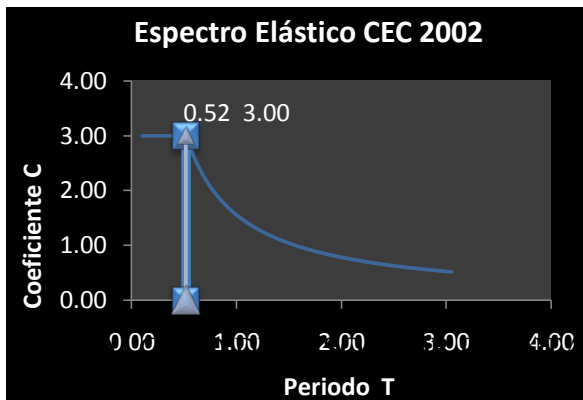
6.7.8.2.1 CALCULO DE ACELERACIONES ESPECTRALES PARA MODELO CON MURO DE CORTE

Datos:

$$\begin{aligned}
 Z &= 0.4 & T &= 0.519 \\
 I &= 1.0 & R &= 12 \\
 S &= 1.2 & \phi_E &= 0.9 \\
 C_m &= 3.0 & \phi_p &= 0.9 \\
 C &= 3.0 & g &= 9.81 \text{ (gravedad)}
 \end{aligned}$$

Elástico		Inelástico	
T (seg)	$C = \frac{1.25 S^s}{T} = \frac{1.556}{T}$	T (seg)	$A = \frac{Z * I * g * C}{R * \phi_p * \phi_E} = \frac{0.4 * 1.0 * 9.81 * C}{12 * 0.9 * 0.9} = 0.403 C$ (m/seg <sup>2</sup> )
0.10	3.00	0.10	1.21
0.15	3.00	0.15	1.21
0.20	3.00	0.20	1.21
0.25	3.00	0.25	1.21
0.30	3.00	0.30	1.21
0.35	3.00	0.35	1.21
0.40	3.00	0.40	1.21
0.45	3.00	0.45	1.21
0.50	3.00	0.50	1.21
0.55	2.83	0.55	1.14
0.60	2.59	0.60	1.05
0.65	2.39	0.65	0.97
0.70	2.22	0.70	0.90
0.75	2.07	0.75	0.84
0.80	1.94	0.80	0.78
0.85	1.83	0.85	0.74
0.90	1.73	0.90	0.70
0.95	1.64	0.95	0.66
1.00	1.56	1.00	0.63
1.05	1.48	1.05	0.60
1.10	1.41	1.10	0.57
1.15	1.35	1.15	0.55
1.20	1.30	1.20	0.52
1.25	1.24	1.25	0.50
1.30	1.20	1.30	0.48
1.35	1.15	1.35	0.46
1.40	1.11	1.40	0.45

1.45	1.07	1.45	0.43
1.50	1.04	1.50	0.42
1.55	1.00	1.55	0.40
1.60	0.97	1.60	0.39
1.65	0.94	1.65	0.38
1.70	0.92	1.70	0.37
1.75	0.89	1.75	0.36
1.80	0.86	1.80	0.35
1.85	0.84	1.85	0.34
1.90	0.82	1.90	0.33
1.95	0.80	1.95	0.32
2.00	0.78	2.00	0.31
2.05	0.76	2.05	0.31
2.10	0.74	2.10	0.30
2.15	0.72	2.15	0.29
2.20	0.71	2.20	0.29
2.25	0.69	2.25	0.28
2.30	0.68	2.30	0.27
2.35	0.66	2.35	0.27
2.40	0.65	2.40	0.26
2.45	0.63	2.45	0.26
2.50	0.62	2.50	0.25
2.55	0.61	2.55	0.25
2.60	0.60	2.60	0.24
2.65	0.59	2.65	0.24
2.70	0.58	2.70	0.23
2.75	0.57	2.75	0.23
2.80	0.56	2.80	0.22
2.85	0.55	2.85	0.22
2.90	0.54	2.90	0.22
2.95	0.53	2.95	0.21
3.00	0.52	3.00	0.21
3.05	0.51	3.05	0.21



Cuadro N 19 Calculo de Aceleraciones

### 6.7.8.3 CALCULO DE PESOS POR PLANTA

Datos generales:

$$CM_i = 387.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CV = 150.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$PP_1 = 569 \text{ Kg/mL}$$

$$PP_2 = 284.42 \text{ Kg/mL}$$

PLANTAS TIPO Nv. +3.24, Nv. +5.76, Nv. +8.28, Nv. +8.28

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 54.11$$

$$\text{Longitud de Pared 2} = 14.90$$

$$\text{Area Planta} = (6.95 * 14.80) - (3.20 * 3.20)$$

$$\text{Area Planta} = 92.62 \text{ m}^2$$

$$W_{CM} = (CM * \text{Area Planta}) + (PP_i * L_i)$$

$$W_{CM} = (387.4 * 92.62) + (569.0 * 54.11) + (284.42 * 14.90)$$

$$W_{CM} = 70907.44 \text{ Kg}$$

$$W = W_{CM} + 25\%W_{CV}$$

$$W = 70907.44 + 0.25 (CV * \text{Area Planta})$$

$$W = 70907.44 + 0.25 (150.0 * 92.62)$$

$$W = 74380.686 \text{ Kg} = 74.38 \text{ Tn}$$

$$\mathbf{W = 74.38 \text{ Tn}}$$



PLANTA Nv.+ 10.80

Datos específicos:

Pared de antepecho:  $0.15 * 1 * 1 * 1600 \text{ Kg/mL} = 240 \text{ Kg/mL}$

Longitud de Antepecho = 35.95m

Longitud de Pared 1 = 9.30

Longitud de Pared 2 = 3.20

Area Planta = 92.62m<sup>2</sup>

$$W_{CM} = (CM * \text{Area Planta}) + (PPi * Li)$$

$$W_{CM} = (387.4 * 92.62) + (569.0 * 9.30) + (284.42 * 3.20) + (240.0 * 35.95)$$

$$W_{CM} = 50710.83 \text{ Kg}$$

$$W = W_{CM} + 25\%W_{CV}$$

$$W = 50710.83 + 0.25 (CV * \text{Area Planta})$$

$$W = 50710.83 + 0.25 (150.0 * 92.62)$$

$$W = 54184.082 \text{ Kg} = 54.18 \text{ Tn}$$

$$\mathbf{W = 54.18 Tn}$$

TAPAGRADA Nv.+ 13.32

Datos específicos:

Area =  $(3.45 * 3.45) \text{ m}^2 = 11.90 \text{ m}^2$

$$W_{CM} = (CM * \text{Area Planta}) + (PPi * Li)$$

$$W_{CM} = (387.4 * 11.90) + 0$$

$$W_{CM} = 4610.06 \text{ Kg}$$

$$W = 4610.06 + 0.25 (150.0 * 11.90)$$

$$W = 5056.31 \text{ Kg} = 5.06 \text{ Tn}$$

$$\mathbf{W = 5.06 Tn}$$

#### 6.7.8.4 CALCULO DE FX PARA MODELO SIN MURO DE CORTE

Aplicando la ecuación del CEC Parte I, Capítulo, del artículo 6.3.1.1

$$F_X = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

Como  $F_t = 0$

$$F_X = \frac{(V - 0)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

Como  $V$ , para Diseño sin Muro de Corte es:

$$V = 0.138 W_x$$

$$F_X = \frac{(0.138 * 282.38)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

$$F_X = \frac{35.02 W_x h_x}{1949.73}$$

$$\text{Piso 5 } F_X = \frac{38.97 * 67.40}{1949.73} = 1.34 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 4 } F_X = \frac{38.97 * 585.14}{1949.73} = 11.67 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 3 } F_X = \frac{38.97 * 615.87}{1949.73} = 12.29 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 2 } F_X = \frac{38.97 * 428.43}{1949.73} = 8.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 1 } F_X = \frac{38.97 * 252.89}{1949.73} = 5.04 \text{ Tn}$$

Piso	Nivel $h_i$ (m)	Peso $W_i$ (Tn)	$W_i \times h_i$ (Tn-m)	$F_x, F_y$ (Tn)	$V_x, V_y$ (Tn)
5	13.32	5.06	67.40	1.34	1.34
4	10.80	54.18	585.14	11.67	13.02
3	8.28	74.38	615.87	12.29	25.30
2	5.76	74.38	428.43	8.55	33.85
1	3.40	74.38	252.89	5.04	38.89
		<b>282.38</b>	<b>1949.73</b>	<b>38.89</b>	

Tabla N.11 Tabla de Carga  $F_x$

### 6.7.8.5 CALCULO DE FX PARA MODELO CON MURO DE CORTE

Aplicando la ecuación del CEC Parte I, Capítulo 12, del artículo 6.3.1.1

$$F_X = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

Como  $F_t = 0$

$$F_X = \frac{(V - 0)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

Como V, para Diseño sin Muro de Corte es:

$$V = 0.124 W_x$$

$$F_X = \frac{(0.124 * 282.3)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

$$F_X = \frac{35.02 W_x h_x}{1949.73}$$

$$\text{Piso 5 } F_X = \frac{35.02 * 67.40}{1949.73} = 1.21 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 4 } F_X = \frac{35.02 * 585.14}{1949.73} = 10.46 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 3 } F_X = \frac{35.02 * 615.87}{1949.73} = 11.01 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 2 } F_X = \frac{35.02 * 428.43}{1949.73} = 7.66 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 1 } F_X = \frac{35.02 * 252.89}{1949.73} = 4.52 \text{ Tn}$$

Piso	Nivel hi (m)	Peso Wi (Tn)	Wi x hi (Tn-m)	Fx, Fy (Tn)	Vx, Vy (Tn)
5	13.32	5.06	67.40	1.21	1.21
4	10.80	54.18	585.14	10.46	11.67
3	8.28	74.38	615.87	11.01	22.68
2	5.76	74.38	428.43	7.66	30.34
1	3.40	74.38	252.89	4.52	34.86
		<b>282.38</b>	<b>1949.73</b>	<b>34.86</b>	

Tabla N.12 Cálculo de Carga Fx

## 6.7.9 MODELACIÓN EN ETABS

### Abrir ETABS

Clic en la parte inferior derecha para seleccionar o elegir unidades. (Kgf-m, de preferencia).

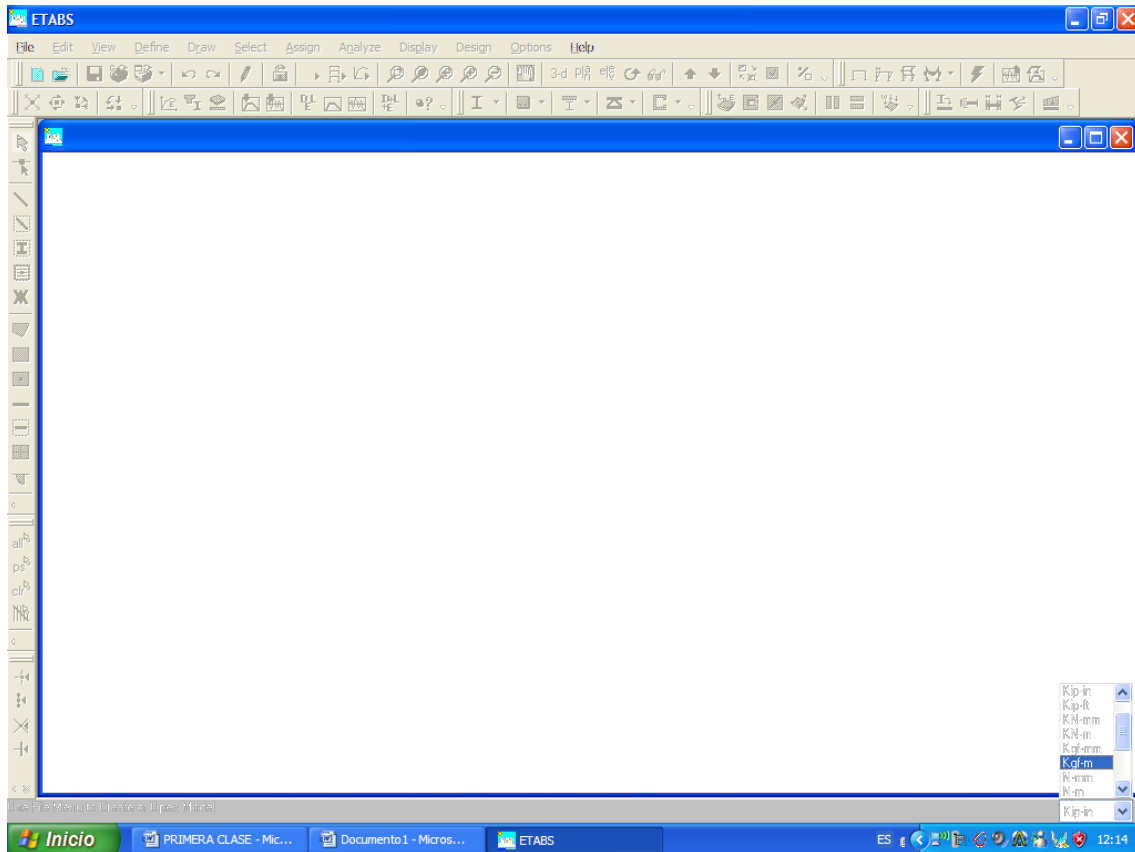
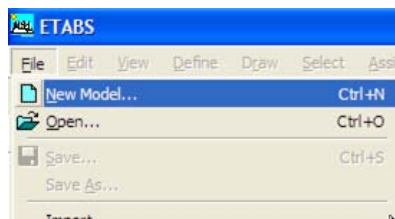


Gráfico 40

Clic en file (archivo Nuevo)



Este cuadro que aparece inmediatamente después y ofrece las siguientes opciones:

**Choose.edb:** Permite utilizar propiedades de los materiales utilizados en otro cálculo.

**Default.edb:** El programa utiliza propiedades de los materiales que incorpora dentro de su memoria por defecto.

**No:** Para crear propiedades de usuario, que más adelante se explicará.

Como en este caso se trata de una guía técnica de cálculo y su fin es el ingreso de propiedades de los materiales, se descarta utilización de de Choose.edb y Default.edb.

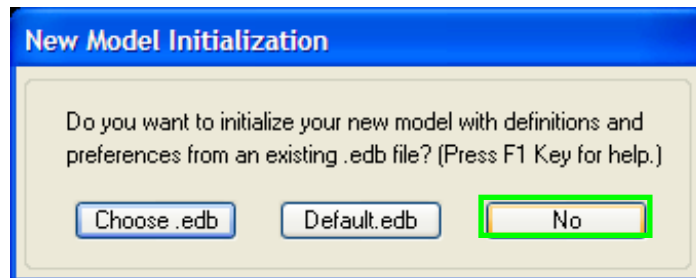


Gráfico 41

En Grid Dimension (Plan), seleccionar custom grid spacing, para estructuras con ejes desiguales, como el presente caso. Y seleccionaremos Uniform Grid spacing cuando se tiene casos de ejes simétricos.

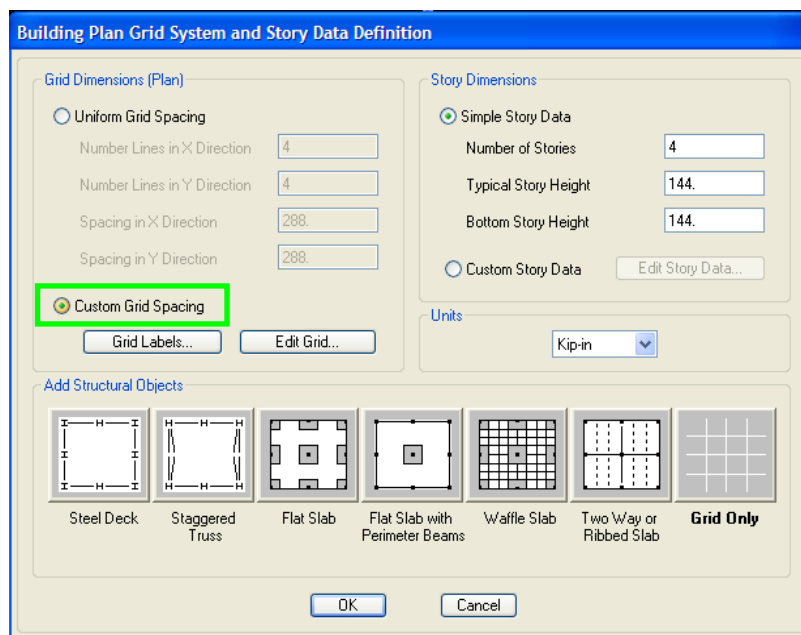


Gráfico 42

Elegir Edit Grid, para editar las dimensiones de las luces.

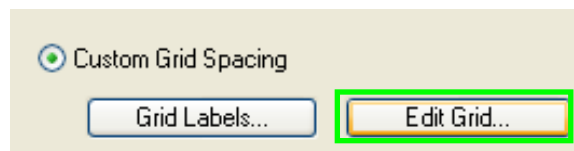


Gráfico 43

En el siguiente cuadro digitar con los datos de las luces de los ejes de la estructura:

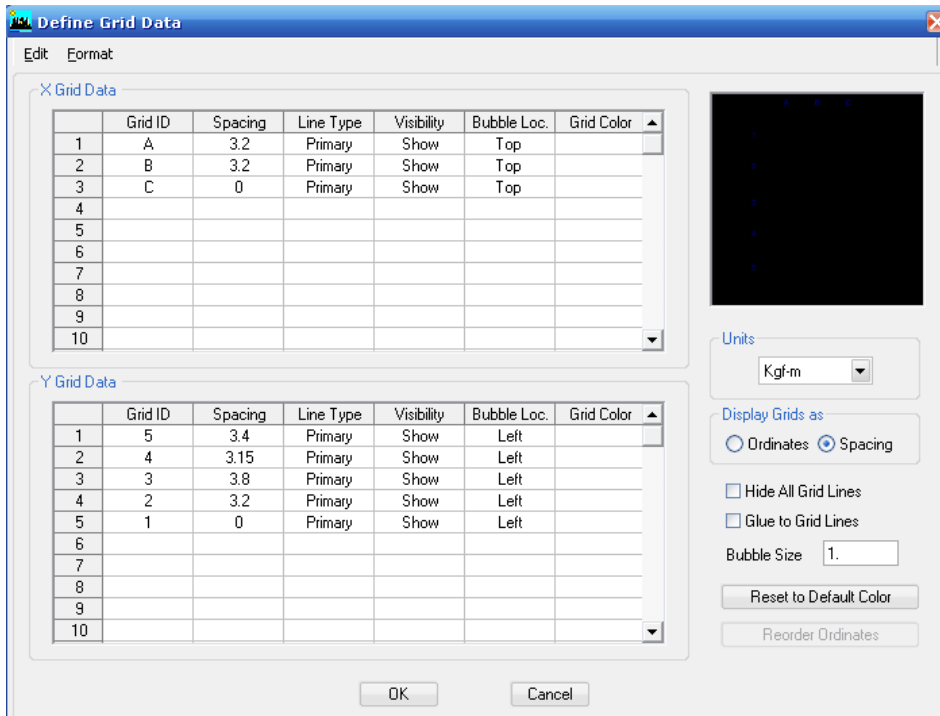


Gráfico 44

En la columna de Grid ID (Identificación del Eje de izquierda a derecha), digitaremos la identificación del eje.

De la misma manera se realizará en sentido y-y , con la única diferencia que al digitar se colocará inversamente iniciando de abajo hacia arriba.

En Ordinates, ingresar valores con distancias acumuladas de eje a eje

Con Spacing, ingresar valores de luces independientes entre ejes

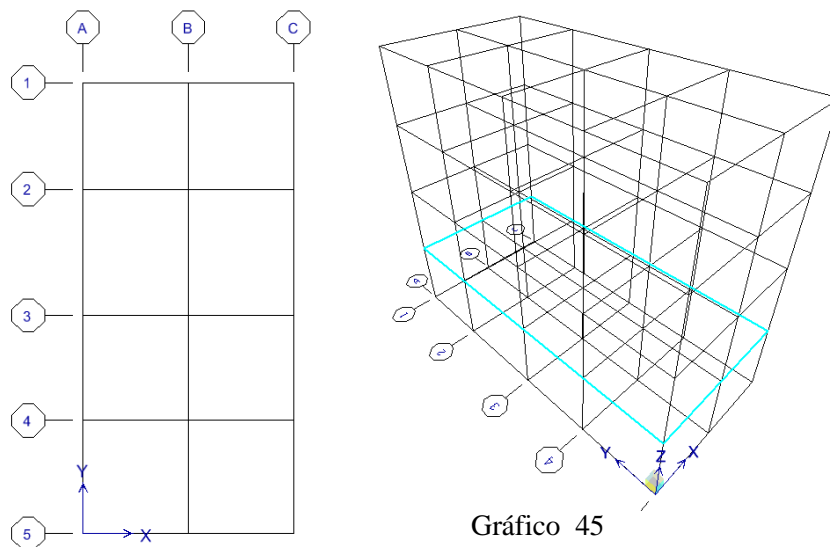


Gráfico 45

A continuación regresar al cuadro principal y dirigirse a Story Dimensions y:

- Number Stories. Digitar el número de pisos de la estructura.
- Typical Story Height: Es la altura tipo de los pisos superiores al de la primera planta.
- Bottom Stoy Height: Es la altura de la planta baja.

Después Clic en Grid Only y Ok.

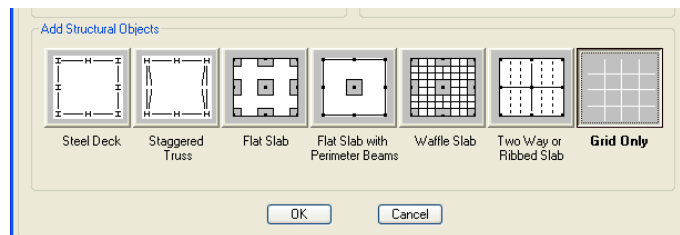
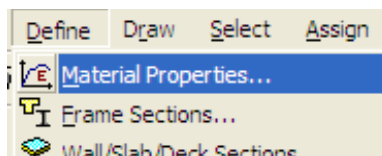


Gráfico 46

#### 6.7.9.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para definir las propiedades de los materiales clic en **Define**:



Después clic en Add New Material

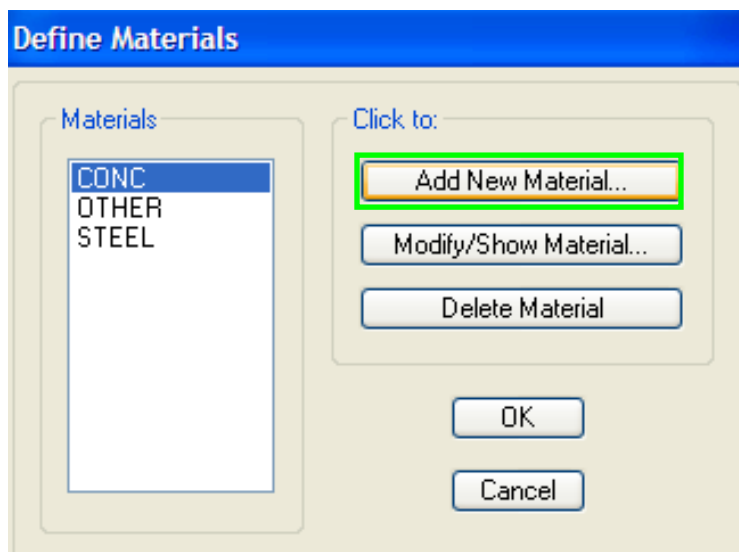


Gráfico 47

Añadir el nombre en **Material Name** (HORM210)

Propiedades de los Materiales (Kg/m)	
Mass per Unit Volume (Masa por Unidad por Volumen) <b>(Peso por unidad de volumen / gravedad) = 2400 / 9.81</b>	245.65
Weight per Unit Volume (Peso por Unidad de Volumen)	2400
Modulus of Elasticity (Módulo de Elasticidad del Concreto):	2385363400
Poisson's ratio (Radio de Poisson):	0.20
Coeff. of Thermal Expansion (Coeficiente de Expansión de Temperatura):	1.08E-05
Specified Conc Comp Strenght, f'c (Resistencia del Concreto a compresión)	2100000
Bending Reinf. Yield Stress, fy (Refuerzo a flexión. Resistencia a tracción (fy): Refuerzo Longitudinales	42000000
Shear Reinf. Yield Stress, (Refuerzo de corte. Resistencia a Tracción) fys: Refuerzo Transversal	42000000

Tabla N.13 Propiedades de los Materiales

Algunos Valores indicados y obtenidos en la Pág. 52

Los valores de la tabla ingresar en *Material Property Data* y Presionar Ok.

Gráfico 48



## 6.7.9.2 DEFINICIÓN DE SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS

Clic en Define

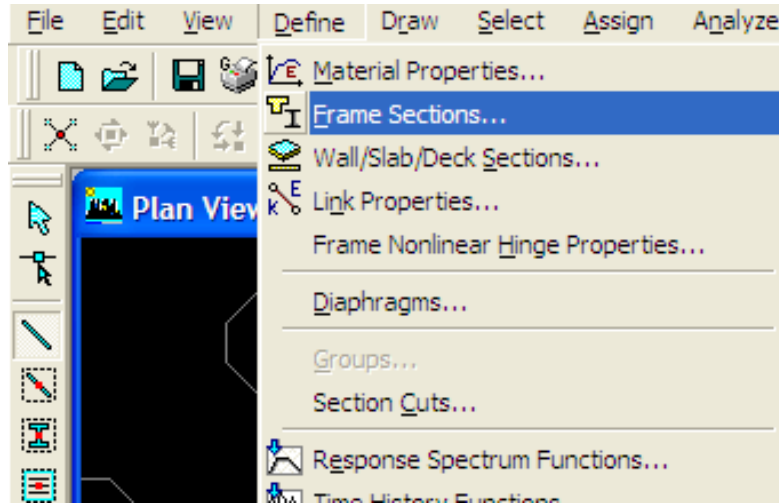


Gráfico 49

Se recomienda borrar todas las opciones que muestran por defecto el programa.

(Para eliminar las opciones mostradas se debe marcar todas las propiedades en la lista y presionar Delete Property).

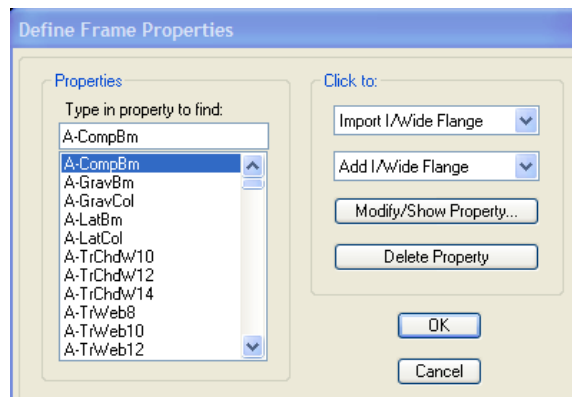


Gráfico 50 (a)

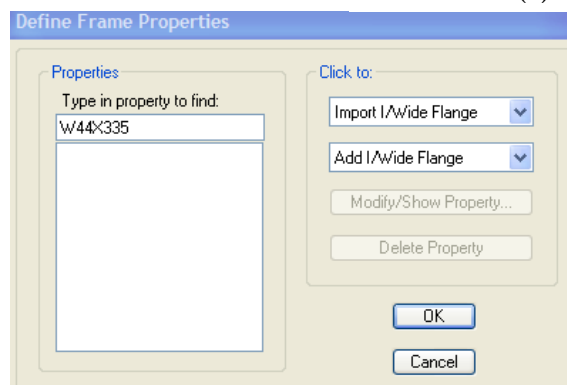


Gráfico 50 (b)

Presionar en la pestaña y se desplegara una lista, en la cual se debe seleccionar Add Rectangular.

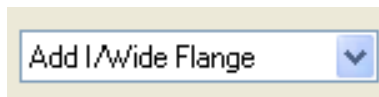
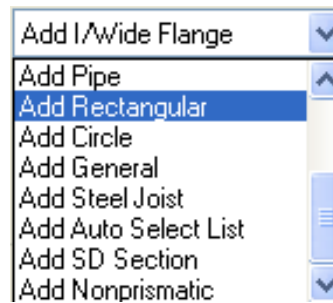


Gráfico 51



En este cuadro de dialogo se debe ingresar dimensiones y propiedades de vigas o columnas.

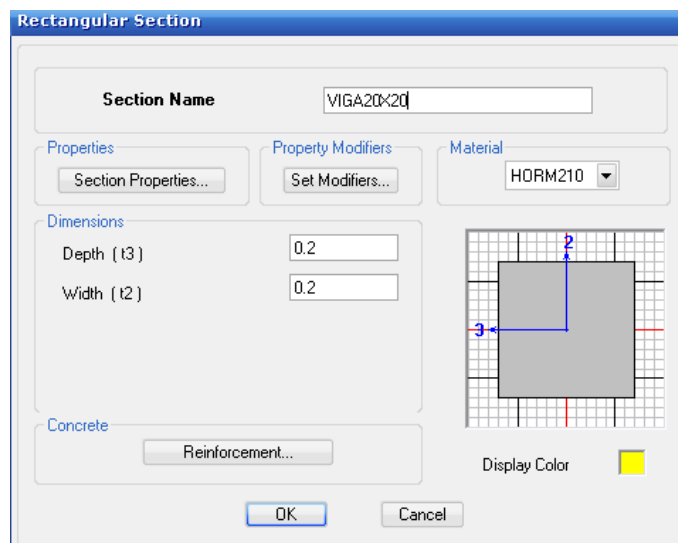


Gráfico 52

Escoger Propiedad del material (Hormigón 210Kg/cm<sup>2</sup>)

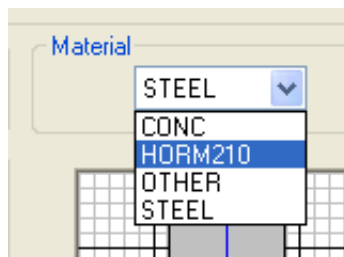


Gráfico 53

Digitar dimensiones de la viga

Depth (t3)	<input type="text" value="0.2"/>
Width (t2)	<input type="text" value="0.2"/>

Gráfico 54

Clic en reinforcement

Concrete

Gráfico 55

Hacer clic en **Beam**, para que este elemento Frame funcione como Viga

Reinforcement Data

Design Type

Column  Beam

Concrete Cover to Rebar Center

Top

Bottom

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>
Bottom	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>

Gráfico 56

Como recubrimientos establecidos en el prediseño de vigas fue de 3cm = 0.03m, digitar en los espacios en blanco de Top y Bottom (que hace referencia a recubrimiento superior e inferior respectivamente). Presionar Ok al finalizar

Concrete Cover to Rebar Center

Top

Bottom

Gráfico 57

Al regresar a la ventana de propiedades clic en Set Modifiers:

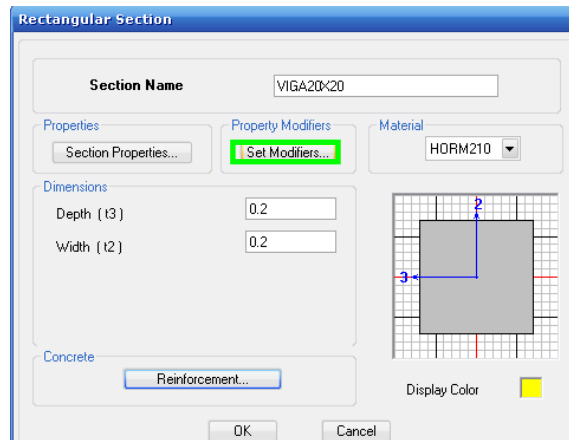


Gráfico 58

De acuerdo al CEC, parte I, (Capítulo 12), en el artículo 6.1.2.1 “Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas  $I_{cr}$  de los elementos estructurales, de la siguiente manera:  $0,5 I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y  $0,8 I_g$  para columnas, siendo  $I_g$  el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de  $0,6 I_g$  y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos). Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada”.

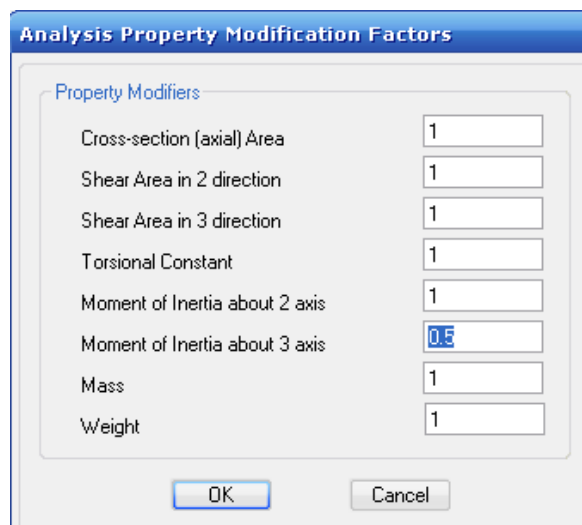


Gráfico 59

Para establecer sección de columnas realizar el mismo procedimiento que se realizó para vigas.

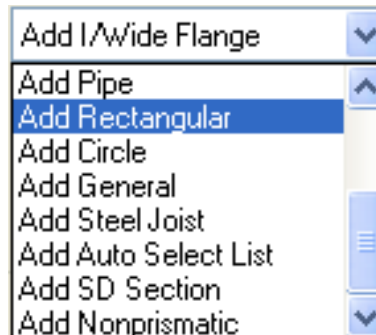


Gráfico 60

Ingresar el nombre que va a identificar a este tipo de columna

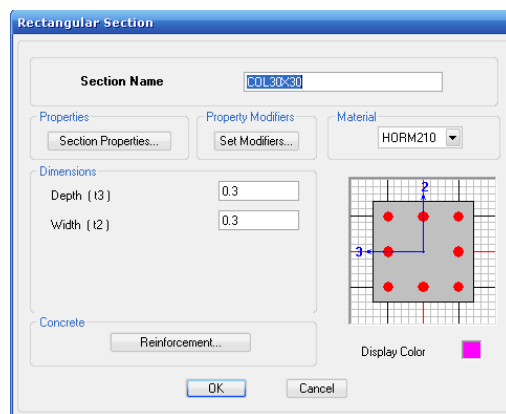


Gráfico 61

Clic en reinforcement

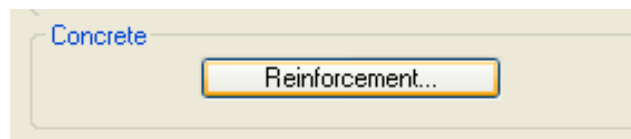


Gráfico 62

Mantener activado Column. Por otra parte, la estructura está compuesta de columnas rectangulares, activar rectangular en Configuración del refuerzo.

Más abajo se encuentra el refuerzo lateral o transversal (**Ties**, representa a los estribos y **Spiral** al zuncho).

**Reinforcement Data**

Design Type  
 Column  Beam

Configuration of Reinforcement  
 Rectangular  Circular

Lateral Reinforcement  
 Ties  Spiral

Rectangular Reinforcement  
Cover to Rebar Center: 0.03  
Number of Bars in 3-dir: 3  
Number of Bars in 2-dir: 3  
Bar Size: #6  
Corner Bar Size: #7

Check/Design  
 Reinforcement to be Checked  
 Reinforcement to be Designed

OK Cancel

Gráfico 63

Activar *Reinforcement to be Designed*, porque el área de refuerzo, es lo que se procederá a diseñar. Presionar ok. (Obsérvese en el siguiente grafico las barras distribuidas) Numero de barras 3 por cara. Escoger El tamaño de la barra, para luego chequear, términos que columna fuerte, viga débil. Hacer clic sobre Set Modifiers.

**Rectangular Section**

Section Name: COL30x30

Properties: Section Properties...  
Property Modifiers: Set Modifiers...  
Material: HORM210

Dimensions  
Depth (t3): 0.3  
Width (t2): 0.3

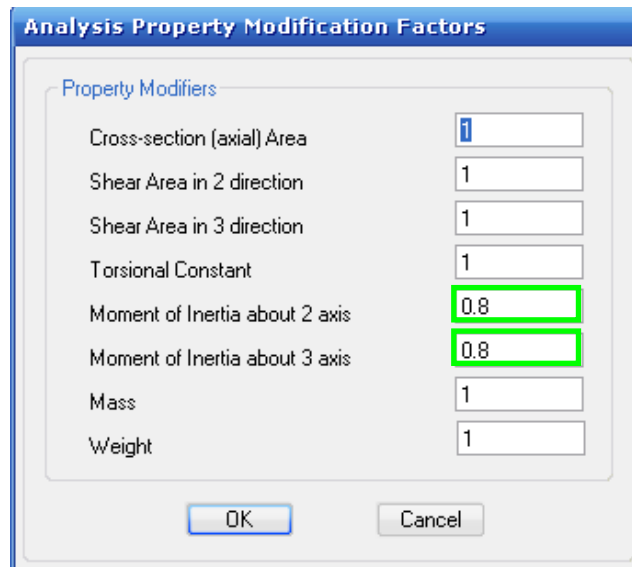
Concrete: Reinforcement...

Display Color: [Pink Square]

OK Cancel

Gráfico 64

Cambiar factores de Momento de Inercia de acuerdo, a los momento de Inercia por Agrietamiento que dispone el Código en el artículo 6.1.2.1 del CEC, parte I, (Capítulo 12).



Presionar OK

Gráfico 65

### 6.7.9.3 CREACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para colocar vigas y columnas de la estructura en la malla, hacer clic por recomendación en Similar Stories ubicado en la parte derecha inferior del ETABS.





Gráfico 66

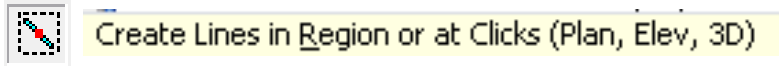
- **One Story:** Esta opción permite que cualquier modificación que se efectúe únicamente en la planta que se encuentre en uso o activada.
- **All Stories:** Cualquier modificación se realizará en todos los pisos.
- **Similar Stories:** Los cambios realizados harán efecto sobre los pisos activados como similares en base a un piso máster o patrón.

### 6.7.9.3.1 COLOCACIÓN DE VIGAS

En la barra izquierda del Etabs se localizan las siguientes funciones:

-  Coloca la vigas marcando de nudo a nudo. (Se utiliza cuando la estructura está compuesta por vigas que son diagonales, es decir para vigas diferentes a 0 y 90°)
-  Con este ícono dibujaremos únicamente marcando sobre la plantilla de la viga. (Para casos diferentes a los anteriores.)

En esta estructura se recomienda utilizar el siguiente:



En el cuadro de Propiedades del Objeto, escoger la propiedad del elemento frame, que representa a la viga que se desea ubicar sobre la malla.

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	VIGA20x20
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.

Gráfico 67

Marcar sobre el alineamiento de la malla sobre la cual se ubicar las vigas

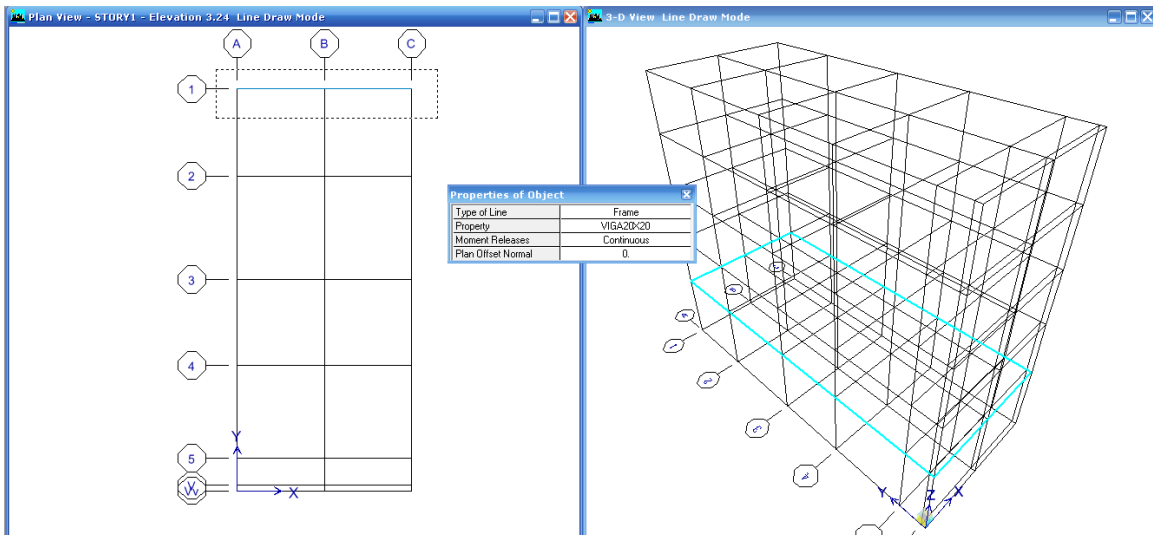


Gráfico 68

Este proceso es iterativo con el resto de vigas a ubicarse sobre la malla.



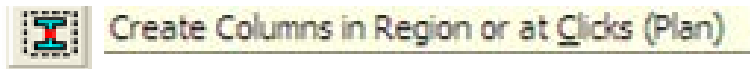
### 6.7.9.3.2 COLOCACIÓN DE COLUMNAS

Activar Similar Stories, para que al crear las columnas se lo haga en todos los pisos.



Gráfico 69

Clic en



Posteriormente en Property escoger COLUMNA30x30.

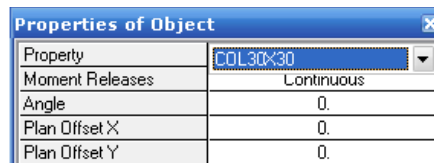


Gráfico 70

Después marcar toda la estructura. Nótese en la ventana 3D que automáticamente se agregó las restricciones, en la base de las columnas.

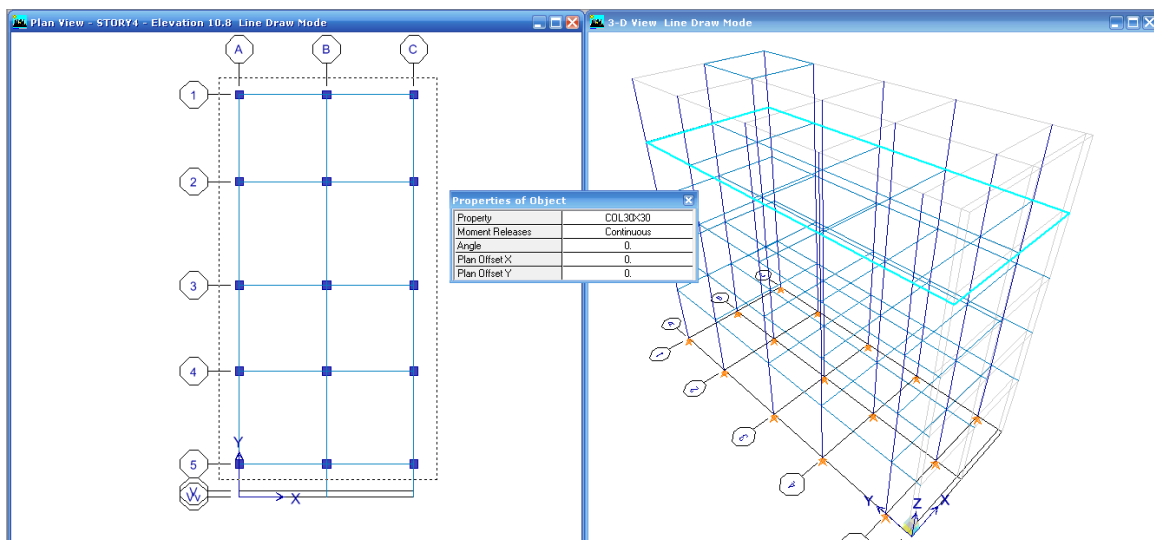


Gráfico 71

Si existiera otro tipo de columnas seleccionar sobre la pestaña de opción de propiedades. En caso de que las columnas ascendieran a un piso que no debían solo marcar los tramos de excedente y suprimir.

#### 6.7.9.4 RESTRICCIONES

Para asignar la restricción correspondiente a las bases de las columnas, dirigirse a la planta baja, con estos comandos:

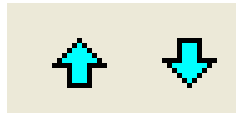


Gráfico 72

Marcar toda la planta:

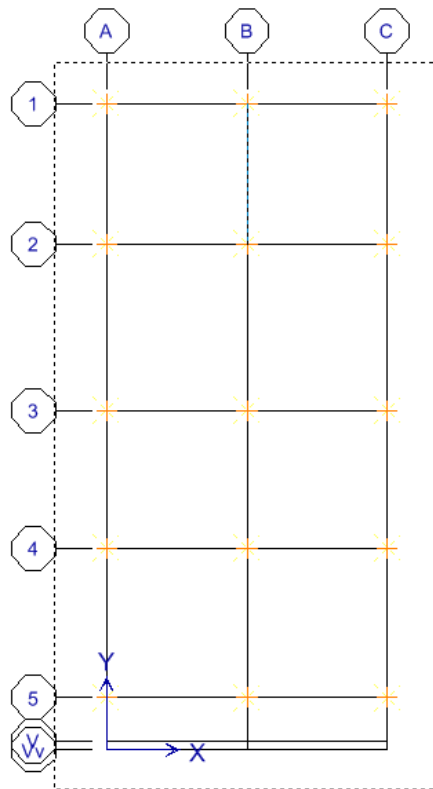


Gráfico 73

Clic en Assign

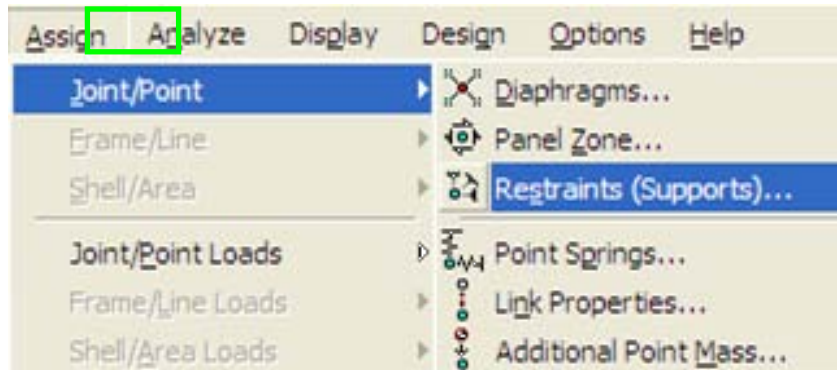


Gráfico 74

Marcar el icono de empotramiento, o elegir todas las opciones. Presionar Ok



Gráfico 75

Véase el empotramiento en la Ventana 3D de ETABS en la base.

Para chequear visualmente que todos los elementos estén ubicados en la malla, hacer clic sobre:



Y presionar

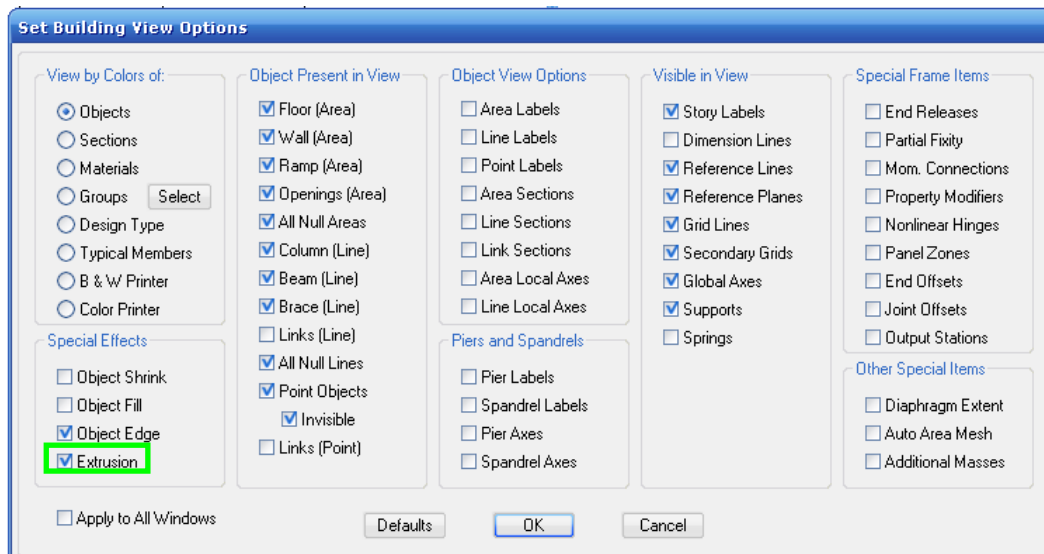


Gráfico 76

Nota: Para observar en extrusión, se debe marcar la ventana en la cual se desea controlar.  
(En este caso se activo ventana 3D)

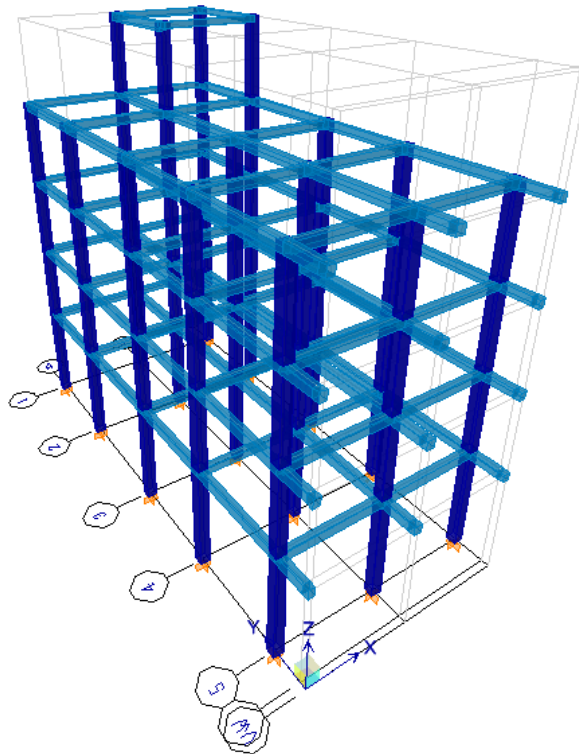


Gráfico 77

## 6.7.9.5 MODELACIÓN DE LOSA DE ENTREPISO

### 6.7.9.5.1 LOSA EQUIVALENTE PARA ETABS

Se debe crear una placa que transmita las cargas a las vigas y a las columnas.

El ETABS, no cuenta con una función que permita aplicar losa nervada, sin embargo lo que si acepta es la colocación de una losa maciza. Para conseguir la aplicación de una losa nervada bidireccional, se puede realizar mediante una aplicación de losa maciza que sea equivalente.

A continuación se detallará dos métodos de los cuales se recomienda tomar el valor mayor obtenido:

#### 6.7.9.5.1.1 MÉTODO 1: PESO ESPECÍFICO

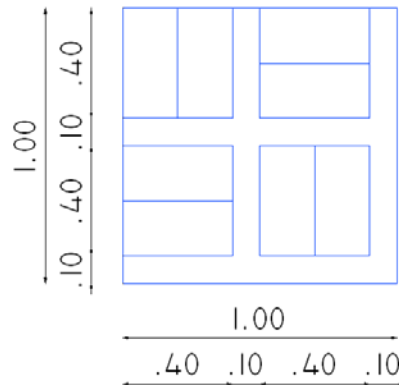


Gráfico 78

Volumen de Hormigón en Nervios para cada m<sup>2</sup> (Si Losa de 15cm → h=0.10m)

$$v \text{ H}^\circ \text{ Nervios} = b * h * l$$

$$v \text{ H}^\circ \text{ Nervios} = 0.10\text{m} * 0.10\text{m} * ((2 * 1.00\text{m}) + (4 * 0.40\text{m}))$$

$$v \text{ H}^\circ \text{ Nervios} = 0.036 \text{ m}^3 @ \text{ m}^2$$

Volumen de Hormigón en Loseta (e=0.05m)

$$v \text{ H}^\circ \text{ Loseta} = b * h * e$$

$$v \text{ H}^\circ \text{ Loseta} = 1.00\text{m} * 1.00\text{m} * 0.05\text{m}$$

$$v \text{ H}^\circ \text{ Loseta} = 0.05 \text{ m}^3 @ \text{ m}^2$$

### Volumen Total de Hormigón en Losa

$$v H^{\circ} = v H^{\circ} \text{ Nervios} + v H^{\circ} \text{ Loseta}$$

$$v H^{\circ} = 0.036 \text{ m}^3 + 0.05 \text{ m}^3$$

$$v H^{\circ} = 0.086 \text{ m}^3 @ \text{ m}^2$$

Masa del Concreto en cada metro cuadrado (Si  $\rightarrow$  densidad de concreto armado  $2400\text{Kg}/\text{m}^3$ , es  $H^{\circ}A^{\circ}$ , debido al refuerzo longitudinal existente que se distribuye en los nervios, o se puede tomar valores obtenidos por experimento):

$$d = \frac{m}{v}$$

$$m H^{\circ}A^{\circ} = d * v H^{\circ}$$

$$m H^{\circ}A^{\circ} = 2400\text{Kg}/\text{m}^3 * 0.086\text{m}^3$$

$$m H^{\circ}A^{\circ} = 206.40 \text{ Kg} @ \text{ m}^2$$

### Masa del Bloque

Pesos de Bloques por Unidad		
h Losa (cm)	h Bloque (cm)	Carga por unidad Kg/u
15	10	7
20	15	8
25	20	9

Cuadro N20 Pesos de Bloques

De acuerdo a la tabla h Losa = 15cm  $\rightarrow$  bloque 7Kg/u

Como entran 8 bloques en cada metro cuadrado, entonces

$$m \text{ bloque} = 8u @ \text{ m}^2 * 7\text{Kg}/u$$

$$m \text{ bloque} = 56.00 \text{ Kg} @ \text{ m}^2$$

### Masa Total entre Hormigón Armado + Bloque

$$m = m H^{\circ}A^{\circ} + m \text{ bloque}$$

$$m \text{ bloque} = 206.40\text{Kg} + 56.00\text{Kg}$$

$$m \text{ bloque} = 262.40 \text{ Kg} @ \text{ m}^2$$

### Losa Maciza Equivalente

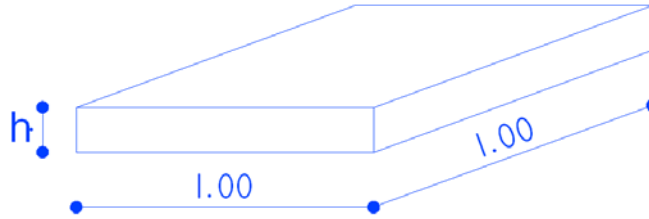


Gráfico 79

De la ecuación de la densidad:

$$d = \frac{m}{v}$$

$$v = \frac{m}{d}$$

Si  $\rightarrow v = b * h * l$

$$b * h * l = \frac{m}{d}$$

$$h = \frac{m}{b * l * d}$$

$$h = \frac{262.40 \text{ Kg}}{1.00 * 1.00 * 2400 \text{ Kg/m}^3}$$

$$h = 0.1093 \text{ m} \sim 10.93 \text{ cm}$$

Según el método de Peso específico la equivalencia de una losa aligerada de 15cm de espesor ha sido equivalente a 10.93cm en losa maciza.

$$h \text{ Losa aligerada } 15 \text{ cm} = h \text{ Losa maciza } 10.93 \text{ cm}$$

#### 6.7.9.5.1.2 MÉTODO 2: INERCIAS

Para calcular por el método de inercias, se toma al nervio como una viga “T”

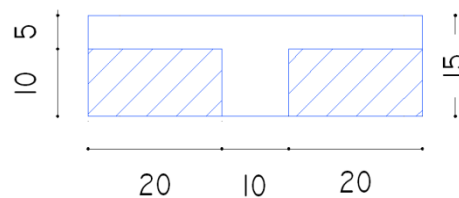


Gráfico 80

Calcular el Centro de gravedad desde la fibra inferior de la nervadura

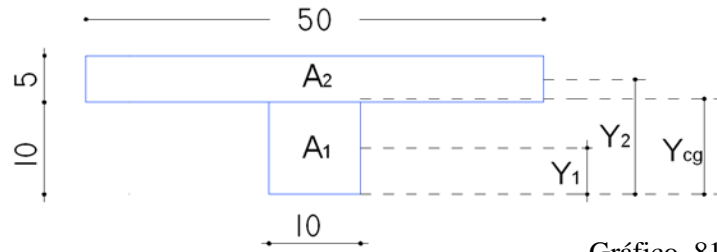


Gráfico 81

$$A_1 = 10\text{cm} * 10\text{cm}$$

$$A_1 = 100\text{cm}^2$$

$$A_2 = 5\text{cm} * 50\text{cm}$$

$$A_2 = 250\text{cm}^2$$

$$Y_{cg} = \frac{\sum M}{\sum A}$$

Donde:

$\Sigma M$  : Sumatoria de Momentos desde la fibra inferior de la nervadura.

$\Sigma A$  : Sumatoria de Áreas (de la Nervadura y loseta).

$$Y_{cg} = \frac{(A_1 * Y_1) + (A_2 * Y_2)}{A_1 + A_2}$$

$$Y_{cg} = \frac{(100 * 5) + (250 * 12.5)}{100 + 250}$$

$$Y_{cg} = 10.36 \text{ cm}$$

Cálculo de Inercias

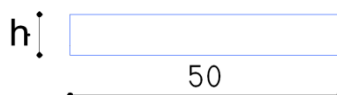
$$I_{cg} = I_{cg1} + I_{cg2}$$

$$I_{cg} = \left[ \frac{b_1 * h_1^3}{12} + (A_1 * (Y_{cg} - Y_1)^2) \right] + \left[ \frac{b_2 * h_2^3}{12} + (A_2 * (Y_2 - Y_{cg})^2) \right]$$

$$I_{cg} = \left[ \frac{10 * 10^3}{12} + (100 * (10.36 - 5)^2) \right] + \left[ \frac{50 * 5^3}{12} + (250 * (12.5 - 10.36)^2) \right]$$

$$I_{cg} = 5372.02 \text{ cm}^4$$

Cálculo de h equivalente.





Desprendiéndose de la Ecuación de Inercia para elemento uniforme (este tipo de losa es sección constante)

$$I_{cg} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{I_{cg} * 12}{b}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{5372.02 * 12}{50}}$$

$$h = 10.88 \text{ cm}$$

Según el método de inercias la equivalencia de una losa aligerada de 15cm de espesor ha sido equivalente a 10.88cm en losa maciza.

*h Losa aligerada 15cm ~ h Losa maciza 10.88cm*

Comparar y seleccionar el valor mayor obtenido entre los dos métodos desarrollados anteriormente:

**Método 1:**  $h_{\text{losa maciza}} = 10.93 \text{ cm}$

**Método 2:**  $h_{\text{losa maciza}} = 10.88 \text{ cm}$

**$h_{\text{losa maciza asumido}} = 10.93 \text{ cm}$**

#### 6.7.9.5.2 MODELACIÓN DE LOSA COMO MEMBRANA EN ETABS

Para crear la membrana que va a representar a la losa, se debe proceder de la siguiente manera:

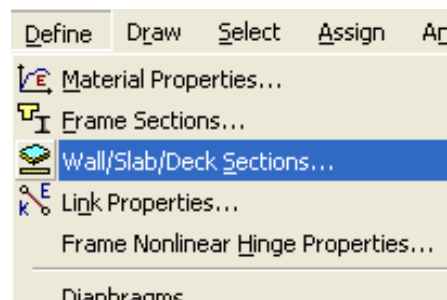


Gráfico 82

En la siguiente lista escoger Slab, la cual permite modelar como losa maciza.

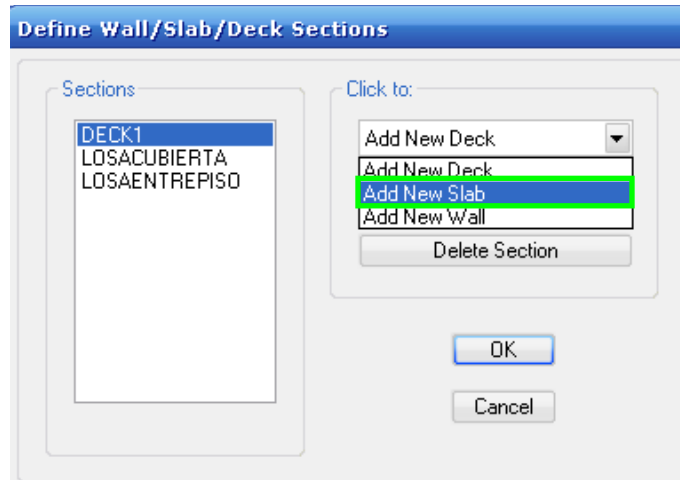


Gráfico 83

En **Membrane** y **Bending** colocar el espesor de losa maciza. Posteriormente activar la opción **Membrane**, Presionar Ok y proceder de la misma manera para crear losa de cubierta.

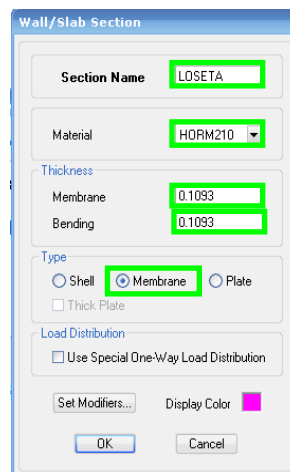


Gráfico 84

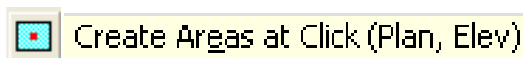
#### 6.7.9.5.2.1 ASIGNACIÓN DE LA LOSA

Ubicarse en el piso que se desea asignar la losa. Se recomienda aplicar pisos similares



Gráfico 85

Clic en,



para crear losas (hacer en cada uno de los tableros).

Seleccionar la losa de entrepiso.

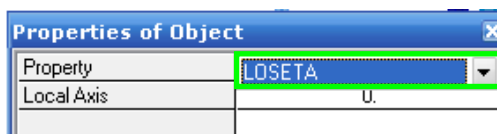


Gráfico 86

Luego marcar en el centro de cada tablero. Obsérvese una vez terminado los procesos, con la función del ETABS, conocido como “Extrusión”.

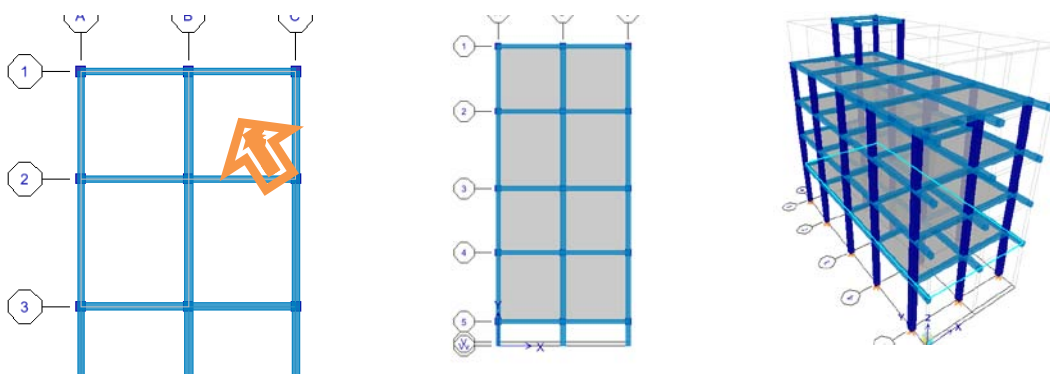


Gráfico 87

Como se observa, las zonas en color gris, verifican la aplicación de la membrana en la estructura. Se procede de la misma manera para colocar la losa de cubierta (No olvidarse cambiar a One Story).

#### 6.7.9.6 ESTADOS DE CARGA

Para ingresar los estados de carga se debe efectuar lo siguiente:

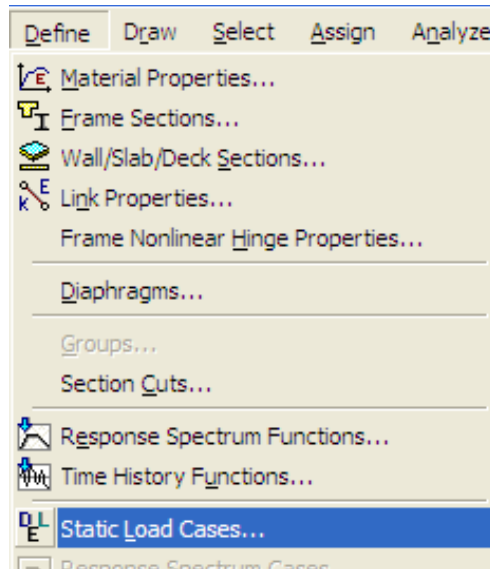


Gráfico 88

Ingresar los estados de carga, (con la identificación, tipo de carga, y factores respectivos) y posteriormente hacer clic sobre Add New Load.

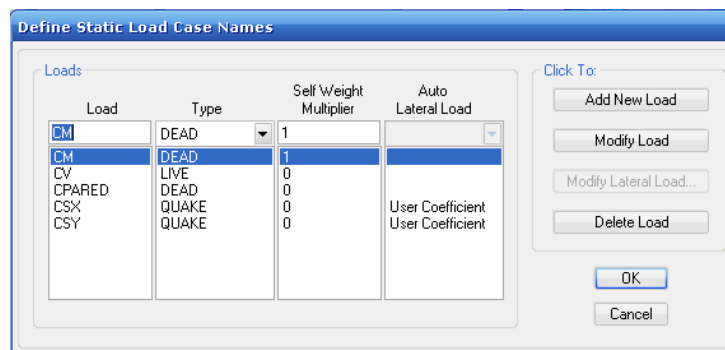


Gráfico 89

Para agregar cargas sísmicas tanto en sentido “X” como en “Y”, se debe digitar una denominación para reconocer a futuro el caso de carga y posteriormente, en el menú desplegable Type, seleccionar QUAKE, mientras tanto que en Auto Lateral Load, escoger User Coefficient. Finalmente hacer clic sobre Add New Load.

Para modificar cargas sísmicas, hacer clic sobre:



Activar X Dir + Eccen Y, con un **porcentaje de excentricidad accidental** del 5% → Ecc Ratio (all Diaph.) = 0.05 (esto se refiere a un incremento en 5% de radio en el punto donde se ubica el centro de masas). Por otra parte para ingresar coeficiente de **cortante basal**, en las cargas sísmicas tanto CSX, como CSY, se debe ingresar el valor en el casillero en blanco correspondiente a; “Case Shear Coefficient, C”

The image shows a software dialog box titled "User Defined Seismic Loading". It is divided into several sections:

- Direction and Eccentricity:** Contains radio buttons for "X Dir", "Y Dir", "X Dir + Eccen Y" (which is selected and highlighted with a green box), "Y Dir + Eccen X", "X Dir - Eccen Y", and "Y Dir - Eccen X". Below these are a text input field for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" containing "0.05" and a button labeled "Override...".
- Factors:** Contains two text input fields: "Base Shear Coefficient, C" with the value "0.138" (highlighted with a green box) and "Building Height Exp., K" with the value "1".
- Story Range:** Contains two dropdown menus: "Top Story" set to "STORY5" and "Bottom Story" set to "BASE".

At the bottom right of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Gráfico 90

Presionar Ok.

## 6.7.9.7 ASIGNACIÓN DE CARGAS

### 6.7.9.7.1 CARGA MUERTA

Marcar cada uno de los tableros en planta. (Mantener activado similar stories)

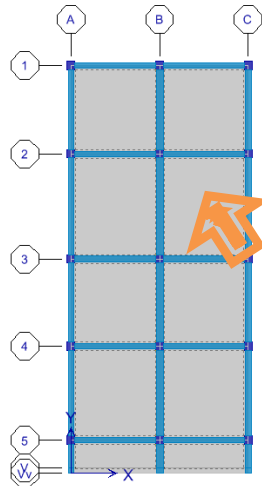


Gráfico 91

Posteriormente clic en Assign

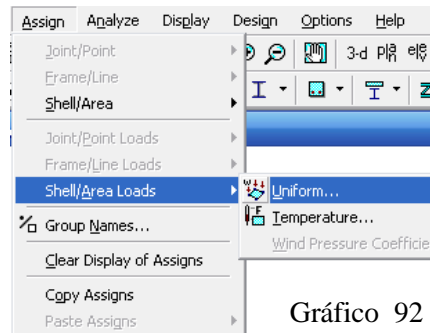


Gráfico 92

Seleccionar CM, que representa a la carga muerta, e ingresar el valor de 387.40Kg/m<sup>2</sup> (Valor calculado de Cuantificación de cargas). Presionar OK

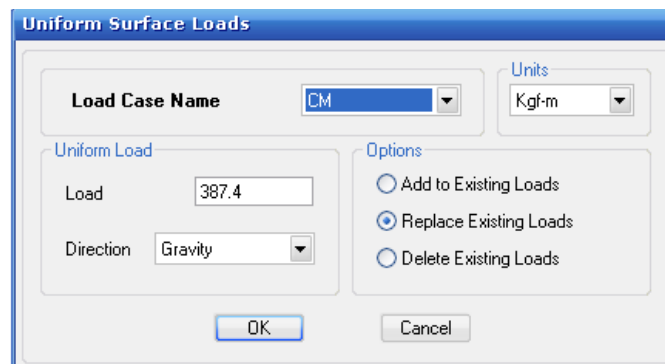


Gráfico 93

Nótese asignación de cargas en planta

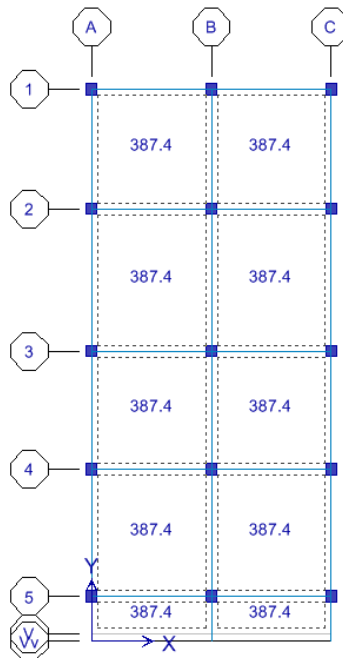


Gráfico 94

#### 6.7.9.7.2 CARGA VIVA

Para aplicar carga viva efectuar el mismo procedimiento, y digitar el valor de carga viva. Para este caso es  $CV= 150\text{Kg/m}^2$ .

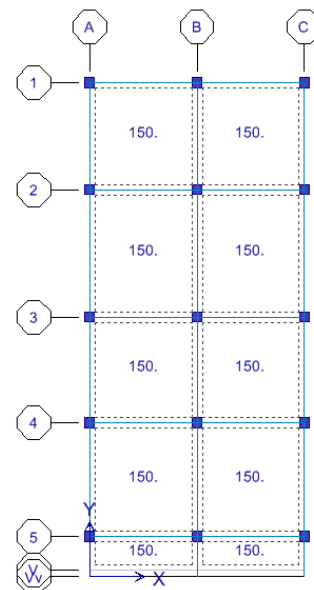
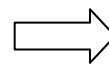
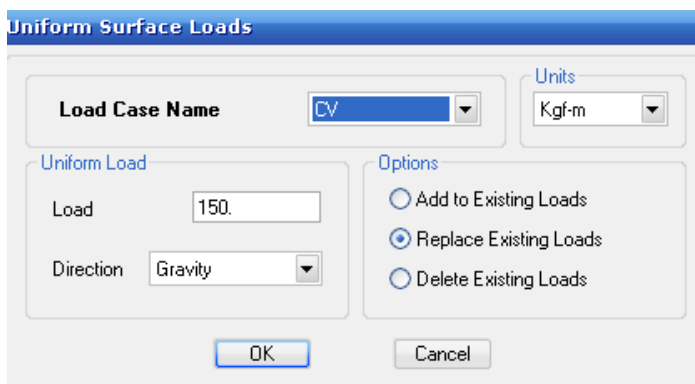


Gráfico 95

### 6.7.9.7.3 CARGA DE PARED

La carga que se debe aplicar a los tableros se debe calcular de la siguiente manera:

Tomar la longitud de la pared que se construirá en un vano determinado y transformarlo en carga por cada metro cuadrado, de tal forma que se consiga una modelación como si todo el tablero contribuye con el mismo incremento de carga.

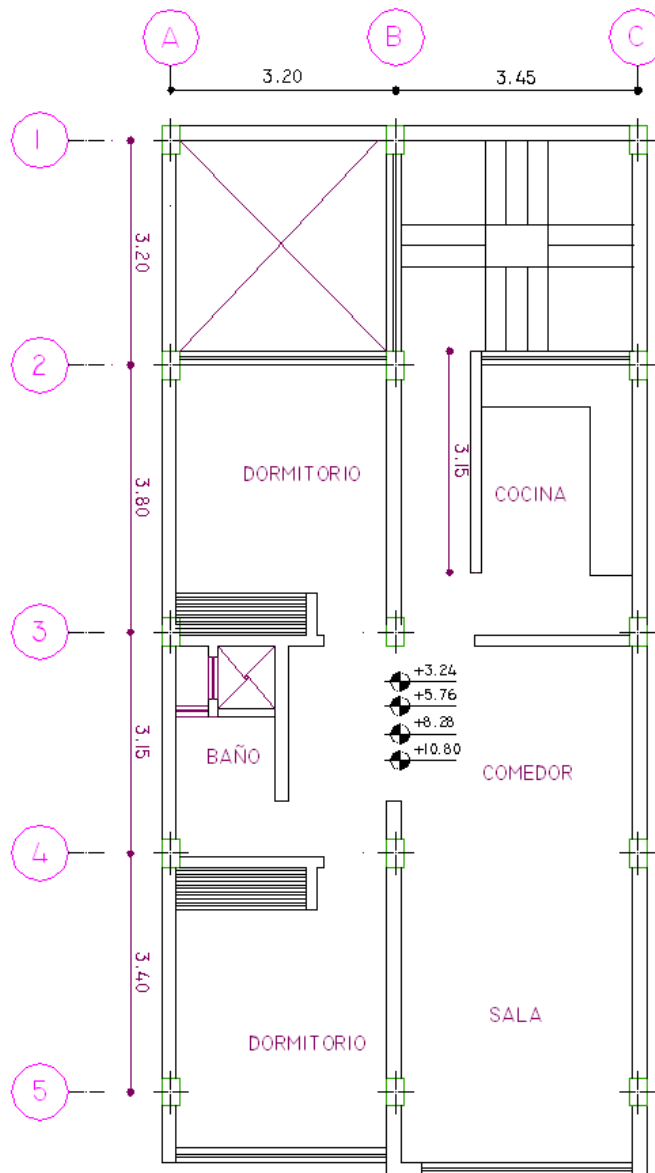


Gráfico 96



Carga de Pared sobre la losa.

$$CMP = CMPP_1 + CMPP_2$$

Como no existe ninguna pared tipo 2 que se aplique a la losa (ver planta en pág. 139):

$$CMPP_2 = 0$$

$$CMP = CMPP_1 + 0$$

Para calcular la carga por Pared Tipo 1, se ha tomado como más crítica a la pared del tablero B-C, 2-3 (ver planta en pág. 139)

Datos:

PP1 = 569 Kg/mL (Capítulo 6.7.3)

$L_1 = 3.15\text{m}$  (Pág 139)

Area Tributaria del Tablero B-C, 2-3 =  $3.45 * 3.80$  (Véase planta en pág. 139)

$$CMP = \frac{PP_1 * L_1}{\text{Area Tributaria}} + 0$$

$$CMP = \frac{569\text{Kg/m} * 3.15\text{m}}{3.45\text{m} * 3.80\text{m}}$$

$$CMP = 136.72 \text{ Kg/m}^2$$

Para aplicar Cargas de Pared, seleccionar los tableros que soportan paredes. Si bien es cierto no todos soportan la misma carga por pared, pero se recomienda tomar el más crítico, para aplicarlos a todos los tableros que resisten pared. (véase Grafico 97)

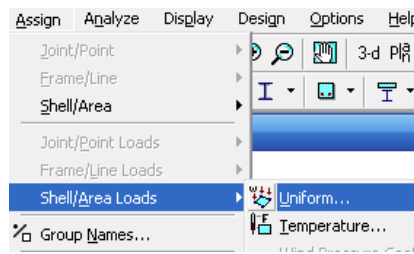
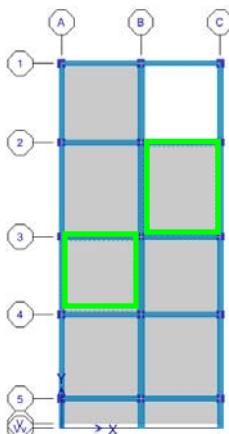
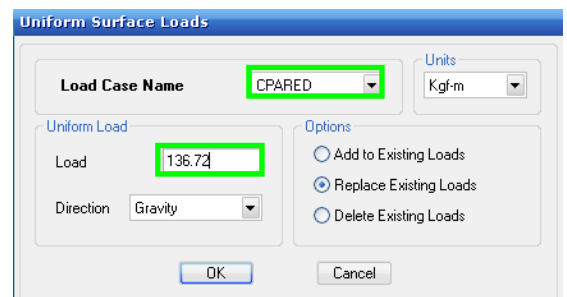


Gráfico 97



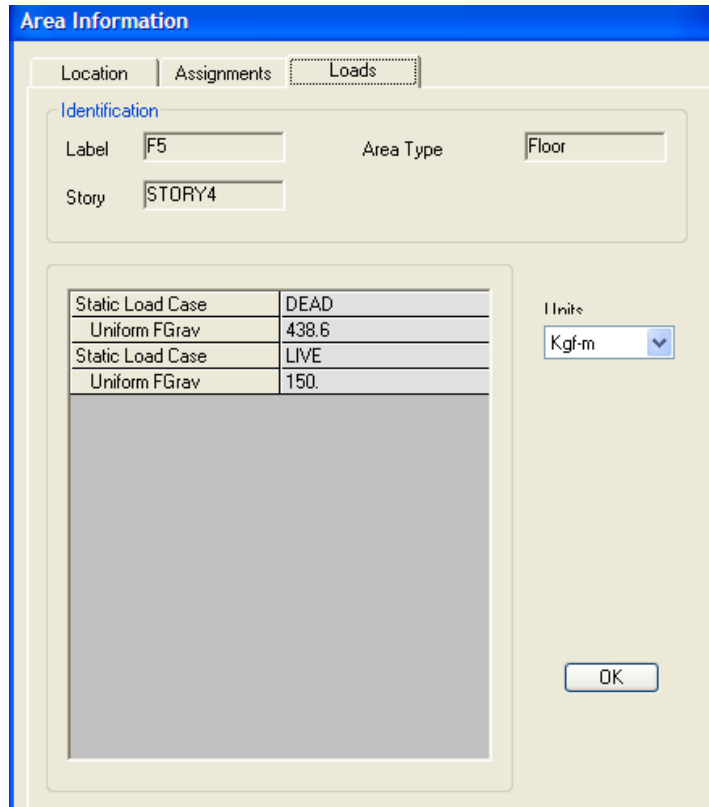


Gráfico 98

O en su defecto chequear de la siguiente manera:

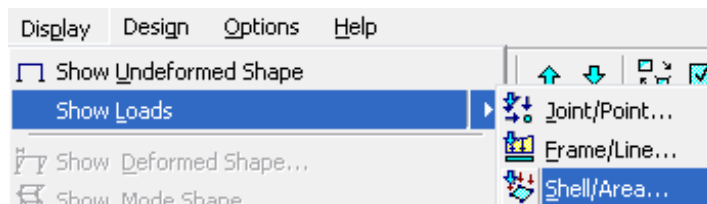


Gráfico 99

Escoger la carga que desea verificarse su aplicación

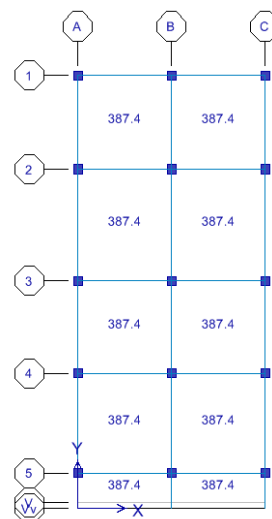
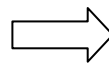
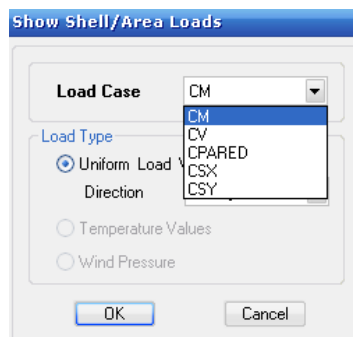


Gráfico 100

#### 6.7.9.10 COMBINACIONES DE CARGA

De acuerdo al ACI318-05, en el artículo 9.2.1, indica lo siguiente: “La resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las Ecuaciones (9-1) a (9-7). Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente”.

$$U = 1.4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.8W) \quad (9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (9-7)$$

Pero en el comentario R9.1, del mismo código manifiesta lo siguiente: “En el reglamento del 2002, se revisaron las combinaciones de factor de carga y los factores de reducción de resistencia del reglamento de 1999 y se trasladaron al Apéndice C. Las combinaciones de 1999 fueron remplazadas por las de SEI/ASCE 7-02<sup>9.1</sup>. Los factores de reducción de resistencia fueron remplazados por los del Apéndice C de 1999, exceptuando el factor para flexión que fue incrementado.

Los cambios fueron realizados para que los diseñadores puedan emplear un conjunto único de factores y combinaciones de carga y para facilitar el diseño de estructuras de concreto que incluyen elementos de materiales distintos al concreto. Los diseños para cargas gravitacionales, cuando se utilizan con los factores de reducción de resistencia de 9.3, son comparables a los obtenidos usando los factores de reducción de resistencia y de carga del reglamento de 1999 y anteriores. Para las combinaciones que incluyen cargas laterales, algunos diseños resultarán diferentes, **sin embargo los resultados obtenidos por medio de cualquiera de los dos conjuntos de factores de carga se consideran aceptables**”.

El ACI318-05 en el comentario R9.1 faculta al diseñador, la utilización de las combinaciones que se muestran en el Apéndice C (Capítulo C.2 - Resistencia Requerida)

$$U=1.4D+1.7L \quad (C-1)$$

$$U=0.75 (1.4D+1.7L) + (1.6W \text{ ó } 1.0E) \quad (C-2)$$

$$U=0.9D + (1.6W \text{ ó } 1.4E) \quad (C-3)$$

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7 L) \pm 1.4 E$$

$$U = 0.9 D \pm 1.4 E$$

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 1.05 D + 1.275 L + 1.4 CSX$$

$$U = 1.05 D + 1.275 L - 1.4 CSX$$

$$U = 1.05 D + 1.275 L + 1.4 CSY$$

$$U = 1.05 D + 1.275 L - 1.4CSY$$

$$U = 0.9 D + 1.4 CSX$$

$$U = 0.9 D - 1.4 CSX$$

$$U = 0.9 D + 1.4 CSY$$

$$U = 0.9 D - 1.4 CSY$$

Por tanto ingresaremos todas las combinaciones así:

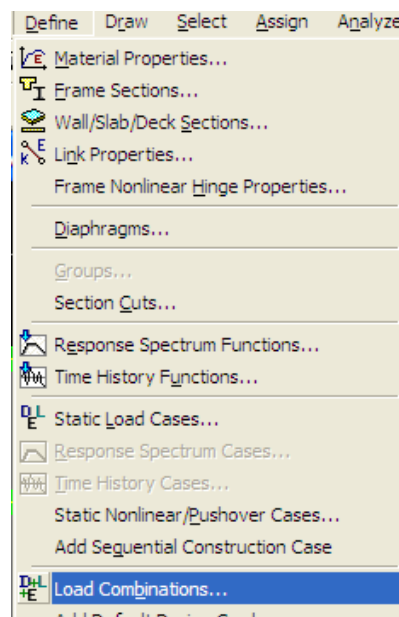


Gráfico 101

Presionar Add New Combo

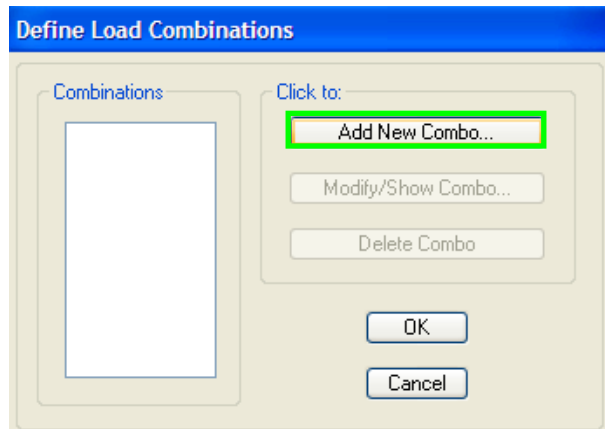


Gráfico 102

Digitar coeficientes para cada una de las combinaciones de Carga. Nótese que en **Load Combination Type** se encuentra activado **ADD**. (Ecuaciones lineales)

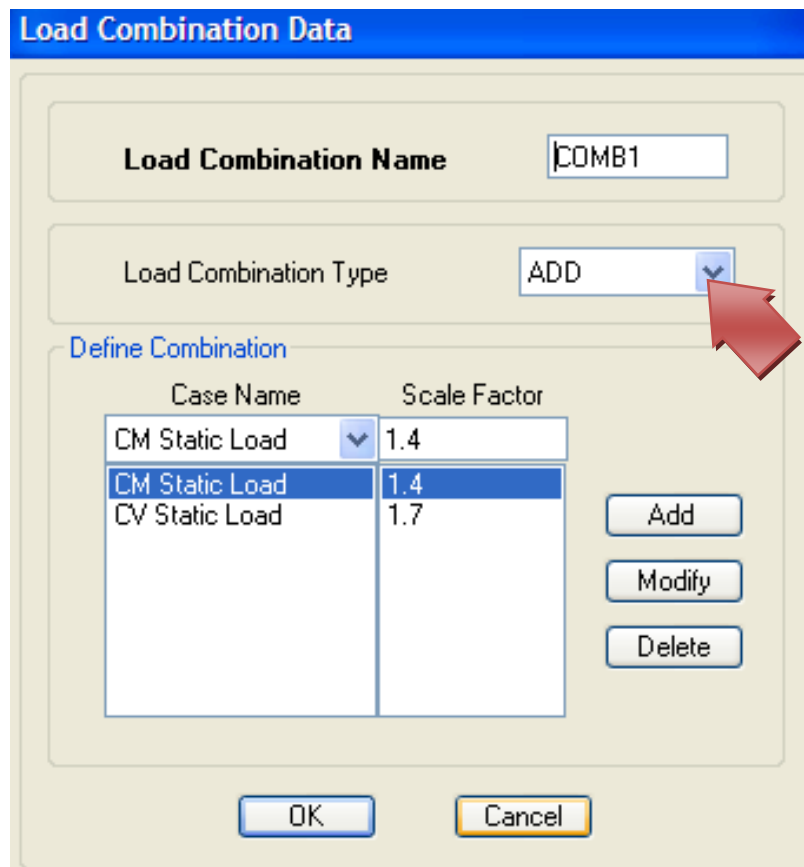


Gráfico 103

De igual manera se realizara el ingreso de los coeficientes para cada una de combinaciones.

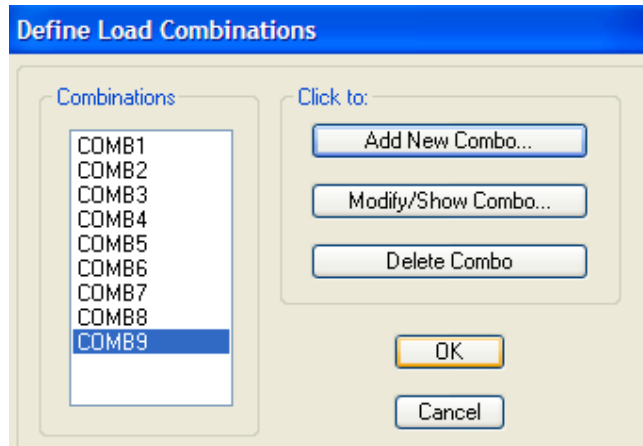


Gráfico 104

### Asignación de la envolvente **COMBINACIÓN 10**

Esta combinación reúne los valores más altos de todas las combinaciones. Por lo cual se debe añadir todas las combinaciones ingresadas anteriormente. Desplegar el menú para seleccionar todas las combinaciones.

NOTA: No olvidarse de utilizar de Activar ENVE, para darle la característica de **Combinación Envolvente**.

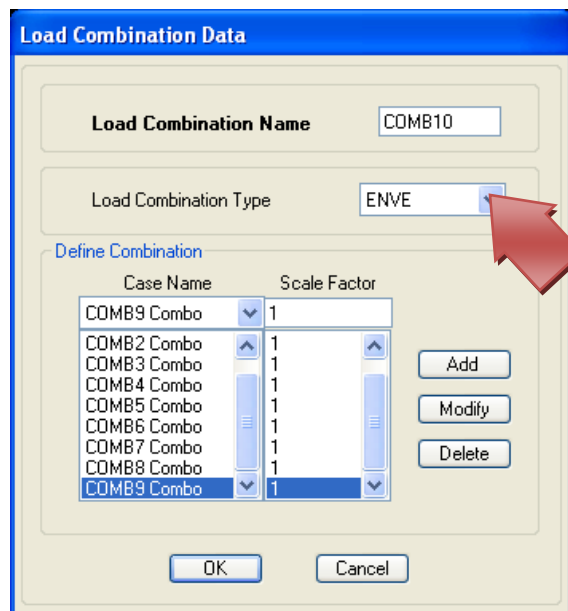


Gráfico 105

### 6.7.9.11 SELECCIÓN DEL CÓDIGO PARA DISEÑO

Para escoger el código a utilizarse, se debe proceder de la siguiente manera:

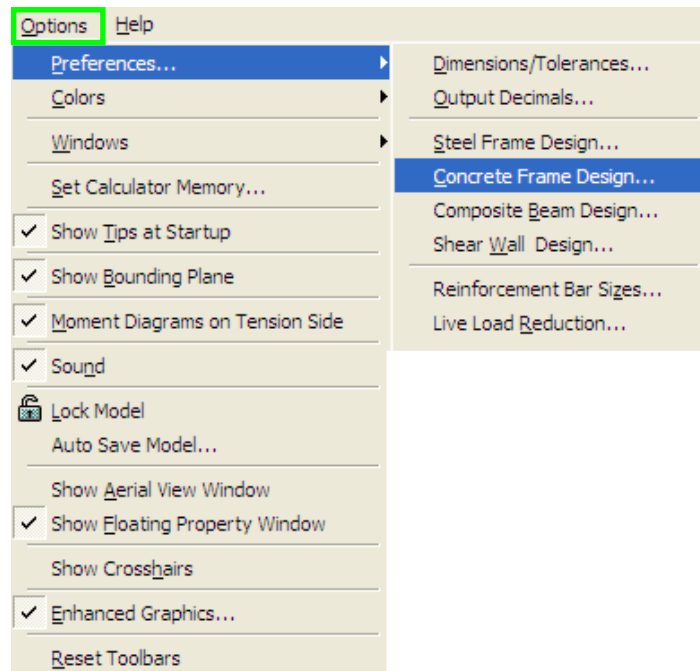


Gráfico 106

Seleccionar el código para el diseño. Presionar Ok

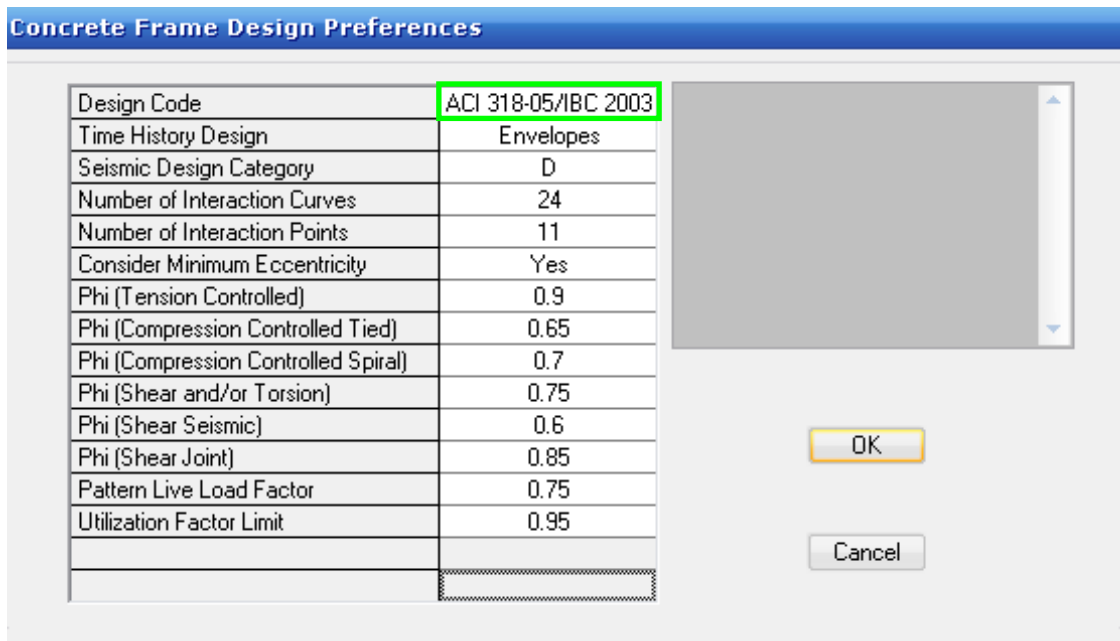


Gráfico 107

Clic en

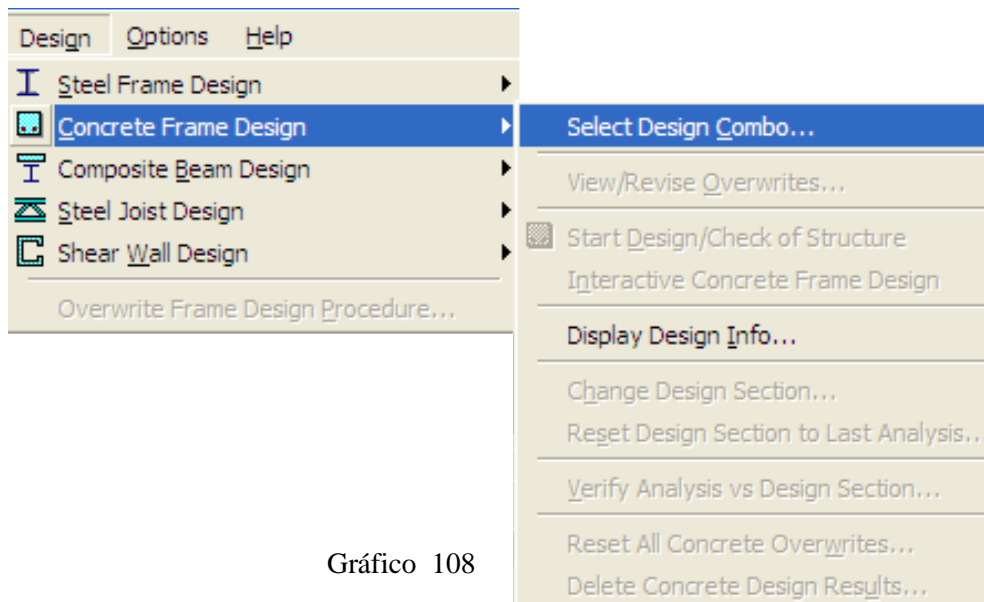


Gráfico 108

Marcar todos los diseños de combo que tienen como prefijo D (DCON1,DCON2,...,DCON10) y presionar “<-Remove”

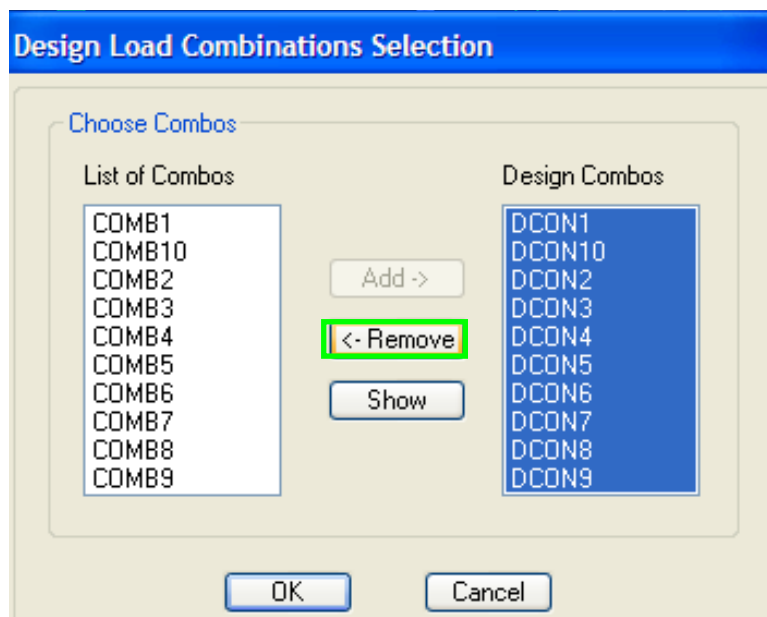


Gráfico 109

Posteriormente la lista de Design Combos, desocupará se en blanco. Por tanto ahora seleccionaremos todas las combinaciones que creamos al inicio; desde la Combinación 1 hasta la número 10; que tienen como denominación COMB1, COMB2,...,COMB10 y posteriormente presionar “Add->”



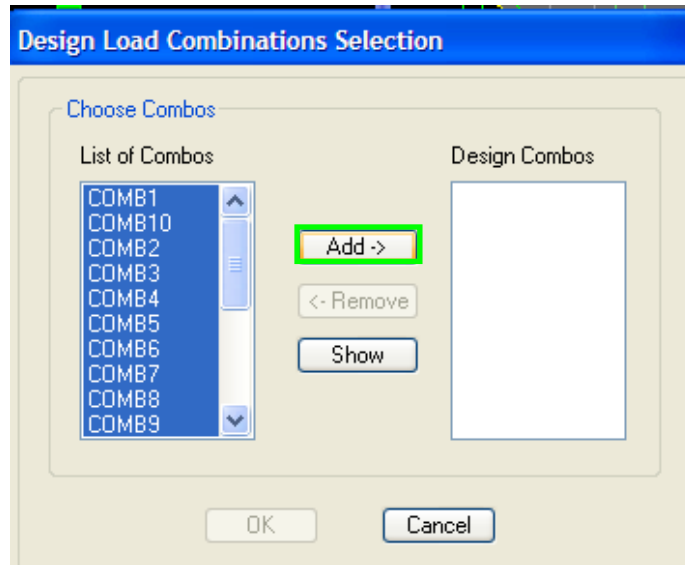


Gráfico 110

Obteniendo el siguiente cuadro como resultado:

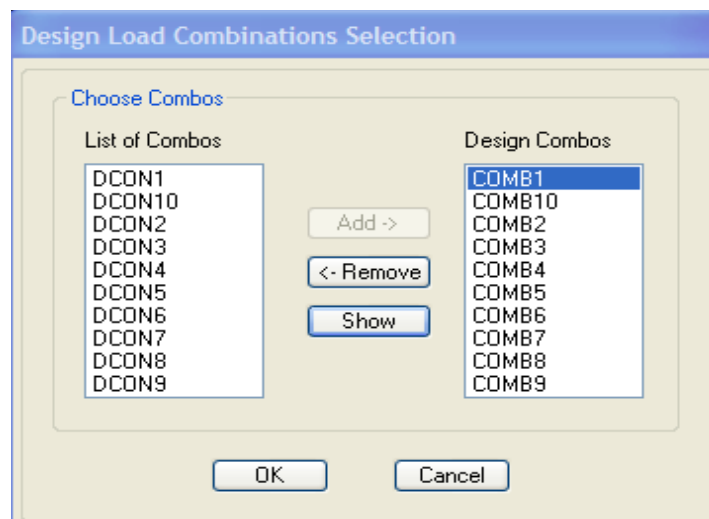




Gráfico 111

Nótese que en la lista se encuentra las combinaciones creadas al anteriormente.

Presionar,  para actualizar cambios. Presionar F5 o clic en , para mandar analizar la estructura.

## 6.7.9.12 CÁLCULO DEL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

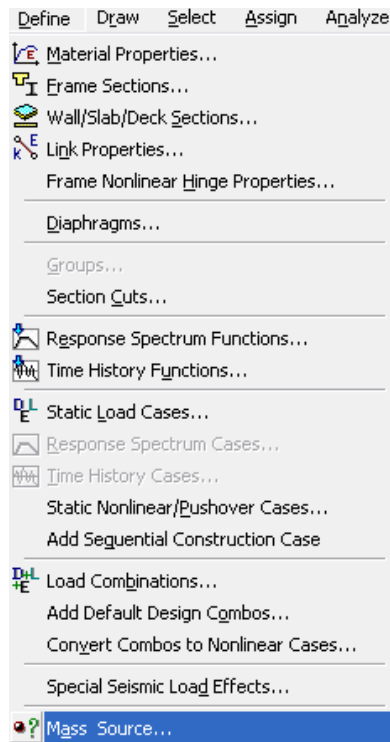


Gráfico 112

Para que el ETABS, determine la masa seleccionar From Loads. Presionar Ok

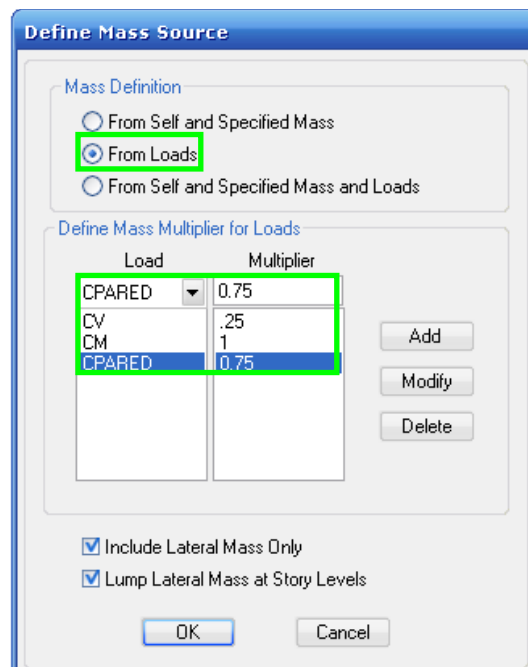


Gráfico 113

### 6.7.9.13 EFECTOS DE SISMO TREPIDATORIO

Es importante desactivar esta opción en ETABS para que en el diseño no se tome en cuenta sismos especiales, como el trepidatorio, que son sismos que se producen con un movimiento vertical, originando que aumente en gran porcentaje el área de acero e implique incrementar sección de columnas, sabiendo que el periodo de ocurrencia es relativamente bajo. Para no tomar en cuenta este parámetro en el diseño se debe realizar lo siguiente:

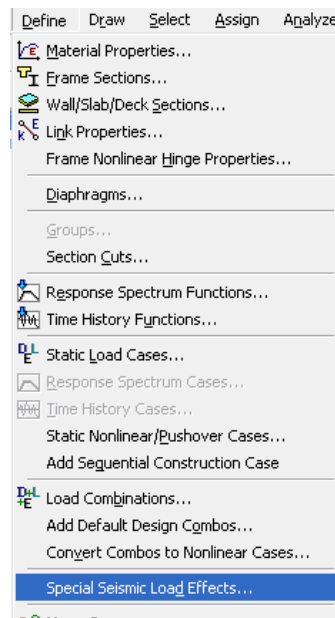


Gráfico 114

Activar la opción “Do Not Include Special Seismic Data”. Se recomienda activar esta función cuando se realice diseño estructural de edificios de mayor número de pisos.

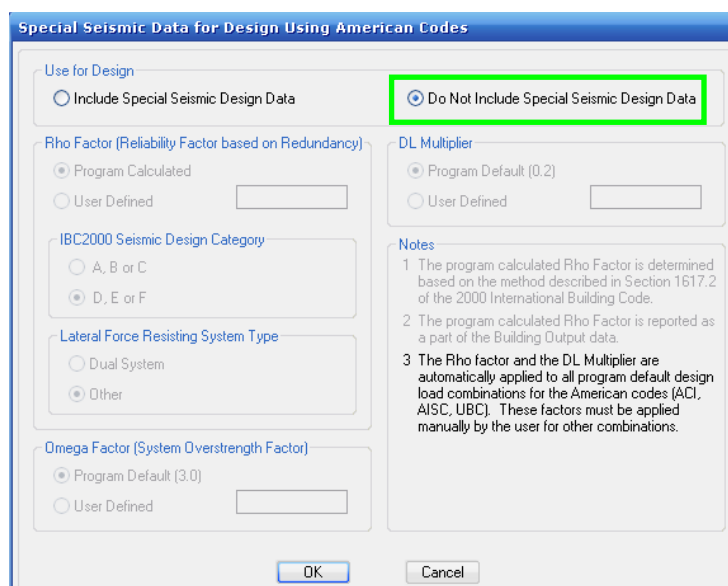
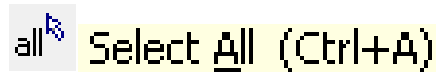
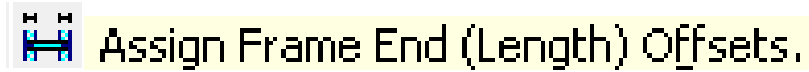


Gráfico 115

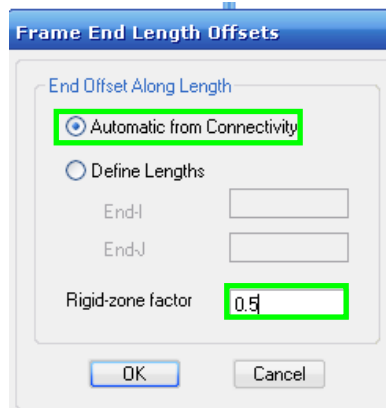
Seleccionar toda la estructura



Hacer clic sobre:



Mantener activado Automatically From Conectividad. En Factor ingresar 0.5 y Presionar OK



Hacer clic en

Gráfico 116

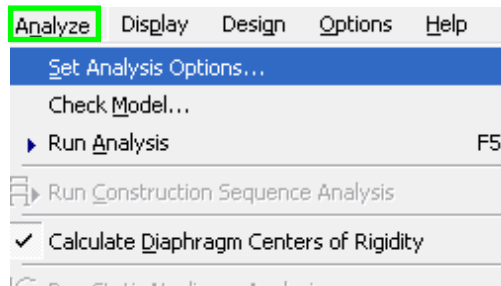


Gráfico 117

Activar Dynamic Analysis e Include P-Delta

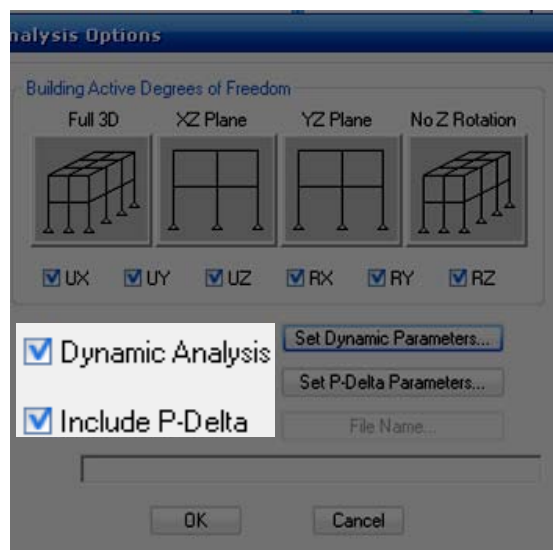


Gráfico 118

Hacer clic sobre Ritz Vectors, y eliminar sismo trepidatorio, que se identifica como ACCEL Z. Al finalizar presionar Ok.

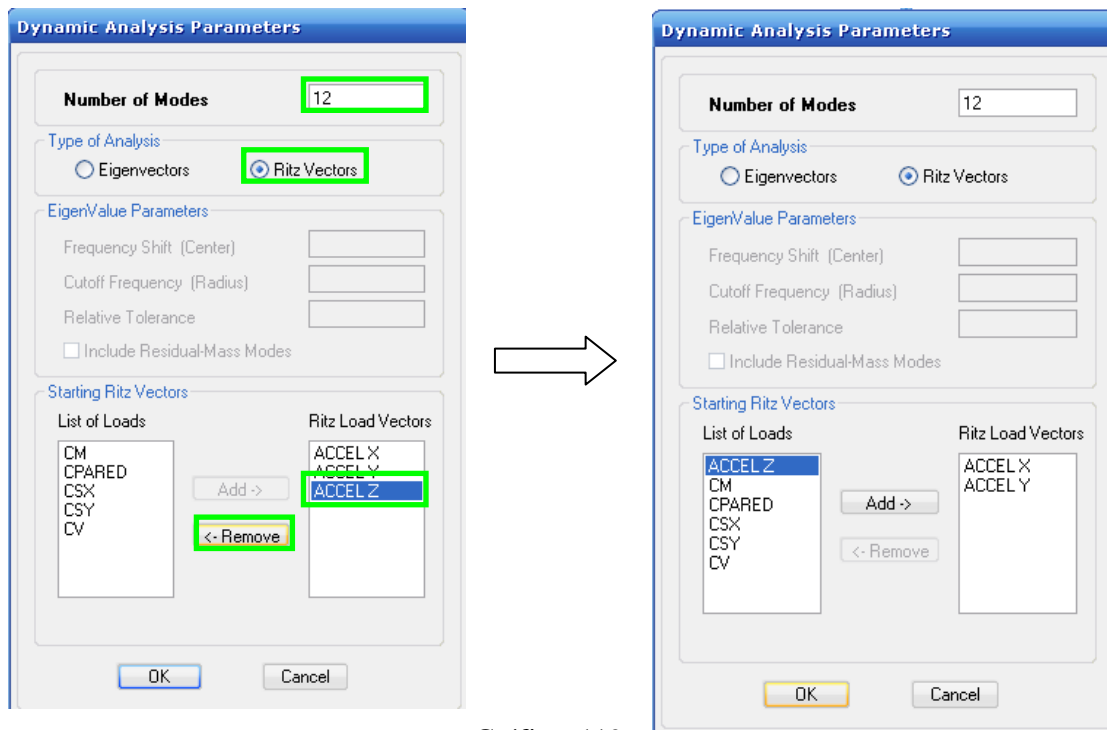


Gráfico 119

Cuando se retorne a la ventana que se observa en el gráfico 120 hacer clic en Set P-Delta Parameters, para configurar parámetros de derivas.

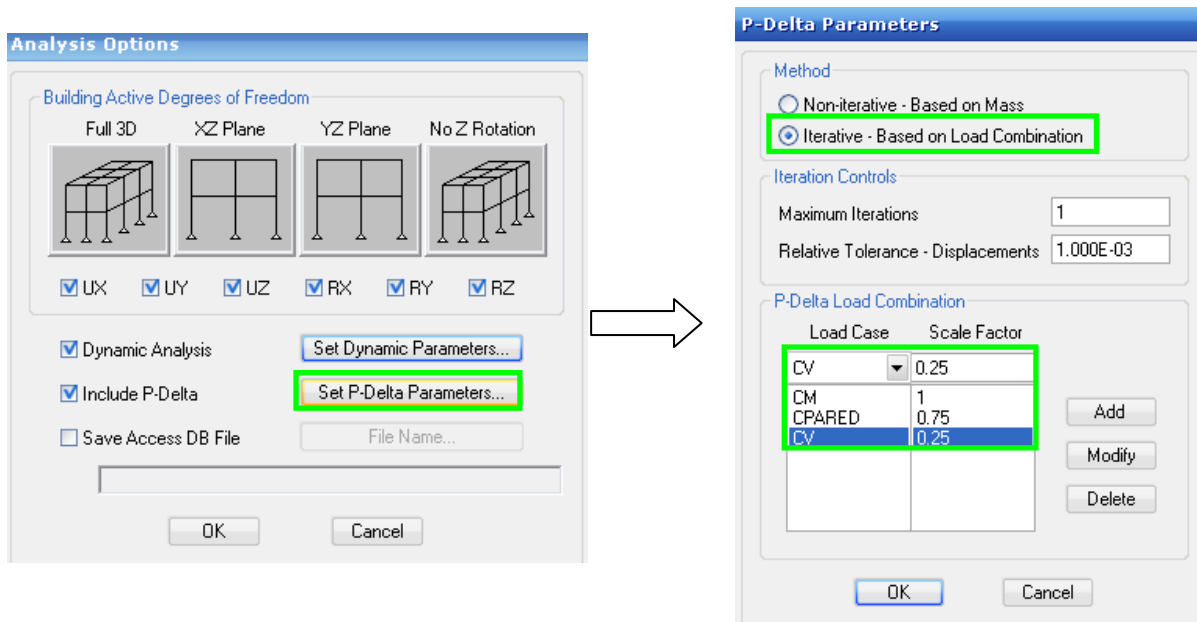


Gráfico 120

### 6.7.9.14 ESPECTRO DE RESPUESTA

Para cargar al ETABS una base de datos del espectro de respuesta se debe proceder de la siguiente manera:

La tabla de datos calculada en el Capítulo 6.7.8.1.1 (si está calculada en una hoja de Excel), se la debe preparar para poder ingresar a ETABS. Nótese en el gráfico 121 que en la columna izquierda se conserva las cantidades del Período de Vibración “T” y en la columna derecha, los valores “C”. Por otra parte se debe eliminar cualquier texto existente, para no crear conflicto en el ETABS.

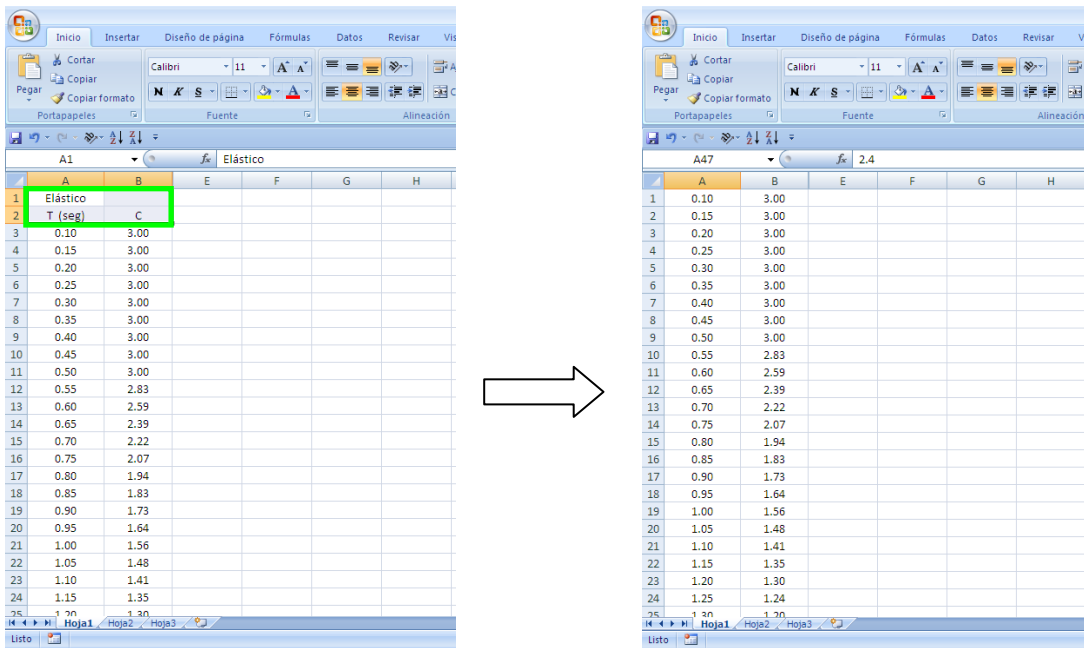


Gráfico 121

Guardar el archivo con Formato “Texto Unicode” (\*.txt). Después de guardar cerrar Excel.

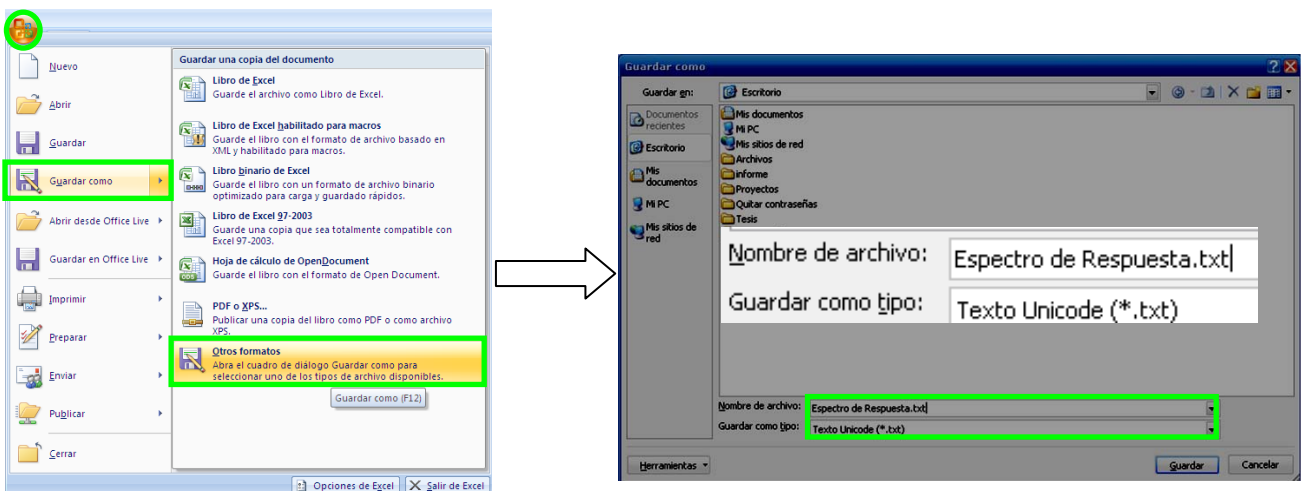
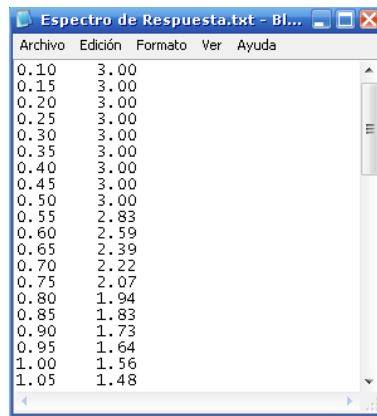


Gráfico 122

Para verificar que la base de datos se encuentra en \*.txt, correctamente se debe abrir este archivo, desde el lugar en donde se haya efectuado el guardado.



Periodo (s)	Espectro (g)
0.10	3.00
0.15	3.00
0.20	3.00
0.25	3.00
0.30	3.00
0.35	3.00
0.40	3.00
0.45	3.00
0.50	3.00
0.55	2.83
0.60	2.59
0.65	2.39
0.70	2.22
0.75	2.07
0.80	1.94
0.85	1.83
0.90	1.73
0.95	1.64
1.00	1.56
1.05	1.48

Gráfico 123

Para agregar la base de datos del espectro de respuesta, al ETABS, se debe realizar lo siguiente:

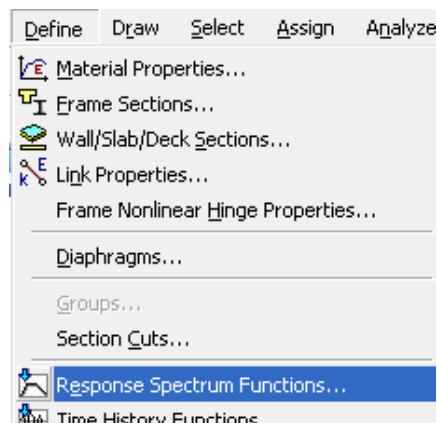


Gráfico 124

Hacer clic sobre:

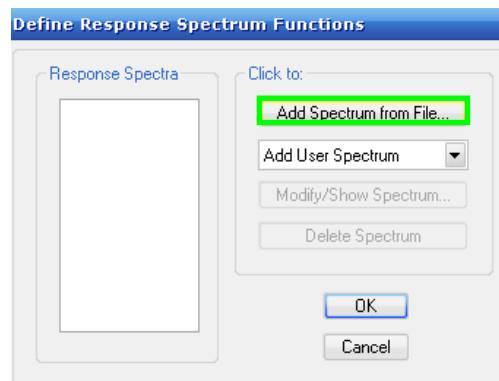


Gráfico 125

Ingresar un nombre al Espectro de respuesta. Activar Period vs Value y después hacer clic en “Browse” para cargar una base de datos (formato \*.txt), donde en la primera columna, se ubica Período de Vibración “T” y en la segunda Columna los Valores de “C”.

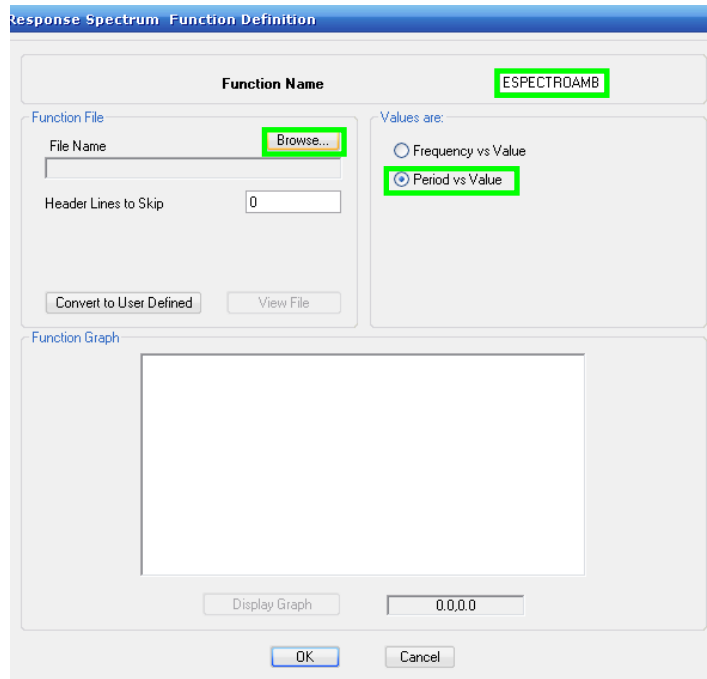


Gráfico 126

Al presionar Browse, ETABS solicita que se dirija al archivo del cual se va a tomar los valores del espectro de respuesta. Hacer clic en Abrir

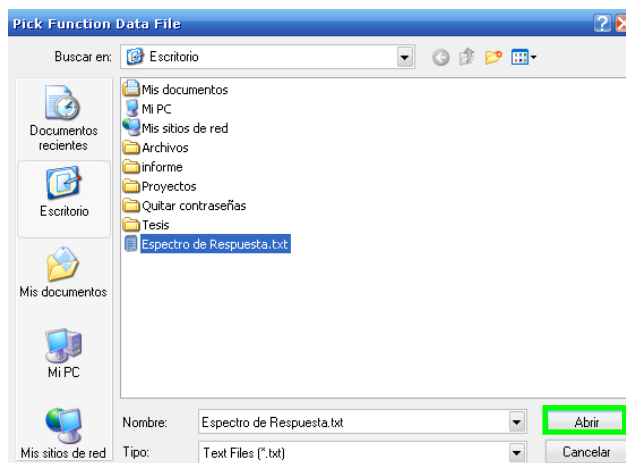


Gráfico 127



Hacer clic en Display Graph, para graficar el espectro de respuesta.

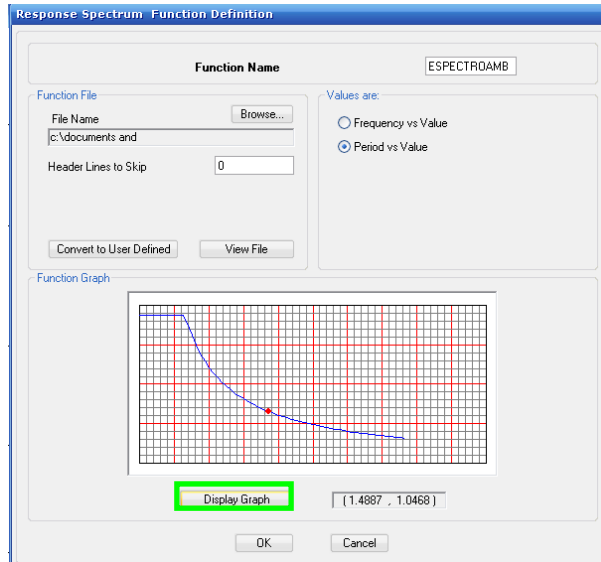


Gráfico 128

Si se desea modificar algún valor de la base de datos, presionar en “Convert to user Denined”. Y se activaran opciones para modificar los datos del espectro (ver grafico). Al finalizar presionar OK.

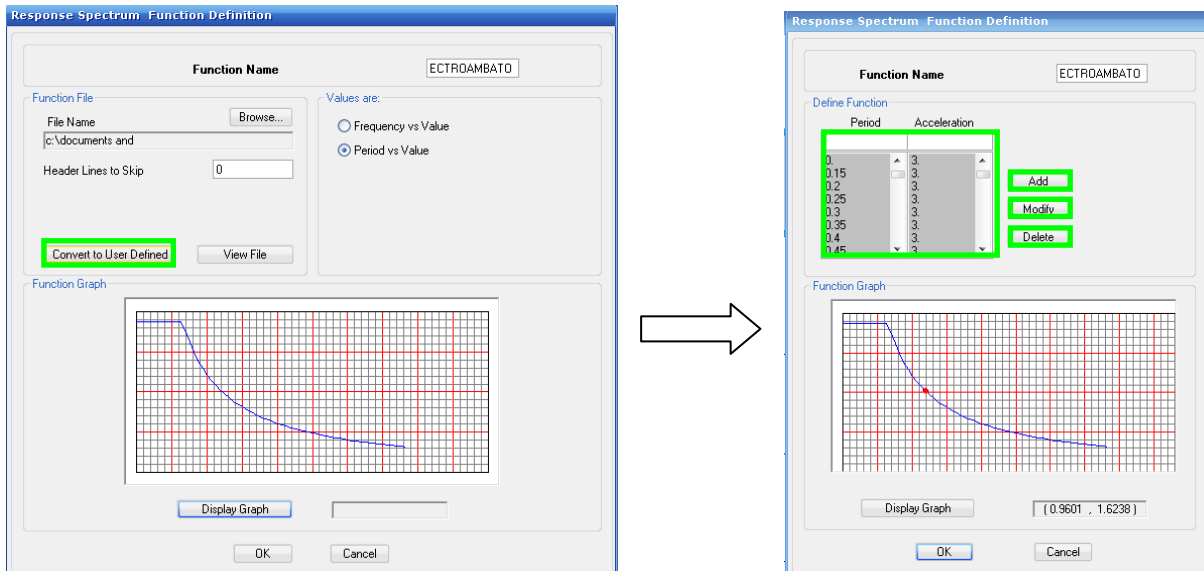


Gráfico 129

### 6.7.9.15 ESCALERAS O GRADAS

Para ingresar gradas se debe crear una malla en elevación y puntos de referencia en planta las cuales permitirán colocar las escaleras.

#### 6.7.9.15.1 MALLA EN ELEVACIÓN

Hacer clic derecho sobre el espacio en blanco de cualquiera de las dos ventanas de la estructura.

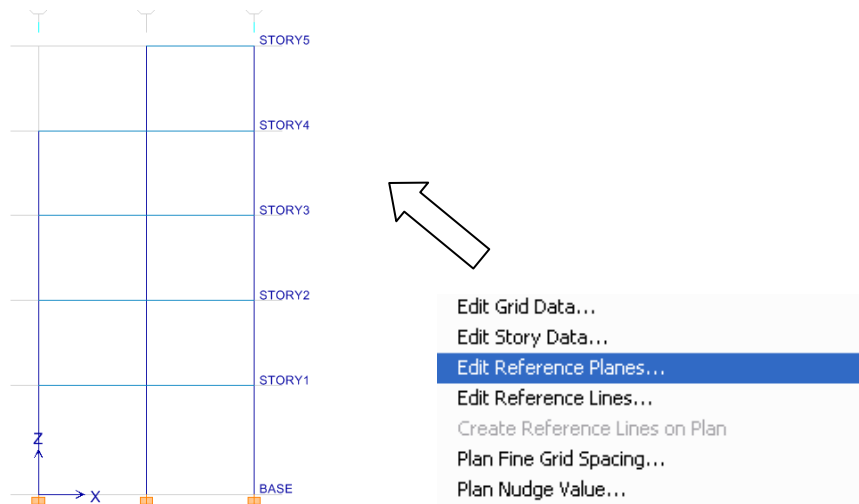


Gráfico 130

Ingresa valores de niveles de cada descanso de las gradas (a excepción de los niveles de cada piso) en el espacio en blanco de Z-Ord y presionar Add.

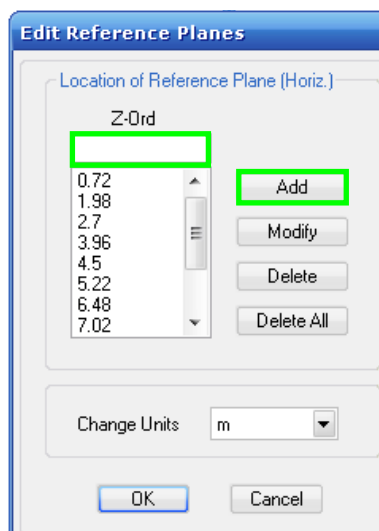


Gráfico 131

Nótese la malla de los niveles de los descansos de las gradas

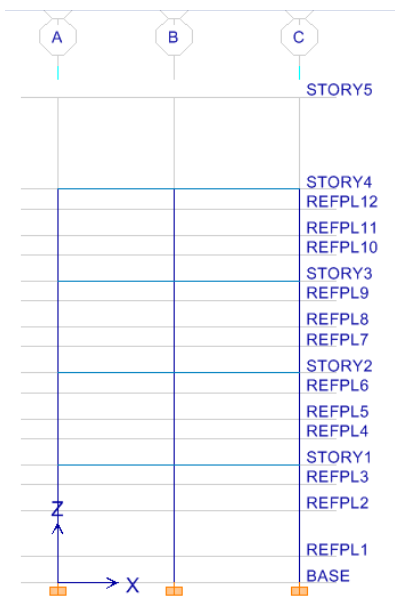


Gráfico 132

#### 6.7.9.15.2 PUNTOS DE REFERENCIA EN PLANTA

Para ubicar los puntos de referencia en planta se necesita las coordenadas de los puntos de las esquinas de los descansos (utilizar AUTOCAD para obtener estas coordenadas). Los puntos extremos deben localizarse sobre los ejes de las columnas (ver gráfico 133), para que las gradas puedan apoyarse sobre las vigas o columnas de la estructura, cuando se proceda a ubicar las escaleras en ETABS.

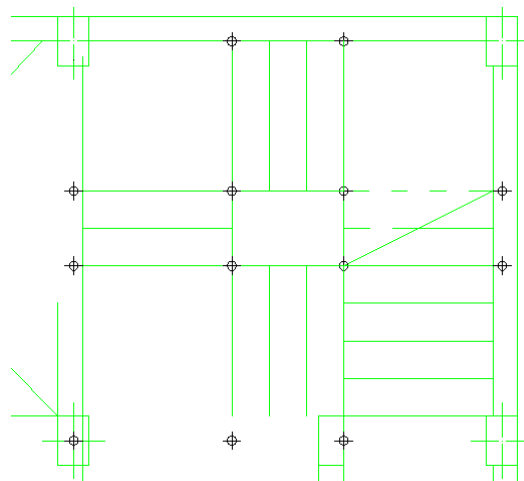


Gráfico 133

Para ingresar las coordenadas obtenidas se debe hacer clic derecho en el espacio en blanco de cualquiera de las dos ventanas. Seleccionar Edit Reference Lines. En la ventana de Edit Reference Lines se debe digitar las coordenadas en los espacios en blanco de X-Ord y Y-Ord y presionar Add. (Nótese las unidades de longitud para ingresar). Presionar Ok

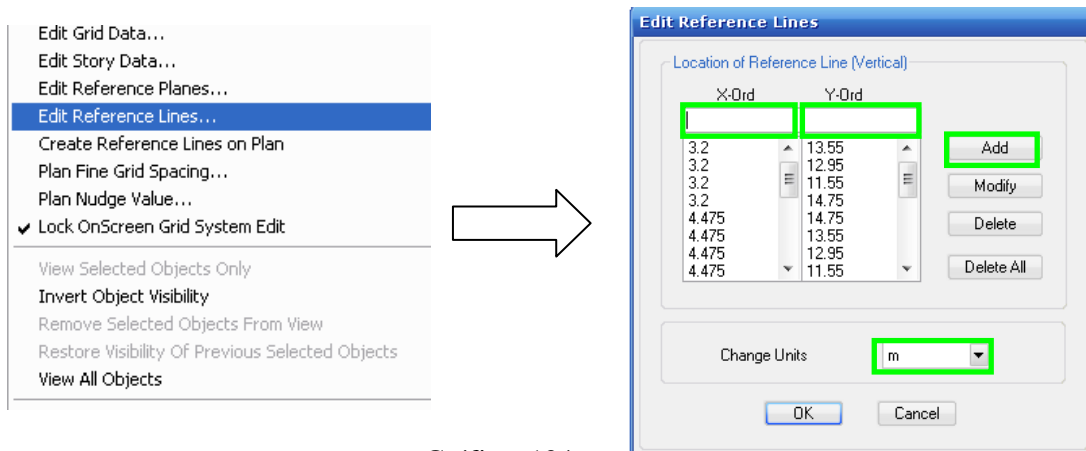


Gráfico 134

Obsérvese los puntos de referencia.

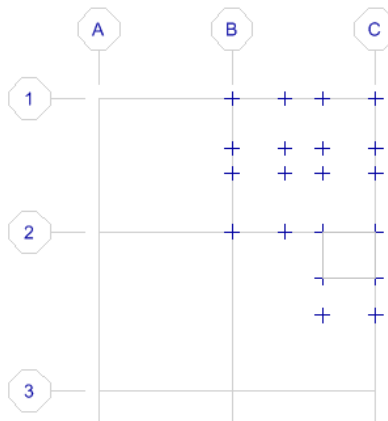


Gráfico 135

### 6.7.9.15.3 ESPESOR DE MEMBRANA EQUIVALENTE PARA GRADAS

En el modelo de Etabs será necesario establecer una placa de espesor equivalente a las gradas. (Obsérvese gráfico 136 de corte de gradas)

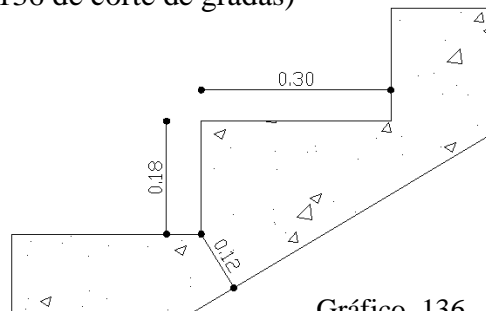


Gráfico 136

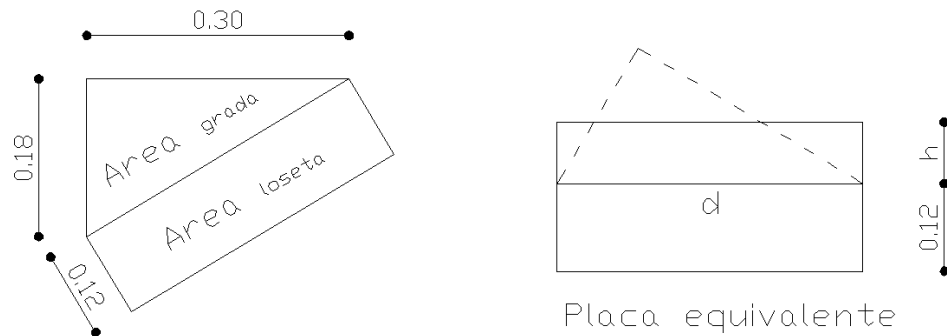


Gráfico 137

Para transformar en una placa equivalente se debe, calcular el área del triángulo que forma la grada.

$$\text{Area}_{\text{grada}} = \frac{0.30 * 0.18}{2}$$

$$\text{Area}_{\text{grada}} = 0.027\text{m}^2$$

Para calcular “h” de equivalencia, se necesita la distancia “d” (Ver grafico 137)

$$d = \sqrt{(0.18)^2 + (0.30)^2}$$

$$d = 0.3498$$

Si se iguala áreas de triángulo y rectángulo para obtener equivalencia tenemos:

$$\text{Area grada triángulo} = \text{Area de grada rectángulo}$$

$$0.027\text{m}^2 = d * h$$

$$h = \frac{0.027\text{m}^2}{d}$$

$$h = \frac{0.027\text{m}^2}{0.3498\text{m}}$$

$$h = 0.0772\text{m}$$

Entonces altura o espesor total de la placa equivalente sería:

$$\text{Espesor} = h + 0.12\text{m}$$

$$\text{Espesor} = 0.0772\text{m} + 0.12\text{m}$$

$$\text{Espesor} = 0.1972\text{m} = 19.72\text{cm}$$

#### 6.7.9.15.4 PROPIEDADES DE MATERIAL DE LA GRADA

Para seleccionar un material para modelar la grada, hacer clic en define y después:

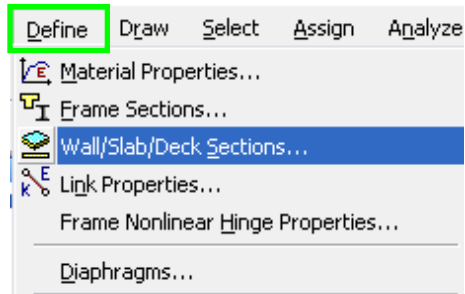


Gráfico 138

En el menú desplegable seleccionar Add new Slab

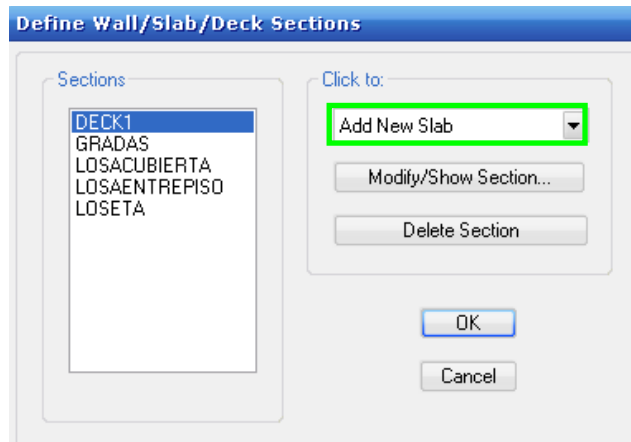
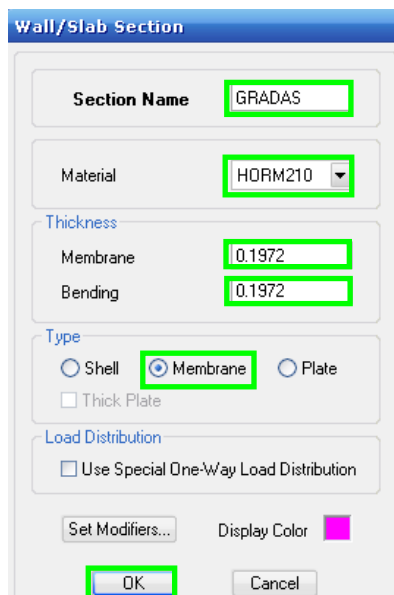


Gráfico 139

En el siguiente cuadro se utilizará un material tipo membrane con espesor equivalente (calculado en la pág. 160) de  $0.1972\text{m} = 19.72\text{cm}$



### 6.7.9.15.5 COLOCACIÓN DE ESCALERAS EN EL MODELO

Para colocar las gradas en la estructura se debe hacer clic sobre:



Seleccionar propiedad "Gradas"

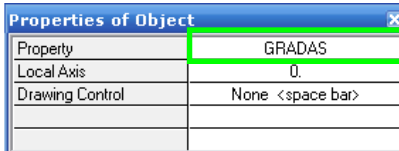


Gráfico 141

Colocar el descanso de todos los niveles

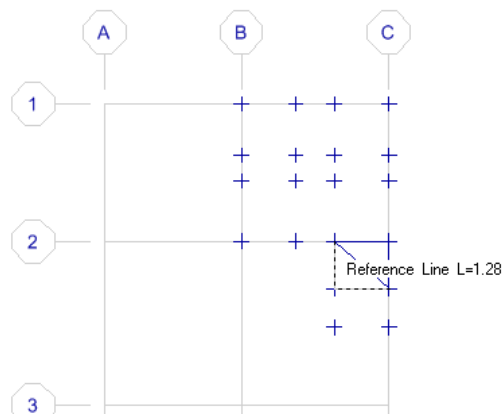


Gráfico 142

Una vez que se haya colocado los descansos de la grada en toda la estructura ubicar la grada inclinada con el mismo comando utilizado. Se recomienda hacerlo en la ventana 3D.

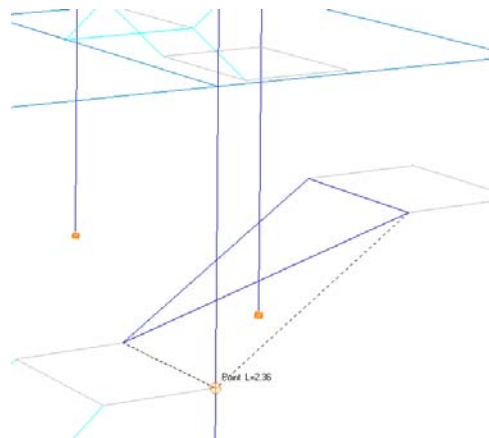
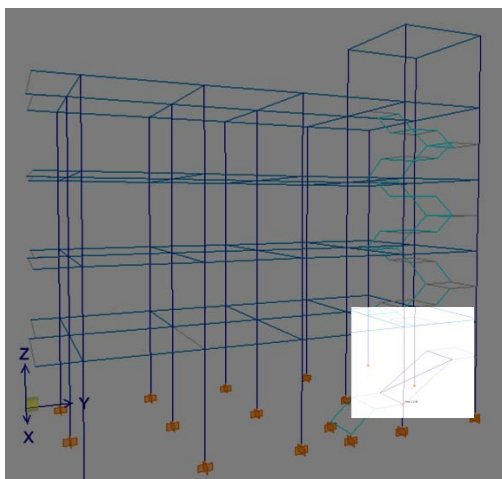


Gráfico 143

Haciendo Extrusión, se observa la estructura de la siguiente manera:

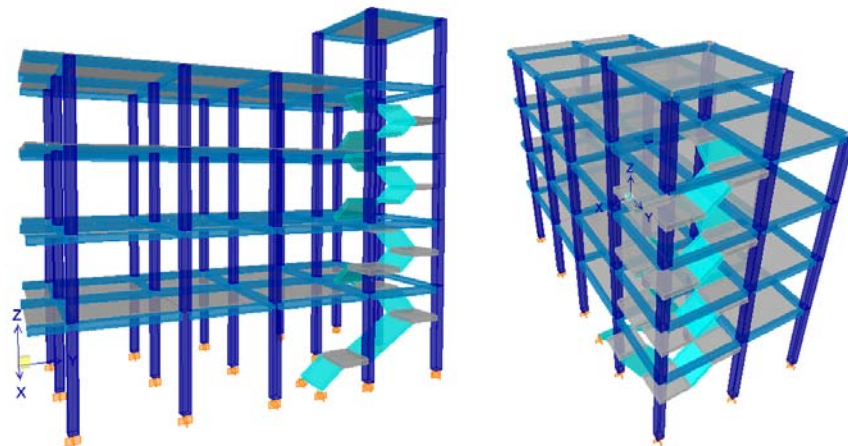


Gráfico 144

#### 6.7.9.15.6 ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA A LAS GRADAS

$$CV \text{ Escaleras} = 1.5 * (CV) = 1.5 * 200 \text{Kg/m}^2 = 300 \text{Kg/m}^2$$

Marcar escaleras en

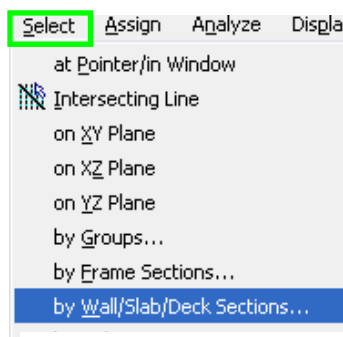


Gráfico 145

Escoger GRADAS, y presionar OK.

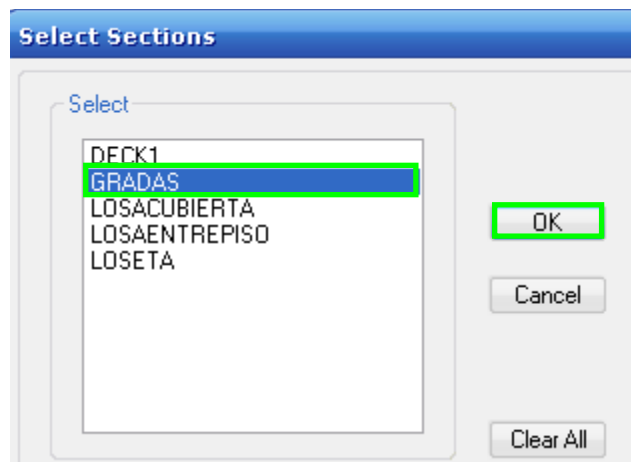


Gráfico 146



Para asignar la carga viva mencionada, se debe hacer clic en:

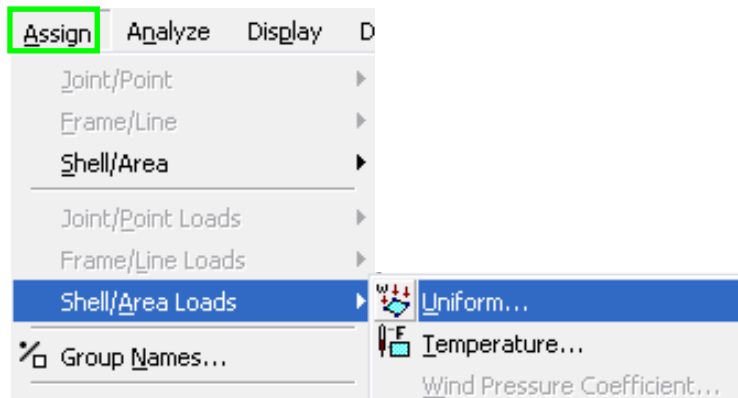


Gráfico 147

Escoger CV (Carga Viva) en Load case Name. Ingresar el valor de Carga Viva y presionar OK.

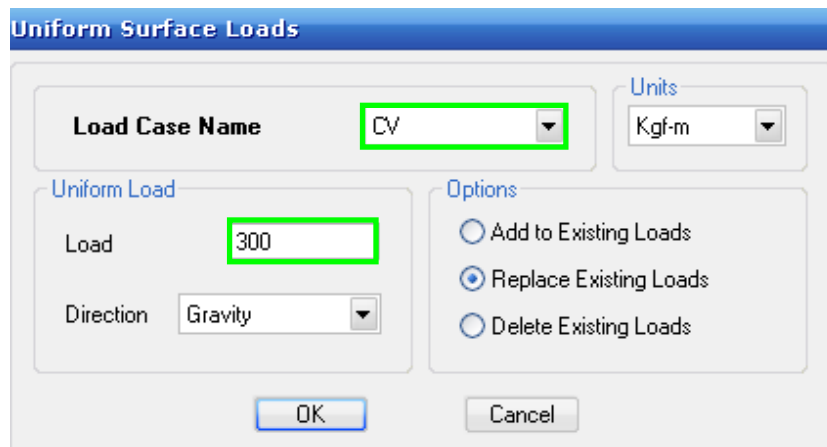


Gráfico 148

#### 6.7.9.16 CENTROS DE MASAS EN ETABS

Si existen Líneas de Referencia y pisos de referencia se recomienda eliminarlos.

Seleccionar todas las losas

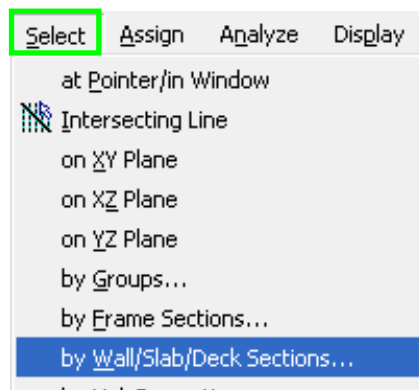


Gráfico 149

Hacer clic sobre:



Diaphragms..

Clic sobre Add New Diaphragm

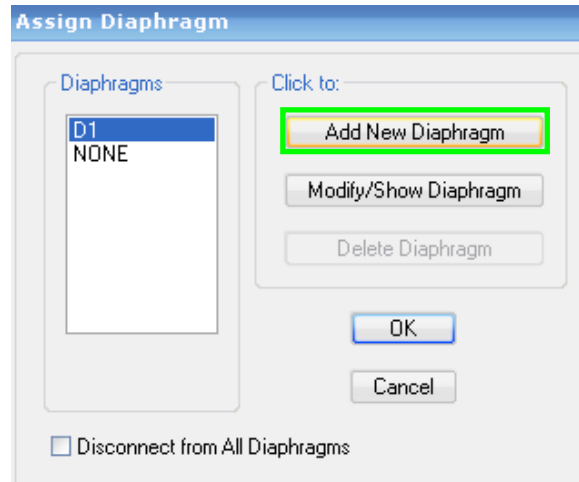
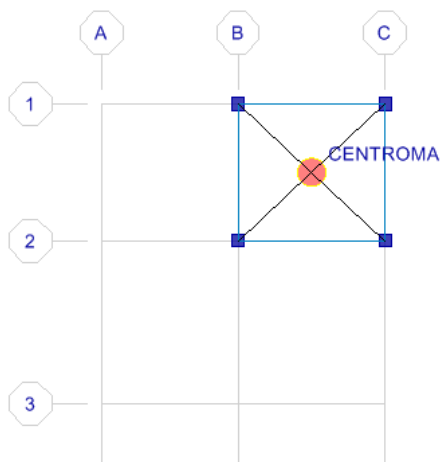
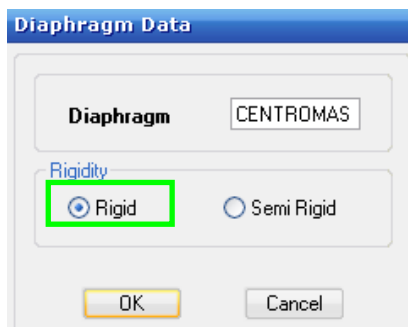
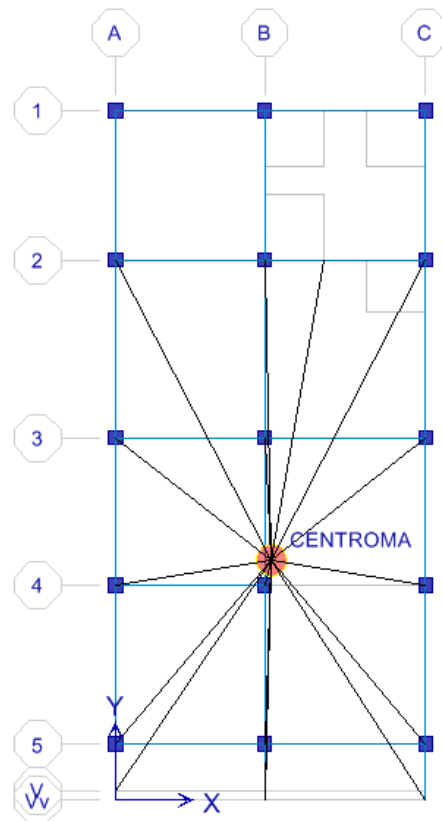


Gráfico 150

Ingresar un Nombre y clic en Rigid.



Centro de masa en Tapagradas



Centro de masas en Piso

Gráfico 151

## 6.7.10 CALCULO MANUAL DE CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDECES.

### 6.7.10.1 CENTRO DE MASAS

El centro de masas de cada planta del edificio debe ser ubicado para, así colocar en planta el punto donde se supone concentrado el corte sísmico que actúe en ese nivel.

El cálculo de la posición del centro de masas se puede realizar descomponiendo la figura de la planta en rectángulos, ubicando los centros de gravedad de cada uno respecto a dos ejes perpendiculares X, Y, y realizando el producto del área del rectángulo por la distancia del centro a cada eje. Las ecuaciones para determinar el centro de masas son las siguientes:

$$X_{cm} = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

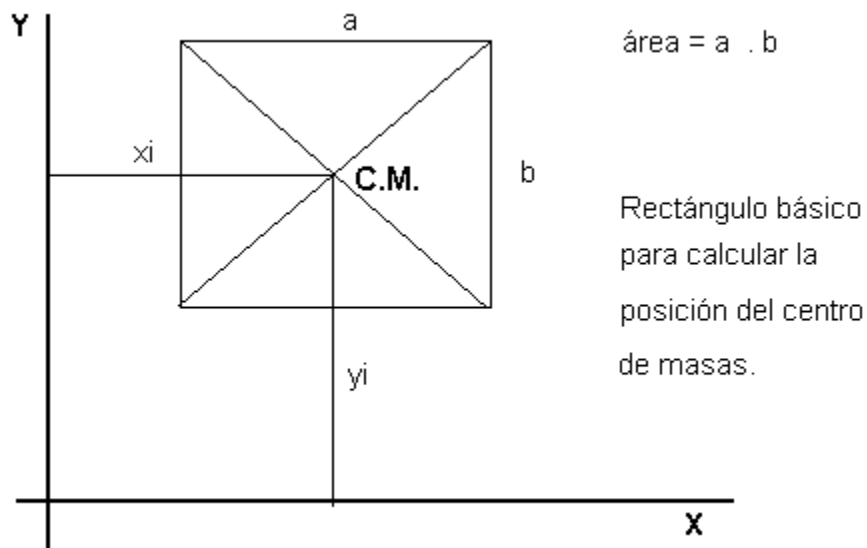


Gráfico 152

El Centro de masas de los elementos se determinará de la siguiente manera:

PLANTAS ALTAS NV+3.24; Nv.+5.76; Nv.+8.28; Nv. + 10.80

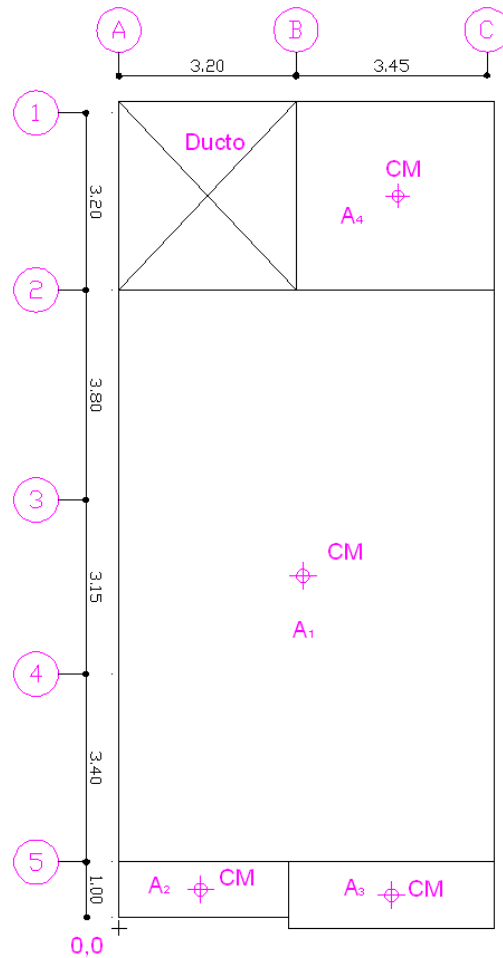


Gráfico 153

CENTRO DE MASAS EN PLANTAS ALTAS					
Elemento	xi	yi	Área	Área * xi	Área * yi
1	3.325	6.375	72.98	242.642	465.216
2	1.600	0.700	3.20	5.120	2.240
3	4.925	0.600	4.14	20.390	2.484
4	4.925	13.150	11.04	54.372	714.992
			91.36	322.523	1184.931

Cuadro N 21 Centro de Masa en Plantas Altas

$$X_{cg} = 322.523 / 91.36 = \mathbf{3.53}$$

$$Y_{cg} = 1184.931 / 91.36 = \mathbf{6.73}$$

# TAPAGRADA

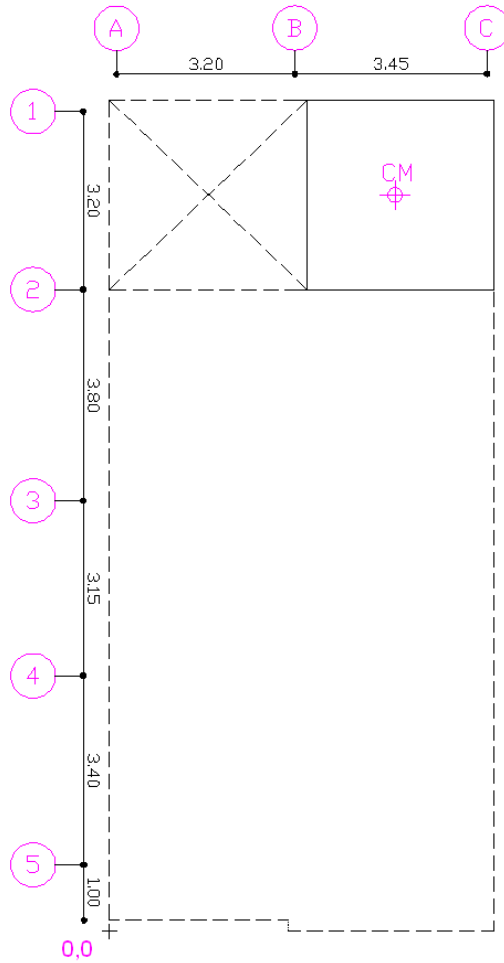


Gráfico 154

CENTRO DE MASAS EN TAPAGRADAS					
Elemento	xi	yi	Área	Área * xi	Área * yi
1	4.925	13.150	72.98	359.402	959.621
$\Sigma =$			72.98	359.402	959.621

Cuadro N 22 Centro de Masas en Tapagradas

$X_{cm} = 4.93$

$Y_{cm} = 13.15$

### 6.7.10.2 CENTROS DE RIGIDECES

Se definen como centros de rigidez o centros de giro correspondientes a la acción sísmica horizontal a todos los puntos de la construcción que "no se desplazan horizontalmente" cuando se aplica una arbitraria en el nivel más alto del edificio. Siendo su expresión la siguiente:

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{i\ x-x} * y_i}{\sum K_{i\ x-x}}$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{i\ y-y} * x_i}{\sum K_{i\ y-y}}$$

Donde:

X<sub>cr</sub>, Y<sub>cr</sub>: Coordenadas del Centro de Rigideces

x<sub>i</sub>, y<sub>i</sub>: Distancias desde el punto de referencia hasta la posición del eje central del elemento, como si fuese el centro de gravedad.

K<sub>i</sub>: Rigidez de cada uno de los elementos

Excentricidad

La excentricidad de cálculo, en el piso "i" se define por

$$e_i = e_{oi} \pm 0,15 l_i$$

Donde:

e<sub>oi</sub> = distancia entre el centro de giro ( centro de rigideces ) y el centro de masas de Q<sub>i</sub>, medida en dirección perpendicular a F<sub>s</sub>.

l<sub>i</sub> = máxima dimensión en planta del nivel i, medida en dirección perpendicular a F<sub>s</sub>.

*Torsión accidental y dinámica:*

Los efectos de concentración accidental de cargas gravitatorias, de variaciones instantáneas de rigidez y la amplificación dinámica de las cargas sísmicas se consideran desplazando los puntos de aplicación de Las fuerzas sísmicas F<sub>si</sub> de los respectivos centros de masa. Todas

las fuerzas  $F_{si}$  se desplazan en el  $\pm 0,15 \times l_i$  en dirección perpendicular a cada lado del centro de masas, en ambos sentidos.

Momento Torsor:

El momento torsor total en el nivel  $i$  se calcula usando la expresión:

$$M_{ti} = \sum F_{sj} e_i$$

Donde:

$M_{ti}$  = momento torsor en el entrepiso.

$F_{sj}$  = fuerzas sísmicas ubicadas sobre el nivel  $i$ .

$e_i$  = excentricidad en el nivel  $i$

Para conocer la magnitud de la fuerza sísmica que absorbe cada elemento vertical, (columnas o muros estructurales), es necesario calcular la Rigidez a fuerzas horizontales de cada uno de estos elementos. La rigidez expresa la fuerza que produce un desplazamiento unitario en el elemento considerado.

Las unidades usadas pueden ser ton/cm, kg/cm, ton/dm o ton/m. Es importante conservar el mismo tipo de unidades durante el análisis de las cargas sísmicas y su distribución entre los elementos sismo-resistentes.

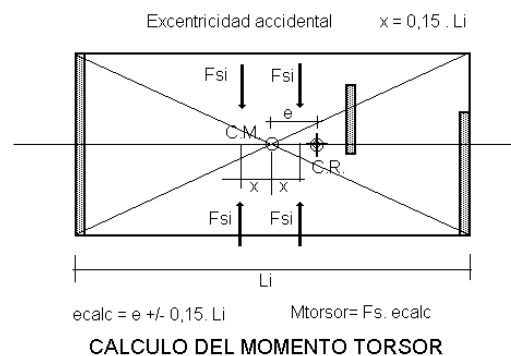


Gráfico 155

Inercia

El momento de inercia es una magnitud escalar que refleja la distribución de masas de un cuerpo o un sistema de partículas en rotación, respecto al eje de giro.

El momento de inercia sólo depende de la geometría del cuerpo y de la posición del eje de giro; pero no depende de las fuerzas que intervienen en el movimiento.

Para sección rectangular es la siguiente ecuación:

$$I_{x-x} = \frac{b * h^3}{12}$$

#### 9.2.4 Rigidez

Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

#### Rigidez Axial

La rigidez axial  $K_{ax}$  de una barra elástica se define simplemente como la relación  $F/D$  entre la fuerza horizontal  $F$  y el desplazamiento horizontal  $D$  del mismo extremo en el siguiente esquema de cálculo:



$$K_{ax} = \frac{F}{\Delta} = \frac{FL}{FL/EA} = \frac{EA}{L}$$

Gráfico 156

#### Rigidez a Flexión

La rigidez axial  $K_{flex}$  de una barra elástica se define simplemente como la relación  $M/\theta$  entre el momento extremo  $M$  y el giro de la sección  $\theta$  del mismo extremo en el siguiente esquema de cálculo:





$$K_{flex} = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{ML/4EI_z} = \frac{4EI_z}{L}$$

Gráfico 157

### Rigidez a Cortante

La rigidez a cortante  $K_{cort}$  de una barra elástica se define simplemente como la relación  $T/d$  entre la fuerza vertical  $T$  aplicada en un extremo y desplazamiento subsiguiente  $d$  del mismo extremo en el siguiente esquema de cálculo:



$$K_{cort} = \frac{T}{\delta} = \frac{T}{TL^3/12EI_z} = \frac{12EI_z}{L^3}$$

Gráfico 158

### Rigidez mixta Cortante-Flexión

La rigidez mixta de cortante-flexión  $K_{cf}$  de una barra elástica se define simplemente como la relación  $M_E/d$  entre el momento de empotramiento  $M_E$  cuando se aplica una fuerza vertical  $T$  en el extremo que produzca un desplazamiento  $d$  de ese extremo, usando el siguiente esquema de cálculo:



$$K_{cf} = \frac{M_E}{\delta} = \frac{TL/2}{TL^3/12EI_z} = \frac{6EI_z}{L^2}$$

Gráfico 159

Aplicando todos los parámetros indicados anteriormente para el cálculo del Centro de Rigideces, se debe conocer los siguientes parámetros como datos:

Datos:

Módulo de Elasticidad del Concreto  $E = 238536.33 \text{ kg/cm}^2$  (Ver Pág. 115)

Nivel Piso 1 = 3.24 m	h columna PB = 3.24 m
Nivel Piso 2 = 5.76 m	h columna P1 = 2.52 m
Nivel Piso 3 = 8.28 m	h columna P2 = 2.52 m
Nivel Piso 4 = 10.8 m	h columna P3 = 2.52 m
Nivel Piso 5 = 13.32 m	h columna P4 = 2.52 m

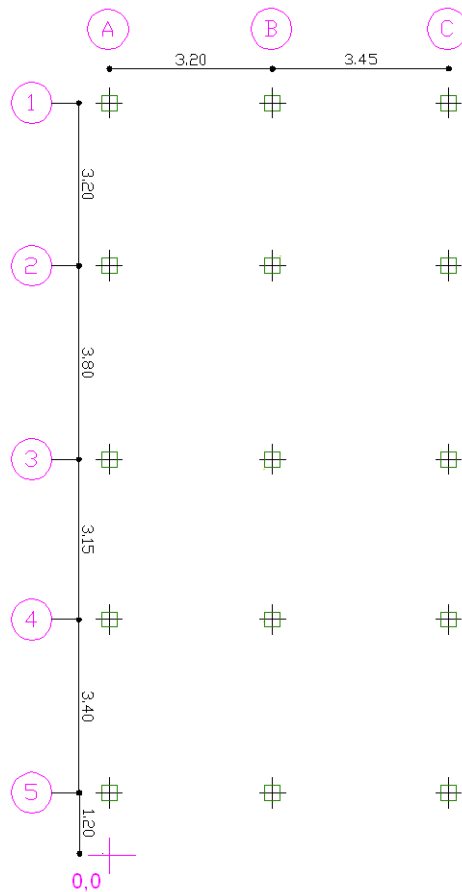


Gráfico 160

## ANÁLISIS DE RIGIDECES EN PISO 1 Nv.+ 3.24

Analizando el caso de la columna A1, tomando el eje de referencia 0,0 (Véase en gráfico de pág., anterior), el cálculo de la distancia  $x_i$ ,  $y_i$  sería:

$$x_i = 0.00\text{m}$$

$$y_i = 1.20 + 3.40 + 3.15 + 3.80 + 3.20 = 14.75\text{m}$$

Para el cálculo de Inercias el sentido de las columnas se detalla en este gráfico, que está acorde al plano en planta de la página anterior. Si estudiamos en sentido x-x, la base se tomará la cara izquierda de la columna y su perpendicular como h.

$$I_{x-x} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{x-x} = \frac{30 * 30^3}{12}$$

$$I_{x-x} = 67500 \text{ cm}^4$$

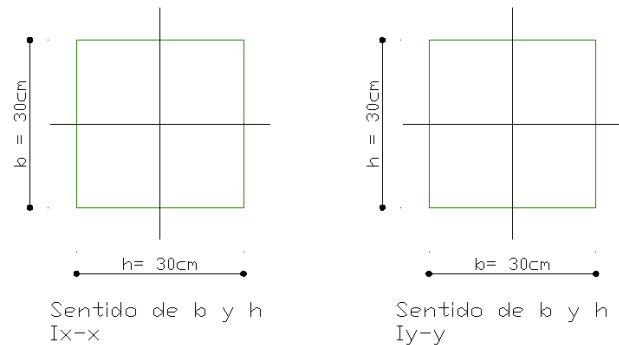


Gráfico 161

Para calcular la Rigidez x-x, se utilizará la ecuación indicada en el Capítulo 6.9.2.4.3 acerca de la Rigidez a Cortante, puesto que las columnas son biempotradas y se debe aplicar la ecuación siguiente:

$$K_{x-x} = \frac{12 EI}{H^3}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del Concreto = 238536.33 kg/cm<sup>2</sup>

I: Inercia de la Columna = 67500 cm<sup>4</sup>

H: Altura de la Columna (Como en este caso es en PB) = 3.24m = 324cm

$$K_{x-x} = \frac{12 * 238536.33 \text{ kg/cm}^2 * 67500 \text{ cm}^4}{(324 \text{ cm})^3}$$

$$K_{x-x} = 5680.73 \text{ Kg/cm}^2$$

Con el Motivo de Preparar datos para la ecuación Final de El Centro de Rigideces, se realiza la siguiente operación:

$$K_{x-x} * y_i = 5680.73 * 14.75 = 83790.84$$

Analizando el caso de la columna B1

$$x_i = 3.20\text{m}$$

$$y_i = 1.20 + 3.40 + 3.15 + 3.80 + 3.20 = 14.75\text{m}$$

$$I_{x-x} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{x-x} = \frac{30 * 30^3}{12}$$

$$I_{x-x} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$K_{x-x} = \frac{12 EI}{H^3}$$

$$K_{x-x} = \frac{12 * 238536.33 \text{ kg/cm}^2 * 67500 \text{ cm}^4}{(324 \text{ cm})^3}$$

$$K_{x-x} = 5680.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_{x-x} * y_i = 5680.73 * 14.75 = 83790.84$$

Analizando el caso de la columna C1

$$x_i = 3.20 + 3.45 = 6.65\text{m}$$

$$y_i = 1.20 + 3.40 + 3.15 + 3.80 + 3.20 = 14.75\text{m}$$

$$I_{x-x} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{x-x} = \frac{30 * 30^3}{12}$$

$$I_{x-x} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$K_{x-x} = \frac{12 EI}{H^3}$$

$$K_{x-x} = \frac{12 * 238536.33 \text{ kg/cm}^2 * 67500 \text{ cm}^4}{(324 \text{ cm})^3}$$

$$K_{x-x} = 5680.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_{x-x} * y_i = 5680.73 * 14.75 = \mathbf{83790.84}$$

$$\text{Rigidez por Pórtico Eje 1} = \sum K_{x-x} = K_{\text{col A1}} * y_i + K_{\text{col B1}} * y_i + K_{\text{col C1}} * y_i$$

$$\sum K_{x-x} = 83790.84 + 83790.84 + 83790.84 = 251372.53$$

OPCIONAL (POR COMPROBACIÓN)

Se ha analizado todo el Pórtico del Eje 1. Para obtener la Rigidez por Pórtico se debe hacer lo siguiente:

$$\text{Rigidez por Pórtico Eje 1} = \sum K_{x-x} = K_{\text{col A1}} + K_{\text{col B1}} + K_{\text{col C1}}$$

$$\text{Rigidez por Pórtico Eje} = 5680.73 + 5680.73 + 5680.73$$

$$\text{Rigidez por Pórtico Eje} = 17042.21$$

La Distancia del Pórtico  $y_i$  se obtiene de la siguiente manera:

$Y_i$  pórtico = Promedio de  $Y(i)$  de columnas del Portico

$$Y_i \text{ Pórtico} = \frac{14.75 + 14.75 + 14.75}{3}$$

$$Y_i \text{ Pórtico} = 14.75$$

$$\text{Rigidez por Pórtico Eje 1} * Y_i \text{ Pórtico} = 17042.21 * 14.75 = 251372.5258$$

A continuación, se debe proceder de la misma manera con el resto de columnas de toda la planta Baja e igualmente del resto de Plantas. Se detalla el cálculo completo en la siguiente Tabla:

RIGIDECES SENTIDO X-X (Para Calcularse Y <sub>cr</sub> )												
Piso	Pórtico	Columnas	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	b columna	h columna	Inercia x-x	Rigidez x-x	Rigidez x-x * y <sub>i</sub>	Rigidez por Pórtico x-x	y <sub>i</sub> pórtico	Rigidez pórtico x-x * y <sub>i</sub> pórtico
1	1	A1	0.00	14.75	30	30	67500	5680.735	83790.84	17042.21	14.75	251372.5258
		B1	3.20	14.75	30	30	67500	5680.735	83790.84			
		C1	6.65	14.75	30	30	67500	5680.735	83790.84			
	2	A2	0.00	11.55	30	30	67500	5680.735	65612.49	17042.21	11.55	196837.4693
		B2	3.20	11.55	30	30	67500	5680.735	65612.49			
		C2	6.65	11.55	30	30	67500	5680.735	65612.49			
	3	A3	0.00	7.75	30	30	67500	5680.735	44025.70	17042.21	7.75	132077.0898
		B3	3.20	7.75	30	30	67500	5680.735	44025.70			
		C3	6.65	7.75	30	30	67500	5680.735	44025.70			
	4	A4	0.00	4.60	30	30	67500	5680.735	26131.38	17042.21	4.60	78394.14363
		B4	3.20	4.60	30	30	67500	5680.735	26131.38			
		C4	6.65	4.60	30	30	67500	5680.735	26131.38			
	5	A5	0.00	1.20	30	30	67500	5680.735	6816.88	17042.21	1.20	20450.64616
		B5	3.20	1.20	30	30	67500	5680.735	6816.88			
		C5	6.65	1.20	30	30	67500	5680.735	6816.88			
								85211.026	679131.87	85211.03		679131.8747

Tabla N.14 Rigideces Sentido X-X

Método 1

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{i\ x-x} * y_i}{\sum K_{i\ x-x}} = \frac{679131.87}{85211.026} = 7.97\text{m}$$

Método 2: Por Pórtico (Comprobación)

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{i\ x-x} * y_i}{\sum K_{i\ x-x}} = \frac{679131.87}{85211.026} = 7.97\text{m}$$

RIGIDECES SENTIDO Y-Y (Para Calcularse (X <sub>cr</sub> ))												
Piso	Pórtico	Columnas	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	b columna	h columna	Inercia y-y	Rigidez y-y	Rigidez y-y * x <sub>i</sub>	Rigidez por Pórtico y-y	x <sub>i</sub> pórtico	Rigidez pórtico y-y * x <sub>i</sub> pórtico
1	A	A1	0.00	14.75	30.00	30.00	67500.00	5680.74	0.00	28403.68	0.00	0.00
		A2	0.00	11.55	30.00	30.00	67500.00	5680.74	0.00			
		A3	0.00	7.75	30.00	30.00	67500.00	5680.74	0.00			
		A4	0.00	4.60	30.00	30.00	67500.00	5680.74	0.00			
		A5	0.00	1.20	30.00	30.00	67500.00	5680.74	0.00			
	B	B1	3.20	14.75	30.00	30.00	67500.00	5680.74	18178.35	28403.68	3.20	90891.76
		B2	3.20	11.55	30.00	30.00	67500.00	5680.74	18178.35			
		B3	3.20	7.75	30.00	30.00	67500.00	5680.74	18178.35			
		B4	3.20	4.60	30.00	30.00	67500.00	5680.74	18178.35			
		B5	3.20	1.20	30.00	30.00	67500.00	5680.74	18178.35			
	C	C1	6.65	14.75	30.00	30.00	67500.00	5680.74	37776.89	28403.68	6.65	188884.44
		C2	6.65	11.55	30.00	30.00	67500.00	5680.74	37776.89			
		C3	6.65	7.75	30.00	30.00	67500.00	5680.74	37776.89			
		C4	6.65	4.60	30.00	30.00	67500.00	5680.74	37776.89			
		C5	6.65	1.20	30.00	30.00	67500.00	5680.74	37776.89			
								85211.026	279776.20	85211.03		279776.201

Tabla N.15 Rigideces Sentido Y-Y

Método 2: Por Pórtico (Comprobación)

Método 1

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} = \frac{279776.20}{85211.026} = 3.283m$$

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} = \frac{279776.20}{85211.026} = 3.283m$$

RIGIDECES SENTIDO X-X (Para Calcularse Y <sub>cr</sub> )												
Piso	Pórtico	Columnas	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	b columna	h columna	Inercia x-x	Rigidez x- x	Rigidez x-x * y <sub>i</sub>	Rigidez por Pórtico x-x	y <sub>i</sub> pórtico	Rigidez pórtico x-x * y <sub>i</sub> pórtico
2,3,4	1	A1	0.00	14.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	178086.08	36220.90	14.750	534258.2253
		B1	3.20	14.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	178086.08			
		C1	6.65	14.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	178086.08			
	2	A2	0.00	11.55	30.00	30.00	67500.00	12073.63	139450.45	36220.90	11.550	418351.3561
		B2	3.20	11.55	30.00	30.00	67500.00	12073.63	139450.45			
		C2	6.65	11.55	30.00	30.00	67500.00	12073.63	139450.45			
	3	A3	0.00	7.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	93570.65	36220.90	7.750	280711.9489
		B3	3.20	7.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	93570.65			
		C3	6.65	7.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	93570.65			
	4	A4	0.00	4.60	30.00	30.00	67500.00	12073.63	55538.71	36220.90	4.600	166616.1245
		B4	3.20	4.60	30.00	30.00	67500.00	12073.63	55538.71			
		C4	6.65	4.60	30.00	30.00	67500.00	12073.63	55538.71			
	5	A5	0.00	1.20	30.00	30.00	67500.00	12073.63	14488.36	36220.90	1.200	43465.07596
		B5	3.20	1.20	30.00	30.00	67500.00	12073.63	14488.36			
		C5	6.65	1.20	30.00	30.00	67500.00	12073.63	14488.36			
								181104.48	1443402.73	181104.48		1443402.731

Tabla N.16 Rigideces Sentido X-X

Método 1

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{i\ x-x} * y_i}{\sum K_{i\ x-x}} = \frac{1443402.73}{181104.48} = 7.97\text{m}$$

Método 2: Por Pórtico (Comprobación)

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{i\ x-x} * y_i}{\sum K_{i\ x-x}} = \frac{1443402.73}{181104.48} = 7.97\text{m}$$



RIGIDECES SENTIDO Y-Y (Para Calcularse X <sub>cr</sub> )												
Piso	Pórtico	Columna	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	b columna	h columna	Inercia y-y	Rigidez y-y	Rigidez y-y * x <sub>i</sub>	Rigidez por Pórtico y-y	x <sub>i</sub> portico	Rigidez portico y-y * x <sub>i</sub> portico
2,3,4	A	A1	0.00	14.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	0.00	60368.16	0.00	0.00
		A2	0.00	11.55	30.00	30.00	67500.00	12073.63	0.00			
		A3	0.00	7.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	0.00			
		A4	0.00	4.60	30.00	30.00	67500.00	12073.63	0.00			
		A5	0.00	1.20	30.00	30.00	67500.00	12073.63	0.00			
	B	B1	3.20	14.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	38635.62	60368.16	3.20	193178.12
		B2	3.20	11.55	30.00	30.00	67500.00	12073.63	38635.62			
		B3	3.20	7.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	38635.62			
		B4	3.20	4.60	30.00	30.00	67500.00	12073.63	38635.62			
		B5	3.20	1.20	30.00	30.00	67500.00	12073.63	38635.62			
	C	C1	6.65	14.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	80289.65	60368.16	6.65	401448.27
		C2	6.65	11.55	30.00	30.00	67500.00	12073.63	80289.65			
		C3	6.65	7.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	80289.65			
		C4	6.65	4.60	30.00	30.00	67500.00	12073.63	80289.65			
		C5	6.65	1.20	30.00	30.00	67500.00	12073.63	80289.65			
								181104.48	594626.39	181104.48		594626.3864

Tabla N.17 Rigideces Sentido Y-Y

Método 1

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} = \frac{594626.39}{181104.48} = 3.283m$$

Método 2: Por Pórtico (Comprobación)

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} = \frac{594626.39}{181104.48} = 3.283m$$

RIGIDECES SENTIDO X-X (Para Calcularse (Ycr))												
Piso	Pórtico	Columna	xi (m)	yi (m)	b col.	h col.	Inercia x-x	Rigidez x-x	Rigidez x-x * yi	Rigidez por Pórtico x-x	yi pórtico	Rigidez pórtico x-x * yi pórtico
Tapagrada	1	B1	3.20	14.75	30.00	30.00	67500	12073.63	178086.08	24147.26	14.750	356172.1502
		C1	6.65	14.75	30.00	30.00	67500	12073.63	178086.08			
	2	B2	3.20	11.55	30.00	30.00	67500	12073.63	139450.45	24147.26	11.550	278900.9041
		C2	6.65	11.55	30.00	30.00	67500	12073.63	139450.45			
								48294.529	635073.05	48294.53		635073.0543

Tabla N 18 RIGIDECES SENTIDO X-X

Método 1

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * X_i}{\sum K_{ix-x}} = \frac{635073.05}{48294.529} = 13.15m$$

Método 2: Por Pórtico (Comprobación)

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * X_i}{\sum K_{ix-x}} = \frac{635073.05}{48294.529} = 13.15m$$

RIGIDECES SENTIDO Y-Y (Para Calcularse (Xcr))												
Piso	Pórtico	Columnas	xi (m)	yi (m)	b columna	h columna	Inercia y-y	Rigidez y-y	Rigidez y-y * xi	Rigidez por Pórtico y-y	xi pórtico	Rigidez pórtico y-y * xi pórtico
Tapagrada	B	B1	3.20	14.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	38635.62	24147.26	3.20	77271.25
		B2	3.20	11.55	30.00	30.00	67500.00	12073.63	38635.62			
	C	C1	6.65	14.75	30.00	30.00	67500.00	12073.63	80289.65	24147.26	6.65	160579.31
		C2	6.65	11.55	30.00	30.00	67500.00	12073.63	80289.65			
								48294.529	237850.55	48294.53	9.850	237850.5545

Tabla N.19 Rigideces Sentido Y-Y

Método 1

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} = \frac{237850.55}{48294.529} = 4.92$$

Método 2: Por Pórtico (Comprobación)

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} = \frac{237850.55}{48294.529} = 4.925m$$

## Resumen de Centro de Masas y Centro de Rigideces

Cálculo de Excentricidades de Xcm y Xcr						
piso	xcm	ycm	xcr	ycr	eox = xcm - xcr	eoy = ycm - ycr
5	4.93	13.15	4.93	13.15	0.00	0.00
4	3.53	6.73	3.28	7.97	0.25	-1.24
3	3.53	6.73	3.28	7.97	0.25	-1.24
2	3.53	6.73	3.28	7.97	0.25	-1.24
1	3.53	6.73	3.28	7.97	0.25	-1.24

### Cuadro N Resumen de Centro de Masas

$$Ly = 0.15 + 3.20 + 3.45 + 0.15 = 6.95\text{m}$$

$$Lx = 0.15 + 1.20 + 3.40 + 3.15 + 3.80 + 3.20 = 14.90\text{m}$$

Incremento Excentricidades eje X-X					
piso	eox	Ly	0.15Ly	ex1=eox + 0.15Ly	ex2=eox - 0.15Ly
5	0.00	14.90	2.24	2.24	-2.24
4	0.25	14.90	2.24	2.48	-1.99
3	0.25	14.90	2.24	2.48	-1.99
2	0.25	14.90	2.24	2.48	-1.99
1	0.25	14.90	2.24	2.48	-1.99

### Cuadro N Incremento Excentricidades eje X-X

Incremento Excentricidades Eje Y-Y					
piso	eoy	Lx	0.15Lx	ey1=eoy + 0.15Lx	ey2=eoy - 0.15Lx
5	0.00	6.95	1.04	1.04	-1.04
4	-1.24	6.95	1.04	-0.19	-2.28
3	-1.24	6.95	1.04	-0.19	-2.28
2	-1.24	6.95	1.04	-0.19	-2.28
1	-1.24	6.95	1.04	-0.19	-2.28

### Cuadros N Incremento Excentricidades eje Y-Y

### Tabla de Cortante Basal Calculada en el Capítulo 7.6

Cortante Basal				
Piso	Nivel hi	Peso Wi	Wi x hi	Fx, Fy
5	13	5.06	67.40	1.34
4	11	54.18	585.14	11.67
3	8	74.38	615.87	12.29
2	6	74.38	428.43	8.55
1	3	74.38	252.89	5.04
		282.38	1949.73	38.89

### Tabla N.20 Corte Basal

Momentos Torsores Por Piso Sentido x-x					
Piso	Fy	ex1	ex2	Mtx1=Fy*ex1	Mtx2=Fy*ex2
5	1.34	2.24	-2.24	3.00	-3.0048719
4	11.67	2.48	-1.99	28.97	-23.203284
3	12.29	2.48	-1.99	30.49	-24.421549
2	8.55	2.48	-1.99	21.21	-16.988904
1	5.04	2.48	-1.99	12.52	-10.028172
				96.20	-77.646782

Tabla N 21 Momentos Torsores Por Piso Sentido x-x

Momentos Torsores Por Piso Sentido y-y					
Piso	Fx	ey1	ey2	Mty1=Fx*ey1	Mty2=Fy*ex2
5	1.34	1.04	-1.04	1.40	-1.4016013
4	11.67	-0.19	-2.28	-2.27	-26.604145
3	12.29	-0.19	-2.28	-2.39	-28.000969
2	8.55	-0.19	-2.28	-1.66	-19.478935
1	5.04	-0.19	-2.28	-0.98	-11.497983
				-5.89	-86.983633

Tabla N 22 Momentos Torsores Por Piso Sentido y-y

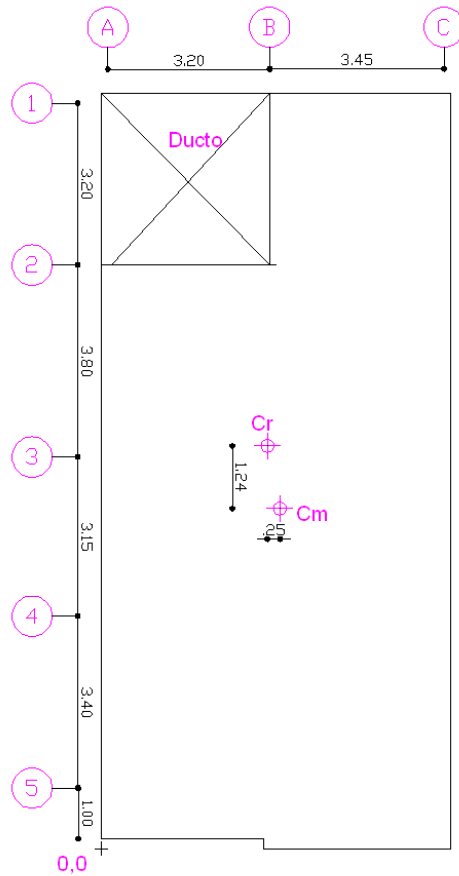


Gráfico 162

### 6.7.10.3 CHEQUEO PISO BLANDO

Si se verifica el CEC, en la Parte I del capítulo 12, en la tabla 6, éste manifiesta, lo siguiente: La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. Y ordena que se utilice un factor de 0.9 debido a este problema.

Piso	Rigidez x-x	70% Rigidez x-x	Chequeo Rigidez x-x	Rigidez y-y	70% Rigidez y-y	Chequeo Rigidez y-y
5	48294.53	33806.17	No es Piso Blando	48294.53	33806.170	No es Piso Blando
4	181104.48	126773.14	No es Piso Blando	181104.48	126773.138	No es Piso Blando
3	181104.48	126773.14	No es Piso Blando	181104.48	126773.138	No es Piso Blando
2	181104.48	126773.14	No es Piso Blando	181104.48	126773.138	No es Piso Blando
1	85211.03	85211.03	Piso Blando	85211.03	59647.718	Piso Blando

Cuadro N 23 Chequeo Piso Blando

Mediante el estudio de rigideces, se puede verificar que existe un problema de Piso Blando en la estructura, ya que en el piso 1, se tiene una rigidez lateral en sentido x-x de 85211.03 (al igual que en el sentido y-y, porque las secciones de las columnas son las mismas), es menor que 126773.14 que corresponda al 70% de la rigidez superior que es de 181104.48. No obstante es importante indicar que esta irregularidad en elevación es corregida al utilizar el factor de elevación de  $\phi E = 0.9$

## 6.7.11 ANÁLISIS Y CHEQUEOS DE RESULTADOS

### 6.7.11.1 CHEQUEO DE DEFLEXIONES

El código CEC Parte I –Capítulo 7, en el artículo 7.1, manifiesta que para el caso de carga viva + carga muerta, el elemento estructural (viga), debe tener una flecha máxima de:

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{l}{240}$$

Donde:

$d_{m\acute{a}x}$  = deflexión máxima

$l$  = Longitud del elemento estructura

Una vez que se ha realizado el análisis a la estructura, se debe chequear las deflexiones de las vigas, y para ello se debe realizar lo siguiente:

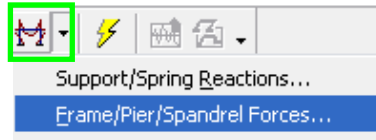


Gráfico 163

Se debe escoger la combinación 1, para obtener la deflexión de las vigas por efecto de carga muerta + carga viva.

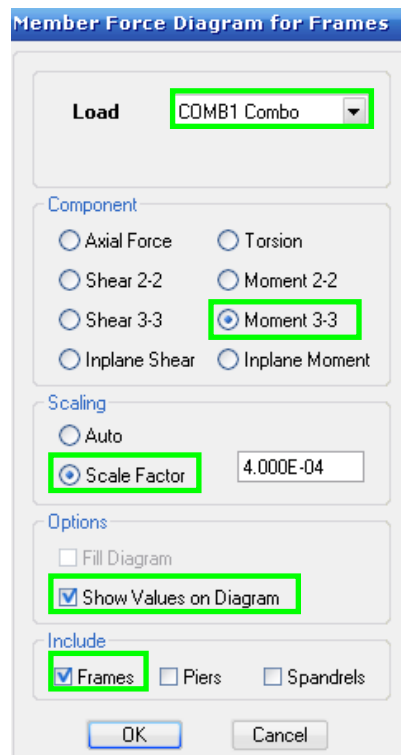


Gráfico 164

Hacer clic derecho sobre la viga a estudiarse:

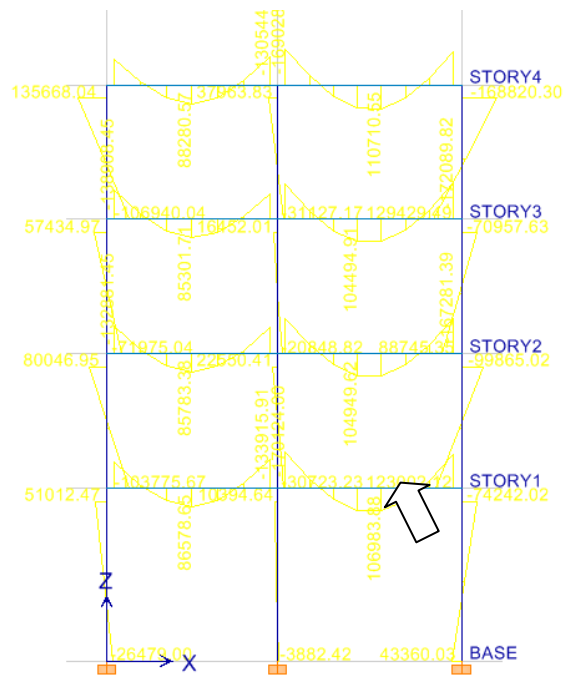


Gráfico 165

Activar en Show Max:

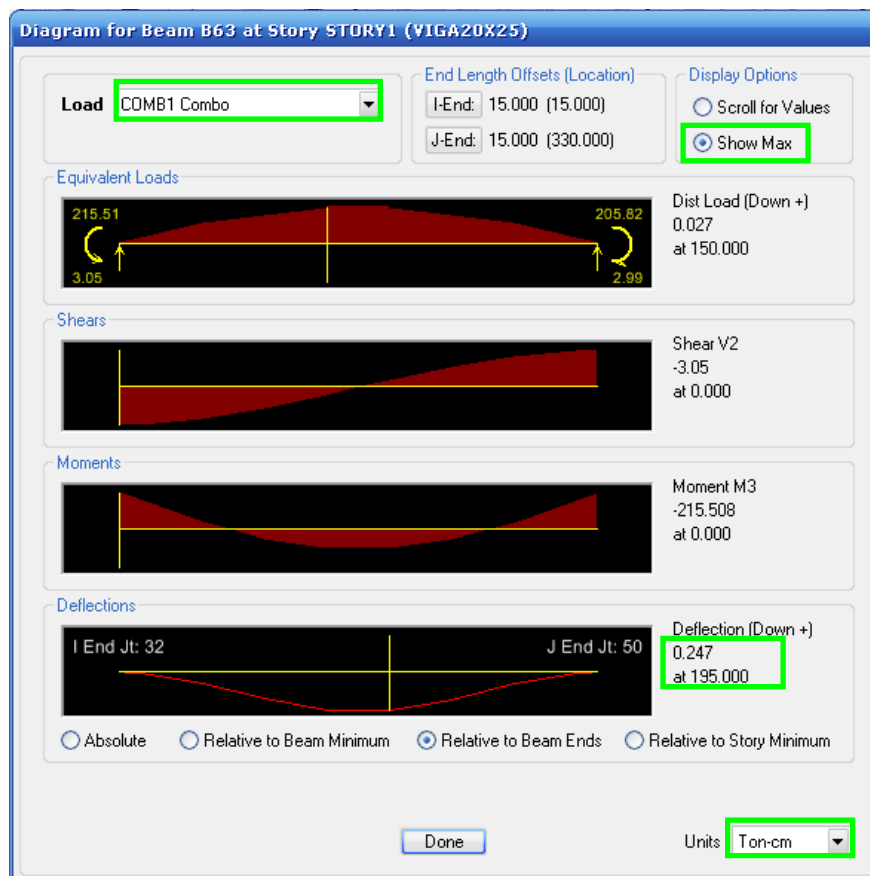


Gráfico 166

En el cuadro de deflexiones se puede observar que la deflexión máxima producida ha sido de 0.247cm a una distancia de 195cm desde el extremo izquierdo. La longitud de esta viga es de 3.45m = 345 cm

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{345cm}{240}$$

$$d_{m\acute{a}x} = 1.44cm$$

$$d_{m\acute{a}x} > d$$

$$1.44cm > 0.247cm \text{ OK}$$

De la misma manera se debe realizar para el chequeo de deflexiones en el resto de la estructura.

RESUMEN DE DEFLEXIONES CRÍTICAS							
Viga Eje	Tramo		Deflexión crítica en el Piso	Longitud	Deflexión Máxima (cm)	Deflexión de la Viga	Chequeo
1	A	- B	4	3.20	1.33	0.174	ok
1	B	- C	5	3.45	1.44	0.284	ok
2	A	- B	4	3.20	1.33	0.121	ok
2	B	- C	4	3.45	1.44	0.278	ok
3	A	- B	4	3.20	1.33	0.245	ok
3	B	- C	4	3.45	1.44	0.369	ok
4	A	- B	4	3.20	1.33	0.247	ok
4	B	- C	1	3.45	1.44	0.374	ok
5	A	- B	4	3.20	1.33	0.166	ok
5	B	- C	4	3.45	1.44	0.264	ok
A	1	- 2	3	3.20	1.33	0.068	ok
A	2	- 3	4	3.80	1.58	0.271	ok
A	3	- 4	3	3.15	1.31	0.11	ok
A	4	- 5	4	3.40	1.42	0.152	ok
A	5	- V	1	1.00	0.42	0.018	ok
B	1	- 2	4	3.20	1.33	0.034	ok
B	2	- 3	3	3.80	1.58	0.466	ok
B	3	- 4	3	3.15	1.31	0.154	ok
B	4	- 5	4	3.40	1.42	0.23	ok
B	5	- V	1	1.00	0.42	0.053	ok
C	1	- 2	4	3.20	1.33	0.14	ok
C	2	- 3	4	3.80	1.58	0.34	ok
C	3	- 4	4	3.15	1.31	0.09	ok
C	4	- 5	4	3.40	1.42	0.147	ok
C	5	- V		1.00	0.42	0.045	ok



### 6.7.11.2 CHEQUEO DE DERIVAS

De acuerdo al CEC Parte I-Capítulo 12, en el artículo 6.8.2.2  $\Delta_M$  no puede superar los valores establecidos en la tabla siguiente:

<b>Estructuras</b>	<b><math>\Delta_M</math> máxima</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Tabla N 24 Estructuras

Uno de los parámetros que mejor correlacionan el daño esperado en una estructura es la deriva máxima de piso. De ahí que la mayoría de las normativas sísmicas establecen un tope máximo de la deriva de piso, de acuerdo al desempeño que se espera en la edificación. Así por ejemplo, el Comité VISION 2000 de los Estados Unidos de Norte América, establece los límites que se indican en la tabla siguiente:

<b>Operacional</b>	<b>Inmediatamente Ocupacional</b>	<b>Seguridad de Vida</b>	<b>Prevención del Colapso</b>	<b>Colapso</b>
< 0.2% +/-	< 0.5% +/-	< 1.5% +/-	< 2.5% +/-	> 2.5% +/-

Tabla N 25 Clasificación de Derivas

Si no se espera ningún daño en la edificación luego de un sismo y se quiere que esta continúe funcionando, el desempeño se denomina, de acuerdo a VISION 2000 como *Operacional* y la deriva de piso máxima permitida es 0.002 que en la tabla N 25 se ha colocado 0.2%. (+/- significa que está alrededor de ese valor).

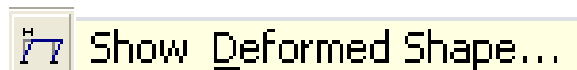
El Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000, establece un valor máximo de la deriva máxima de piso del 2 %, de tal manera que las estructuras que tienen mayor deriva de piso deben ser rediseñadas, no se puede pasar de ese valor para el diseño sísmico con el espectro del código.

En muchas ocasiones se diseñan estructuras muy flexibles con tal de que satisfagan que la deriva máxima de piso sea menor al 2 %. Estas estructuras no tendrán una sobre resistencia  $R\Omega$  alta. En la medida que la deriva de piso máxima esperada en el edificio se incrementa menor será  $R\Omega$  . De ahí la necesidad de conocer cuando vale la sobre resistencia de las estructuras de hormigón armado que se construyen en el Ecuador, en función de la deriva máxima de piso  $\gamma$ .

En todo caso esta es una breve explicación de la razón del por qué el Código Ecuatoriano de la Construcción, ha extendido el valor de la Deriva máxima de Pisos.

Para el estudio presente obviamente se está utilizando el CEC, y se cumplirá en base a lo estipulado a este código, ajustándose en cierta manera con lo propuesto por el Comité 2000.

Hacer clic en:



Hacer clic sobre la Carga lateral de sismo en “X”, identificada como CSX. En el espacio en blanco de scale Factor, es para observar el desplazamiento en la estructura.

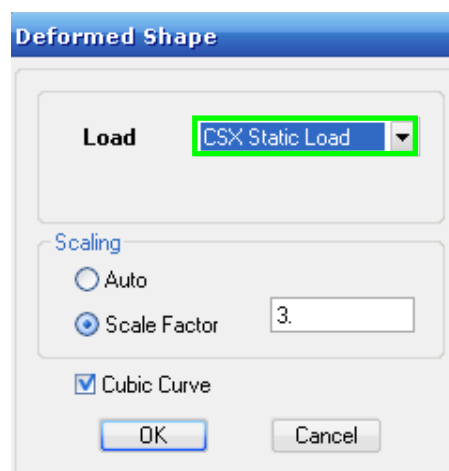


Gráfico 167

Hacer clic derecho en el nudo aparentemente más desplazado de la estructura. El mayor desplazamiento sucede en el nudo C-5. Obsérvese el grafico a continuación:

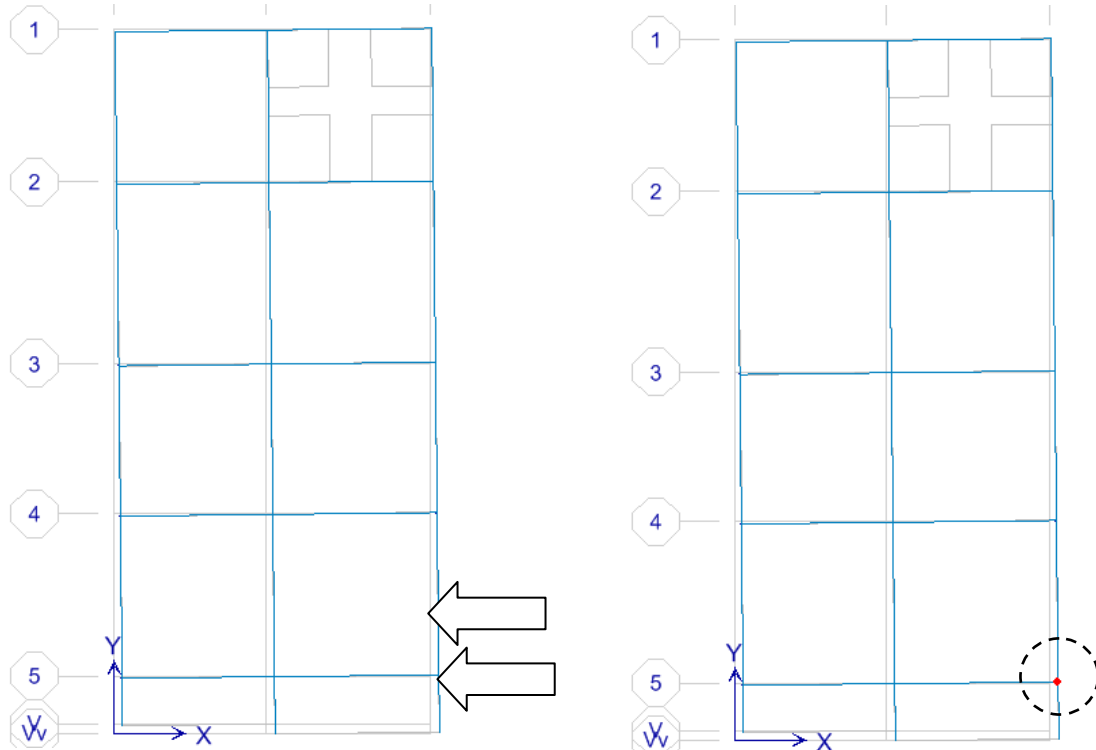


Gráfico 168

Después hacer clic sobre Lateral Drifts.



Gráfico 169

El Etabs presenta las derivas calculadas. Se debe chequear únicamente DRIFT-X, ya que en la deformada, se escogió analizar Carga de Sismo X (ver fig. de la pág. 189). DRIFT-Y, son desplazamientos debido a la carga de sismo en X.

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 50				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
STORY4	0.056762	0.008038	0.003738	0.000490
STORY3	0.047341	0.006803	0.005583	0.000767
STORY2	0.033272	0.004871	0.006795	0.000979
STORY1	0.016149	0.002404	0.004984	0.000742

Nota: Las derivas en el quinto piso son 0.0 porque este nudo no avanza hasta este nivel.  
 Si se verifica la deriva del piso 1, se puede observar que se obtuvo un valor de 0.004984, que el ETABS, calcula a través del desplazamiento DISP-X, dividido entre la altura del piso. Por ejemplo:

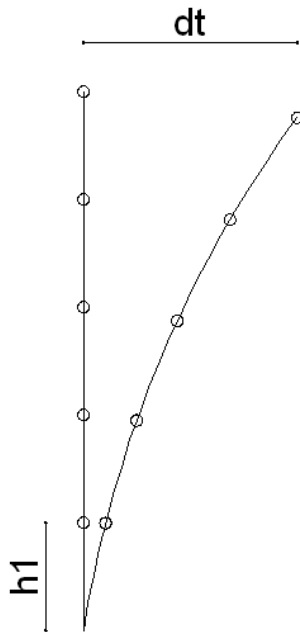


Gráfico 171

$$\Delta_1 = \frac{\text{Desplazamiento Piso}}{\text{altura}}$$

$$\Delta_1 = \frac{0.004984}{3.24\text{m}}$$

$$\Delta_1 = 0.004984$$

Que es el valor que se obtiene en ETABS.

El valor de  $\Delta_1 = 0.004984$ , es el valor de la deriva de piso que se ha obtenido en el modelo en ETABS. Este valor se debe chequear con el establecido del CEC (Indicado en la pág. 188).

$$\Delta_{\text{máx}} \geq \Delta_1$$

$$0.02 \geq 0.0049841 \text{ Ok}$$

De acuerdo al Comité VISION 2000, el valor que se analiza está dentro de la clasificación de Inmediatamente Ocupacional.

Para agilizar el proceso y obtener la tabla de resúmenes de **Derivas Máximas** de la estructura, se debe efectuar lo siguiente:

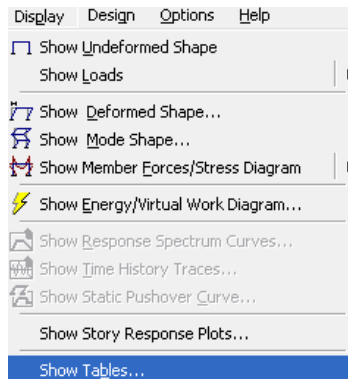


Gráfico 172

Clic sobre Table: Story Drifts. Después hacer clic sobre Select Cases/Combos.

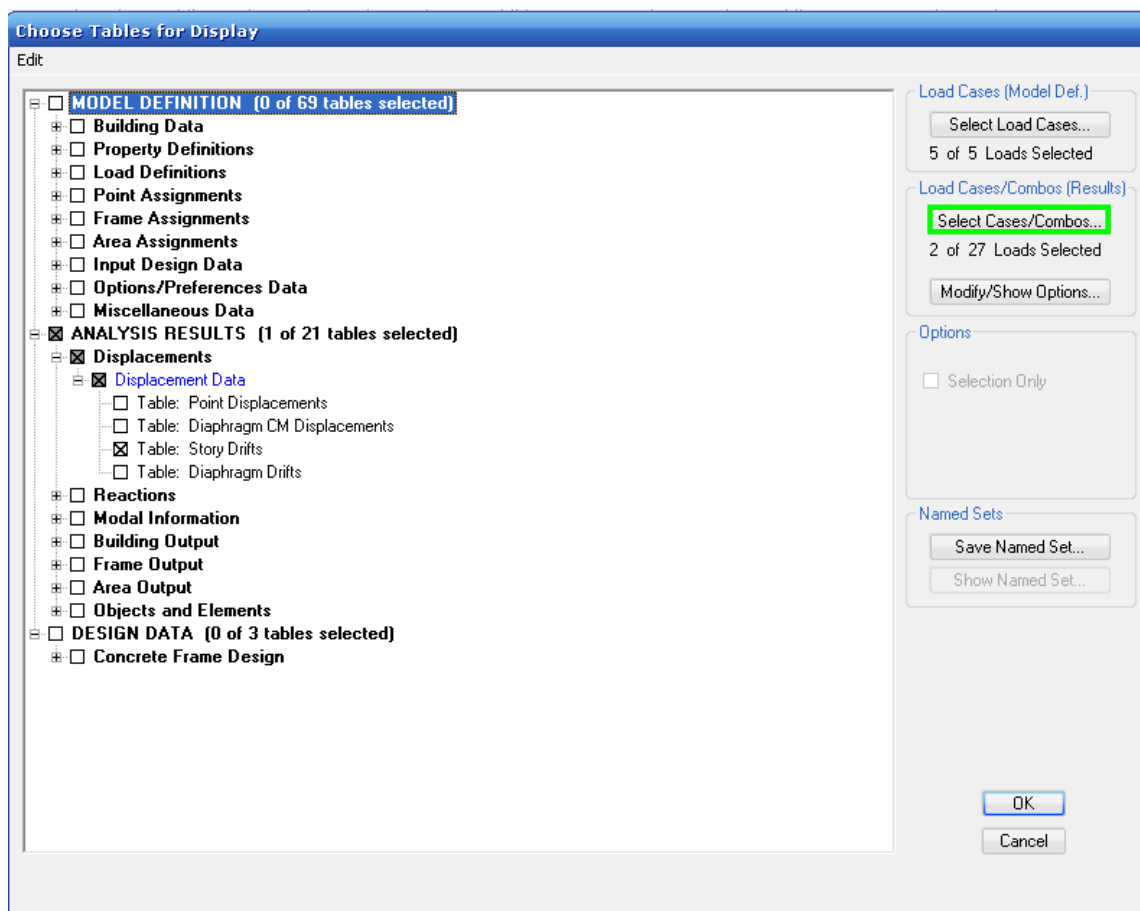


Gráfico 173

Seleccionar Cargas de Sismos en X, y cargas de Sismos en Y. Presionar Ok.

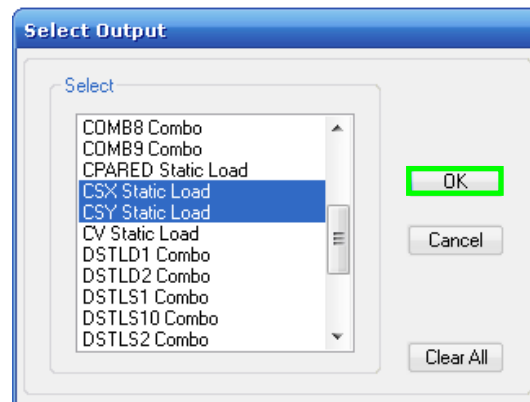


Gráfico 174

Como se puede observar Etabs muestra las Derivas Máximas Al finalizar presionar Ok.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	CSX	47	665.000	1155.000	1332.000	0.001938	
STORY5	Max Drift Y	CSX	46	665.000	1475.000	1332.000		0.000278
STORY5	Max Drift X	CSY	20	320.000	1475.000	1332.000	0.000151	
STORY5	Max Drift Y	CSY	46	665.000	1475.000	1332.000		0.001843
STORY4	Max Drift X	CSX	51	665.000	0.000	1080.000	0.004020	
STORY4	Max Drift Y	CSX	19	0.000	1475.000	1080.000		0.001068
STORY4	Max Drift X	CSY	51	665.000	0.000	1080.000	0.000393	
STORY4	Max Drift Y	CSY	125-2	537.500	1155.000	900.000		0.001620
STORY3	Max Drift X	CSX	51	665.000	0.000	828.000	0.006028	
STORY3	Max Drift Y	CSX	34	0.000	20.000	828.000		0.001700
STORY3	Max Drift X	CSY	51	665.000	0.000	828.000	0.000735	
STORY3	Max Drift Y	CSY	34	0.000	20.000	828.000		0.002051
STORY2	Max Drift X	CSX	51	665.000	0.000	576.000	0.007342	
STORY2	Max Drift Y	CSX	34	0.000	20.000	576.000		0.002051
STORY2	Max Drift X	CSY	51	665.000	0.000	576.000	0.000998	
STORY2	Max Drift Y	CSY	19	0.000	1475.000	576.000		0.002454
STORY1	Max Drift X	CSX	50	665.000	120.000	324.000	0.004984	
STORY1	Max Drift Y	CSX	19	0.000	1475.000	324.000		0.001261
STORY1	Max Drift X	CSY	50	665.000	120.000	324.000	0.000766	
STORY1	Max Drift Y	CSY	31	0.000	120.000	324.000		0.001933

Gráfico 175

A continuación se puede copiar la tabla a Excel como se indica a continuación:

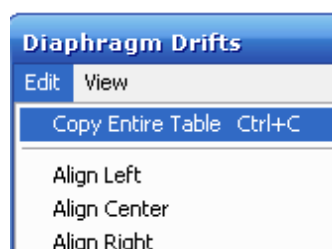


Gráfico 176

Una vez en Excel se puede chequear derivas de acuerdo a CEC, y clasificarla de acuerdo a la tabla que propone el Comité VISION 2000.

TABLA DE RESUMEN DE DERIVAS MÁXIMAS							
Piso	Item	Carga	Deriva x-x	Deriva y-y	Deriva máxima CEC	Chequeo según CEC	Clasificación según Comité VISION 2000
STORY5	Max Drift X	CSX	0.001938		0.02	Cumple	Operacional
STORY5	Max Drift Y	CSX		0.000278	0.02	Cumple	Operacional
STORY5	Max Drift X	CSY	0.000151		0.02	Cumple	Operacional
STORY5	Max Drift Y	CSY		0.001843	0.02	Cumple	Operacional
STORY4	Max Drift X	CSX	0.00402		0.02	Cumple	Inmediatamente Ocupacional
STORY4	Max Drift Y	CSX		0.001068	0.02	Cumple	Operacional
STORY4	Max Drift X	CSY	0.000393		0.02	Cumple	Operacional
STORY4	Max Drift Y	CSY		0.00162	0.02	Cumple	Operacional
STORY3	Max Drift X	CSX	0.006028		0.02	Cumple	Seguridad de Vida
STORY3	Max Drift Y	CSX		0.0017	0.02	Cumple	Operacional
STORY3	Max Drift X	CSY	0.000735		0.02	Cumple	Operacional
STORY3	Max Drift Y	CSY		0.002051	0.02	Cumple	Inmediatamente Ocupacional
STORY2	Max Drift X	CSX	0.007342		0.02	Cumple	Seguridad de Vida
STORY2	Max Drift Y	CSX		0.002051	0.02	Cumple	Inmediatamente Ocupacional
STORY2	Max Drift X	CSY	0.000998		0.02	Cumple	Operacional
STORY2	Max Drift Y	CSY		0.002454	0.02	Cumple	Inmediatamente Ocupacional
STORY1	Max Drift X	CSX	0.004984		0.02	Cumple	Inmediatamente Ocupacional
STORY1	Max Drift Y	CSX		0.001261	0.02	Cumple	Operacional
STORY1	Max Drift X	CSY	0.000766		0.02	Cumple	Operacional
STORY1	Max Drift Y	CSY		0.001933	0.02	Cumple	Operacional

Tabla N 26 Resumen de Derivas

### 6.7.11.3 CHEQUEO DE CUANTÍAS DE REFUERZO Y DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS

#### 6.7.11.3.1 CHEQUEO Y DISEÑO EN VIGAS

##### 6.7.11.3.1.1 CHEQUEO DE PORCENTAJE DE ACERO EN VIGAS

Según código ACI318-05 artículo 10.5.1, en toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, excepto lo establecido en 10.5.2, 10.5.3 y 10.5.4, el  $A_s$  proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de: (Ec. equivalente a la mostrada en art. 10.5.1

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$$

10.5.3 Los requisitos de 10.5.1 y 10.5.2 no necesitan ser aplicados si en cada sección el  $A_s$  proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis.

$$A_{s_{min}} = \frac{A_s}{3}$$

21.3.2.1 En cualquier sección de un elemento a flexión, excepto por lo dispuesto en 10.5.3, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor que la dada en la ecuación (10-3) ni menor que  $1.4b_w d f_y$  y la cuantía de refuerzo  $\rho$ , no debe exceder 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.025$$

Según Sección de Apéndice B.10.3.3, B.10.3.3 — En elementos sometidos a flexión y en elementos sometidos a una combinación de flexión y cargas axiales de compresión, cuando  $\phi P_n$  es menor que la más pequeña entre  $0.10f_c' A_g$  y  $\phi P_b$ , la cuantía de refuerzo  $\rho$ , proporcionado no debe exceder de 0.75 de la cuantía  $\rho_b$  que produciría condiciones de deformación balanceada en la sección sometida a flexión sin carga axial.

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b$$



$$p_b = \frac{0.75 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6100}{6100 + f_y}$$

Para obtener los resultados del diseño de ETABS, se debe realizar lo siguiente:

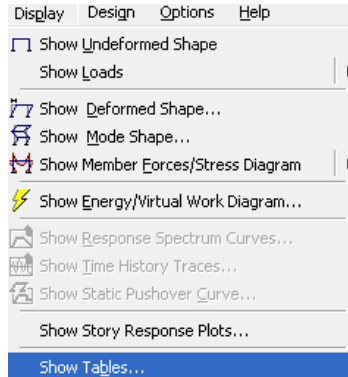


Gráfico 177

Marcar en DESIGN DATA/Concrete Frame design/Concrete Frame Design Output. Después hacer clic sobre Select Cases/Combos

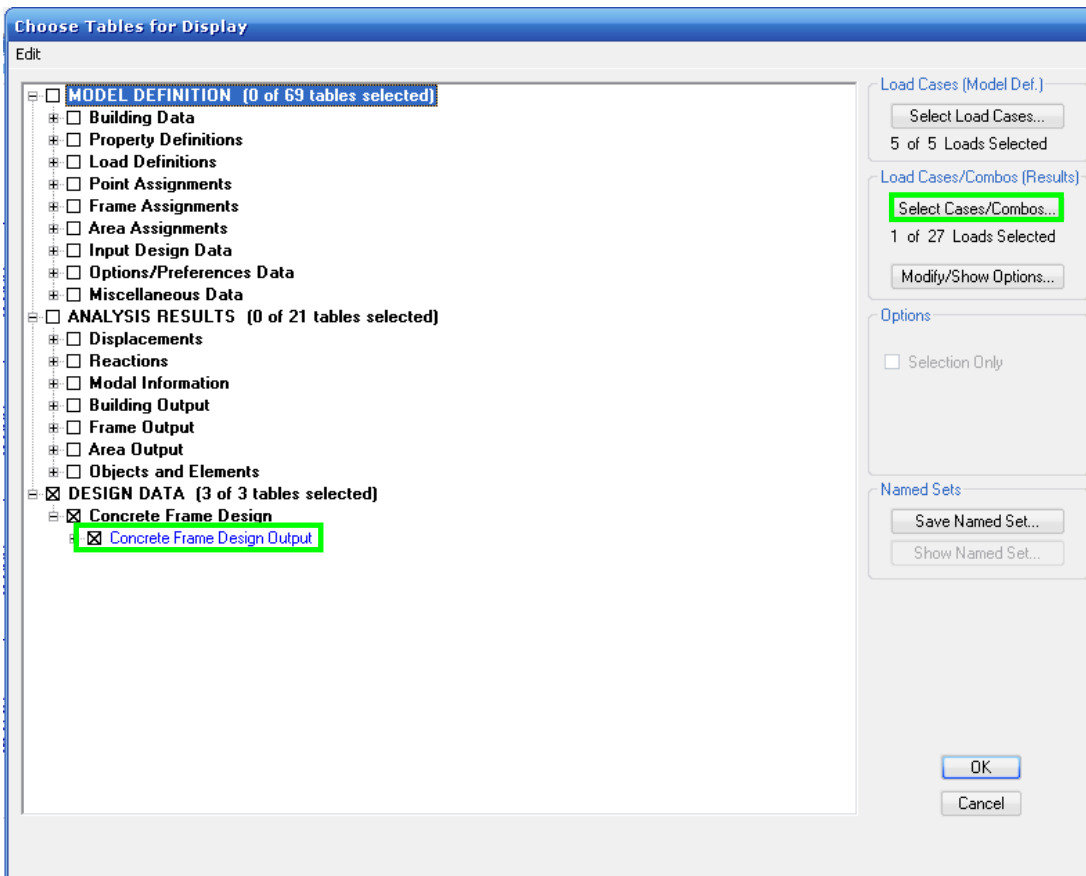


Gráfico 178

Escoger la Combinación 10, pues se debe recordar que ésta fue definida como la envolvente de todas las combinaciones y al elegir esta combinación el ETABS, entregará valores mayores de áreas de refuerzo requeridas.

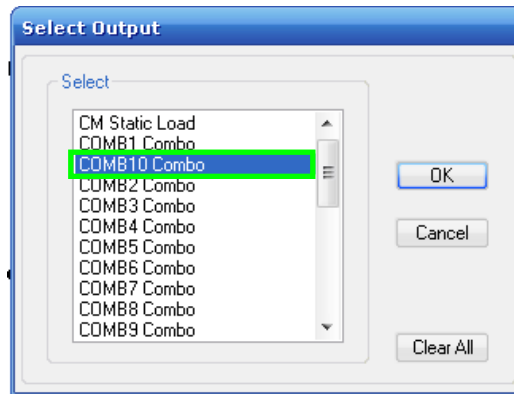


Gráfico 179

Hacer clic en la pestaña superior derecha y seleccionar

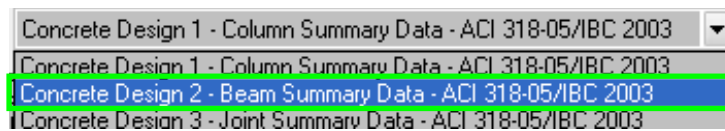


Gráfico 180

ETABS finalmente muestra la tabla de resultados del diseño.

Story	BayID	SecID	StrLoc	Status	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot	VCombo	VRebar	TLngCombo	TLngRebar	TTnCombo	TTnRebar
STORY5	B42	VIGA20x20	15.000	No Message	CDMB10	1.138	1.511	CDMB10	0.980	0.980	CDMB10	0.032	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B42	VIGA20x20	63.333	No Message	CDMB10	0.700	0.700	CDMB10	0.483	0.483	CDMB10	0.027	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B42	VIGA20x20	111.667	No Message	CDMB10	0.483	0.483	CDMB10	0.818	0.818	CDMB10	0.018	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B42	VIGA20x20	160.000	No Message	CDMB10	0.483	0.483	CDMB10	1.138	1.138	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B42	VIGA20x20	208.333	No Message	CDMB10	0.483	0.483	CDMB10	0.863	0.863	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B42	VIGA20x20	256.667	No Message	CDMB10	0.570	0.570	CDMB10	0.483	0.483	CDMB10	0.025	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B42	VIGA20x20	305.000	No Message	CDMB10	1.138	1.360	CDMB10	0.884	0.884	CDMB10	0.031	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B59	VIGA20x20	15.000	No Message	CDMB10	1.138	1.628	CDMB10	1.053	1.053	CDMB10	0.036	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B59	VIGA20x20	60.000	No Message	CDMB10	0.844	0.844	CDMB10	0.540	0.540	CDMB10	0.031	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B59	VIGA20x20	105.000	No Message	CDMB10	0.540	0.540	CDMB10	0.829	0.829	CDMB10	0.022	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B59	VIGA20x20	150.000	No Message	CDMB10	0.540	0.540	CDMB10	1.138	1.138	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B59	VIGA20x20	195.000	No Message	CDMB10	0.540	0.540	CDMB10	1.138	1.138	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B59	VIGA20x20	240.000	No Message	CDMB10	0.540	0.540	CDMB10	0.907	0.907	CDMB10	0.022	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B59	VIGA20x20	285.000	No Message	CDMB10	0.908	0.908	CDMB10	0.540	0.540	CDMB10	0.031	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B59	VIGA20x20	330.000	No Message	CDMB10	1.138	1.697	CDMB10	1.096	1.096	CDMB10	0.036	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B60	VIGA20x20	15.000	No Message	CDMB10	1.138	1.762	CDMB10	1.137	1.137	CDMB10	0.036	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B60	VIGA20x20	60.000	No Message	CDMB10	0.974	0.974	CDMB10	0.572	0.572	CDMB10	0.031	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B60	VIGA20x20	105.000	No Message	CDMB10	0.572	0.572	CDMB10	0.912	0.912	CDMB10	0.022	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B60	VIGA20x20	150.000	No Message	CDMB10	0.572	0.572	CDMB10	1.138	1.138	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B60	VIGA20x20	195.000	No Message	CDMB10	0.572	0.572	CDMB10	1.138	1.138	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B60	VIGA20x20	240.000	No Message	CDMB10	0.572	0.572	CDMB10	0.820	0.820	CDMB10	0.023	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B60	VIGA20x20	285.000	No Message	CDMB10	0.996	0.996	CDMB10	0.572	0.572	CDMB10	0.032	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B60	VIGA20x20	330.000	No Message	CDMB10	1.138	1.803	CDMB10	1.138	1.138	CDMB10	0.037	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B64	VIGA20x20	15.000	No Message	CDMB10	1.138	1.553	CDMB10	1.006	1.006	CDMB10	0.032	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B64	VIGA20x20	63.333	No Message	CDMB10	0.739	0.739	CDMB10	0.496	0.496	CDMB10	0.027	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B64	VIGA20x20	111.667	No Message	CDMB10	0.496	0.496	CDMB10	0.843	0.843	CDMB10	0.018	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B64	VIGA20x20	160.000	No Message	CDMB10	0.496	0.496	CDMB10	1.138	1.138	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B64	VIGA20x20	208.333	No Message	CDMB10	0.496	0.496	CDMB10	0.862	0.862	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B64	VIGA20x20	256.667	No Message	CDMB10	0.567	0.567	CDMB10	0.496	0.496	CDMB10	0.025	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY5	B64	VIGA20x20	305.000	No Message	CDMB10	1.138	1.354	CDMB10	0.880	0.880	CDMB10	0.031	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY4	B21	VIGA20x20	15.000	No Message	CDMB10	1.138	1.138	CDMB10	0.636	0.636	CDMB10	0.031	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY4	B21	VIGA20x20	63.333	No Message	CDMB10	0.373	0.373	CDMB10	0.373	0.373	CDMB10	0.021	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY4	B21	VIGA20x20	111.667	No Message	CDMB10	0.373	0.373	CDMB1	0.651	0.651	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY4	B21	VIGA20x20	160.000	No Message	CDMB10	0.373	0.373	CDMB1	0.887	0.887	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY4	B21	VIGA20x20	208.333	No Message	CDMB10	0.373	0.373	CDMB10	0.725	0.725	CDMB10	0.017	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY4	B21	VIGA20x20	256.667	No Message	CDMB10	0.456	0.456	CDMB10	0.399	0.399	CDMB10	0.021	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY4	B21	VIGA20x20	305.000	No Message	CDMB10	1.138	1.155	CDMB10	0.754	0.754	CDMB10	0.032	CDMB10	0.000	CDMB10	
STORY4	B23	VIGA20x25	15.000	No Message	CDMB10	1.473	1.694	CDMB10	1.103	1.103	CDMB10	0.032	CDMB10	0.000	CDMB10	

Gráfico 181

Como son pisos Tipo por ser pisos Tipo hasta el tercer piso, se va a tomar valores mayores con respecto a cada de cada Pórtico

### PÓRTICO EJE A

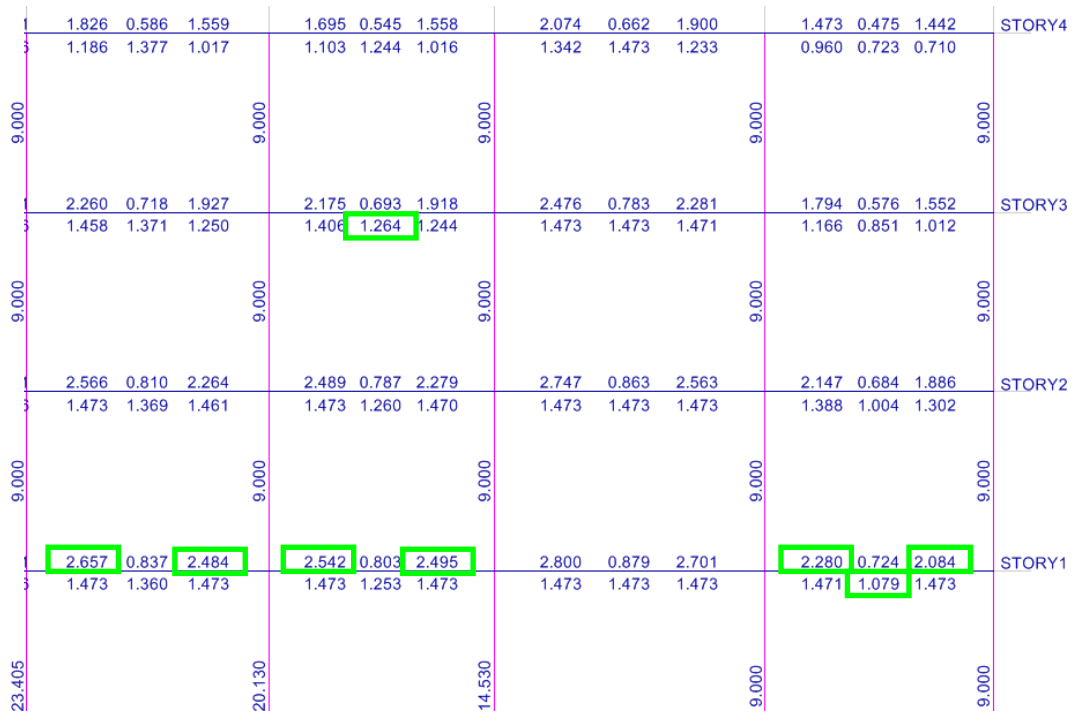


Gráfico 182 (a)

### PÓRTICO EJE C

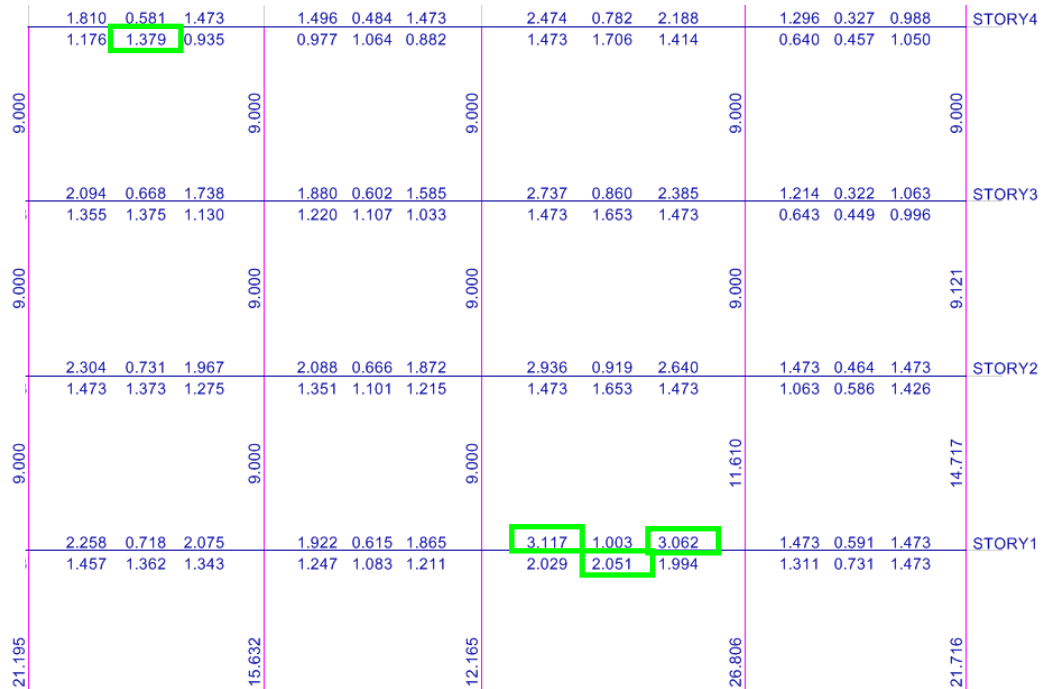


Gráfico 182 (b)

Tabla de Resúmenes de Aceros para Diseño de Viga Eje A=C TIPO.

1.67	2.657	2.484	2.542	2.495	3.11	3.062	2.28	2.084
	1.379		1.264		2.051		1.079	

PÓRTICO EJE B

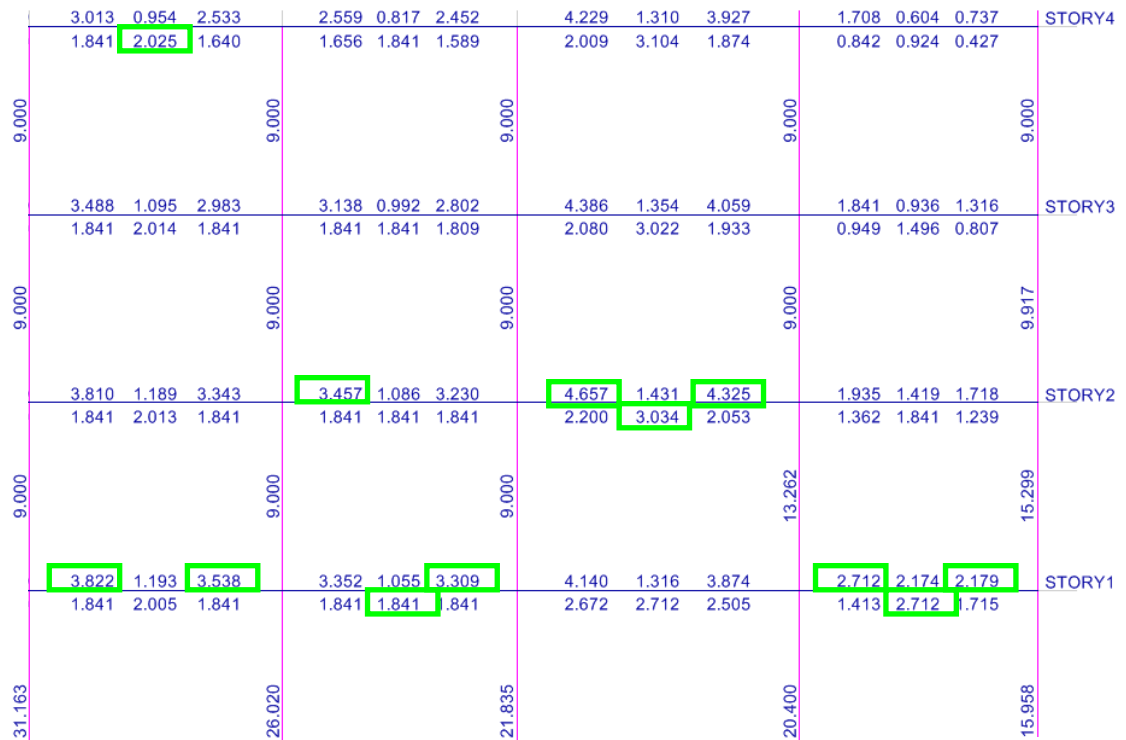


Gráfico 182 (c)

Tabla de Resúmenes de Aceros para Diseño de Viga EJE B

2.709	3.822	3.538	3.457	3.309	4.657	4.325	2.712	2.179
	2.025		1.841		3.3034		2.712	

Para los Pórticos 2=3=4=5, se tomará el Pórtico 5, después de haber analizado el resultado de áreas de refuerzo.

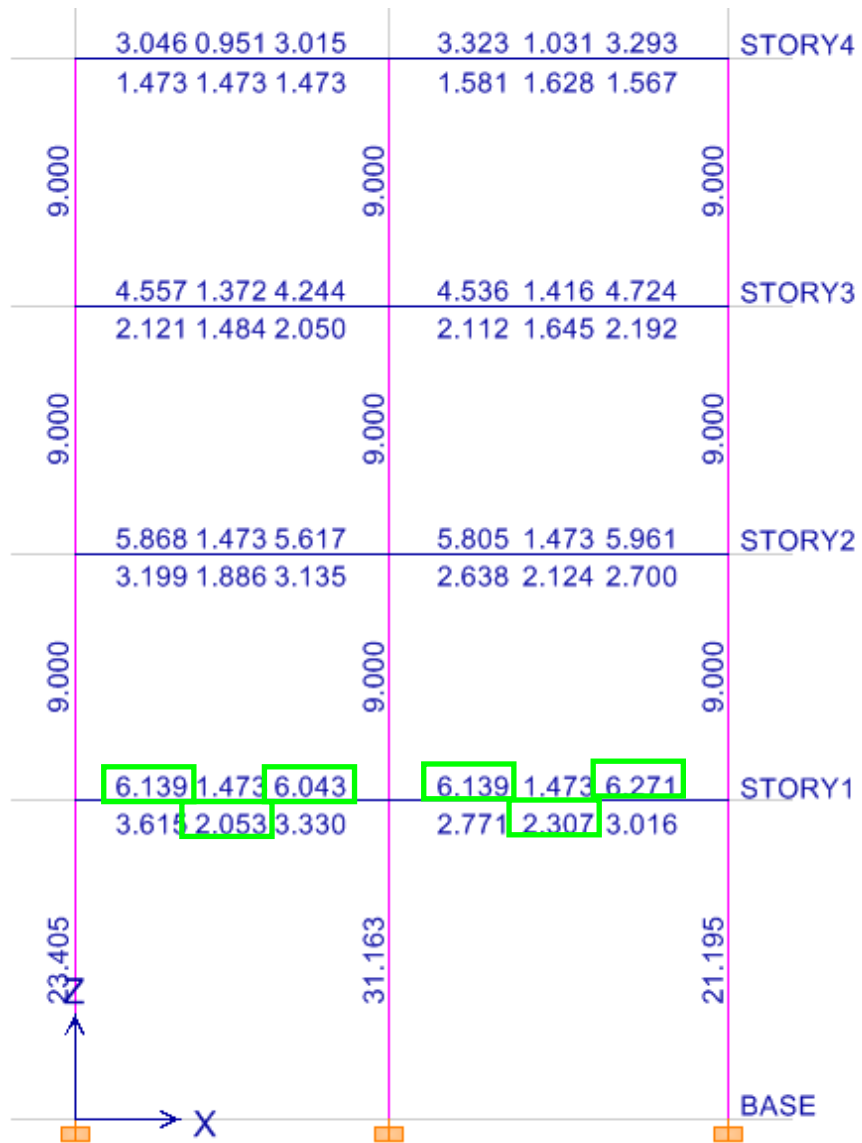


Gráfico 183

Tabla de Resúmenes de Aceros para Diseño de Viga EJE 5

6.139	6.043	6.139	6.271
2.053		2.307	

Pórtico EJE 1

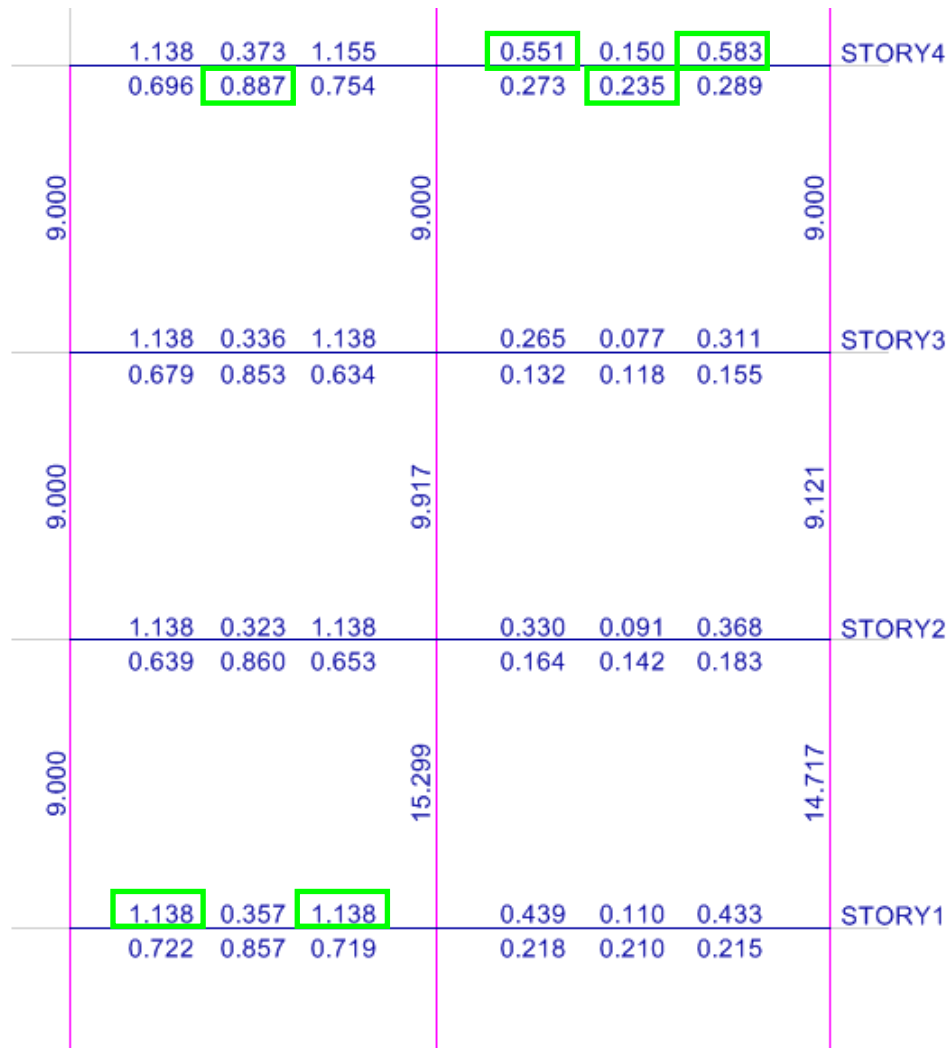


Gráfico 184

Tabla de Resúmenes de Aceros para Diseño de Viga EJE 1

1.138	1.138	0.551	0.583
0.887		0.235	

## RESUMEN DE ACEROS [cm<sup>2</sup>]

Viga Eje A = C

1.67	2.657	2.484	2.542	2.495	3.11	3.062	2.28	2.084
1.379		1.264		2.051		1.079		

Viga Eje B

2.709	3.822	3.538	3.457	3.309	4.657	4.325	2.712	2.179
2.025		1.841		3.3034		2.712		

Viga EJE 2=3=4=5

6.139	6.043	6.139	6.271
2.053		2.307	

Viga EJE 1

1.138	1.138	0.551	0.583
0.887		0.235	

Chequeo de Aceros Mínimos y Porcentajes Máximos de Aceros de Refuerzo en Vigas																					
Viga Eje	Sección			Tramo	Área refuerzo[cm <sup>2</sup> ]			As <sub>min1</sub>	As <sub>min2</sub>			As <sub>min3</sub>	Área refuerzo Asumido[cm <sup>2</sup> ]			Chequeo de Porcentaje Acero					
					As(-)i	As(+)	As(-)d		As(-)i	As(+)	As(-)d		As(-)i	As(+)	As(-)d	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>max</sub> = 0.75pb	ρ	Chequeo		
A=C	20	x	25	v				1.67	1.21			0.56	1.47			1.67	0.025	0.016	0.0038	ok	
	20	x	25	5	-	4	2.657	1.379	2.484	1.21	0.89	0.46	0.83	1.47	2.66	1.47	2.48	0.0092	0.016	0.0092	ok
	20	x	25	4	-	3	2.542	1.264	2.495	1.21	0.85	0.42	0.83	1.47	2.54	1.47	2.50	0.0087	0.016	0.0087	ok
	20	x	25	3	-	2	3.11	2.051	3.062	1.21	1.04	0.68	1.02	1.47	3.11	2.05	3.06	0.0117	0.016	0.0117	ok
	20	x	25	2	-	1	2.28	1.079	2.084	1.21	0.76	0.36	0.69	1.47	2.28	1.47	2.08	0.0076	0.016	0.0076	ok
B	25	x	25	v				2.709	1.52			0.90	1.83			2.709	0.025	0.016	0.0049	ok	
	25	x	25	5	-	4	3.822	2.025	3.538	1.52	1.27	0.68	1.18	1.83	3.82	2.03	3.54	0.0106	0.016	0.0106	ok
	25	x	25	4	-	3	3.457	1.841	3.309	1.52	1.15	0.61	1.10	1.83	3.46	1.84	3.31	0.0096	0.016	0.0096	ok
	25	x	25	3	-	2	4.657	3.3034	4.325	1.52	1.55	1.10	1.44	1.83	4.66	3.30	4.33	0.0145	0.016	0.0145	ok
	25	x	25	2	-	1	2.712	2.712	2.179	1.52	0.90	0.90	0.73	1.83	2.71	2.71	2.18	0.0099	0.016	0.0099	ok
2=3= 4=5	20	x	25	A	-	B	6.139	2.053	6.043	1.21	2.05	0.68	2.01	1.47	6.14	2.05	6.04	0.0186	0.016	0.0186	Aument.
	20	x	25	B	-	C	6.139	2.307	6.271	1.21	2.05	0.77	2.09	1.47	6.14	2.31	6.27	0.0195	0.016	0.0195	Aument.
1	20	x	20	A	-	B	1.138	0.887	1.138	0.94	0.38	0.30	0.38	1.13	1.14	1.13	1.14	0.0060	0.016	0.0060	ok
	20	x	20	B	-	C	0.551	0.235	0.583	0.94	0.18	0.08	0.19	1.13	1.13	1.13	1.13	0.0024	0.016	0.0024	ok
Donde:											$As_{min1} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{fy} * b_w * d$ $As_{min2} = \frac{As}{3}$ $As_{min3} = \frac{14}{fy} * b_w * d$					$p_{max} = 0.025$ $p_b = \frac{0.75 * \beta_1 * f'c}{fy} * \frac{6100}{6100 + fy}$ $p_{max} = 0.75 * p_b$					
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ As(-)i = Área de Refuerzo Longitudinal Negativo Izquierdo</li> <li>▪ As(+) = Área de Refuerzo Longitudinal Positivo</li> <li>▪ As(-)d = Área de Refuerzo Longitudinal Negativo Derecho</li> <li>▪ p = Porcentaje de Acero de Refuerzo Longitudinal</li> <li>▪ ρ<sub>max</sub> = Porcentaje Máximo de Acero de Refuerzo Longitudinal</li> </ul>																					

Tabla N 27 Chequeo de Acero



Como se puede observar en los chequeos la viga del Eje 2=3=4=5, es necesario incrementar sección de viga por el exceso de porcentaje de acero que se requiere. Por tanto se debe cambiar estas vigas de 20x25 a una nueva sección de 25x25 en ETABS.

Viga Eje	Sección			Tramo			Área refuerzo[cm <sup>2</sup> ]			0.8raiz	As/3			14/fy	Área refuerzo Asumido[cm <sup>2</sup> ]			Chequeo de Porcentaje Acero			
							As(-)i	As(+)	As(-)d		As(-)i	As(+)	As(-)d		As(-)i	As(+)	As(-)d	pmax	0.5pb	p	Chequeo
A=C	20	x	25	v			1.67			1.21	0.56			1.47			1.67	0.025	0.016	0.0038	ok
	20	x	25	5	-	4	2.657	1.379	2.484	1.21	0.89	0.46	0.83	1.47	2.66	1.47	2.48	0.025	0.016	0.0092	ok
	20	x	25	4	-	3	2.542	1.264	2.495	1.21	0.85	0.42	0.83	1.47	2.54	1.47	2.50	0.025	0.016	0.0087	ok
	20	x	25	3	-	2	3.11	2.051	3.062	1.21	1.04	0.68	1.02	1.47	3.11	2.05	3.06	0.025	0.016	0.0117	ok
	20	x	25	2	-	1	2.28	1.079	2.084	1.21	0.76	0.36	0.69	1.47	2.28	1.47	2.08	0.025	0.016	0.0076	ok
B	25	x	25	v			2.709			1.52	0.90			1.83	2.71	1.83	1.83	0.025	0.016	0.0049	ok
	25	x	25	5	-	4	3.822	2.025	3.538	1.52	1.27	0.68	1.18	1.83	3.82	2.03	3.54	0.025	0.016	0.0106	ok
	25	x	25	4	-	3	3.457	1.841	3.309	1.52	1.15	0.61	1.10	1.83	3.46	1.84	3.31	0.025	0.016	0.0096	ok
	25	x	25	3	-	2	4.657	3.3034	4.325	1.52	1.55	1.10	1.44	1.83	4.66	3.30	4.33	0.025	0.016	0.0145	ok
	25	x	25	2	-	1	2.712	2.712	2.179	1.52	0.90	0.90	0.73	1.83	2.71	2.71	2.18	0.025	0.016	0.0099	ok
2=3	20	x	25	A	-	B	4.403	1.92	4.42	1.21	1.47	0.64	1.47	1.47	4.40	1.92	4.42	0.025	0.016	0.0144	ok
	20	x	25	B	-	C	4.754	2.34	4.717	1.21	1.58	0.78	1.57	1.47	4.75	2.34	4.72	0.025	0.016	0.0159	ok
4=5	25	x	25	A	-	B	6.029	2.2	5.891	1.52	2.01	0.73	1.96	1.83	6.03	2.20	5.89	0.025	0.016	0.0150	ok
	25	x	25	B	-	C	6.00	2.49	6.17	1.52	2.00	0.83	2.06	1.83	6.00	2.49	6.17	0.025	0.016	0.0157	ok
1	20	x	20	A	-	B	1.138	0.887	1.138	0.94	0.38	0.30	0.38	1.13	1.14	1.13	1.14	0.025	0.016	0.0060	ok
	20	x	20	B	-	C	0.551	0.235	0.583	0.94	0.18	0.08	0.19	1.13	1.13	1.13	1.13	0.025	0.016	0.0024	ok

Tabla N 28 Chequeo

RESUMEN DE ACEROS CHEQUEADOS [cm<sup>2</sup>]

Viga Eje A=C (25x25)

1.67	2.66	2.484	2.54	2.50	3.11	3.06	2.28	2.08
	1.47		1.47		2.05		1.47	

Viga Eje B (25x25)

2.71	3.82	3.54	3.46	3.31	4.66	4.33	2.71	2.18
	2.03		1.84		3.30		2.71	

Viga EJE 2=3(20x25)

4.40	4.42	4.75	4.72
1.92		2.34	

Viga EJE 4=5 (25x25)

6.03cm <sup>2</sup>	5.89 cm <sup>2</sup>	6.00	6.17
2.20		2.49	

Viga EJE 1 (20x20)

1.14	1.14	1.13	1.13
1.13		1.13	

#### 6.7.11.3.1.2 DISEÑO A CORTE EN VIGAS

El ACI318-05, en el artículo 11.1.1 manifiesta que salvo para elementos diseñados de acuerdo con el Apéndice A, el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde  $V_u$  es la fuerza cortante Mayorada ( $V_u = V / \phi$ ) en la sección considerada y  $V_n$  es la resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde  $V_c$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y  $V_s$  es la resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante.

En el artículo 11.3.1.1 del ACI318-05 indica que  $V_c$  debe calcularse de acuerdo a esta ecuación únicamente para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53 f_c' b w d$$

(Ecuación equivalente tomada de la Tabla del Apéndice F)

En el artículo 11.5.6.1 del ACI318-05, ordena que debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_v, min$ , en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) donde  $V_u$  exceda  $0.5\phi V_c$ , excepto en:

- (a) Losas y zapatas.
- (b) Losas nervadas de concreto con viguetas definidas en 8.11.
- (c) Vigas con  $h$  no mayor que el mayor de 250 mm, 2.5 veces el espesor del ala, ó 0.5 del ancho del alma.

En el artículo 11.5.6.3 indica que cuando se requiera un refuerzo por cortante se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$A_v \min = 0.2 \sqrt{f'c} b_w s$$

Pero con la condición que:

$$A_v \min \geq \frac{3.5 b_w s}{f_y}$$

En el Comentario R.11.5.7 del mismo código, sugiere la utilización de la siguiente Ecuación, para encontrar el área de refuerzo para cortante requerida  $A_v$  y su espaciamiento  $s$ :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$$

Donde se utilice refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento (artículo 11.5.7.2 del ACI318-05)

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$V_s \leq 2.05 \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Con las ecuaciones expuestas se procede a efectuar el chequeo a corte de la viga más crítica, que consiste en la que mayor cuantía de acero tiene. Sobre la viga hacer clic derecho

3.576	6.029	1.803	5.891	7.09
6.76	3.766	2.195	3.443	7.09

Gráfico 185

Presionar en Summary, para observar el resumen de valores calculados.

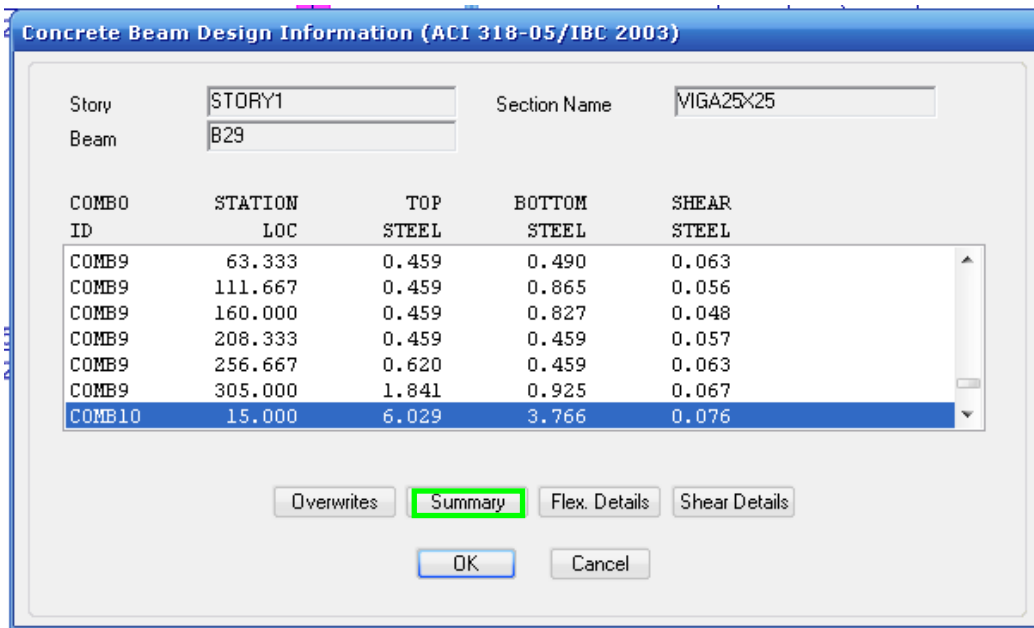


Gráfico 186

Tómese en cuenta el Valor de  $V_u$ , calculado por ETABS. Activar Unidades en Toneladas.  
[Ton-cm]



Gráfico 187

Como se puede observar el valor de Cortante Ultimo es de  $V_u = 4.233 \text{ Tn} = 4233 \text{ Kg}$ , para la Sección de  $25 \times 25$ .

El refuerzo transversal que se va a utilizar es de 10mm. De acuerdo al ACI318-05, artículo 7.10.5.1.

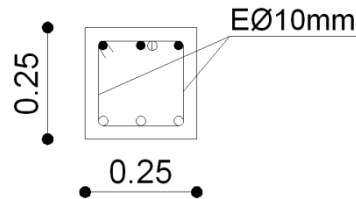
$A_v$ : Es el área de refuerzo transversal comprendido en una distancia "s". Por tanto tendría dos Refuerzos transversales por cada distancia "s" (Una a cada lado)

$A_v = 2 * \text{Area del Recuerdo Transaversal}$

$$A_v = \frac{2\pi D^2}{4}$$

$$A_v = \frac{2 * \pi (1.00 \text{ cm})^2}{4}$$

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$



$$V_c = 0.53\sqrt{f_c} b w d \quad \text{Gráfico 188}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * 25 * 23$$

$$V_c = 4416.25 \text{ kg}$$

Se puede observar que  $V_c > V_u$ , por tanto no necesita estribos según cálculo. Sin embargo se va a determinar, para demostrar lo mencionado.

$$\frac{A_v}{S} = \frac{(V_u - \emptyset V_c)}{\emptyset f_y d}$$

$$s = \frac{\emptyset A_v f_y d}{(V_u - \emptyset V_c)}$$

$$s = \frac{0.85 * 1.57 \text{ cm}^2 * 4200 * 23}{4233 - (0.85 * 4416.25)}$$

$$s = 269.02 \text{ cm}$$

Como se puede observar el valor de s es muy alto debido a que no necesita estribos pero se colocará un espaciamiento mínimo por norma.

De acuerdo al ACI318-05 art. 11.5.5.1, si se necesitaría de estribos no debe sobrepasar de un espaciamiento máximo de 600mm ni  $d/2 = 23/2 = 11.5 \text{ cm}$ . De tal manera que se colocará cada 10cm y cada 20cm

### 6.7.11.3.1.3 DISEÑO A FLEXIÓN EN VIGAS

En el mismo cuadro que se utilizó para observar y chequear el valor de Corte calculado por ETABS, se debe tomar el valor del Momento mayor.

Concrete Design Information - ACI 318-05/IBC 2003

File

ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf-cm (Summary)

Level : STORV1 L=320.000  
 Element : B29 D=25.000 B=25.000 bf=25.000  
 Station Loc : 15.000 ds=0.000 dct=3.000 dcb=3.000  
 Section ID : UIGA25X25 E=218800.000 fc=210.000 Lt.Wt. Fac.=1.000  
 Combo ID : COMB10 fy=4200.000 fys=4200.000

Phi(Bending): 0.900  
 Phi(Shear): 0.750  
 Phi(Seis Shear): 0.600  
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3		Special +Moment	Special -Moment
Positive Moment	Negative Moment	287944.413	-436709.385

Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	6.829	0.000	6.829	1.841
Bottom (-2 Axis)	3.766	3.766	0.000	1.841

Shear Reinforcement for Shear, U2				
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi=Uc	Shear phi=Us
	0.076	4233.042	0.000	4233.042
				3325.398

Reinforcement for Torsion, T						
	Rebar AT	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi=1cr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.014	1.949	19616.463	11257.193	220.602	64.448

Gráfico 189

De la Tabla de resultados de ETABS, no muestra el valor de Momento Ultimo Positivo de 287944.413 Kg-cm y por Momento Ultimo Negativo 436709.385 Kg-cm.(Como ETABS, entrega momentos últimos no hace falta utilizar el factor). Chequear el Mayor momento por tanto:

$$db = \sqrt{\frac{Mu}{Ru * b}}$$

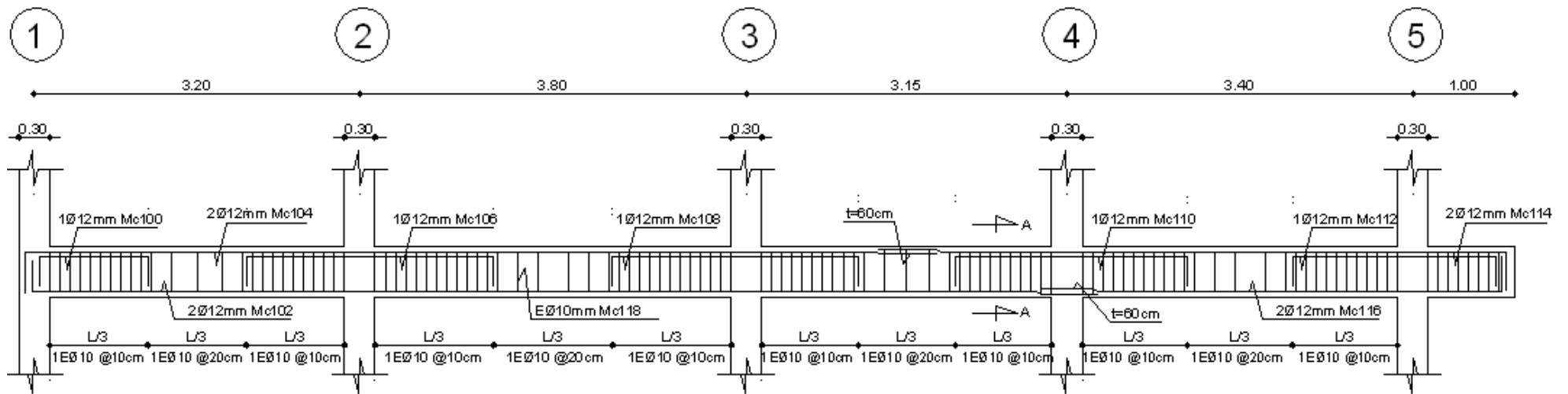
$$db = \sqrt{\frac{436709.385}{39.03 * 25}}$$

$$db = 21.15\text{cm}$$

$$d = 25 - 3 = 22.00\text{cm}$$

$$d > db \quad \text{OK}$$

ARMADO DE LA VIGA EJE A=EJE (S/E)



VIGA EJE A=C

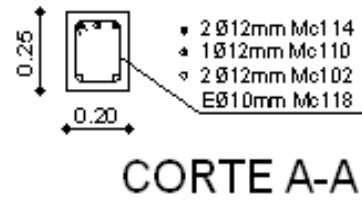


Gráfico 190



### ARMADO DE LA VIGA EJE B (S/E)

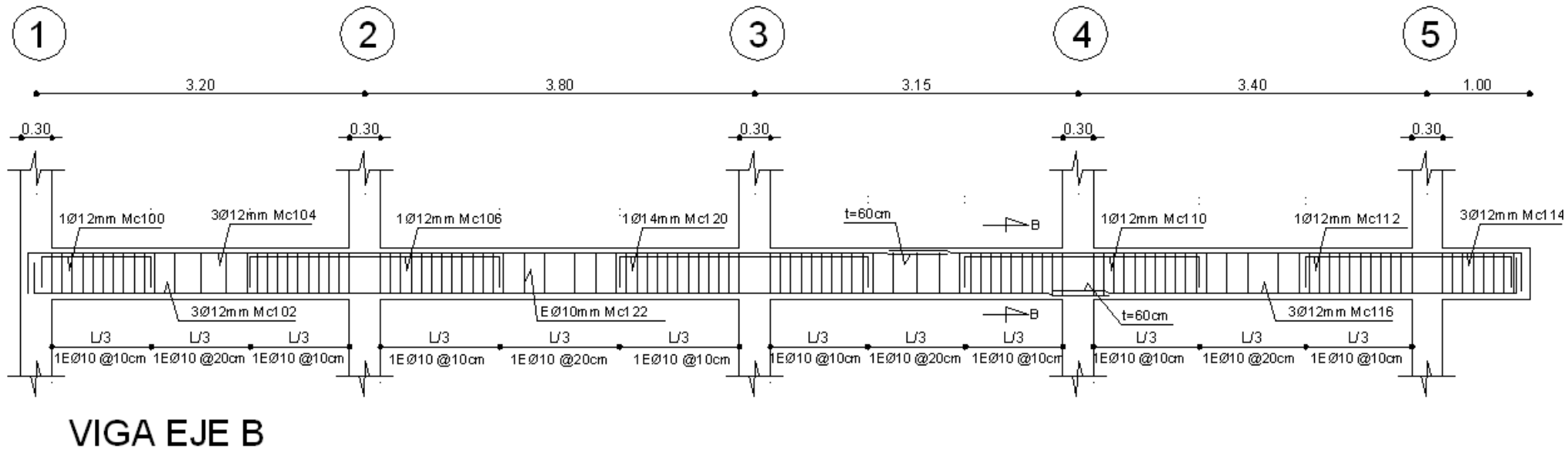
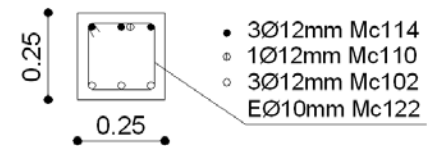
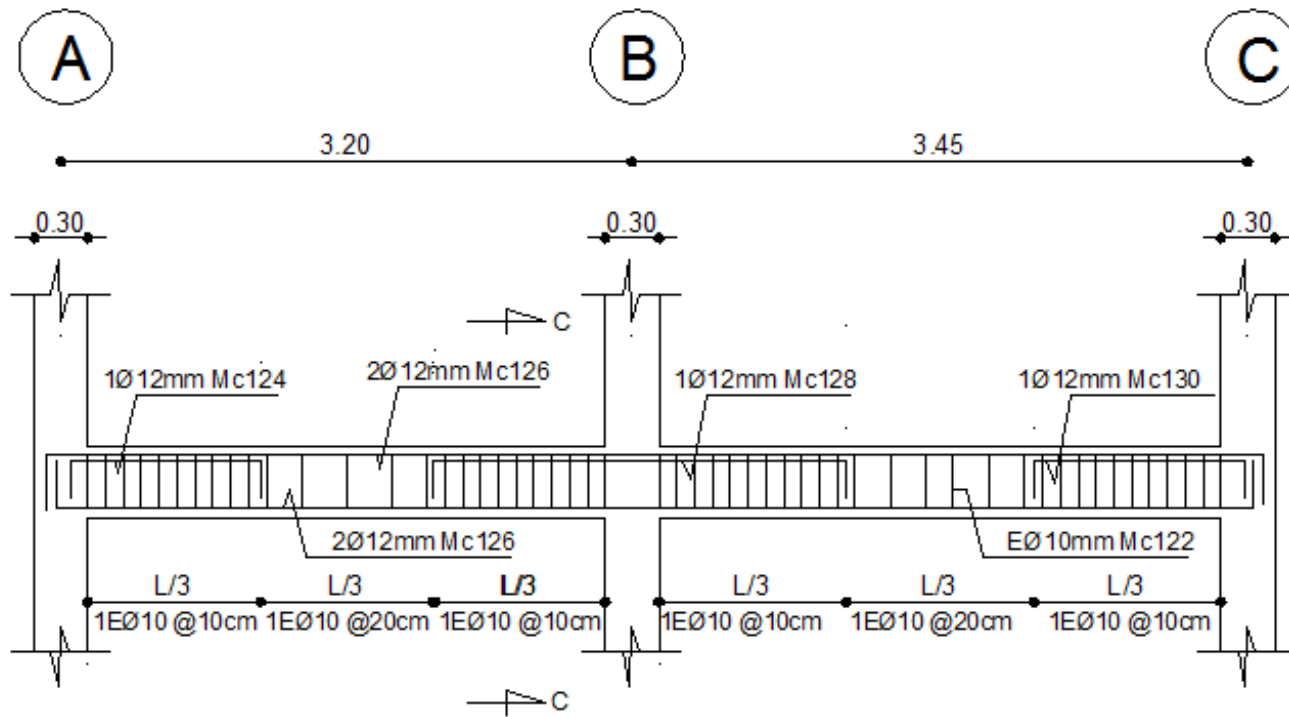


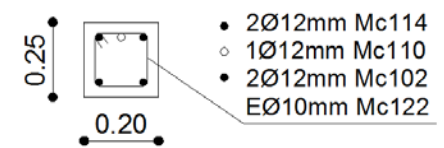
Gráfico 191



ARMADO DE LA VIGA EJE 1 (S/E)



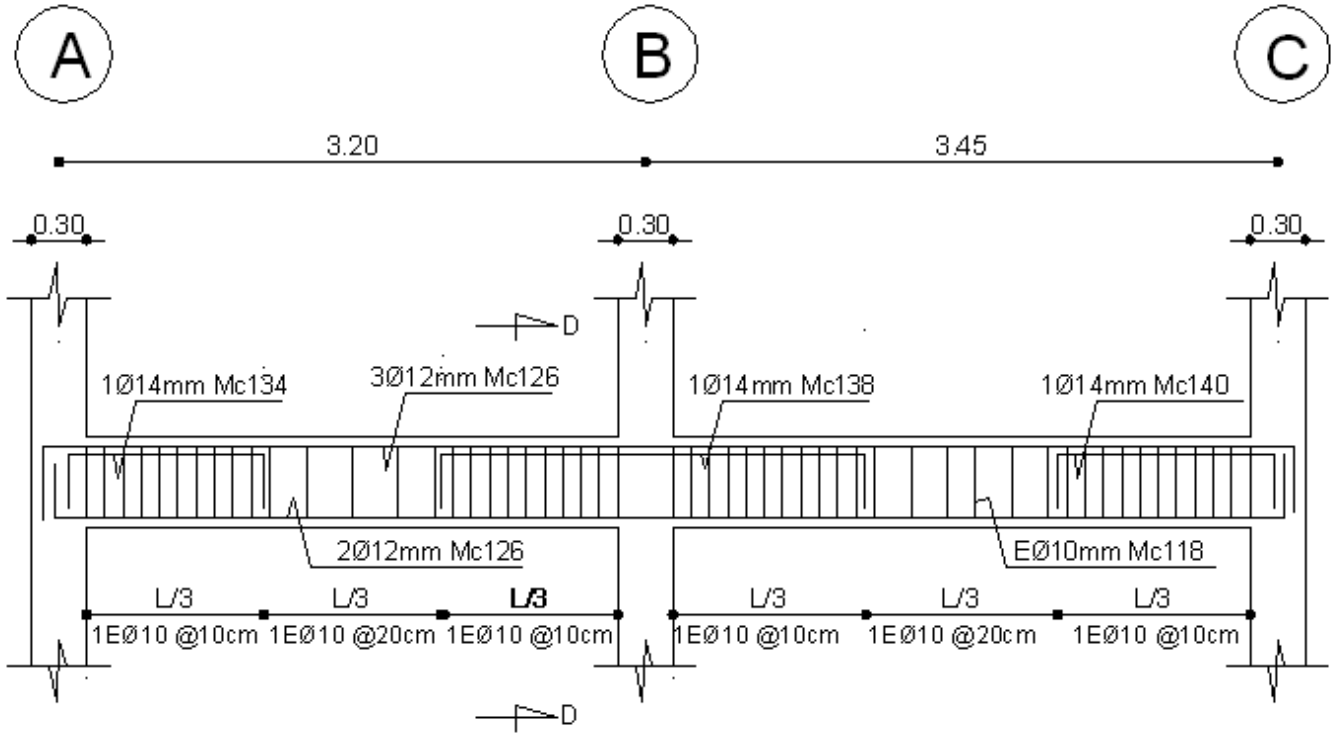
VIGA EJE 1



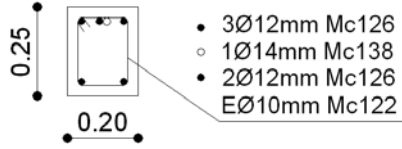
CORTE C-C

Gráfico 192

ARMADO DE LA VIGA EJE 2=3 (S/E)



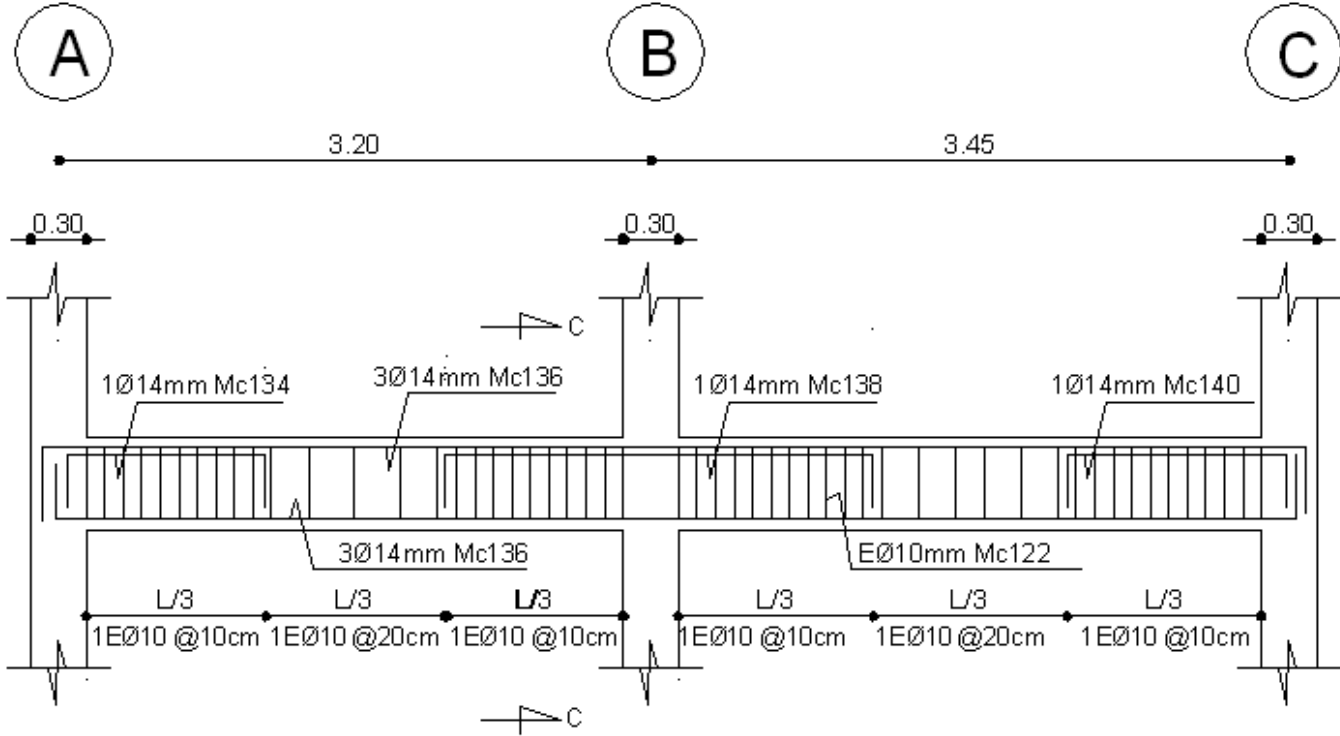
VIGA EJE 2=3



CORTE C-C

Gráfico 193

ARMADO DE LA VIGA EJE 4=5 (S/E)



VIGA EJE 4=5

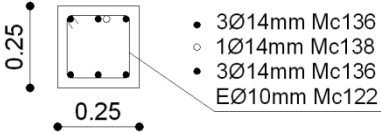


Gráfico 194

### 6.7.11.3.2 CHEQUEO Y DISEÑO EN COLUMNAS

El ACI318-05, en el artículo 21.4.3.1 indica que el área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$  no debe ser menor que  $0.01A_g$  ni mayor que  $0.06A_g$ .

El CEC Parte II (1993), en el artículo 21.4.3.1, manifiesta que el porcentaje de refuerzo,  $\rho$  no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06.

Es decir ambos códigos coinciden que:

$$p_{min} = 0.01$$

$$p_{m\acute{a}x} = 0.06$$

Aceros más Críticos en Columnas del Pórtico Eje A

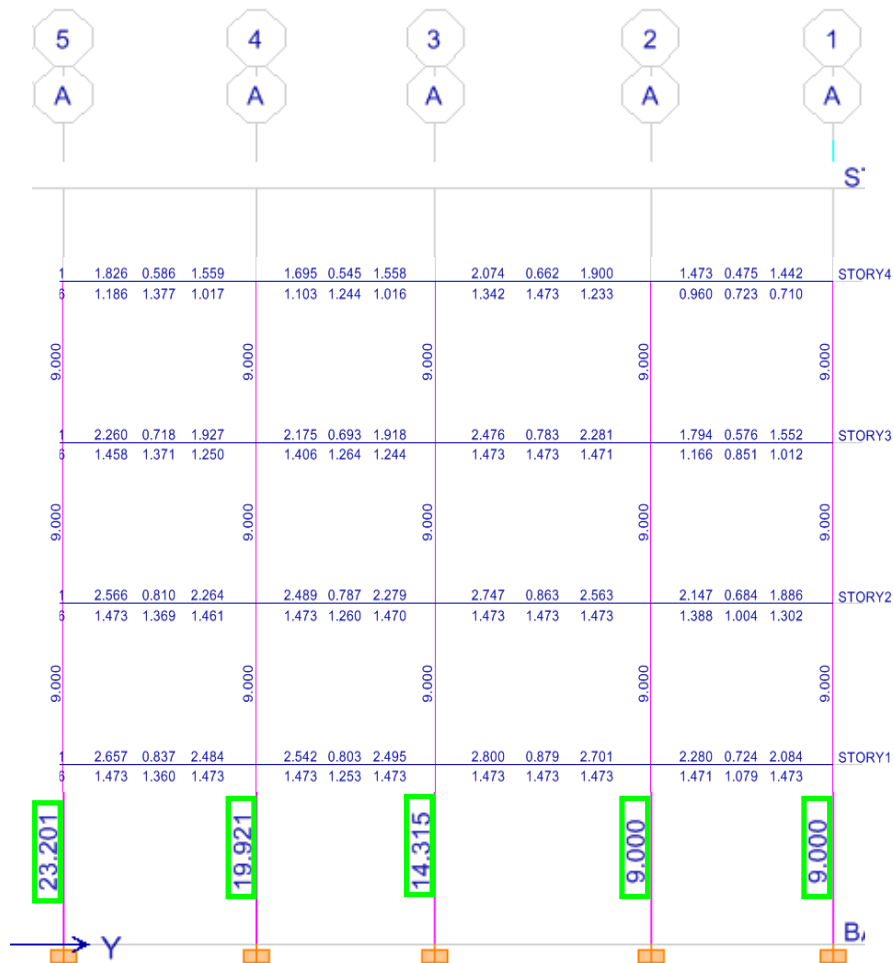


Gráfico 195

### Aceros más Críticos en Columnas del Pórtico Eje B

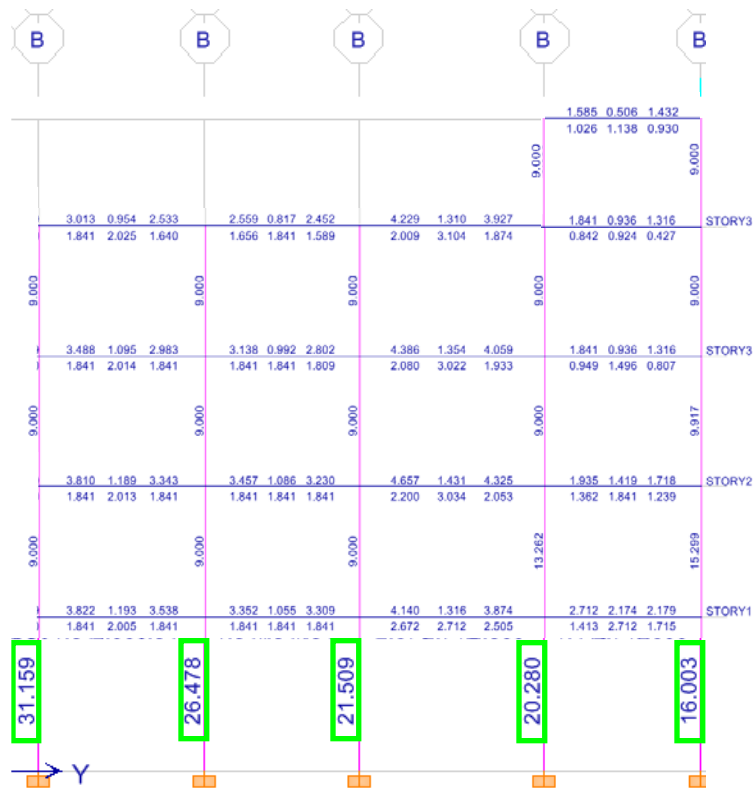


Gráfico 196

### Aceros más Críticos en Columnas del Pórtico Eje C

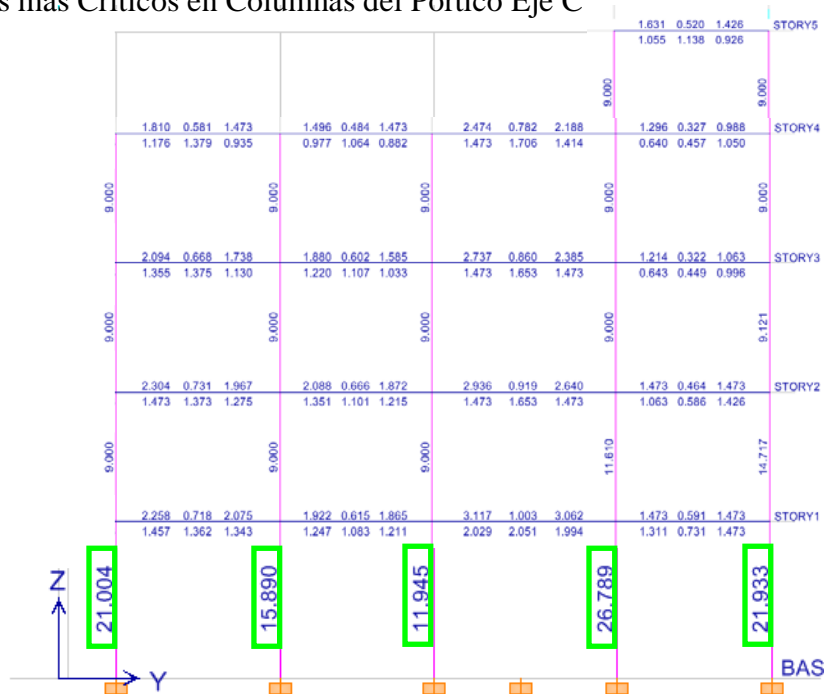


Gráfico 197

Si bien es cierto de acuerdo a lo indicado tanto en el código ACI318-05, como en el CEC, admiten un porcentaje mínimo de acero de  $p_{min} = 0.01$ , pero por criterio de diseño sísmico, se recomienda utilizar:

$$p_{min} = 0.015$$

Además se puede observar el ETABS, asume el porcentaje mínimo de columnas de acuerdo al código, pero como ya se indicó se asumirá el valor de 0.015.

Piso más crítico	Ubicación	Columna	Sección	As [cm <sup>2</sup> ]	$p$	$p_{min}$	$p_{máx}$	$p$ asumido	Área de Acero [cm <sup>2</sup> ]
1	Esquina	A-1	30x30	9.000	0.010	0.010	0.06	0.015	13.50
1	Externa	A-2	30x30	9.000	0.010	0.010	0.06	0.015	13.50
1	Externa	A-3	30x30	14.310	0.016	0.010	0.06	0.016	14.31
1	Externa	A-4	30x30	19.921	0.022	0.010	0.06	0.022	19.92
1	Esquina	A-5	30x30	23.201	0.026	0.010	0.06	0.026	23.20
1	Externa	B-1	30x30	16.003	0.018	0.010	0.06	0.018	16.00
1	Interna	B-2	30x30	20.280	0.023	0.010	0.06	0.023	20.28
1	Interna	B-3	30x30	21.509	0.024	0.010	0.06	0.024	21.51
1	Interna	B-4	30x30	26.478	0.029	0.010	0.06	0.029	26.48
1	Externa	B-5	30x30	31.159	0.035	0.010	0.06	0.035	31.16
1	Esquina	C-1	30x30	21.933	0.024	0.010	0.06	0.024	21.93
1	Externa	C-2	30x30	26.789	0.030	0.010	0.06	0.030	26.79
1	Externa	C-3	30x30	11.945	0.013	0.010	0.06	0.015	13.50
1	Externa	C-4	30x30	15.890	0.018	0.010	0.06	0.018	15.89
1	Esquina	C-5	30x30	21.004	0.023	0.010	0.06	0.023	21.00

Tabla N 29 Porcentaje Mínimo de Columnas

Resumen de Armado de columnas en Planta Baja

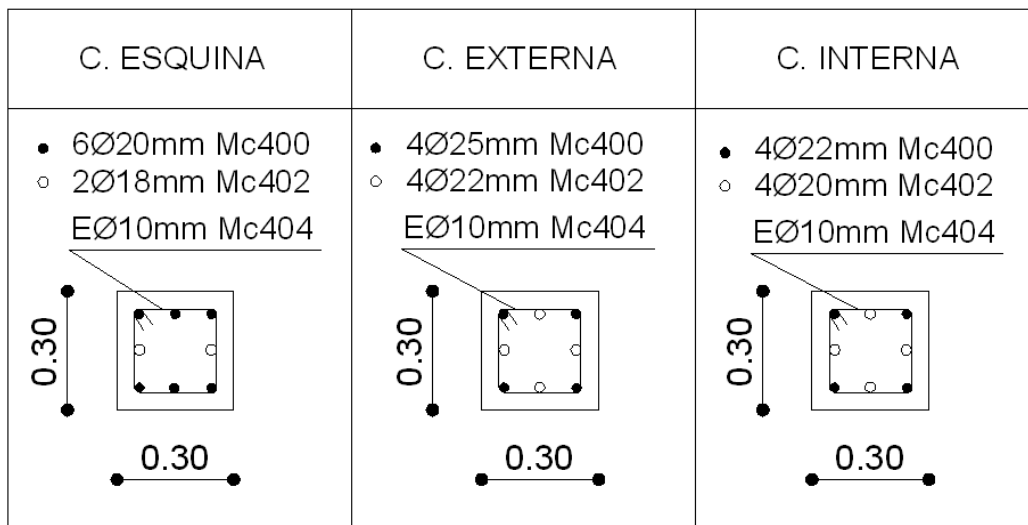


Gráfico 198

Como se puede observar los resultados de armadura están muy altos por eso se procederá a efectuar un chequeo manual.

Tomando la columna más crítica.

Se tiene los siguientes resultados:

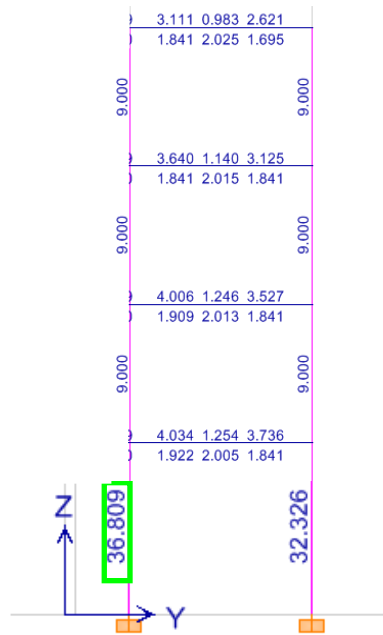


Gráfico 199

Clic en summary

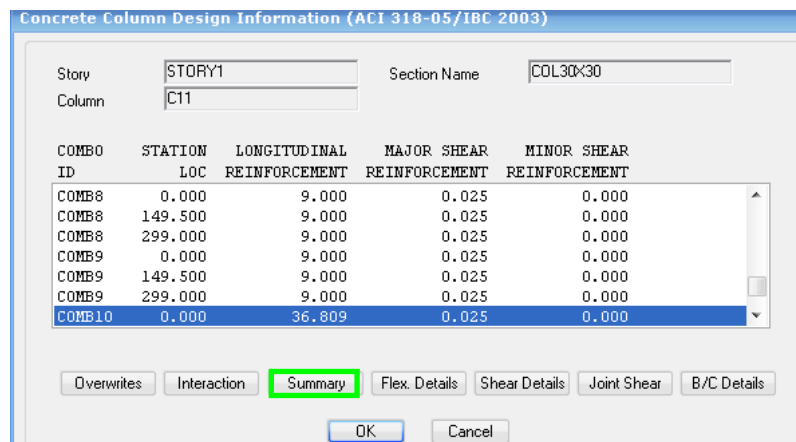


Gráfico 200



Se toma los datos para efectuar el diseño

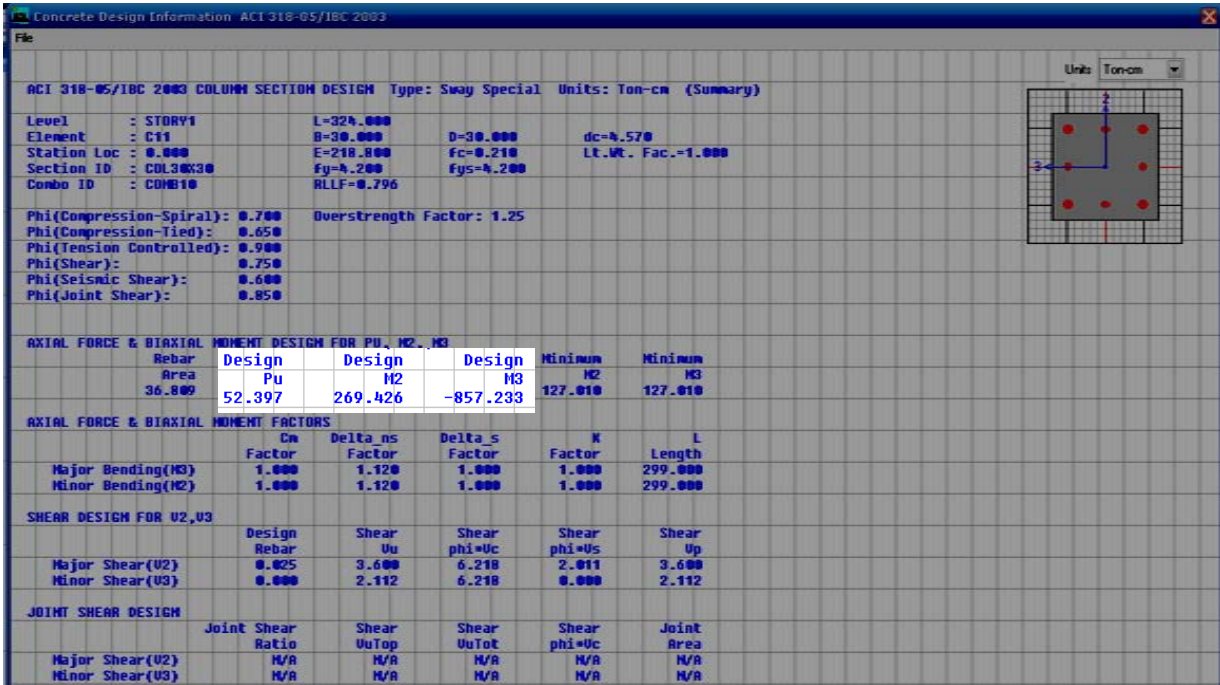


Gráfico 201

Datos:

$$P_u = 52.397 \text{ Tn}$$

$$M_{ux} = 269.426 \text{ Tn-cm}$$

$$M_{uy} = -857.233 \text{ Tn-cm}$$

$$k = \frac{P_u}{B * H * f'_c}$$

$$k = \frac{52.397 * 1000}{30 * 30 * 210}$$

$$k = 0.277$$

$$MR = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2}$$

$$MR = \sqrt{(269.426)^2 + (-857.233)^2}$$

$$MR = 898.576 \text{ Tn - cm}$$

$$k_{\frac{e}{H}} = \frac{M_u}{B * H^2 * f'_c}$$

$$k_{\frac{e}{H}} = \frac{898.576 * 1000}{30 * 30^2 * 210}$$

$$k_{\frac{e}{H}} = 0.158$$

$$d = H - r$$

$$d = 30 - 3$$

$$d = 27\text{cm}$$

$$g = \frac{d}{H}$$

$$g = \frac{27\text{cm}}{30\text{cm}}$$

$$g = 0.9$$

Valores para ingresar al ábaco

$$g = 0.9 \rightarrow \text{Tabla ACI318}$$

$$k = 0.277$$

$$k_{\frac{e}{H}} = 0.158$$

Valor de porcentaje obtenido del ábaco:

$$p = 0.02$$

Acero de refuerzo Longitudinal

$$A_s = p * B * H$$

$$A_s = 0.02 * 30\text{cm} * 30\text{cm}$$

$$A_s = 18\text{cm}^2$$

### 6.7.11.3.3 CHEQUEO DE NUDOS

Para chequear Nudos se necesita obtener los datos de Etabs de la columna para el chequeo. Para ello se debe analizar donde existe mayor concentración de acero (una vez efectuado el armado de vigas y columnas (Véase Cáp. 10.3.1 y 10.3.2). Una vez analizado, se concluye que se debe chequear los nudos B-5, B-4 (Todos en el piso 1, ya que las columnas de este piso son las que necesitan mayor cuantía de acero)

Para preparar datos desde ETABS, se debe hacer clic sobre la columna que necesita mayor acero (B-5)

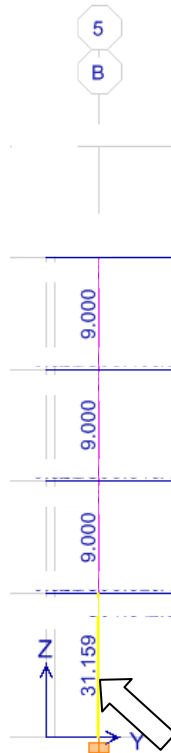
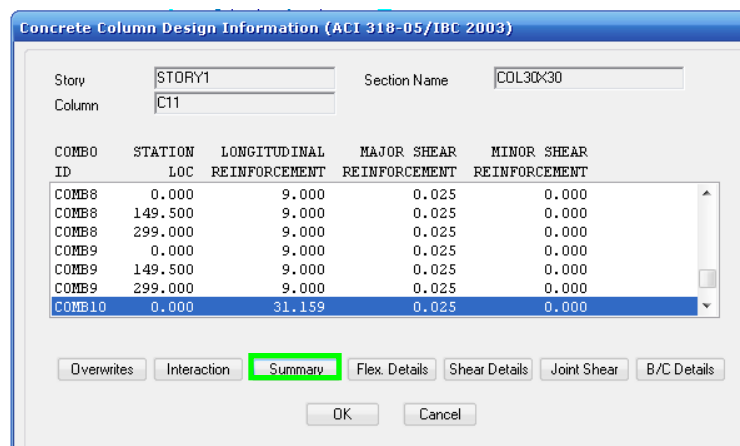


Gráfico 202

Clic sobre Summary



En el cuadro de resumen de datos de diseño, tomar el valor de Pu.

Concrete Design Information ACI 318-05/IBC 2003

ACI 318-05/IBC 2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Ton-cm (Summary)

Level : STORY1 L=324.000  
 Element : C11 B=30.000 D=30.000 dc=4.570  
 Station Loc : 0.000 E=218.000 Fc=0.210 Lt.Wt. Fac.=1.000  
 Section ID : COL30X30 fy=4.200 fys=4.200  
 Combo ID : COMB10 ALLF=0.796

Phi(Compression-Spiral): 0.700 Overstrength Factor: 1.25  
 Phi(Compression-Tied): 0.650  
 Phi(Tension Controlled): 0.900  
 Phi(Shear): 0.750  
 Phi(Seismic Shear): 0.600  
 Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
31.159	52.397	242.420	-778.580	127.010	127.010

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

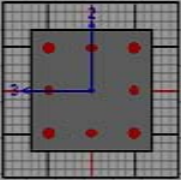
	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.000	1.120	1.000	1.000	299.000
Minor Bending(M2)	1.000	1.120	1.000	1.000	299.000

SHEAR DESIGN FOR U2,U3

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
Major Shear(U2)	0.025	3.274	6.218	2.011	3.274
Minor Shear(U3)	0.000	2.047	6.218	0.000	2.047

JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear Ratio	Shear UuTop	Shear UuTot	Shear phi*Uc	Joint Area
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A



Efectuar el mismo procedimiento para obtener la carga Pu Superior

Gráfico 204



Gráfico 205

Clic en summary

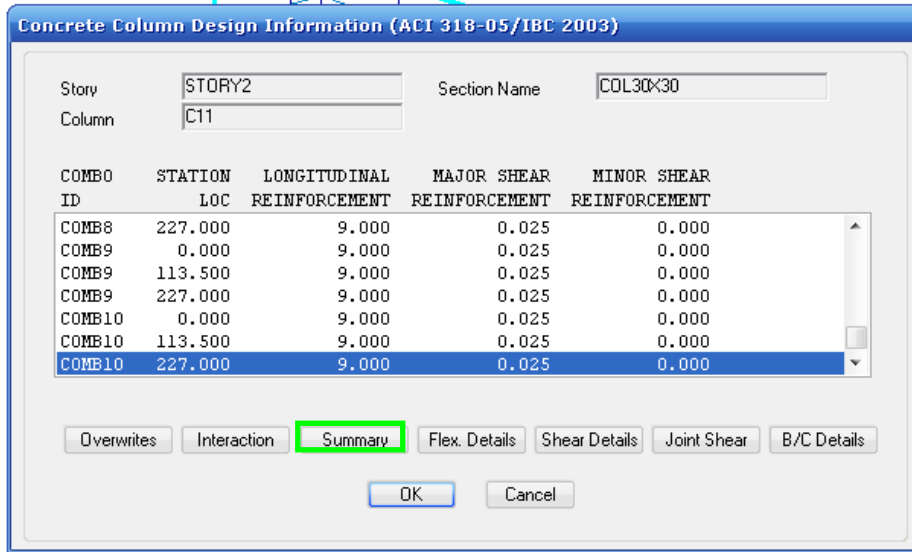


Gráfico 206

Nótese el valor de Pu.

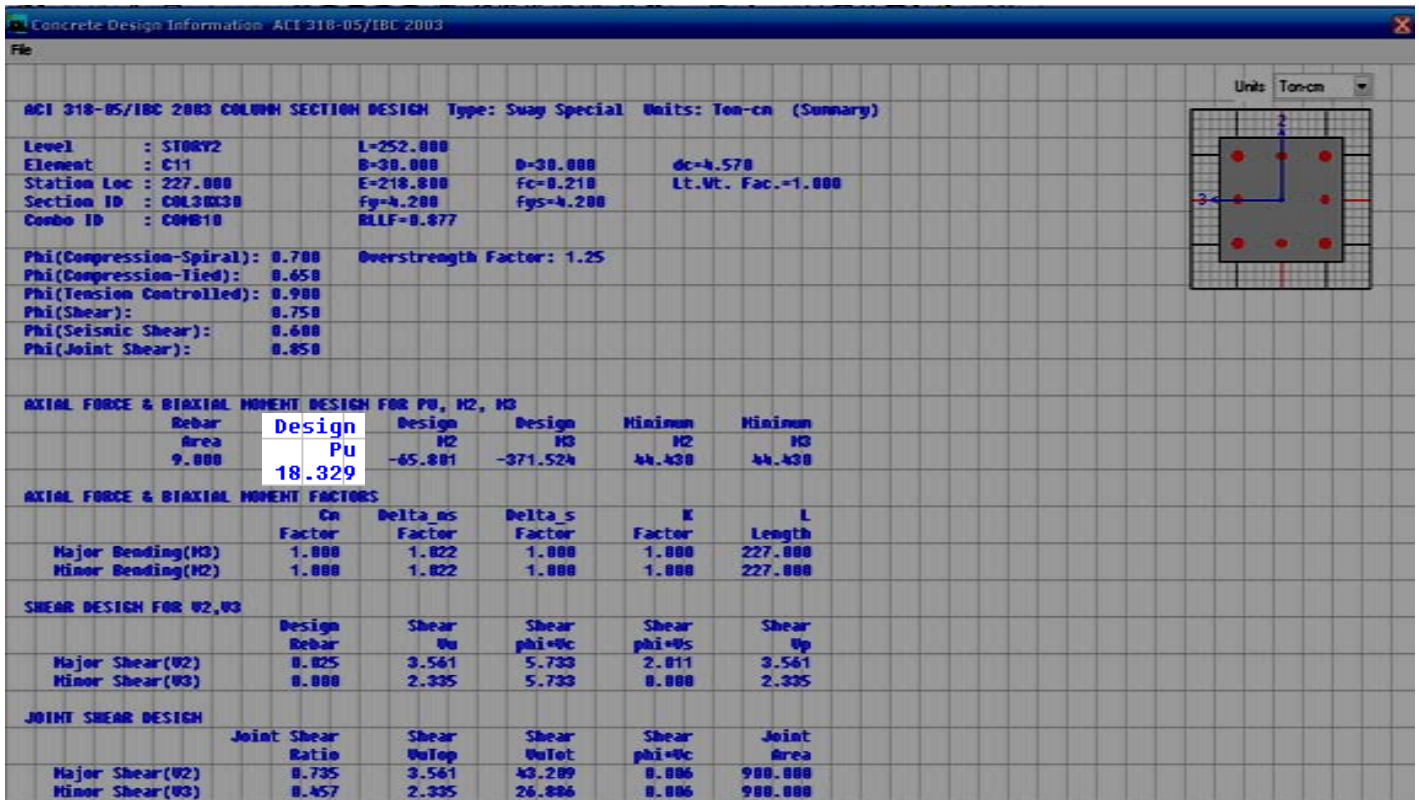


Gráfico 207

Los Datos del Nudo (de esquina) A-5 (ver primer piso alto)

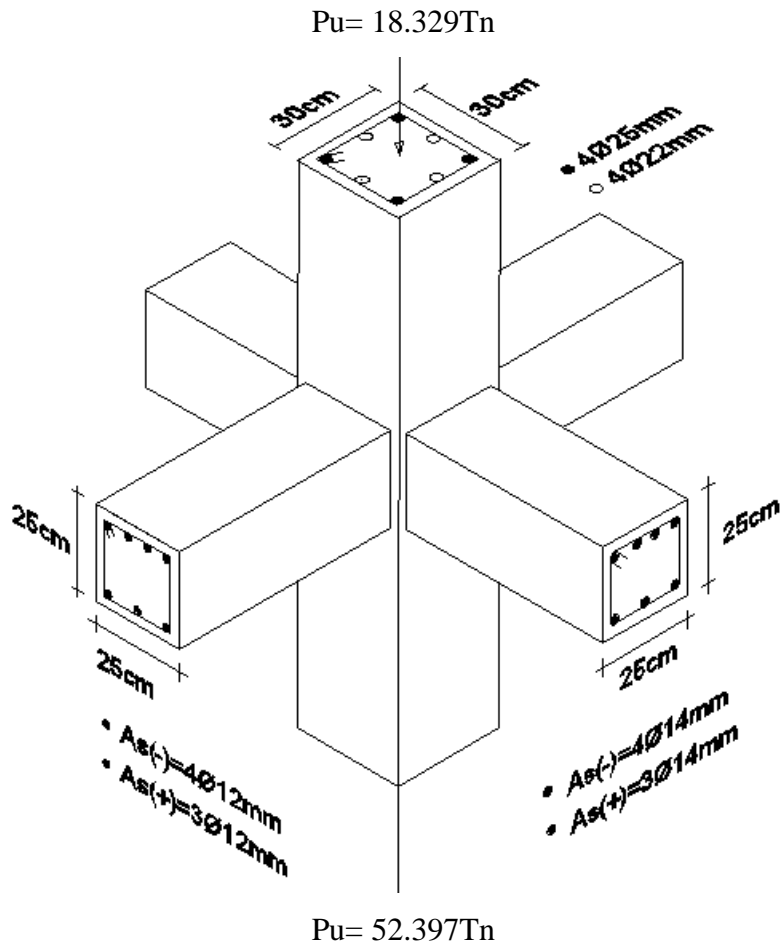


Gráfico 208

Datos:

Pu superior=	18.33 Tn
Pu Inferior=	52.397 Tn
f'c=	210 Kg/cm <sup>2</sup>
fy=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
ACI 318-05 ART. 7.7.1 recubrimiento	3 cm
Altura de Entrepiso=	3.24 m
Áreas de acero columna=	34.84 cm <sup>2</sup>
Ø mayor Columna	25 mm
ACI 318-05 7.10.5.1 Estribo=	10 mm
Vigas que entran al nudo	4

Cuadro N 24 Vigas

Viga x-x	
b=	25 cm
h=	25 cm
As superior=	6.16 cm <sup>2</sup>
As inferior=	4.62 cm <sup>2</sup>
Ø Superior	4Ø14 mm
Ø Inferior	3Ø14 mm
Viga y-y	
b=	25 cm
h=	25 cm
As superior=	4.52 cm <sup>2</sup>
As inferior=	3.39 cm <sup>2</sup>
Ø Superior	4Ø12 mm
Ø Inferior	3Ø12 mm
Columna	
lado (similar al sentido x-x)=	30 cm
lado (Similar al sentido y-y)=	30 cm
Ø Esquina	4Ø25 mm
Ø Intermedio1	4Ø22 mm
Área de acero columna	34.84 cm <sup>2</sup>

Cuadro N 25 Viga y Columna

Chequeo Por adherencia

$$20\varnothing_{\text{mayorviga}} \leq h_{\text{min col}}$$

$$20 * 1.4\text{cm} \leq 30\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq 30\text{cm} \quad \text{Ok}$$

$$20\varnothing_{\text{mayor columna}} \leq h_{\text{min viga}}$$

$$20 * 2.5\text{cm} \leq 25\text{cm}$$

$$50\text{cm} \leq 25\text{cm} \quad \text{No cumple}$$

## Chequeo Por confinamiento

$$b_{v \ x-x} = 25\text{cm}$$

$$h_v = \frac{3}{4} * h_{\text{viga}}$$

$$h_v = \frac{3}{4} * 25\text{cm}$$

$$h_v = 18.75\text{cm}$$

$$b_{v \ x-x} = h_v$$

$$25\text{cm} > 18.75\text{cm}$$

El confinamiento es adecuado

$$b_{v \ y-y} = 20\text{cm}$$

$$h_v = \frac{3}{4} * h_{\text{viga}}$$

$$h_v = \frac{3}{4} * 25\text{cm}$$

$$h_v = 18.75\text{cm}$$

$$b_{v \ x-x} = h_v$$

$$25\text{cm} > 18.75\text{cm}$$

El confinamiento es adecuado

## Clasificación de Nudos

Nilson Arthur en el libro “Diseño de Estructuras de Concreto” (capítulo10), manifiesta que:  
“Una **unión interior** tiene vigas que llegan desde los cuatro lados del nudo. Sin embargo, para que se clasifique como unión interior, las vigas deben cubrir al menos  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna y la altura total de la viga de menor altura no debe ser menor que  $\frac{3}{4}$  de la altura total de la viga mayor. Las uniones interiores que no satisfagan este requisito deben clasificarse como **uniones exteriores**.”

Una **unión exterior** tiene al menos dos vigas que empatan en caras opuestas del nudo. Sin embargo, para que se clasifique como unión exterior, los anchos de las vigas en las dos



*caras opuestas del nudo deben cubrir al menos  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna y las alturas de estas dos vigas no deben ser menores que  $\frac{3}{4}$  de la altura total de la viga mayor que llega hasta el nudo. Las uniones que no satisfagan este requisito deben clasificarse como uniones de esquina.”*

En el artículo 21.5.3.1 del ACI318-05, propone los coeficientes de acuerdo al nudo:

Para nudos Confinados en cuatro caras (Internos)  $\gamma = 5.30$

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas (Externos)  $\gamma = 4.00$

Para otros casos (De Esquina)  $\gamma = 3.20$

Como son cuatro vigas que entran al nudo, puede tratarse de nudo interno, interno o de esquina

Chequeo Tipo Nudo Sentido x-x

Longitud columna x-x = 30cm

b viga en contacto = 25cm

$$b \text{ viga en contacto} \geq \frac{3}{4} * \text{Lado de columna en contacto}$$

$$25 \geq 23$$

Chequeo Nudo Sentido y-y

Lado de columna en sentido y-y = 30cm

b viga en contacto = 25cm

$$b \text{ viga en contacto} \geq \frac{3}{4} * \text{Lado de columna en contacto}$$

$$25 \geq 23$$

Es decir se analizará como un Nudo interno.

Por lo tanto:  $\gamma = 5.30$

Corte actuante

Para realizar chequeo de corte en el nudo se toma la viga que tiene el diámetro  $\emptyset$  mayor, de la armadura superior de las vigas. Y si el diámetro mayor es el mismo en las vigas del nudo, se debe considerar la viga que tiene mayor área de acero superior; y si en este caso también es igual se debe tomar la viga de mayor sección.

$$\emptyset_{\text{superior viga x-x}} = 14 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{\text{superior viga y-y}} = 12 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{\text{sup viga x-x}} > \emptyset_{\text{superior viga y-y}}$$

Por tanto se tomará la viga similar al sentido x-x. Véase gráfico 208

$$d = h_{\text{viga}} - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset_{\text{sup}}}{2} - \emptyset \text{ estribo}$$

$$d = 25 - 3.00 - \frac{1.40}{2} - 1.00$$

$$d = 20.30 \text{ cm}$$

$$M1 = 1.25 * A_{S1} * f_y * \left[ d - \frac{1.25 A_{S_{\text{superior}}} * f_y}{1.7 f' c b_w} \right]$$

$$M1 = 1.25 * 6.16 * 4200 * \left[ 20.30 - \frac{1.25 * 6.16 * 4200}{1.7 * 210 * 25} \right]$$

$$M1 = 539147.20 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M1 = 5.39 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M2 = 1.25 * A_{S1} * f_y * \left[ d - \frac{1.25 A_{S_{\text{superior}}} * f_y}{1.7 f' c b_w} \right]$$

$$M2 = 1.25 * 4.62 * 4200 * \left[ 20.30 - \frac{1.25 * 4.62 * 4200}{1.7 * 210 * 25} \right]$$

$$M2 = 426314.90 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M1 = 4.26 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{5.39 + 4.36}{3.24}$$

$$V_{col} = 2.98Tn$$

$$T1 = 1.25 * As1 * fy$$

$$T1 = 1.25 * 6.16 * 4200$$

$$T1 = 32326.99 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{T1 = 32.33 Tn}$$

$$T2 = 1.25 * As2 * fy$$

$$T2 = 1.25 * 4.62 * 4200$$

$$T2 = 24245.2413 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{T2 = 24.25 Tn}$$

$$VuVj = T1 + T2 - V_{col}$$

$$VuVj = 32.33 + 24.25 - 2.98$$

$$VuVj = 53.59 \text{ Tn}$$

bv = base de viga en análisis

bc = base de columna

hc = altura de columna

$$b_j = \frac{bv + bc}{2}$$

$$b_j = \frac{25 + 30}{2}$$

$$b_j = 27.50 \text{ cm}$$

$$\emptyset V_n = 0.85 * \gamma * \sqrt{f'_c} * b_j * hc$$

$$\emptyset V_n = 0.85 * 5.3 * \sqrt{210} * 27.50 * 30$$

$$\emptyset V_n = 53859.01 \text{ Kg}$$

$$\emptyset V_n = 53.59 \text{ Tn}$$

$$\emptyset V_n \geq VuVj \Rightarrow 53.86n \geq 53.59Tn \text{ OK}$$

## CONFINAMIENTO

Separación mínima del refuerzo transversal de acuerdo al ACI318-05, artículo 21.4.4.2

$$s_{hmin} = \frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$$

$$s_{hmin} = \frac{b}{4} = \frac{30}{4} = 8.0 \text{ cm}$$

$$6\emptyset_{\text{mayor de col.}} = 6\emptyset_{25} = 15.0 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento mínimo} = 10 \text{ cm}$$

Si bien es cierto según el chequeo se ha obtenido un valor de 7.5cm y es menor que los tres el código manifiesta que se debe tomar de las inequaciones establecidas. Pero el mismo ACI318-05 dentro del mismo artículo (21.4.4.2), faculta la utilización de un valor mínimo de 10cm cuando manifiesta que s, no debe ser mayor a 150mm ni se necesita tomarlo menor a 100mm. Más aún constructivamente especialmente si se trata de confinamiento y adherencia. Por lo tanto

$$s \text{ asumido} = 10 \text{ cm}$$

Para el siguiente análisis, se debe tomar en cuenta que la longitud de la columna que está en contacto con la viga en análisis (en este caso viga x-x) pasa a ser la base de la columna y la altura (h), será la perpendicular. En este caso como la columna es de 30x30cm<sup>2</sup>, no habrá ninguna dificultad.

$$h'' = h_{\text{col}} - (2 * \text{recubrimiento}) + (2\emptyset_{\text{estribo}})$$

$$h'' = 30 - (2 * 3 \text{ cm}) + (2 * 1.00)$$

$$h'' = 22 \text{ cm}$$

$$b'' = h_{\text{col}} - (2 * \text{recubrimiento}) + (2\emptyset_{\text{estribo}})$$

$$b'' = 30 - (2 * 3 \text{ cm}) + (2 * 1.00)$$

$$b'' = 22 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = b'' * h'' = 22 * 22 = 484 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b * h = 30 * 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$$

Cálculo de Ash x-x (Ash= Area total del refuerzo transversal)

Ecuación (21-3) del ACI318-05

$$\text{Ash x} = 0.3 * s * h'' * \frac{f'c}{fyt} * \left[ \frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$
$$\text{Ash x} = 0.3 * 10 * 22 * \frac{210}{4200} * \left[ \frac{900}{484} - 1 \right]$$
$$\text{Ash x} = 2.84\text{cm}^2$$

Ecuación (21-4) del ACI318-05

$$\text{Ash x} = 0.09 * s * h'' * \frac{f'c}{fyt} * \left[ \frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$
$$\text{Ash x} = 0.09 * 10 * 22 * \frac{210}{4200}$$
$$\text{Ash x} = 0.99\text{cm}^2$$

Cálculo de Ash y-y

$$\text{Ash y} = 0.3 * s * b'' * \frac{f'c}{fyt} * \left[ \frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$
$$\text{Ash y} = 0.3 * 10 * 22 * \frac{210}{4200} * \left[ \frac{900}{484} - 1 \right]$$
$$\text{Ash y} = 2.84\text{cm}^2$$

$$\text{Ash y} = 0.09 * s * b'' * \frac{f'c}{fyt} * \left[ \frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$
$$\text{Ash y} = 0.09 * 10 * 22 * \frac{210}{4200}$$
$$\text{Ash y} = 0.99\text{cm}^2$$

Ash Requerido:

$$\text{Ash x} = 2.84\text{cm}^2$$

$$\text{Ash y} = 2.84\text{cm}^2$$

Área del refuerzo transversal colocado Chequeo

$$A_{shxc} = 4\emptyset 10\text{mm} = 4 * \pi * \frac{1.00^2}{4} = 3.14\text{cm}^2$$

$$A_{shyc} = 4\emptyset 10\text{mm} = 4 * \pi * \frac{1.00^2}{4} = 3.14\text{cm}^2$$

$$A_{shxc} \geq A_{shx}$$

$$3.14\text{cm}^2 \geq 2.84\text{cm}^2 \quad \text{Ok}$$

$$A_{shxc} \geq A_{shx}$$

$$3.14\text{cm}^2 \geq 2.84\text{cm}^2 \quad \text{Ok}$$

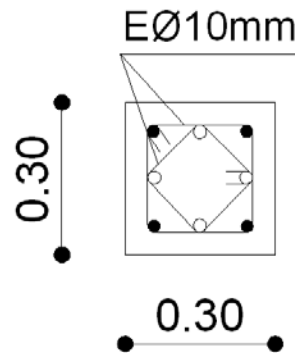


Gráfico 209

Ubicación de la Rótula Plástica

$$Mg1 = \emptyset * A_{S_{superior}} * f_y * \left[ d - \frac{A_{S_{superior}} * f_y}{1.70 f'c b_w} \right]$$

$$Mg1 = 0.9 * 6.16 * 4200 * \left[ 20.30 - \frac{6.16 * 4200}{1.7 * 210 * 25} \right]$$

$$Mg1 = 405047.04\text{Kg} - \text{cm}$$

$$Mg1 = 4.05\text{Tn} - \text{m}$$

$$Mg2 = \emptyset * A_{S_{inferior}} * f_y * \left[ d - \frac{A_{S_{inferior}} * f_y}{1.70 f'c b_w} \right]$$

$$Mg1 = 0.9 * 4.62 * 4200 * \left[ 20.30 - \frac{4.62 * 4200}{1.7 * 210 * 25} \right]$$

$$Mg1 = 316431.07\text{Kg} - \text{cm}$$

$$Mg1 = 3.16\text{Tn} - \text{m}$$

$$\gamma = \frac{b_w - 2r - 2\emptyset E - \emptyset}{h}$$

$$\gamma = \frac{30 - (2 * 3) - (2 * 1.00) - 2.50}{30}$$

$$\gamma = 0.65$$

Columna Superior:

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{18.83}{30 * 30}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.02Tn/cm^2$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{0.02Tn}{cm^2} * \frac{1000Kg}{1Tn} * \frac{2.2046lbs}{1Kg} * \frac{1Klb}{1000lbs} * \frac{(2.54cm)^2}{(1plg)^2}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.29Kbls/plg^2$$

Columna Inferior

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{52.397}{30 * 30}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.06Tn/cm^2$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{0.06Tn}{cm^2} * \frac{1000Kg}{1Tn} * \frac{2.2046lbs}{1Kg} * \frac{1Klb}{1000lbs} * \frac{(2.54cm)^2}{(1plg)^2}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.83Kbls/plg^2$$

Nota: Se transforma a Kbls/plg<sup>2</sup>, para ingresar al ábaco de iteración de columnas.

$$p = \frac{A_s}{b * h}$$

$$p = \frac{34.84cm^2}{30 * 30}$$

$$p = 0.0387$$

Del ábaco de interacción de columnas se obtiene los siguientes resultados:

$$\text{fact. ábaco} = \frac{\emptyset Mn}{A_g * h} = 0.186$$

$$\text{fact. ábaco} = \frac{\emptyset Mn}{A_g * h} = 0.088$$

Factor de Conversión de Klbs/plg<sup>2</sup> = 14.22Tn/m<sup>2</sup>

$$Me_s = \frac{\text{fact. ábaco} * Ag * \emptyset}{14.22Tn/m^2}$$

$$Me_s = \frac{0.186 * 30 * 30 * 0.9}{14.22Tn/m^2}$$

$$Me_s = 10.59 \text{ Tn} - m$$

$$Me_i = \frac{\text{fact. ábaco} * Ag * \emptyset}{14.22Tn/m^2}$$

$$Me_i = \frac{0.088 * 30 * 30 * 0.9}{14.22Tn/m^2}$$

$$Me_i = 5.01 \text{ Tn} - m$$

$$\Sigma Mc = 10.59 + 5.01 = 15.60 \text{ Tn} - m$$

$$\Sigma Mc = 4.05 + 3.16 = 7.21 \text{ Tn} - m$$

De acuerdo al ACI318-05, artículo 21.4.2.2

$$\Sigma Mc \geq \frac{5}{6} \Sigma Mv$$

$$15.60 \geq \frac{5}{6} * 7.21$$

$$15.60 \geq 8.66$$

Ok Cumple

Al cumplir este parámetro de rótula plástica se está asegurando que ésta se forme en la viga y no en la columna, satisfaciendo la filosofía de COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL.



## CHEQUEO EN NUDO B-4

Preparar datos desde ETABS. Hacer clic sobre la columna del nudo B-4

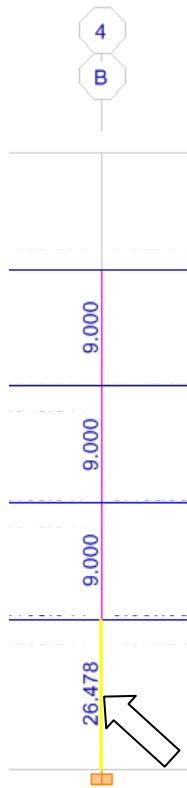


Gráfico 210

Clic sobre Summary

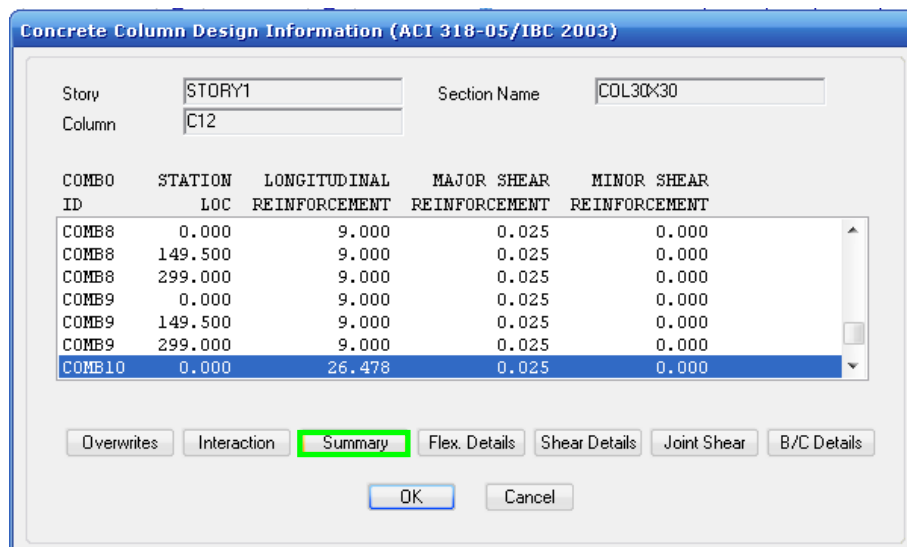


Gráfico 211

En el cuadro de resumen de datos de diseño, tomar el valor de Pu.

Concrete Design Information ACI 318-05/18C 2003

File

ACI 318-05/18C 2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Ton-cm (Summary)

Level	: STORY1	L=324.000			
Element	: C12	B=30.000	D=30.000	dc=4.570	
Station Loc	: 0.000	E=218.800	Fc=0.210	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Section ID	: COL30X30	Fg=4.200	Fgs=4.200		
Combo ID	: COMB10	RLLF=0.746			

Phi(Compression-Spiral): 0.700 Overstrength Factor: 1.25  
 Phi(Compression-Tied): 0.650  
 Phi(Tension Controlled): 0.900  
 Phi(Shear): 0.750  
 Phi(Seismic Shear): 0.600  
 Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar	Design	Design	Minimum	Minimum	
	Area	M2	M3	M2	M3	
	26.478	282.407	-632.789	148.670	148.670	

Design Pu 61.332

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS					
	Cm	Delta ns	Delta s	K	L
	Factor	Factor	Factor	Factor	Length
Major Bending(M3)	1.000	1.143	1.000	1.000	299.000
Minor Bending(M2)	1.000	1.143	1.000	1.000	299.000

SHEAR DESIGN FOR U2,U3					
	Design	Shear	Shear	Shear	Shear
	Rebar	Uu	phi*Uc	phi*Us	Up
Major Shear(U2)	0.025	2.837	5.492	2.011	2.837
Minor Shear(U3)	0.000	1.989	6.528	0.000	1.989

JOINT SHEAR DESIGN					
	Joint	Shear	Shear	Shear	Joint
	Ratio	UuTop	UuTot	phi*Uc	Area
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Gráfico 212

Efectuar el mismo procedimiento para obtener la carga Pu Superior

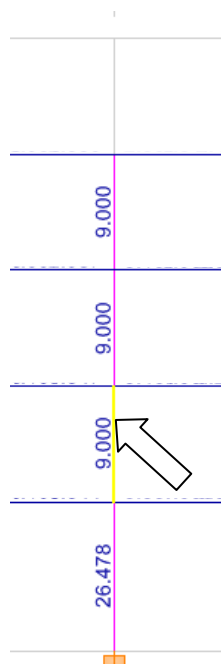


Gráfico 213

Clic en summary

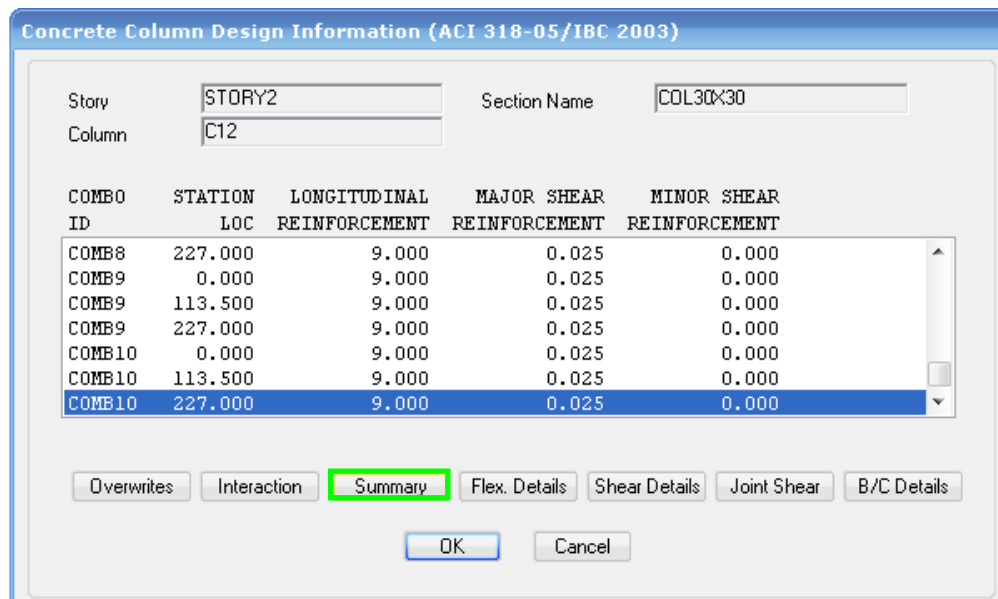


Gráfico 214

Nótese el valor de Pu.

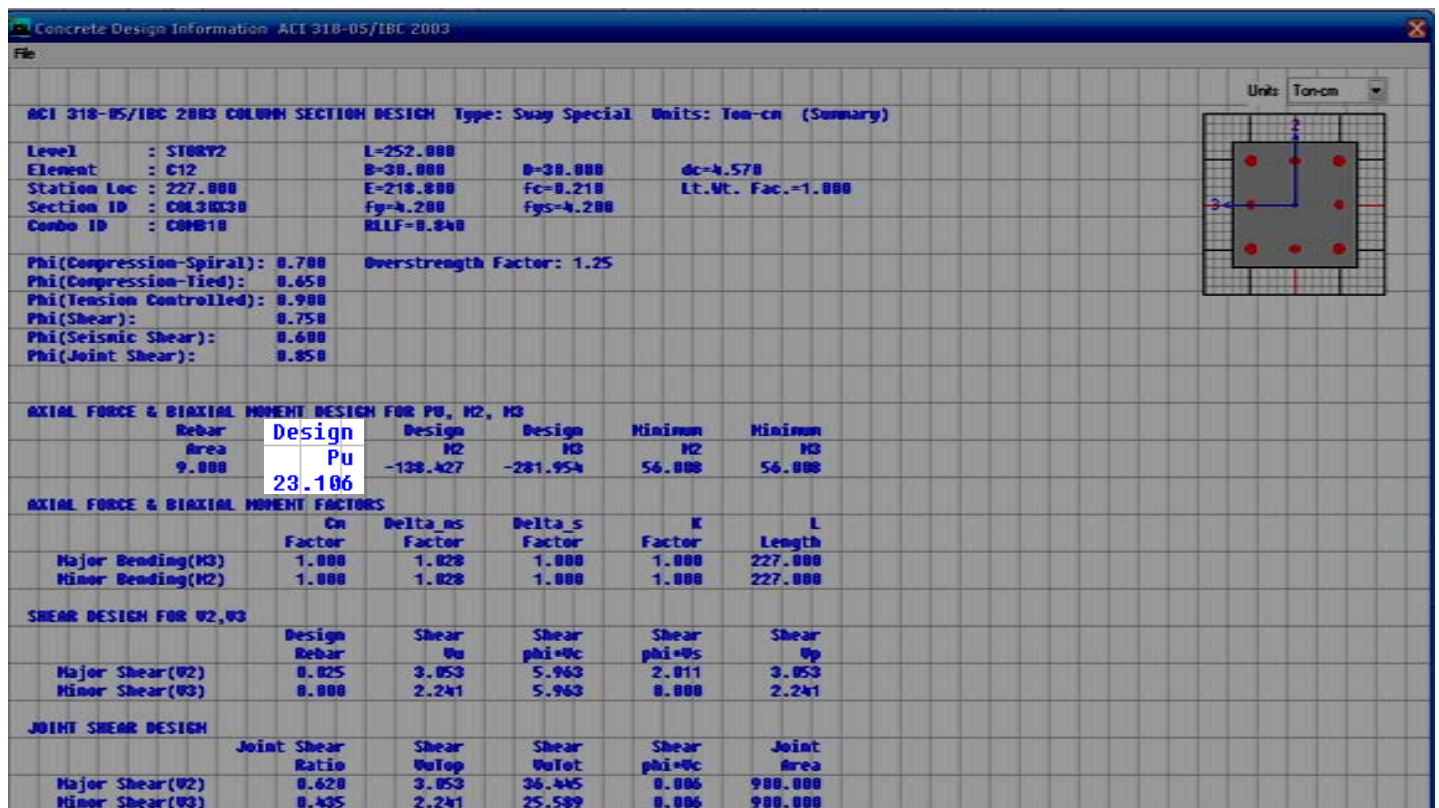


Gráfico 215

Los Datos del Nudo (de esquina) A-5 (del Primer Piso alto)

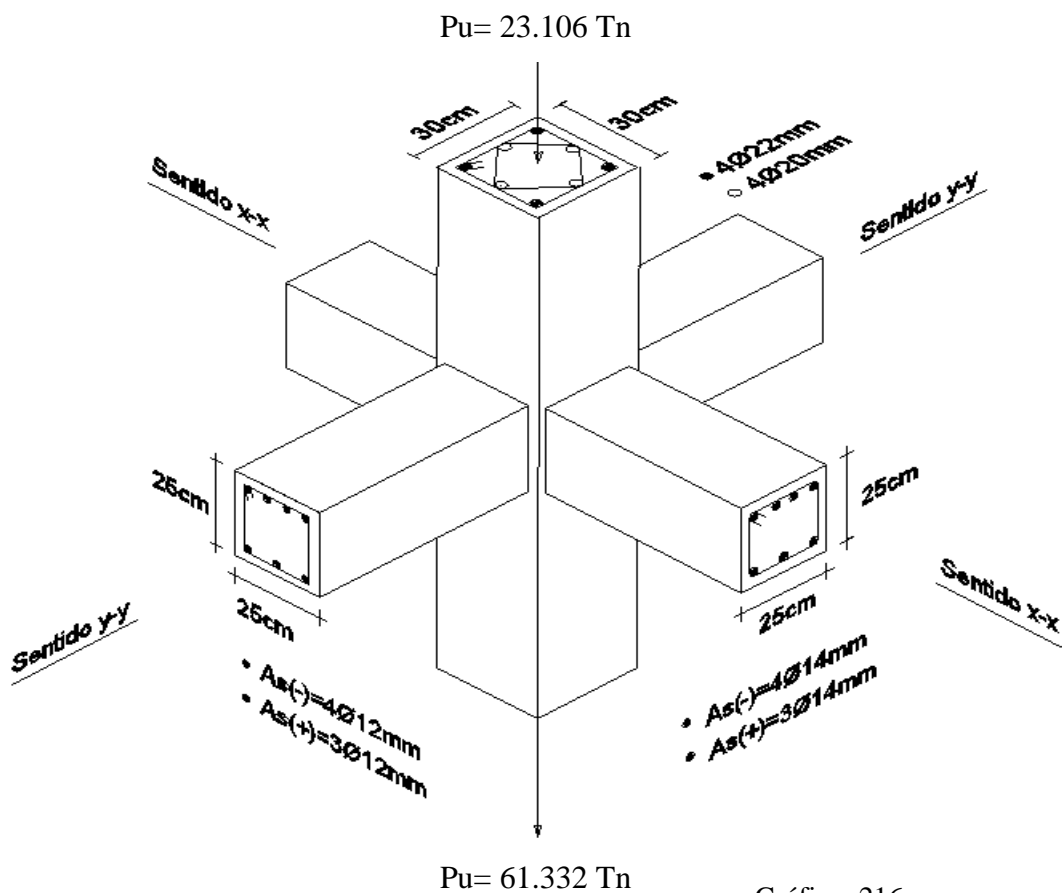


Gráfico 216

Datos:

Pu superior=	23.106 Tn
Pu Inferior=	61.332 Tn
f'c=	210 Kg/cm <sup>2</sup>
fy=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
ACI 318-05 ART. 7.7.1 recubrimiento	3 cm
Altura de Entrepiso=	3.24 m
Áreas de acero columna=	27.772 cm <sup>2</sup>
Ø mayor Columna	22 mm
ACI 318-05 7.10.5.1 Estribo=	10 mm
Vigas que entran al nudo	4

Cuadro N 26 (a)

Viga x-x	
b=	25 cm
h=	25 cm
As superior=	6.16 cm <sup>2</sup>
As inferior=	4.62 cm <sup>2</sup>
Ø Superior	4Ø14 mm
Ø Inferior	3Ø14 mm
Viga y-y	
b=	25 cm
h=	25 cm
As superior=	4.52 cm <sup>2</sup>
As inferior=	3.39 cm <sup>2</sup>
Ø Superior	4Ø12 mm
Ø Inferior	3Ø12 mm
Columna	
lado (similar al sentido x-x)=	30 cm
lado (Similar al sentido y-y)=	30 cm
Ø Esquina	4Ø22 mm
Ø Intermedio1	4Ø20 mm
Área de acero columna	27.77 cm <sup>2</sup>

Cuadro N 27 Vigas e Columnas

Chequeo Por adherencia

Cuadro N 26 (b)

$$20\varnothing_{\text{mayorviga}} \leq h_{\text{min col}}$$

$$20 * 1.4\text{cm} \leq 30\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq 30\text{cm} \quad \text{Ok}$$

$$20\varnothing_{\text{mayor columna}} \leq h_{\text{min viga}}$$

$$20 * 2.5\text{cm} \leq 25\text{cm}$$

$$50\text{cm} \leq 25\text{cm} \quad \text{No cumple}$$

### Chequeo Por confinamiento

$$b_{v \ x-x} = 25\text{cm}$$

$$h_v = \frac{3}{4} * h_{\text{viga}}$$

$$h_v = \frac{3}{4} * 25\text{cm}$$

$$h_v = 18.75\text{cm}$$

$$b_{v \ x-x} = h_v$$

$$25\text{cm} > 18.75\text{cm}$$

El confinamiento es adecuado

$$b_{v \ y-y} = 20\text{cm}$$

$$h_v = \frac{3}{4} * h_{\text{viga}}$$

$$h_v = \frac{3}{4} * 25\text{cm}$$

$$h_v = 18.75\text{cm}$$

$$b_{v \ x-x} = h_v$$

$$25\text{cm} > 18.75\text{cm}$$

El confinamiento es adecuado

### Tipo Nudo Sentido x-x

Longitud columna x-x = 30cm

b viga en contacto = 25cm

$$b \text{ viga en contacto} \geq \frac{3}{4} * \text{Lado de columna en contacto}$$

$$25 \geq 23$$

### Nudo Sentido y-y

Lado de columna en sentido y-y = 30cm

b viga en contacto = 25cm

$$b \text{ viga en contacto} \geq \frac{3}{4} * \text{Lado de columna en contacto}$$

$$25 \geq 23$$

Es decir se analizará como un Nudo interno.

$$\text{Por lo tanto: } \gamma = 5.30$$

Corte actuante

$$\emptyset_{\text{superior viga x-x}} = 14 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{\text{superior viga y-y}} = 12 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{\text{sup viga x-x}} > \emptyset_{\text{superior viga y-y}}$$

Por tanto se tomará la viga similar al sentido x-x. (Véase gráfico 216)

$$d = h_{\text{viga}} - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset_{\text{sup}}}{2} - \emptyset \text{ estribo}$$

$$d = 25 - 3.00 - \frac{1.40}{2} - 1.00$$

$$d = 20.30 \text{ cm}$$

$$M1 = 1.25 * A_{S1} * f_y * \left[ d - \frac{1.25 A_{S_{\text{superior}}} * f_y}{1.7 f' c b_w} \right]$$

$$M1 = 1.25 * 6.16 * 4200 * \left[ 20.30 - \frac{1.25 * 6.16 * 4200}{1.7 * 210 * 25} \right]$$

$$M1 = 539147.20 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M1 = 5.39 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M2 = 1.25 * A_{S1} * f_y * \left[ d - \frac{1.25 A_{S_{\text{superior}}} * f_y}{1.7 f' c b_w} \right]$$

$$M2 = 1.25 * 4.62 * 4200 * \left[ 20.30 - \frac{1.25 * 4.62 * 4200}{1.7 * 210 * 25} \right]$$

$$M2 = 426314.90 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M1 = 4.26 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{5.39 + 4.36}{3.24}$$

$$V_{col} = 2.98Tn$$

$$T1 = 1.25 * As1 * fy$$

$$T1 = 1.25 * 6.16 * 4200$$

$$T1 = 32326.99 Kg$$

$$T1 = 32.33 Tn$$

$$T2 = 1.25 * As2 * fy$$

$$T2 = 1.25 * 4.62 * 4200$$

$$T2 = 24245.2413 Kg$$

$$T2 = 24.25 Tn$$

$$VuVj = T1 + T2 - V_{col}$$

$$VuVj = 32.33 + 24.25 - 2.98$$

$$VuVj = 53.59 Tn$$

$$b_j = \frac{b_v + b_c}{2}$$

$$b_j = \frac{25 + 30}{2}$$

$$b_j = 27.50cm$$

$$\emptyset V_n = 0.85 * \gamma * \sqrt{f'c} * b_j * hc$$

$$\emptyset V_n = 0.85 * 5.3 * \sqrt{210} * 27.50 * 30$$

$$\emptyset V_n = 53859.01 Kg$$

$$\emptyset V_n = 53.59Tn$$

$$\emptyset V_n \geq VuVj \Rightarrow 53.86n \geq 53.59Tn \text{ OK}$$



## CONFINAMIENTO

Separación mínima del refuerzo transversal de acuerdo al ACI318-05, artículo 21.4.4.2

$$s_{hmin} = \frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$$

$$s_{hmin} = \frac{b}{4} = \frac{30}{4} = 8.0 \text{ cm}$$

$$6\emptyset_{\text{mayor de col.}} = 6\emptyset_{25} = 15.0 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento mínimo} = 10 \text{ cm}$$

$$s_{\text{asumido}} = 10 \text{ cm}$$

$$h'' = h_{\text{col}} - (2 * \text{recubrimiento}) + (2\emptyset_{\text{estribo}})$$

$$h'' = 30 - (2 * 3 \text{ cm}) + (2 * 1.00)$$

$$h'' = 22 \text{ cm}$$

$$b'' = h_{\text{col}} - (2 * \text{recubrimiento}) + (2\emptyset_{\text{estribo}})$$

$$b'' = 30 - (2 * 3 \text{ cm}) + (2 * 1.00)$$

$$b'' = 22 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = b'' * h'' = 22 * 22 = 484 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b * h = 30 * 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_{yt}} * \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 * 10 * 22 * \frac{210}{4200} * \left[ \frac{900}{484} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx} = 0.09 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_{yt}} * \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.09 * 10 * 22 * \frac{210}{4200}$$

$$A_{shx} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy} = 0.3 * s * b'' * \frac{f'_c}{f_{yt}} * \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shy} = 0.3 * 10 * 22 * \frac{210}{4200} * \left[ \frac{900}{484} - 1 \right]$$

$$A_{shy} = 2.84 \text{cm}^2$$

$$A_{shy} = 0.09 * s * b'' * \frac{f'_c}{f_{yt}} * \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shy} = 0.09 * 10 * 22 * \frac{210}{4200}$$

$$A_{shy} = 0.99 \text{cm}^2$$

Ash Requerido:

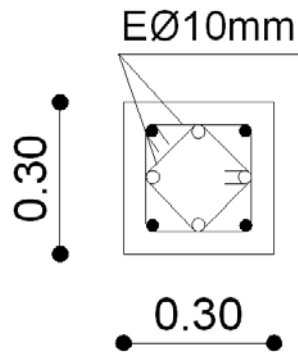
$$A_{shx} = 2.84 \text{cm}^2$$

$$A_{shy} = 2.84 \text{cm}^2$$

Área del refuerzo transversal colocado

$$A_{shxc} = 4\emptyset 10 \text{mm} = 4 * \pi * \frac{1.00^2}{4} = 3.14 \text{cm}^2$$

$$A_{shyc} = 4\emptyset 10 \text{mm} = 4 * \pi * \frac{1.00^2}{4} = 3.14 \text{cm}^2$$



$$A_{shxc} \geq A_{shx}$$

$$3.14 \text{cm}^2 \geq 2.84 \text{cm}^2 \quad \text{Ok}$$

$$A_{shyc} \geq A_{shy}$$

$$3.14 \text{cm}^2 \geq 2.84 \text{cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Gráfico 217

Ubicación de la Rótula Plástica

$$M_{g1} = \emptyset * A_{S_{superior}} * f_y * \left[ d - \frac{A_{S_{superior}} * f_y}{1.70 f'_c b_w} \right]$$

$$M_{g1} = 0.9 * 6.16 * 4200 * \left[ 20.30 - \frac{6.16 * 4200}{1.7 * 210 * 25} \right]$$

$$M_{g1} = 405047.04 \text{Kg} - \text{cm}$$

$$M_{g1} = 4.05 \text{Tn} - \text{m}$$

$$Mg2 = \phi * A_{s_{inferior}} * f_y * \left[ d - \frac{A_{s_{inferior}} * f_y}{1.70 f'_c b_w} \right]$$

$$Mg1 = 0.9 * 4.62 * 4200 * \left[ 20.30 - \frac{4.62 * 4200}{1.7 * 210 * 25} \right]$$

$$Mg1 = 316431.07 \text{Kg} - \text{cm}$$

$$Mg1 = 3.16 \text{Tn} - \text{m}$$

$$\gamma = \frac{b_w - 2r - 2\phi E - \phi}{h}$$

$$\gamma = \frac{30 - (2 * 3) - (2 * 1.00) - 2.50}{30}$$

$$\gamma = 0.66$$

Columna Superior:

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{23.106}{30 * 30}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.03 \text{Tn/cm}^2$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{0.03 \text{Tn}}{\text{cm}^2} * \frac{1000 \text{Kg}}{1 \text{Tn}} * \frac{2.2046 \text{lbs}}{1 \text{Kg}} * \frac{1 \text{Klb}}{1000 \text{lbs}} * \frac{(2.54 \text{cm})^2}{(1 \text{plg})^2}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.37 \text{Klbs/plg}^2$$

Columna Inferior

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{61.332}{30 * 30}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.07 \text{Tn/cm}^2$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{0.07 \text{Tn}}{\text{cm}^2} * \frac{1000 \text{Kg}}{1 \text{Tn}} * \frac{2.2046 \text{lbs}}{1 \text{Kg}} * \frac{1 \text{Klb}}{1000 \text{lbs}} * \frac{(2.54 \text{cm})^2}{(1 \text{plg})^2}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.97 \text{Klbs/plg}^2$$

Nota: Se transforma a Klbs/plg<sup>2</sup>, para ingresar al ábaco de iteración de columnas.

$$p = \frac{A_s}{b * h}$$

$$p = \frac{27.77 \text{ cm}^2}{30 * 30}$$

$$p = 0.0308$$

Del ábaco de interacción de columnas se obtiene los siguientes resultados:

$$\text{fact. ábaco} = \frac{\emptyset M_n}{A_g * h} = 0.156$$

$$\text{fact. ábaco} = \frac{\emptyset M_n}{A_g * h} = 0.012$$

Factor de Conversión de  $\text{Klbs/plg}^2 = 14.22 \text{ Tn/m}^2$

$$M_{e_s} = \frac{\text{fact. ábaco} * A_g * \emptyset}{14.22 \text{ Tn/m}^2}$$

$$M_{e_s} = \frac{0.156 * 30 * 30 * 0.9}{14.22 \text{ Tn/m}^2}$$

$$M_{e_s} = 8.88 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{e_i} = \frac{\text{fact. ábaco} * A_g * \emptyset}{14.22 \text{ Tn/m}^2}$$

$$M_{e_i} = \frac{0.012 * 30 * 30 * 0.9}{14.22 \text{ Tn/m}^2}$$

$$M_{e_i} = 0.68 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\Sigma M_c = 8.88 + 0.68 = 9.57 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\Sigma M_v = 4.05 + 3.16 = 7.21 \text{ Tn} - \text{m}$$

De acuerdo al ACI318-05, artículo 21.4.2.2

$$\Sigma M_c \geq \frac{5}{6} \Sigma M_v$$

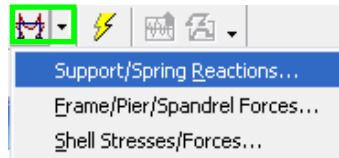
$$9.57 \geq \frac{5}{6} * 7.21$$

$$9.57 \geq 8.66 \text{ Ok Cumple}$$

Al cumplir este parámetro de rótula plástica se está asegurando que ésta se forme en la viga y no en la columna, satisfaciendo la filosofía de COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL.

### 6.7.12 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para realizar el diseño de la cimentación de la estructura, se necesitan las reacciones de la estructura. Hacer clic en:



Hacer clic sobre Reactions:

Gráfico 218

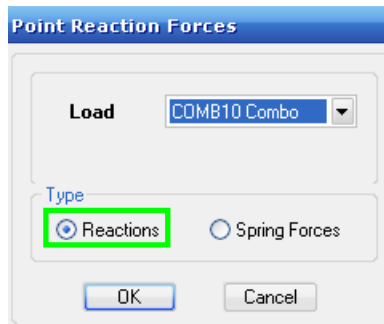


Gráfico 219

En la vista en planta, ubicarse en Planta Baja:

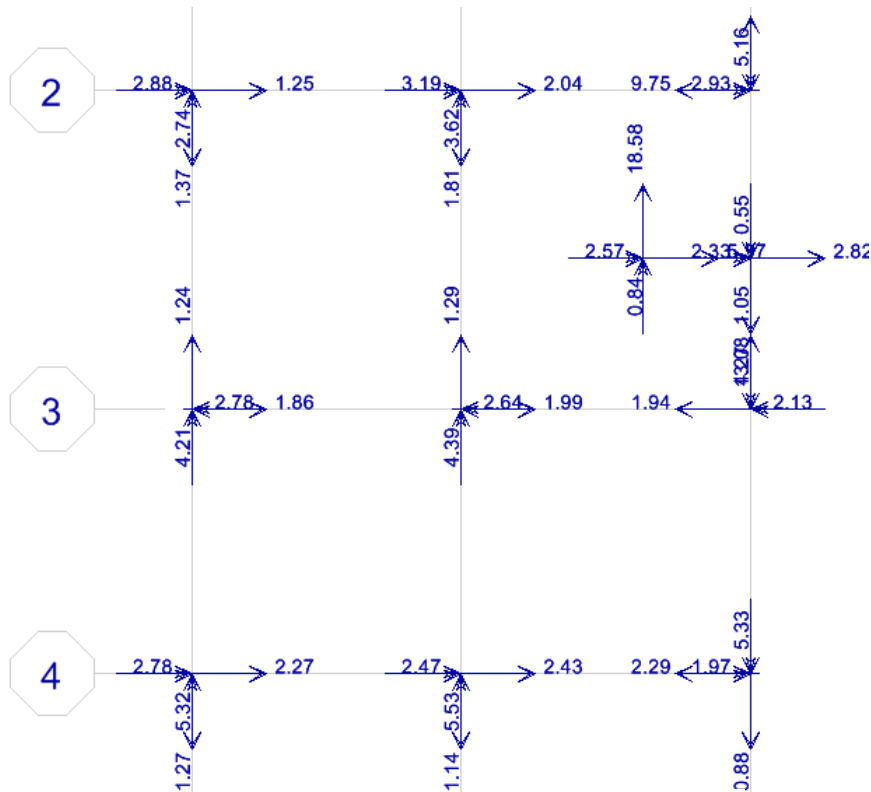


Gráfico 220

Hacer clic derecho sobre todos y cada uno de los puntos para conocer el valor de las reacciones para efectuar el diseño de la cimentación.

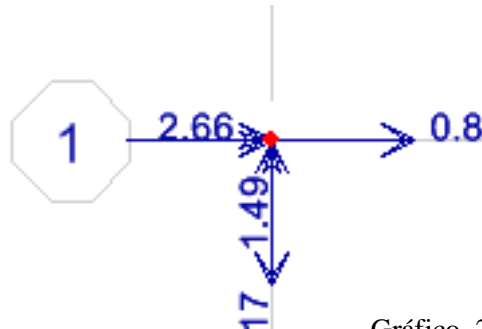


Gráfico 221

El programa muestra el resultado del análisis para el diseño de cimentación, donde:

Force = Fuerza

Moment = Momento

1 = Eje x

2 = Eje y

3 = Eje Z (Considerar éste para la carga Puntual que soporta la cimentación)

Point Object	19	Story Level	BASE
	1	2	3
Force	<b>0.832</b>	<b>-1.173</b>	<b>14.981</b>
Moment	<b>2.663</b>	<b>1.493</b>	<b>-0.347</b>

Gráfico 222

Se puede efectuar el mismo proceso para todos los puntos con el objetivo de obtener las reacciones para el diseño de la cimentación.

Pero existe una manera más rápida de obtener los resultados. Hacer clic sobre:

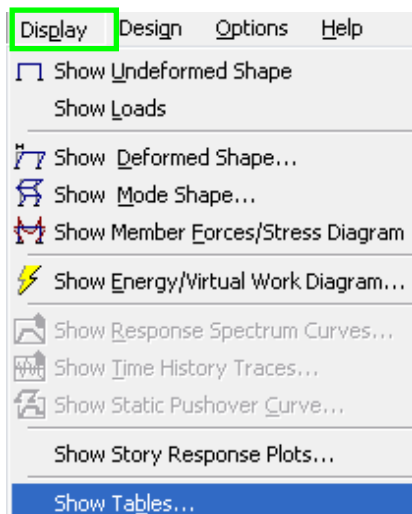


Gráfico 223

Marcar en Table: Support Reactions. Después Hacer clic en: Select Cases/Combos.

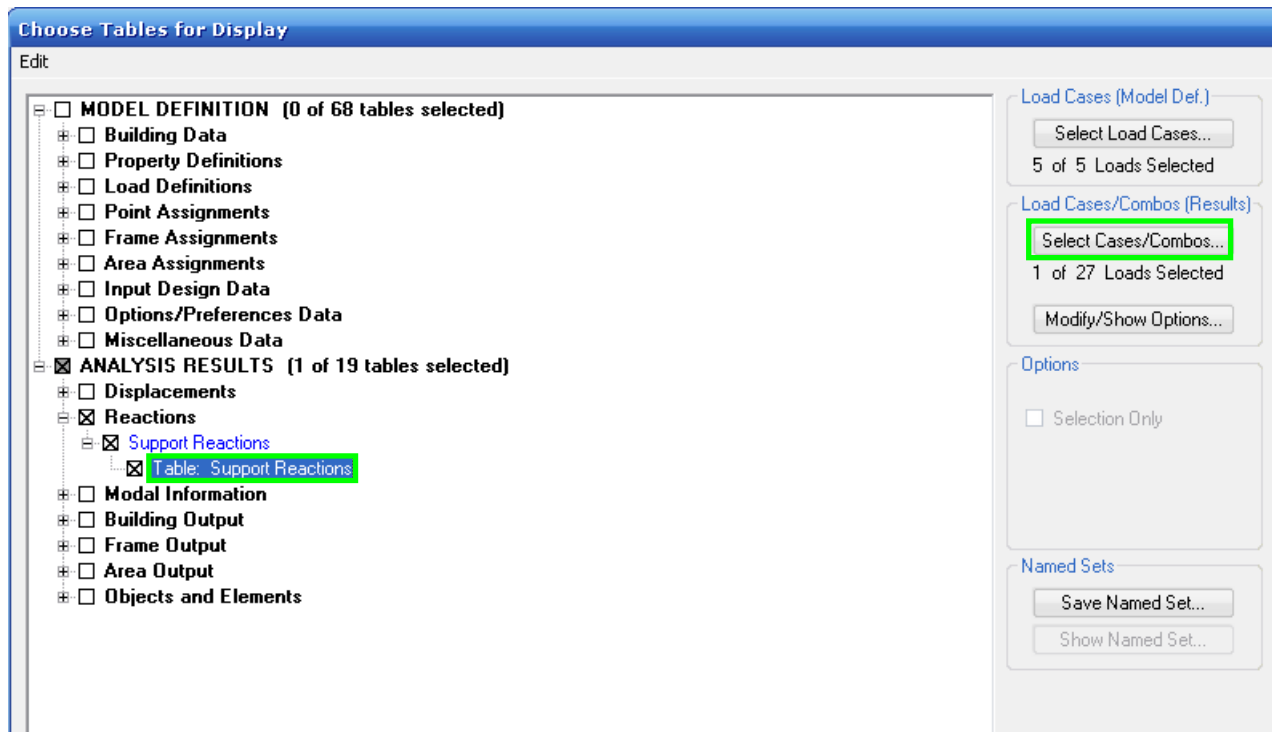


Gráfico 224

Hacer clic sobre la combinación 10, para obtener valores de la envolvente.

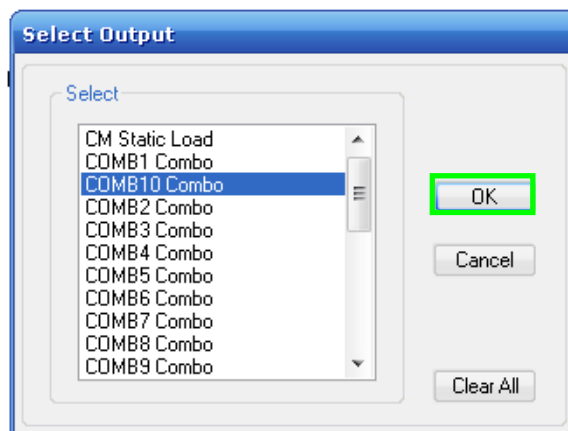


Gráfico 225

Los datos de esta tabla se pueden exportar a Excel, para organizarlos. Para ordenar los datos con el respectivo eje al que corresponde, se recomienda identificar cual es el punto (Point), en el que se refiere la tabla con respecto a la estructura en ETABS.

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	19	COMB10 MAX	0.83	0.33	14.98	2.663	1.493	0.329
BASE	19	COMB10 MIN	-0.45	-1.17	7.05	-2.426	-0.944	-0.347
BASE	20	COMB10 MAX	1.10	2.45	50.15	4.234	1.832	0.392
BASE	20	COMB10 MIN	-0.52	-2.88	-16.66	-3.789	-1.108	-0.452
BASE	22	COMB10 MAX	1.25	1.14	26.29	2.881	2.742	0.301
BASE	22	COMB10 MIN	-0.92	-1.37	13.27	-2.661	-2.338	-0.310
BASE	23	COMB10 MAX	2.04	1.41	70.30	3.186	3.615	0.301
BASE	23	COMB10 MIN	-1.78	-1.81	-1.11	-2.768	-3.281	-0.310
BASE	25	COMB10 MAX	1.86	1.24	34.44	2.668	4.213	0.301
BASE	25	COMB10 MIN	-1.32	-1.16	14.07	-2.776	-3.604	-0.310
BASE	26	COMB10 MAX	1.99	1.29	66.91	2.392	4.393	0.301
BASE	26	COMB10 MIN	-1.83	-1.07	35.08	-2.639	-4.194	-0.310
BASE	28	COMB10 MAX	2.27	1.20	33.08	2.782	5.323	0.301
BASE	28	COMB10 MIN	-1.78	-1.27	12.51	-2.739	-4.784	-0.310
BASE	29	COMB10 MAX	2.43	1.00	61.33	2.470	5.534	0.301
BASE	29	COMB10 MIN	-2.35	-1.14	31.52	-2.323	-5.445	-0.310
BASE	31	COMB10 MAX	2.65	1.02	26.87	2.475	6.437	0.301
BASE	31	COMB10 MIN	-2.33	-0.99	9.01	-2.540	-6.106	-0.310
BASE	32	COMB10 MAX	3.01	0.82	52.40	2.165	6.880	0.301
BASE	32	COMB10 MIN	-2.95	-0.86	24.93	-2.131	-6.827	-0.310
BASE	46	COMB10 MAX	3.86	0.84	51.86	1.694	3.930	0.520
BASE	46	COMB10 MIN	-3.61	-1.96	-26.04	-0.700	-3.468	-0.424
BASE	47	COMB10 MAX	6.51	8.85	58.40	2.931	4.332	0.564
BASE	47	COMB10 MIN	-9.75	-8.37	-3.92	-2.733	-5.162	-0.500
BASE	48	COMB10 MAX	1.36	1.05	37.57	1.989	3.671	0.301
BASE	48	COMB10 MIN	-1.94	-0.90	16.72	-2.130	-4.266	-0.310
BASE	49	COMB10 MAX	1.72	0.72	33.06	1.972	4.729	0.301
BASE	49	COMB10 MIN	-2.29	-0.88	12.83	-1.773	-5.326	-0.310
BASE	50	COMB10 MAX	2.21	0.57	30.30	1.784	5.981	0.301
BASE	50	COMB10 MIN	-2.70	-0.71	10.78	-1.617	-6.511	-0.310
BASE	128	COMB10 MAX	5.37	18.58	10.85	2.571	0.842	0.571
BASE	128	COMB10 MIN	-4.17	-15.74	-7.24	-2.176	-0.704	-0.856
BASE	129	COMB10 MAX	2.82	12.25	5.06	2.327	0.546	0.338
BASE	129	COMB10 MIN	-2.59	-13.08	-5.68	-2.069	-0.555	-0.330

Gráfico 226

Organizando los datos se obtiene el siguiente cuadro de resumen de Reacciones y Momentos, para el diseño.

Eje		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
A	1	0.83	-1.17	14.98	2.663	1.493	-0.347
A	2	1.25	-1.37	26.29	2.881	2.742	-0.31
A	3	1.86	1.24	34.44	-2.776	4.213	-0.31
A	4	2.27	-1.27	33.08	2.782	5.323	-0.31
A	5	2.65	1.02	26.87	-2.54	6.437	-0.31
B	1	1.1	-2.88	50.15	4.234	1.832	-0.452
B	2	2.04	-1.81	70.3	3.186	3.615	-0.31
B	3	1.99	1.29	66.91	-2.639	4.393	-0.31
B	4	2.43	-1.14	61.33	2.47	5.534	-0.31
B	5	3.01	-0.86	52.4	2.165	6.88	-0.31
C	1	3.86	-1.96	51.86	1.694	3.93	0.52
C	2	-9.75	8.85	58.4	2.931	-5.162	0.564
C	3	-1.94	1.05	37.57	-2.13	-4.266	-0.31
C	4	-2.29	-0.88	33.06	1.972	-5.326	-0.31
C	5	-2.7	-0.71	30.3	1.784	-6.511	-0.31

Tabla N 30 Diseño



A continuación se va a diseñar tres tipos de zapatas: central, de lindero y esquinera  
 Para el diseño depende del criterio de quien está efectuando el cálculo pero se recomienda clasificar por el tipo de cimentación y escoger valores más críticos como se muestra a continuación:

#### Esquinera

Eje		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
A	1	0.83	-1.17	14.98	2.663	1.493	-0.347
C	1	3.86	-1.96	51.86	1.694	3.93	0.52
Críticos		3.86	-1.96	51.86	2.663	3.93	0.52

Tabla N 31 Esquinera

#### De Lindero

Eje		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
A	2	1.25	-1.37	26.29	2.881	2.742	-0.31
A	3	1.86	1.24	34.44	-2.776	4.213	-0.31
A	4	2.27	-1.27	33.08	2.782	5.323	-0.31
A	5	2.65	1.02	26.87	-2.54	6.437	-0.31
B	1	1.1	-2.88	50.15	4.234	1.832	-0.452
C	2	-9.75	8.85	58.4	2.931	-5.162	0.564
C	3	-1.94	1.05	37.57	-2.13	-4.266	-0.31
C	4	-2.29	-0.88	33.06	1.972	-5.326	-0.31
C	5	-2.7	-0.71	30.3	1.784	-6.511	-0.31
Críticos		-9.75	8.85	50.15	4.234	-6.511	0.564

Tabla N 32 De Lindero

#### Central

Eje		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
B	2	2.04	-1.81	70.3	3.186	3.615	-0.31
B	3	1.99	1.29	66.91	-2.639	4.393	-0.31
B	4	2.43	-1.14	61.33	2.47	5.534	-0.31
B	5	3.01	-0.86	52.4	2.165	6.88	-0.31
Críticos		3.01	-1.81	70.30	3.186	6.88	-0.31

Tabla N 33 Central

### 6.7.12.1 DISEÑO DE ZAPATA DE ESQUINA

De los datos obtenidos se tiene lo siguiente:

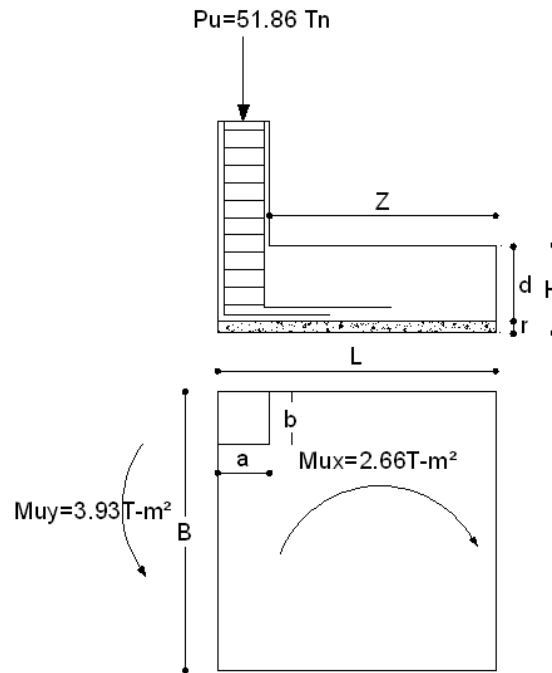


Gráfico 227

La capacidad resistente admisible del suelo es  $q_{ADM} = 2 \text{ Kg/cm}^2$ ; la resistencia última del hormigón es  $210 \text{ Kg/cm}^2$ , el esfuerzo de fluencia del acero es  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ , y el nivel de cimentación es 1.50 m por debajo de la superficie del suelo.

$f$  = Factor Promedio de mayoración de cargas = 1.55

$$P_s = \frac{P_u}{f}$$

$$P_s = \frac{51.86}{1.55}$$

$$P_s = 33.46 \text{ Tn}$$

$$M_{s x} = \frac{M_{u x}}{f}$$

$$M_{sx} = \frac{2.663}{1.55}$$

$$M_{sx} = 1.72 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{sy} = \frac{M_{uy}}{f}$$

$$M_{sy} = \frac{3.93}{1.55}$$

$$M_{sy} = 2.54 \text{ Tn} - \text{m}$$

Calcular el área de fundación. El coeficiente 1.5 es para mayorar el área de fundación con el objetivo de cumplir dentro de los parámetros, cuando se calcule el  $q_{\text{real}}$ .

$$AF = \frac{1.5 * P_s}{q_{\text{ADM}}}$$

$$AF = \frac{1.5 * 33.46}{20}$$

$$AF = 2.50 \text{ m}^2$$

Como la columna es cuadrada → Zapata Cuadrada

$$L = B = \sqrt{AF}$$

$$L = B = \sqrt{2.50 \text{ m}^2}$$

$$L = B = 1.58 \text{ m} \sim 1.60 \text{ m}$$

$$L = B = 1.60 \text{ m}$$

Calculando el  $q_{\text{real}}$  en cada punto de la cimentación.

$$q_i = \frac{P_s}{BL} \pm \frac{6M_{sx}}{BL^2} \pm \frac{6M_{sy}}{B^2L}$$

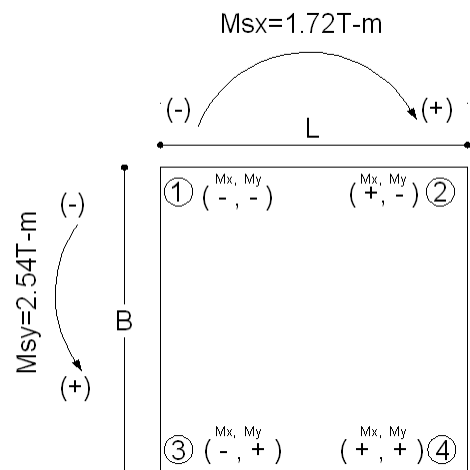
$$q_i = \frac{33.46}{1.6 * 1.6} \pm \frac{6 * 1.72}{1.6 * 1.6^2} \pm \frac{6 * 2.54}{1.6^2 * 1.6}$$

$$q_1 = 13.06 - 2.52 - 3.71 = 6.84 \text{ T/m}^2 < q_{\text{ADM}} \text{ OK}$$

$$q_2 = 13.06 + 2.52 - 3.71 = 11.87 \text{ T/m}^2 < q_{\text{ADM}} \text{ OK}$$

$$q_3 = 13.06 - 2.52 + 3.71 = 14.27 \text{ T/m}^2 < q_{\text{ADM}} \text{ OK}$$

$$q_4 = 13.06 + 2.52 + 3.71 = 19.30 \text{ T/m}^2 < q_{\text{ADM}} \text{ OK}$$



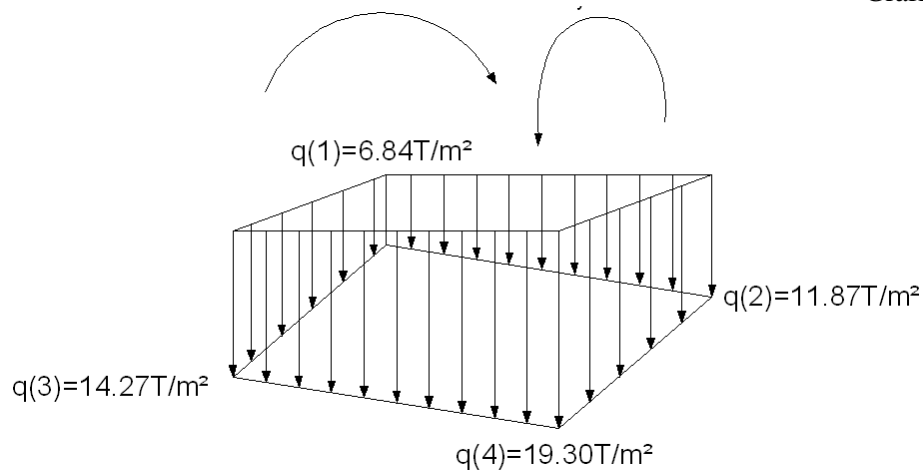


Gráfico 229

En el caso de no cumplir  $q_{real} < q_{ADM}$ , se debe incrementar sección de “B” y “L”. Pero nótese que el  $q_{real}$  mayor ( $q_4$ , en este caso), no debe ni superar ni ser mucho menor que  $q_{ADM}$ , en todo caso debe estar muy cerca que  $q_{ADM}$ , pero siempre cumpliendo la condición que  $q_{ADM} > q_{real}$ .

Para el predimensionamiento de  $h$ , es necesario preparar los siguientes datos (unidades en Kg/cm<sup>2</sup>):

$$V_{adm} = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68\text{kg/cm}^2$$

$$q_{ULT} = \frac{Pu}{B * L} = \frac{51.86}{1.6 * 1.6} = 20.25\text{T/m}^2 = 2.02578\text{kg/cm}^2$$

$W$  = Lado mayor de la columna = 30cm

$$AF = B * L = 1.6 * 1.6 = 2.56\text{m}^2 = 25600\text{cm}^2$$

$$\left[V_{adm} + \frac{q_{ULT}}{4}\right]h^2 + \left[V_{adm} + \frac{q_{ULT}}{2}\right]wh = \frac{[AF - w^2]q_{ULT}}{4}$$

$$\left[7.68 + \frac{2.02578}{4}\right]h^2 + \left[7.68 + \frac{2.02578}{2}\right] * 30h = \frac{[25600 - 30^2]2.02578}{4}$$

$$8.19h^2 + 260.8h = 12509.20$$

$$h = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$h = \frac{-260.80 \pm \sqrt{260.8^2 - (4 * 8.19 * 12509.20)}}{2 * 8.19}$$

$$h = \frac{-260.80 \pm 691.14}{2 * 8.19}$$

$$h = 26.28\text{cm}$$

Pero no se recomienda una altura tan baja por eso se va a utilizar  $h=35\text{cm} \rightarrow d=28\text{cm}$ .

Chequeo a Corte Sentido X-X

$$Z = L - a$$

$$Z = 1.60 - 0.30$$

$$Z = 1.30$$

$$Y = Z - d$$

$$Y = 1.30 - 0.28$$

$$Y = 1.02$$

*Analizando puntos 3-4*

$$q_v = q_{\text{men}} + \left[ \frac{q_{\text{may}} - q_{\text{men}}}{L} \right] (L - Y)$$

$$q_v = 14.27 + \left[ \frac{19.30 - 14.27}{1.60} \right] (1.60 - 1.02)$$

$$q_v = 16.09\text{T/m}^2$$

$$V_v = \left[ \frac{q_{\text{may}} + q_v}{2} \right] * Y * B$$

$$V_v = \left[ \frac{19.30 + 16.09}{2} \right] * 1.02 * 1.60$$

$$V_v = 28.88\text{Tn}$$

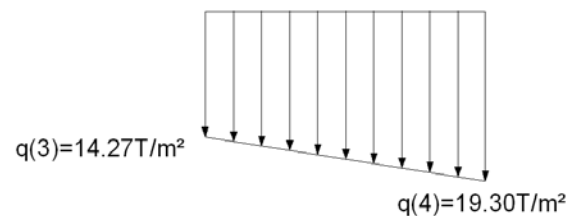


Gráfico 230

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 28.88 Tn$$

$$V_{uv} = 44.76 Tn$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * B * d}$$

$$V_c = \frac{44.76}{0.85 * 1.60 * 0.28}$$

$$V_c = 117.55 T/m^2$$

$$V_c = 11.76 kg/cm^2$$

$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{f' c}$$

$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 7.68 kg/cm^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68 kg/cm^2 < 11.76 kg/cm^2$$

NO CUMPLE

Por lo tanto, se debe aumentar "h";

Asumir:  $h = 0.50m \rightarrow d=0.43m$

$$Z = L - a$$

$$Z = 1.60 - 0.30$$

$$Z = 1.30$$

$$Y = Z - d$$

$$Y = 1.30 - 0.43$$

$$Y = 0.87$$

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] (L - Y)$$

$$q_v = 14.27 + \left[ \frac{19.30 - 14.27}{1.60} \right] (1.60 - 0.87)$$

$$q_v = 16.56 \text{ T/m}^2$$

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * B$$

$$V_v = \left[ \frac{19.30 + 16.56}{2} \right] * 0.87 * 1.60$$

$$V_v = 24.96 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 24.96 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} = 38.68 \text{ Tn}$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * B * d}$$

$$V_c = \frac{38.69}{0.85 * 1.60 * 0.43}$$

$$V_c = 66.16 \text{ T/m}^2$$

$$V_c = 6.62 \text{ kg/cm}^2$$

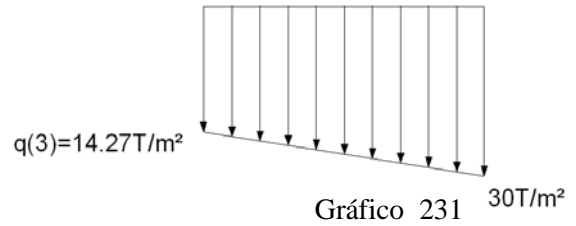
$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{f' c}$$

$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68 \text{ kg/cm}^2 > 6.62 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



Analizando puntos 1-2

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] (L - Y)$$

$$q_v = 6.84 + \left[ \frac{11.87 + 6.84}{1.60} \right] (1.60 - 0.87)$$

$$q_v = 9.14 \text{ T/m}^2$$

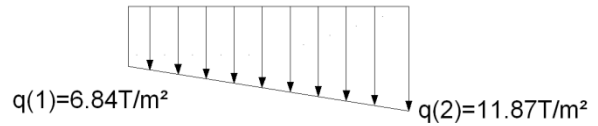


Gráfico 232

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * B$$

$$V_v = \left[ \frac{11.87 + 9.14}{2} \right] * 0.87 * 1.60$$

$$V_v = 14.62 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 14.62 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} = 22.66 \text{ Tn}$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * B * d}$$

$$V_c = \frac{22.66}{0.85 * 1.60 * 0.43}$$

$$V_c = 38.75 \text{ T/m}^2$$

$$V_c = 3.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68 \text{ kg/cm}^2 > 3.87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



Chequeo a Corte Sentido Y-Y

$$Z = B - b$$

$$Z = 1.60 - 0.30$$

$$Z = 1.30$$

$$Y = Z - 0.43$$

$$Y = 1.30 - 0.43$$

$$Y = 0.87$$

Analizando puntos 3-1

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{B} \right] (B - Y)$$

$$q_v = 6.84 + \left[ \frac{14.27 - 6.84}{1.60} \right] (1.60 - 0.87)$$

$$q_v = 10.23 \text{T/m}^2$$

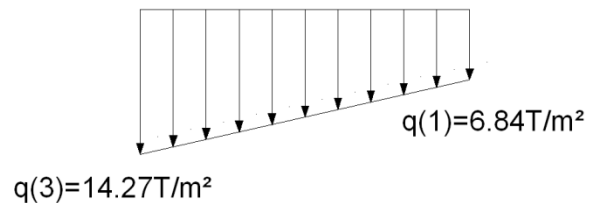


Gráfico 233

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * L$$

$$V_v = \left[ \frac{14.27 + 10.23}{2} \right] * 0.87 * 1.60$$

$$V_v = 17.05 \text{Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 17.05 \text{Tn}$$

$$V_{uv} = 26.43 \text{Tn}$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * L * d}$$

$$V_c = \frac{26.43}{0.85 * 1.60 * 0.43}$$

$$V_c = 45.19 \text{T/m}^2$$

$$V_c = 4.52 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 0.53\sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 7.68\text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68\text{kg/cm}^2 > 4.52\text{kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Analizando puntos 4-2

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{B} \right] (B - Y)$$

$$q_v = 11.87 + \left[ \frac{19.30 - 11.87}{1.60} \right] (1.60 - 0.87)$$

$$q_v = 15.26\text{T/m}^2$$

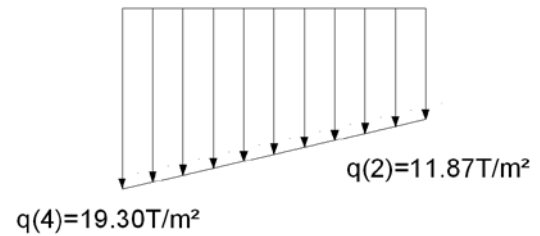


Gráfico 234

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * L$$

$$V_v = \left[ \frac{19.30 + 15.26}{2} \right] * 0.87 * 1.60$$

$$V_v = 24.05\text{Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 24.05\text{Tn}$$

$$V_{uv} = 37.29\text{Tn}$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * L * d}$$

$$V_c = \frac{37.29}{0.85 * 1.60 * 0.43}$$

$$V_c = 63.76\text{T/m}^2 = 6.38\text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 7.68\text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68\text{kg/cm}^2 > 3.87\text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Chequeo a Punzonamiento

$$A_d = \left(a + \frac{d}{2}\right) \left(b + \frac{d}{2}\right)$$

$$A_d = \left(0.30 + \frac{0.43}{2}\right) \left(0.30 + \frac{0.43}{2}\right)$$

$$A_d = 0.265 \text{ m}^2$$

$$A_p = A_T - A_d$$

$$A_p = 1.56 \text{ m}^2 - 0.5329$$

$$A_p = 2.29 \text{ m}^2$$

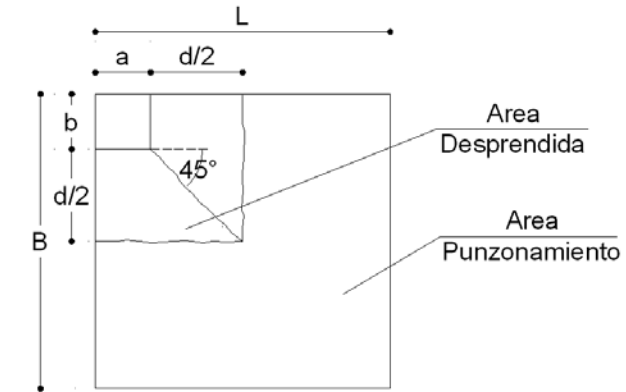


Gráfico 235

$$q_i = \frac{q_1 + q_2 + q_3 + q_4}{4}$$

$$q_i = \frac{6.84 + 14.27 + 11.87 + 19.30}{4}$$

$$q_i = 13.07 \text{ T/m}^2$$

$$V_p = q_i * A_p$$

$$V_p = 13.07 * 2.29 \text{ m}^2$$

$$V_p = 29.99 \text{ Tn}$$

$$V_{up} = f * V_p$$

$$V_{up} = 1.55 * 29.99$$

$$V_{up} = 46.48 \text{ Tn}$$

$$b_0 = 2 \left(a + \frac{d}{2}\right) + 2 \left(b + \frac{d}{2}\right)$$

$$b_0 = 2 \left(0.30 + \frac{0.43}{2}\right) + 2 \left(0.30 + \frac{0.43}{2}\right)$$

$$b_0 = 2.06 \text{ m}$$

$$V_p = \frac{V_{up}}{0.85 * b_0 * d}$$

$$V_p = \frac{46.49}{0.85 * 2.06 * 0.43}$$

$$V_p = 61.74 \text{ T/m}^2$$

$$V_p = 6.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 1.06 \sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 1.06 \sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 15.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_p$$

$$15.36 \text{ Kg/cm}^2 > 6.17 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Diseño a Flexión

Sentido x-x

Se toma el trapecio de esfuerzos mayores (Puntos 3, 4)

$$q_f = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] * (L - Z_{x-x})$$

$$q_f = 14.27 + \left[ \frac{19.30 - 14.27}{L} \right] * (1.6 - 1.30)$$

$$q_f = 15.02 \text{ T/m}^2$$

$$M = B * \frac{Z^2}{6} * (2q_{may} + q_f)$$

$$M = 1.60 * \frac{1.30^2}{6} * [(2 * 19.3) + 15.02]$$

$$M = 24.17 \text{ Tn} - \text{m}$$

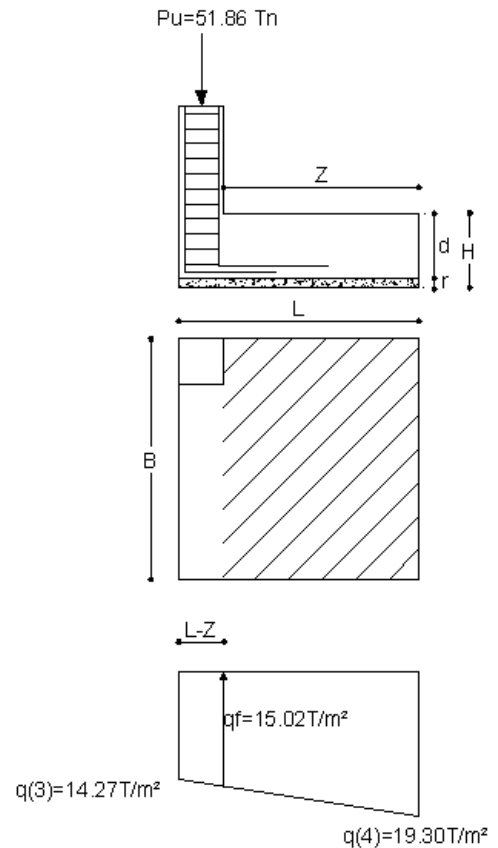


Gráfico 236

$$M_u = f * M$$

$$M_u = 1.55 * 24.17 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 37.46 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$k = \frac{Mu}{0.9Bd^2f'c}$$

$$k = \frac{37.46 * 10^5}{0.9 * 160 * 43^2 * 210}$$

$$k = 0.067$$

$$kmáx = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$kmáx > k \quad \text{OK}$$

$$p = \left(\frac{210}{4200}\right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

$$p = \left(\frac{210}{4200}\right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.067}}{1.18}$$

$$p = 0.00349$$

$$p_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{\min} = \frac{14}{4200}$$

$$p_{\min} = 0.0033$$

$$p_{\max} = 0.5 * 0.85 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6100}{6100 + f_y}$$

$$p_{\max} = 0.5 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6100}{6100 + 4200}$$

$$p_{\max} = 0.013$$

$$p_{\min} \leq p \leq p_{\max} \quad \text{Ok}$$

$$A_s = p * B * d = 0.00349 * 160 * 43$$

$$A_s = 23.10\text{cm}^2$$

Sentido y-y

Se toma el trapecio de esfuerzos mayores (Puntos 4, 2)

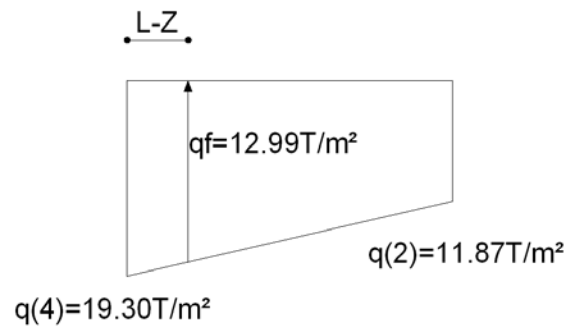


Gráfico 237

$$q_f = q_{\text{men}} + \left[ \frac{q_{\text{may}} - q_{\text{men}}}{B} \right] * (B - Z_{y-y})$$

$$q_f = 11.87 + \left[ \frac{19.30 - 11.87}{1.60} \right] * (1.6 - 1.30)$$

$$q_f = 12.99 \text{T/m}^2$$

$$M = L * \frac{Z^2}{6} * (2q_{\text{may}} + q_f)$$

$$M = 1.60 * \frac{1.30^2}{6} * [(2 * 19.3) + 12.99]$$

$$M = 23.25 \text{Tn} - \text{m}$$

$$M_u = f * M$$

$$M_u = 1.55 * 23.25 \text{Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 36.04 \text{Tn} - \text{m}$$

$$k = \frac{M_u}{0.9 B d^2 f' c}$$

$$k = \frac{36.04 * 10^5}{0.9 * 160 * 43^2 * 210}$$

$$k = 0.064$$

$$k_{\text{máx}} = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$k_{\text{máx}} > k \quad \text{OK}$$

$$p = \left( \frac{f'c}{f_y} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

$$p = \left( \frac{210}{4200} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.064}}{1.18}$$

$$p = 0.0033$$

$$p_{\text{min}} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{\text{min}} = \frac{14}{4200}$$

$$p_{\text{min}} = 0.00335$$

$$p_{\text{min}} \geq p$$

$$p = p_{\text{min}}$$

$$A_s = p * L * d = 0.0035 * 160 * 43$$

$$A_s = 23.10 \text{cm}^2$$

### 6.7.12.2 DISEÑO DE ZAPATA DE LINDERO

De los datos obtenidos se tiene lo siguiente:

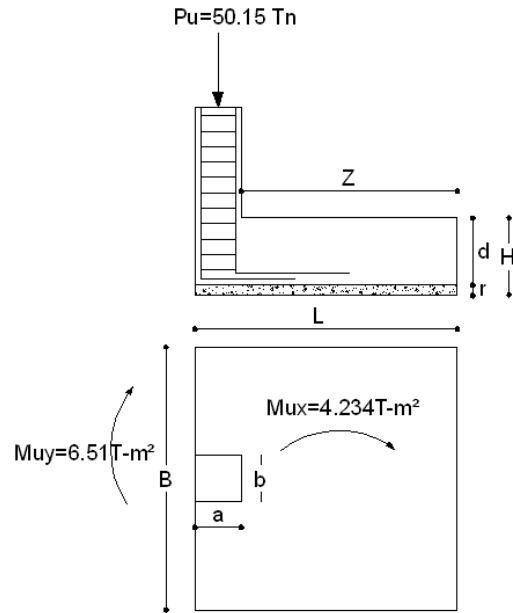


Gráfico 238

$$P_s = \frac{P_u}{f}$$

$$P_s = \frac{50.15}{1.55}$$

$$P_s = 32.35 \text{ Tn}$$

$$M_{sx} = \frac{M_{ux}}{f}$$

$$M_{sx} = \frac{4.234}{1.55}$$

$$M_{sx} = 2.73 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{sy} = \frac{M_{uy}}{f}$$

$$M_{sy} = \frac{-6.511}{1.55}$$

$$M_{sy} = -4.20 \text{ Tn} - \text{m}$$



Calcular el área de fundación.

$$AF = \frac{1.5 * Ps}{q_{ADM}}$$

$$AF = \frac{1.5 * 32.35}{20}$$

$$AF = 2.43m^2$$

Como la columna es cuadrada → Zapata Cuadrada

$$L = B = \sqrt{AF}$$

$$L = B = \sqrt{2.43m^2}$$

$$L = B = 1.55m \sim 1.60m$$

Pero calculándose con L=B=1.60 previamente no cumple ya que  $q_4 > q_{ADM}$

Por lo tanto asumir  $L = B = 1.70m$

Calculando el  $q_{real}$  en cada punto de la cimentación.

$$q_{ADM} = 20T/m^2$$

$$q_i = \frac{Ps}{BL} \pm \frac{6Msx}{BL^2} \pm \frac{6Msy}{B^2L}$$

$$q_i = \frac{32.35}{1.7 * 1.7} \pm \frac{6 * 2.73}{1.7 * 1.7^2} \pm \frac{6 * 4.20}{1.7^2 * 1.7}$$

$$q_1 = 11.20 - 3.36 + 5.13 = 12.99 T/m^2 < q_{ADM} \text{ OK}$$

$$q_2 = 11.20 + 3.36 + 5.13 = 19.66T/m^2 < q_{ADM} \text{ OK}$$

$$q_3 = 11.20 - 3.36 - 5.13 = 2.73T/m^2 < q_{ADM} \text{ OK}$$

$$q_4 = 11.20 + 3.36 - 5.13 = 9.40T/m^2 < q_{ADM} \text{ OK}$$

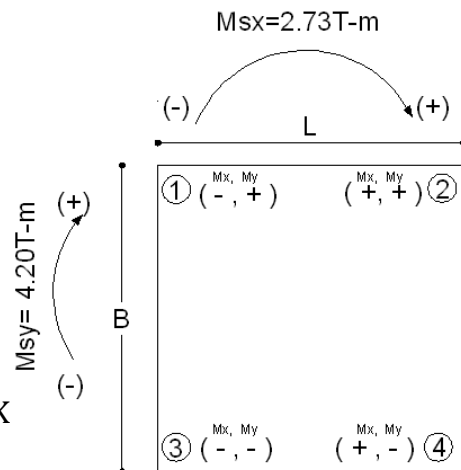


Gráfico 239

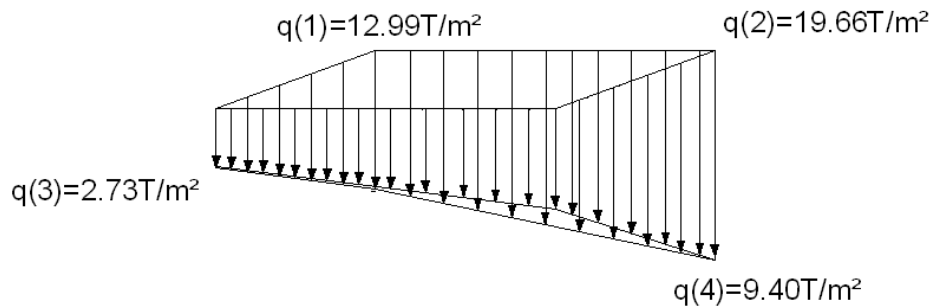


Gráfico 240

$$V_{adm} = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68\text{kg/cm}^2$$

$$q_{ULT} = \frac{Pu}{B * L} = \frac{51.86}{1.7 * 1.7} = 17.35\text{T/m}^2 = 1.735\text{kg/cm}^2$$

$$W = \text{Lado mayor de la columna} = 30\text{cm}$$

$$AF = B * L = 1.7 * 1.7 = 2.89\text{m}^2 = 28900\text{cm}^2$$

$$\left[ V_{adm} + \frac{q_{ULT}}{4} \right] h^2 + \left[ V_{adm} + \frac{q_{ULT}}{2} \right] wh = \frac{[AF - w^2]q_{ULT}}{4}$$

$$\left[ 7.68 + \frac{1.735}{4} \right] h^2 + \left[ 7.68 + \frac{1.735}{2} \right] * 30h = \frac{[28900 - 30^2] * 1.735}{4}$$

$$8.114h^2 + 256.4h = 12147.06$$

$$h = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$h = \frac{-256.44 \pm \sqrt{256.44^2 - (4 * 8.114 * 12147.06)}}{2 * 8.114}$$

$$h = \frac{-256.44 \pm 678.20}{16.23}$$

$$h = 25.99\text{cm}$$

Previo cálculo y chequeo se ha obtenido que  $h=50\text{cm} \rightarrow d=43\text{cm}$ .

Chequeo a Corte Sentido X-X

$$Z = L - a$$

$$Z = 1.70 - 0.30$$

$$Z = 1.40$$

$$Y = Z - d$$

$$Y = 1.40 - 0.43$$

$$Y = 0.97$$

En el diseño de la zapata de esquinero se puede llegar a la conclusión que es suficiente chequear el trapecio de esfuerzos con valores mayores, que en este caso en el sentido x-x es el trapecio de los esfuerzos más críticos entre los puntos 1-2

*Análisis en Puntos 1-2 (Más Crítico)*

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] (L - Y)$$

$$q_v = 12.99 + \left[ \frac{19.66 - 12.99}{1.70} \right] (1.70 - 0.97) \quad q(1)=12.99T/m^2$$

$$q_v = 15.85T/m^2$$

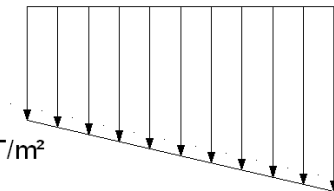


Gráfico 241  $q(2)=19.66T/m^2$

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * B$$

$$V_v = \left[ \frac{19.66 + 15.85}{2} \right] * 0.97 * 1.70$$

$$V_v = 29.28Tn$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 29.28Tn$$

$$V_{uv} = 45.39 Tn$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * B * d}$$

$$V_c = \frac{45.39}{0.85 * 1.70 * 0.43}$$

$$V_c = 38.75 \text{T/m}^2$$

$$V_c = 3.87 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 0.53\sqrt{f'_c}$$

$$V_{adm} = 0.53\sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 7.68 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68 \text{kg/cm}^2 > 3.87 \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Chequeo a Corte Sentido Y-Y

Aquí el valor de Z, tenemos en ambos lados porque la columna esta en el centro de la zapata.

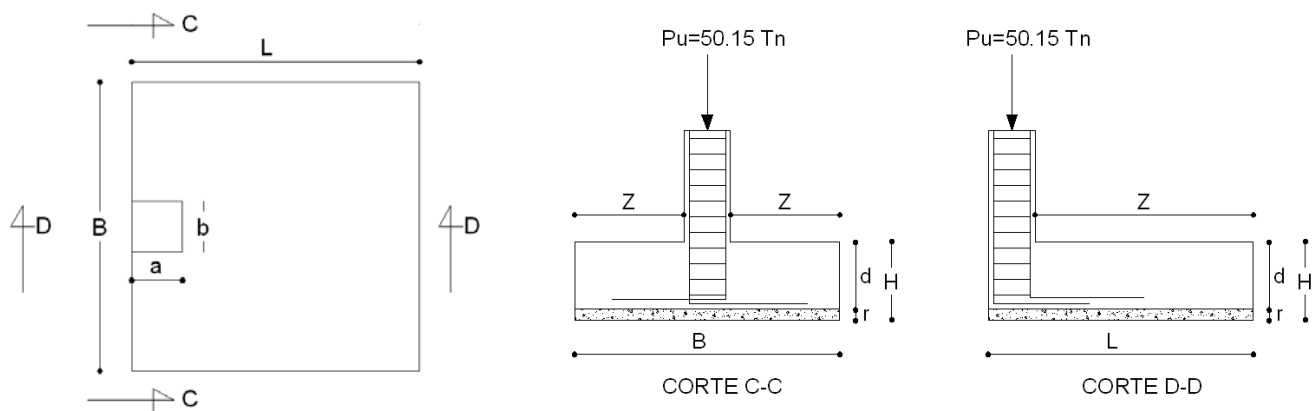


Gráfico 242

$$Z = \frac{B - b}{2}$$

$$Z = \frac{1.60 - 0.30}{2}$$

$$Z = 0.70$$

$$Y = Z - d$$

$$Y = 0.70 - 0.43$$

$$Y = 0.27$$

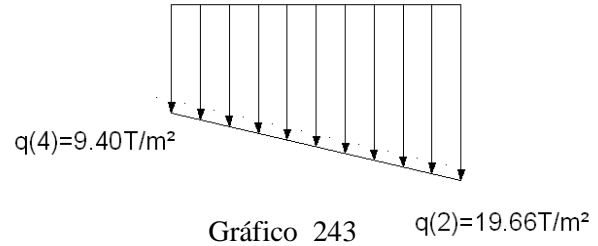
De igual forma escogemos el trapecio más crítico que es el que coincide con los puntos 4-2

*Analizando puntos 4-2*

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{B} \right] (B - Y)$$

$$q_v = 9.40 + \left[ \frac{19.66 - 9.40}{1.70} \right] (1.70 - 0.27)$$

$$q_v = 18.03 \text{T/m}^2$$



$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * L$$

$$V_v = \left[ \frac{19.66 + 18.03}{2} \right] * 0.27 * 1.70$$

$$V_v = 8.651 \text{Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 8.651 \text{Tn}$$

$$V_{uv} = 13.41 \text{Tn}$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * L * d}$$

$$V_c = \frac{13.41}{0.85 * 1.70 * 0.43}$$

$$V_c = 21.58 \text{T/m}^2$$

$$V_c = 2.16 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 7.68 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68 \text{kg/cm}^2 > 4.52 \text{kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Chequeo a Punzonamiento

$$A_d = \left(a + \frac{d}{2}\right)(b + d)$$

$$A_d = \left(0.30 + \frac{0.43}{2}\right)(0.30 + 0.43)$$

$$A_d = 0.376 \text{ m}^2$$

$$A_p = A_T - A_d$$

$$A_p = 1.70 * 1.70 \text{ m}^2 - 0.376 \text{ m}^2$$

$$A_p = 2.514 \text{ m}^2$$

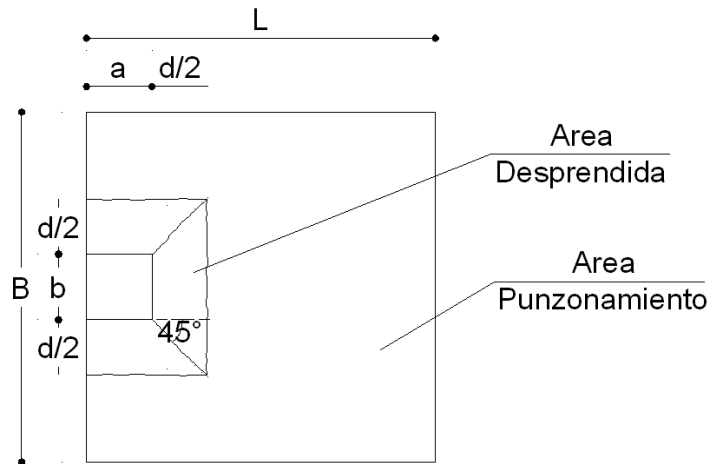


Gráfico 244

$$q_i = \frac{q_1 + q_2 + q_3 + q_4}{4}$$

$$q_i = \frac{12.99 + 19.66 + 2.729 + 9.40}{4}$$

$$q_i = 11.20 \text{ T/m}^2$$

$$V_p = q_i * A_p$$

$$V_p = 11.2 * 2.514 \text{ m}^2$$

$$V_p = 28.15 \text{ Tn}$$

$$V_{up} = f * V_p$$

$$V_{up} = 1.55 * 28.15$$

$$V_{up} = 43.63 \text{ Tn}$$

$$b_0 = 2 \left(a + \frac{d}{2}\right) + 2(b + d)$$

$$b_0 = 2 \left(0.30 + \frac{0.43}{2}\right) + 2(0.30 + 0.43)$$

$$b_0 = 2.49 \text{ m}$$

$$V_p = \frac{V_{up}}{0.85 * b_0 * d}$$

$$V_p = \frac{43.63}{0.85 * 2.49 * 0.43}$$

$$V_p = 47.94 \text{ T/m}^2$$

$$V_p = 4.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 1.06 \sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 1.06 \sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 15.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_p$$

$$15.36 \text{ Kg/cm}^2 > 4.79 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Diseño a Flexión

Sentido x-x

Se toma el trapecio de esfuerzos mayores (Puntos 3, 4)

$$q_f = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] * (L - Z_{x-x})$$

$$q_f = 12.99 + \left[ \frac{19.66 - 12.99}{1.70} \right] * (1.7 - 1.40)$$

$$q_f = 13.99 \text{ T/m}^2$$

$$M = B * \frac{Z^2}{6} * (2q_{may} + q_f)$$

$$M = 1.70 * \frac{1.96^2}{6} * [(2 * 19.3) + 13.99]$$

$$M = 18.21 \text{ Tn} - \text{m}$$

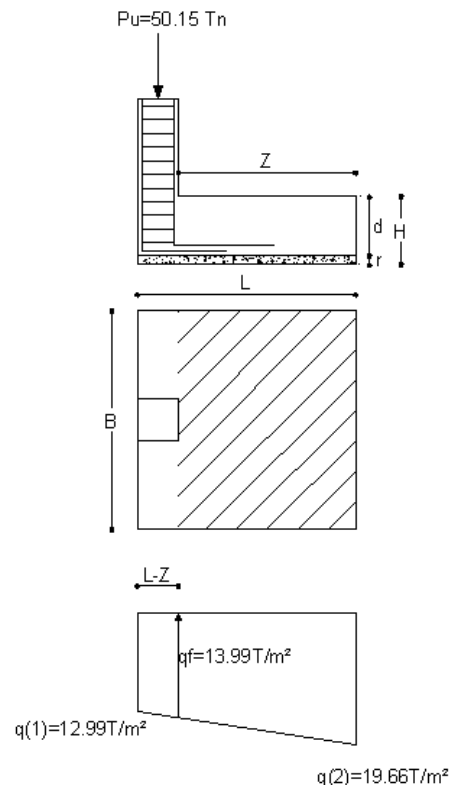


Gráfico 245

$$M_u = f * M$$

$$M_u = 1.55 * 18.21 \text{Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 28.23 \text{Tn} - \text{m}$$

$$k = \frac{M_u}{0.9 B d^2 f' c}$$

$$k = \frac{28.23 * 10^5}{0.9 * 170 * 43^2 * 210}$$

$$k = 0.048$$

$$k_{\text{máx}} = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$k_{\text{máx}} > k \quad \text{OK}$$

$$p = \left( \frac{f' c}{f y} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 k}}{1.18}$$

$$p = \left( \frac{210}{4200} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.048}}{1.18}$$

$$p = 0.0024$$

$$p_{\text{min}} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{\text{min}} = 0.003$$

$$p_{\text{min}} > p$$

$$p = p_{\text{min}}$$

$$A_s = p * B * d = 0.003 * 170 * 43$$

$$A_s = 24.54 \text{cm}^2$$



Sentido y-y

Se toma el trapecio de esfuerzos mayores (Puntos 4, 2)

$$q_f = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{B} \right] * (B - Z_{y-y})$$

$$q_f = 9.401 + \left[ \frac{19.66 - 9.401}{1.70} \right] * (1.70 - 0.70)$$

$$q_f = 14.53 \text{ T/m}^2$$

$$M = L * \frac{Z^2}{6} * (2q_{may} + q_f)$$

$$M = 1.70 * \frac{0.70^2}{6} * [(2 * 19.66) + 14.53]$$

$$M = 7.48 \text{ Tn} - \text{m}$$

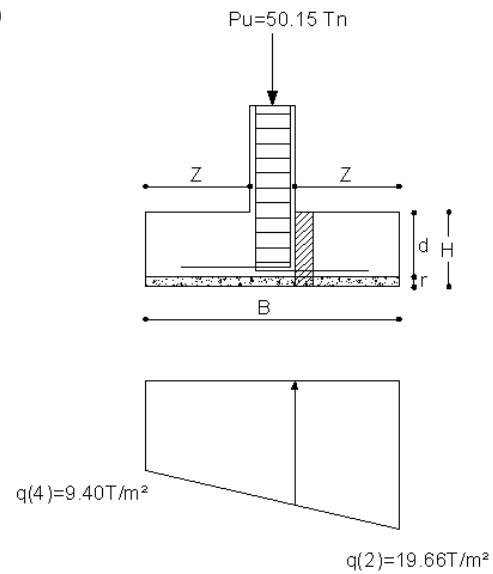


Gráfico 246

$$M_u = f * M$$

$$M_u = 1.55 * 7.48 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 11.59 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$k = \frac{M_u}{0.9 B d^2 f'_c}$$

$$k = \frac{11.59 * 10^5}{0.9 * 170 * 43^2 * 210}$$

$$k = 0.02$$

$$k_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$k_{m\acute{a}x} > k \quad \text{OK}$$

$$p = \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

$$p = \left( \frac{210}{4200} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.02}}{1.18}$$

$$p = 0.000986$$

$$p_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{\min} = \frac{14}{4200}$$

$$p_{\min} = 0.0033$$

$$p_{\max} = 0.5 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6100}{6100 + f_y}$$

$$p_{\max} = 0.5 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6100}{6100 + 4200}$$

$$p_{\max} = 0.013$$

$p_{\min} \leq p \leq p_{\max}$  No cumple

$$p = p_{\min}$$

$$A_s = p * L * d = 0.003 * 170 * 43$$

$$A_s = 24.54 \text{ cm}^2$$

### 6.7.12.3 DISEÑO DE ZAPATA CENTRAL

De los datos obtenidos se tiene lo siguiente:

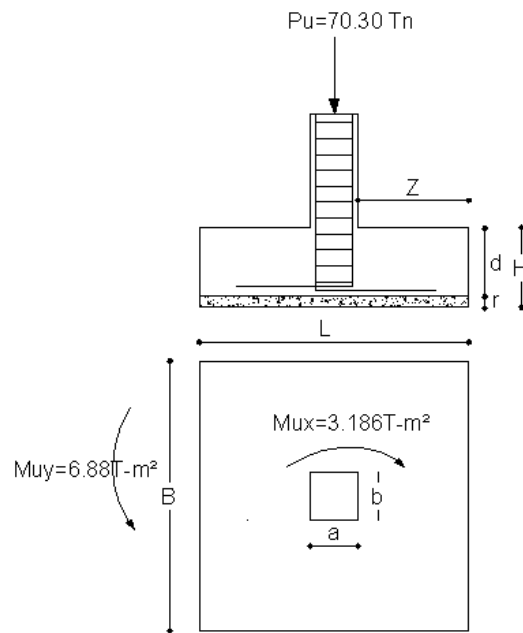


Gráfico 247

$$P_s = \frac{P_u}{f}$$

$$P_s = \frac{70.30}{1.55}$$

$$P_s = 45.35 \text{ Tn}$$

$$M_{sx} = \frac{M_{ux}}{f}$$

$$M_{sx} = \frac{3.186}{1.55}$$

$$M_{sx} = 2.05 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{sy} = \frac{M_{uy}}{f}$$

$$M_{sy} = \frac{6.88}{1.55}$$

$$M_{sy} = 4.44 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$AF = \frac{1.5 * Ps}{q_{ADM}}$$

$$AF = \frac{1.5 * 45.35}{20}$$

$$AF = 3.40m^2$$

Como la columna es cuadrada → Zapata Cuadrada

$$L = B = \sqrt{AF}$$

$$L = B = \sqrt{3.40m^2}$$

$$L = B = 1.84m \sim 1.85m$$

$$L = B = 1.85m$$

Calculando el qreal en cada punto de la cimentación.

$$q_{ADM} = 20T/m^2$$

$$q_i = \frac{Ps}{BL} \pm \frac{6Msx}{BL^2} \pm \frac{6Msy}{B^2L}$$

$$q_i = \frac{45.35}{1.85 * 1.85} \pm \frac{6 * 2.05}{1.85 * 1.85} \pm \frac{6 * 4.44}{1.85 * 1.85}$$

$$q_1 = 13.25 - 1.948 - 4.206 = 7.10 T/m^2 < 20T/m^2 \quad OK$$

$$q_2 = 13.25 + 1.948 - 4.206 = 11.00T/m^2 < 20T/m^2 \quad OK$$

$$q_3 = 13.25 - 1.948 + 4.206 = 15.51T/m^2 < 20T/m^2 \quad OK$$

$$q_4 = 13.25 + 1.948 + 4.206 = 19.41T/m^2 < 20T/m^2 \quad OK$$

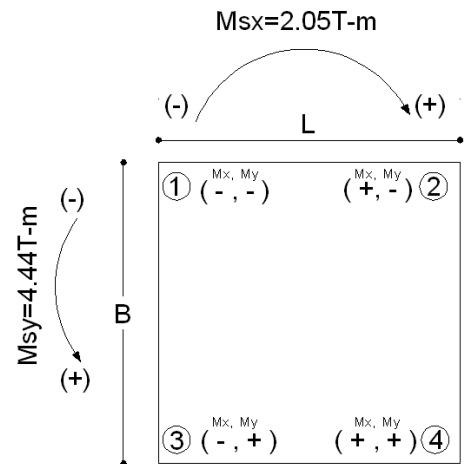


Gráfico 248

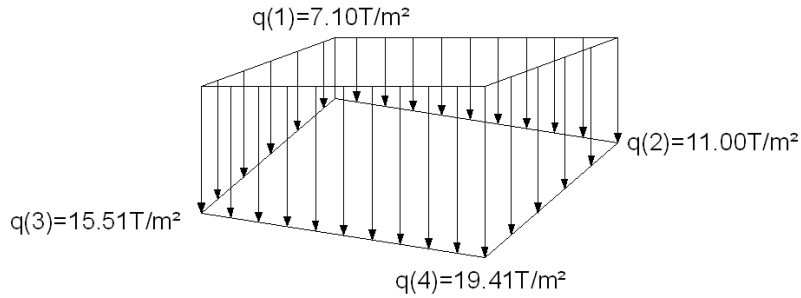


Gráfico 249

$$V_{adm} = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68\text{kg/cm}^2$$

$$q_{ULT} = \frac{Pu}{B * L} = \frac{70.30}{1.85 * 1.85} = 20.54\text{T/m}^2 = 2.054\text{kg/cm}^2$$

$$W = \text{Lado mayor de la columna} = 30\text{cm}$$

$$AF = B * L = 1.85 * 1.85 = 3.42\text{m}^2 = 34225\text{cm}^2$$

$$\left[V_{adm} + \frac{q_{ULT}}{4}\right]h^2 + \left[V_{adm} + \frac{q_{ULT}}{2}\right]wh = \frac{[AF - w^2]q_{ULT}}{4}$$

$$\left[7.68 + \frac{2.054}{4}\right]h^2 + \left[7.68 + \frac{2.054}{2}\right] * 30h = \frac{[34225 - 30^2]2.054}{4}$$

$$8.19h^2 + 261.2h = 17112.84$$

$$h = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$h = \frac{-261.22 \pm \sqrt{261.22^2 - (4 * 8.19 * 17112.84)}}{2 * 8.19}$$

$$h = \frac{-261.23 \pm 793.2}{2 * 8.19}$$

$$h = 32.46\text{cm} \sim 35\text{cm}$$

Por lo tanto:  $h=35\text{cm} \rightarrow d=28\text{cm}$ .

Chequeo a Corte Sentido X-X

$$Z = \frac{L - a}{2}$$

$$Z = \frac{1.850 - 0.30}{2}$$

$$Z = 0.775$$

$$Y = Z - d$$

$$Y = 0.775 - 0.28$$

$$Y = 0.495$$

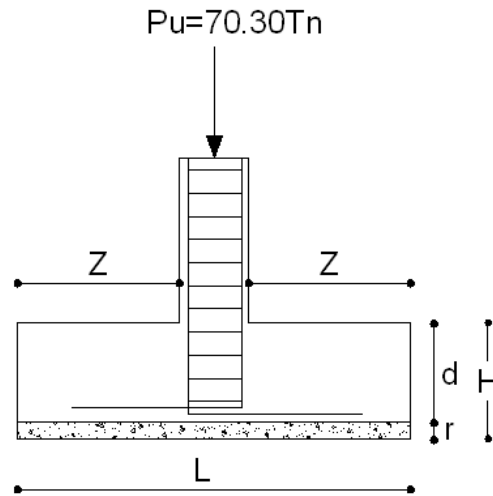


Gráfico 250

Analizando puntos 3-4 (Más Crítico en X-X)

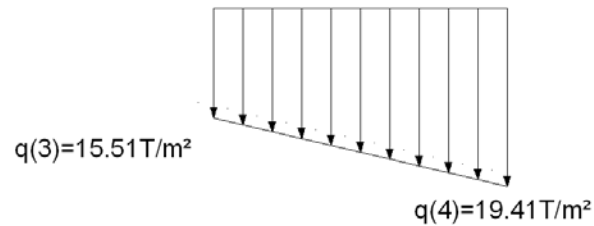


Gráfico 251

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] (L - Y)$$

$$q_v = 15.51 + \left[ \frac{19.41 - 15.51}{1.85} \right] (1.85 - 0.495)$$

$$q_v = 18.36 \text{ T/m}^2$$

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * B$$

$$V_v = \left[ \frac{19.41 + 18.36}{2} \right] * 0.495 * 1.85$$

$$V_v = 17.29 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 17.29Tn$$

$$V_{uv} = 26.81 Tn$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * B * d}$$

$$V_c = \frac{26.81}{0.85 * 1.85 * 0.28}$$

$$V_c = 60.88/m^2$$

$$V_c = 6.08kg/cm^2$$

$$V_{adm} = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 7.68kg/cm^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68kg/cm^2 > 6.08kg/cm^2 \quad OK$$

Chequeo a Corte Sentido Y-Y

$$Z = \frac{B - b}{2}$$

$$Z = \frac{1.60 - 0.30}{2}$$

$$Z = 0.775$$

$$Y = Z - d$$

$$Y = 0.775 - 0.28$$

$$Y = 0.495$$

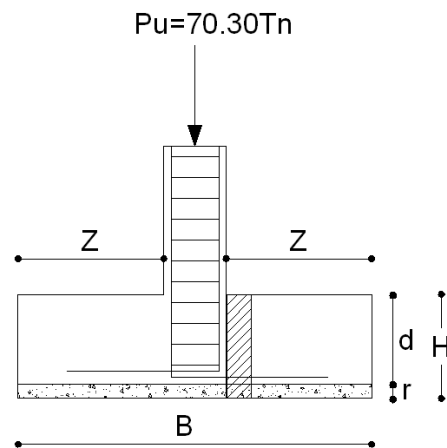


Gráfico 252

Analizando puntos 4-2

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{B} \right] (B - Y)$$

$$q_v = 11.00 + \left[ \frac{19.40 - 11.00}{1.85} \right] (1.85 - 0.495)$$

$$q_v = 17.16 \text{T/m}^2$$

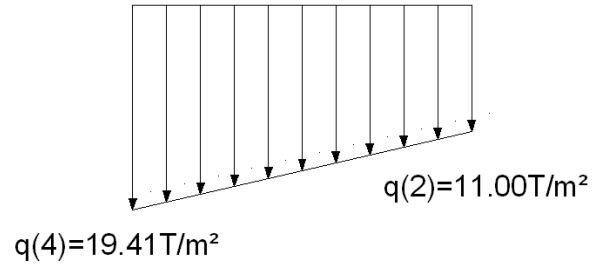


Gráfico 253

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * L$$

$$V_v = \left[ \frac{19.40 + 17.16}{2} \right] * 0.495 * 1.85$$

$$V_v = 16.74 \text{Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 16.74 \text{Tn}$$

$$V_{uv} = 25.95 \text{Tn}$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * L * d}$$

$$V_c = \frac{25.95}{0.85 * 1.85 * 0.28}$$

$$V_c = 53.93 \text{T/m}^2$$

$$V_c = 5.89 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 7.68 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68 \text{kg/cm}^2 > 5.89 \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



Chequeo a Punzonamiento

$$A_d = (a + d)(b + d)$$

$$A_d = (0.30 + 0.28)(0.30 + 0.28)$$

$$A_d = 0.336 \text{ m}^2$$

$$A_p = A_T - A_d$$

$$A_p = 3.423 - 0.336$$

$$A_p = 3.086 \text{ m}^2$$

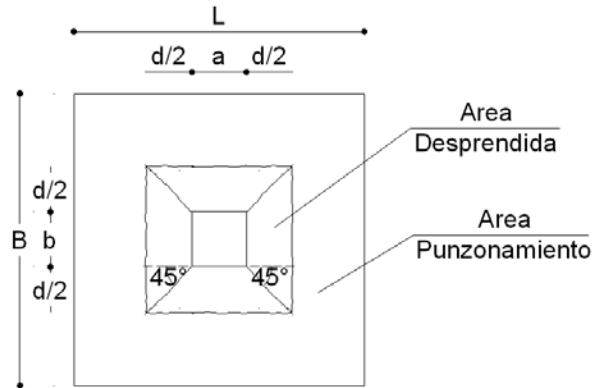


Gráfico 254

$$q_i = \frac{q_1 + q_2 + q_3 + q_4}{4}$$

$$q_i = \frac{7.098 + 11.00 + 15.51 + 19.41}{4}$$

$$q_i = 13.25 \text{ T/m}^2$$

$$V_p = q_i * A_p$$

$$V_p = 13.25 * 3.086 \text{ m}^2$$

$$V_p = 40.90 \text{ Tn}$$

$$V_{up} = f * V_p$$

$$V_{up} = 1.55 * 40.90$$

$$V_{up} = 63.39 \text{ Tn}$$

$$b_0 = 2(a + d) + 2(b + d)$$

$$b_0 = 2(0.30 + 0.28) + 2(0.30 + 0.28)$$

$$b_0 = 2.32 \text{ m}$$

$$V_p = \frac{V_{up}}{0.85 * b_0 * d}$$

$$V_p = \frac{63.39}{0.85 * 2.32 * 0.28}$$

$$V_p = 114.80T/m^2$$

$$V_p = 11.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 1.06\sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 1.06\sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 15.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_p$$

$$15.36 \text{ Kg/cm}^2 > 11.48 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Diseño a Flexión

Sentido x-x

Se toma el trapecio de esfuerzos mayores (Puntos 3, 4)

$$qf = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] * (L - Z_{x-x})$$

$$qf = 15.51 + \left[ \frac{19.41 - 15.51}{1.85} \right] * (1.85 - 0.775)$$

$$qf = 17.60T/m^2$$

$$M = B * \frac{Z^2}{6} * (2q_{may} + qf)$$

$$M = 1.85 * \frac{0.775^2}{6} * [(2 * 19.41) + 17.60]$$

$$M = 10.45Tn - m$$

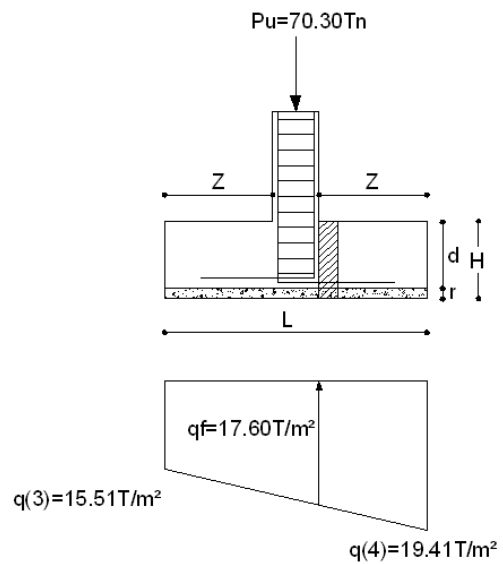


Gráfico 255

$$M_u = f * M$$

$$M_u = 1.55 * 10.45 \text{Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 16.19 \text{Tn} - \text{m}$$

$$k = \frac{M_u}{0.9 B d^2 f' c}$$

$$k = \frac{16.19 * 10^5}{0.9 * 185 * 28^2 * 210}$$

$$k = 0.059$$

$$k_{\text{máx}} = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$k_{\text{máx}} > k \quad \text{OK}$$

$$p = \left( \frac{f' c}{f_y} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$p = \left( \frac{210}{4200} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.059}}{1.18}$$

$$p = 0.00306$$

$$p_{\text{min}} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{\text{min}} = \frac{14}{4200}$$

$$p_{\text{min}} = 0.0033$$

$$p_{\text{min}} > p$$

$$p = p_{\text{min}}$$

$$A_s = p * B * d = 0.0033 * 160 * 43$$

$$A_s = 17.39 \text{cm}^2$$

Sentido y-y

Se toma el trapecio de esfuerzos mayores (Puntos 4, 2)

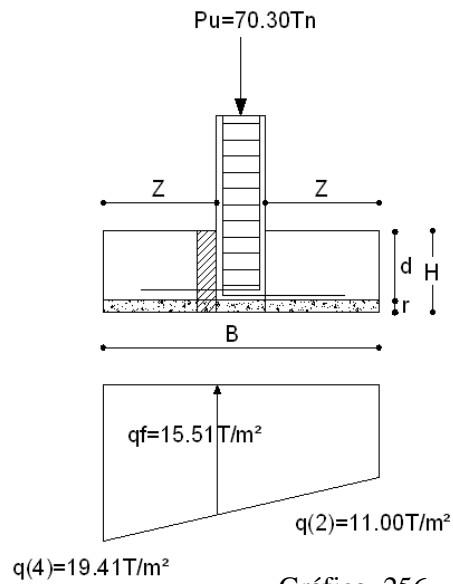


Gráfico 256

$$q_f = q_{\text{men}} + \left[ \frac{q_{\text{may}} - q_{\text{men}}}{B} \right] * (B - Z_{y-y})$$

$$q_f = 11.00 + \left[ \frac{19.41 - 11.00}{1.85} \right] * (1.85 - 0.775)$$

$$q_f = 15.52 \text{ T/m}^2$$

$$M = L * \frac{Z^2}{6} * (2q_{\text{may}} + q_f)$$

$$M = 1.85 * \frac{0.775^2}{6} * [(2 * 19.41) + 15.52]$$

$$M = 10.06 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = f * M$$

$$M_u = 1.55 * 10.06 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 15.59 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$k = \frac{M_u}{0.9Ld^2f'_c}$$

$$k = \frac{15.59 * 10^5}{0.9 * 185 * 28^2 * 210}$$

$$k = 0.0568$$

$$k_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$k_{m\acute{a}x} > k \quad \text{OK}$$

$$p = \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

$$p = \left(\frac{210}{4200}\right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.0568}}{1.18}$$

$$p = 0.0029$$

$$p_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{\min} = \frac{14}{4200}$$

$$p_{\min} = 0.00335$$

$$p_{\min} \geq p$$

$$p = p_{\min}$$

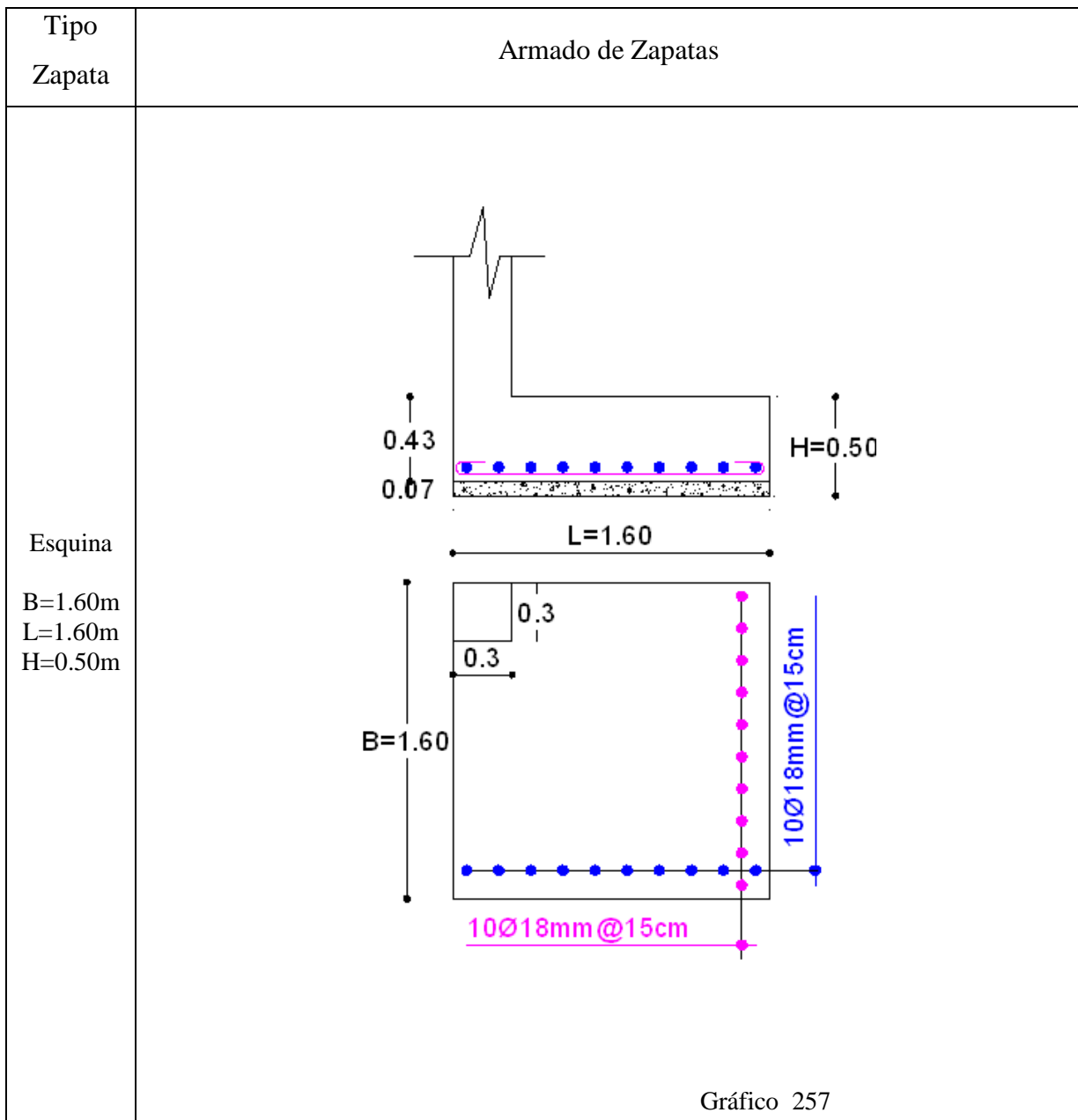
$$A_s = p * L * d = 0.00335 * 185 * 28$$

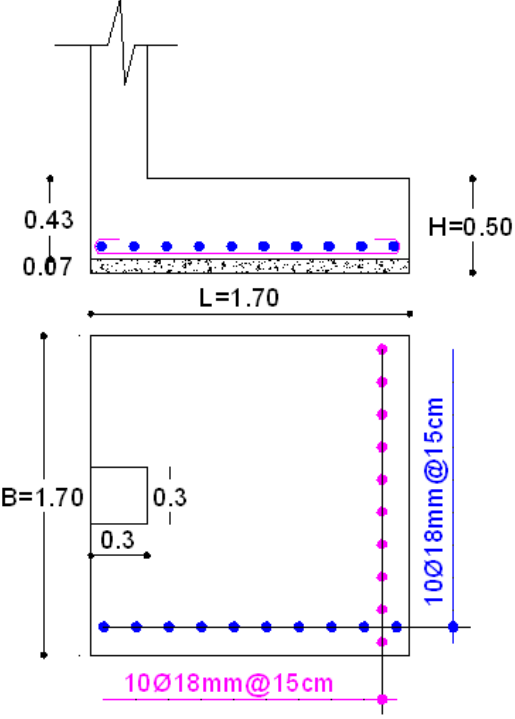
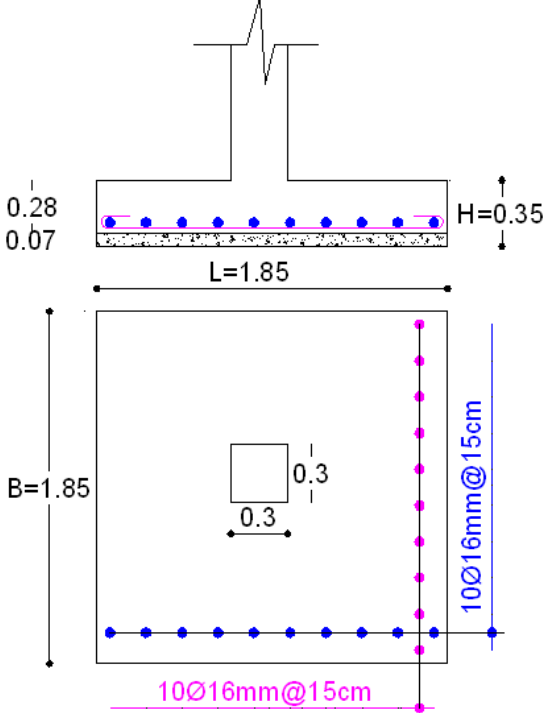
$$A_s = 17.39\text{cm}^2$$

Una vez efectuado el diseño, se ha obtenido los siguientes resultados:

RESUMEN DE DISEÑO DE ZAPATAS									
Tipo Zapata	L [m]	B [m]	H [m]	d [cm]	r [cm]	As Sentido x-x [cm <sup>2</sup> ]	Barras Sentido x-x	As Sentido y-y [cm <sup>2</sup> ]	Barras Sentido y-y
Esquina	1.60	1.60	0.5	0.43	0.07	23.10	10Ø18mm	23.10	10Ø18mm
Lindero	1.70	1.70	0.5	0.43	0.07	24.54	10Ø18mm	24.54	10Ø18mm
Central	1.85	1.85	0.35	0.28	0.07	17.39	10Ø16mm	17.39	10Ø16mm

Tabla N 34 Resumen de Diseño de Zapatas



Tipo Zapata	Armado de Zapatas
<p>Lindero</p> <p>B=1.70m L=1.70m H=0.50m</p>	 <p>Gráfico 258 (a)</p>
<p>Central</p> <p>B=1.85m L=1.85m H=0.35m</p>	 <p>Gráfico 258 (b)</p>

### 6.7.13 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras se las puede modelar como si fueran vigas (elementos FRAME). En escaleras se debe realizar el análisis por tramos. Se recomienda observar el corte de la grada que permitirá determinar dimensiones para el modelo matemático. La grada más crítica es la de la planta baja. Por otra parte la equivalencia de grada ortogonal a una placa uniforme ya se efectuó en la Página 159 (Gráfico 136), y se conoce que es de:

$$\text{Espesor} = 0.1972\text{m} = 19.72\text{cm}$$

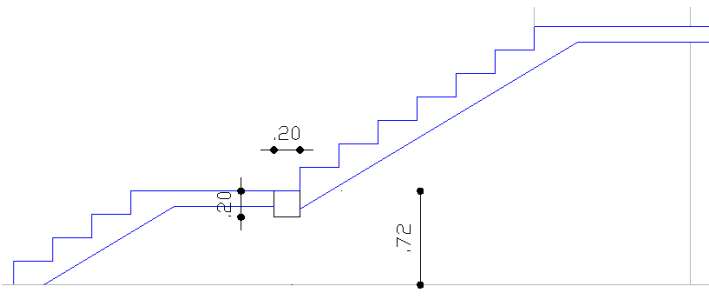


Gráfico 259

Y el ancho especificado en los planos arquitectónicos es de  $B=1.20\text{m}$ .

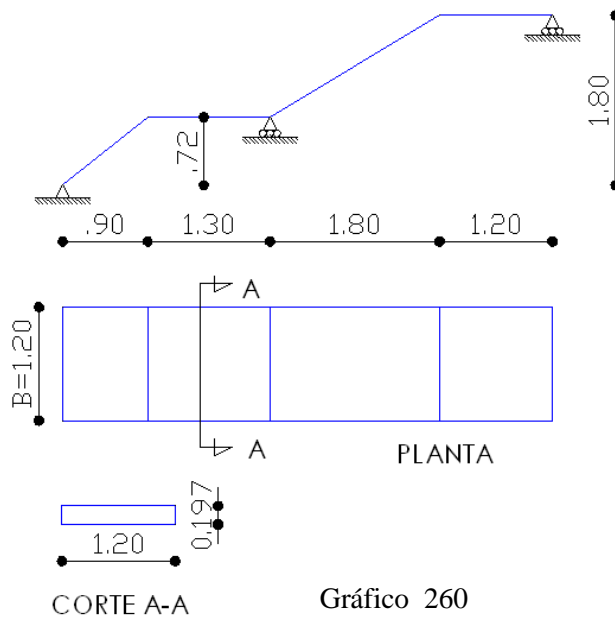


Gráfico 260



### 6.7.13.1 PROPIEDADES DE LA GRADA EN ETABS

De la misma manera que un nuevo proyecto ir a:

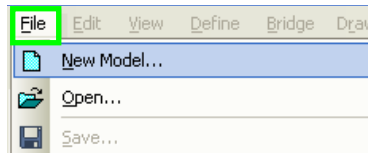


Gráfico 261

Para utilizar las mismas propiedades del edificio diseñado, hacer clic únicamente en:

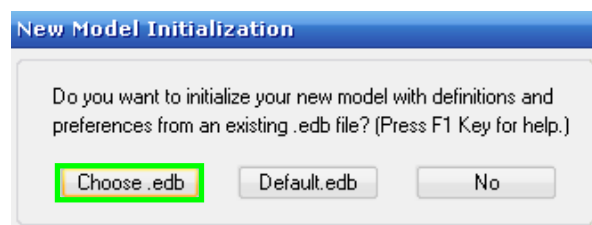


Gráfico 262

Escoger el archivo de cual se desea utilizar las mismas propiedades, tipo de elementos estados de carga, etc. (Para este caso se toma el archivo “Tesis”, que pertenece al edificio modelado:

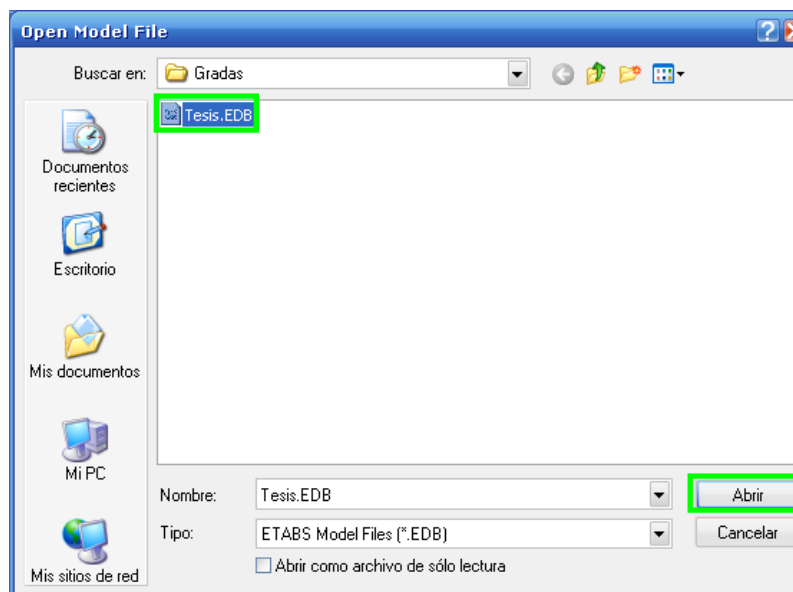


Gráfico 263

Posteriormente, ingresar los datos correspondientes a la malla, de tal forma que se obtenga la malla como si se tratase de un solo pórtico:

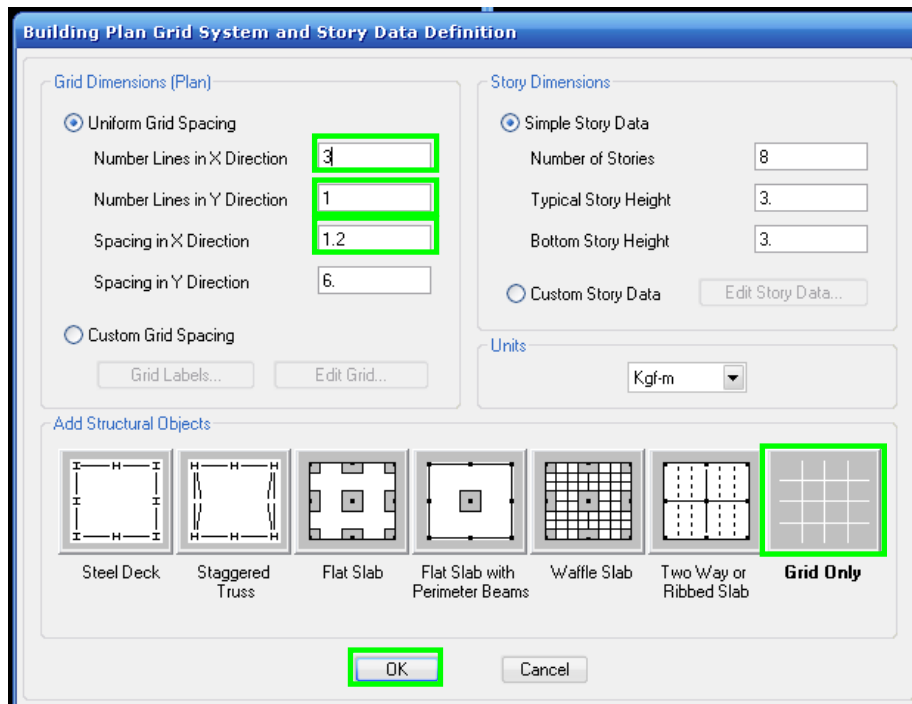


Gráfico 264

Nótese el parentesco de la malla a un pórtico.

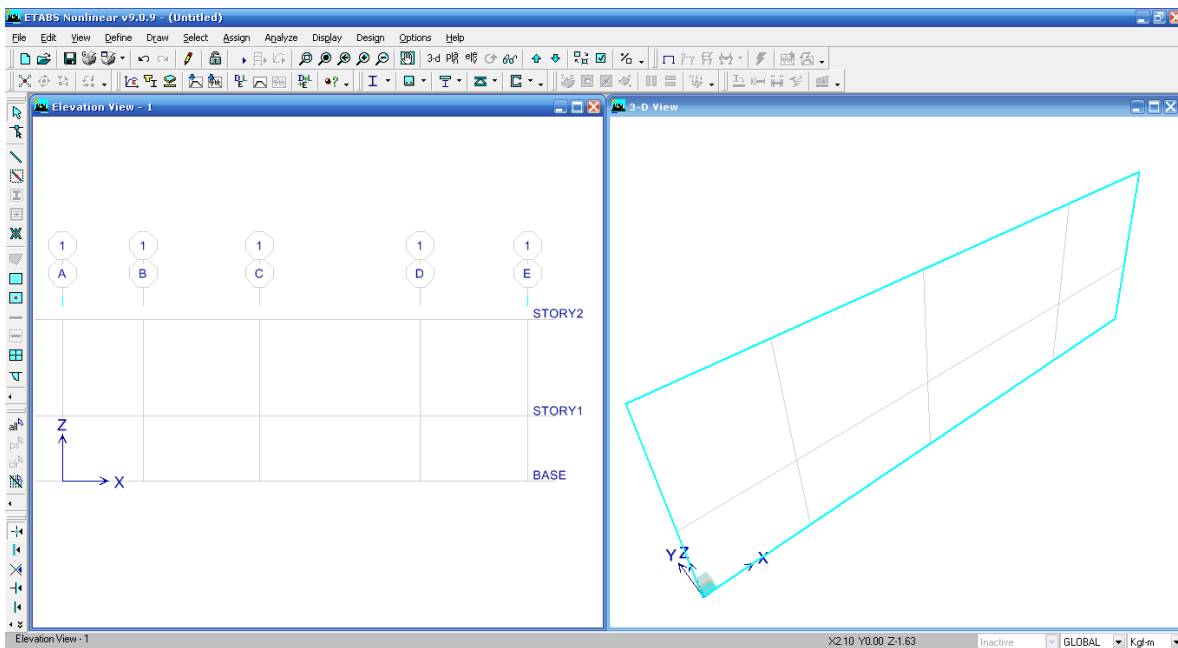


Gráfico 265

### 6.7.13.2 SECCIÓN DE LA GRADA

Con el objeto de obtener un diseño de Etabs, es necesario que la loseta de la grada actúe como si fuese una viga, por lo que es necesario ingresar el espesor (**Véase Pag 159**) y el ancho correspondiente (Pag. 238):

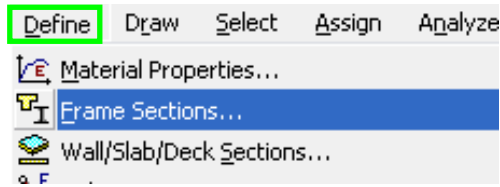


Gráfico 266

Clic en Add Rectangular:

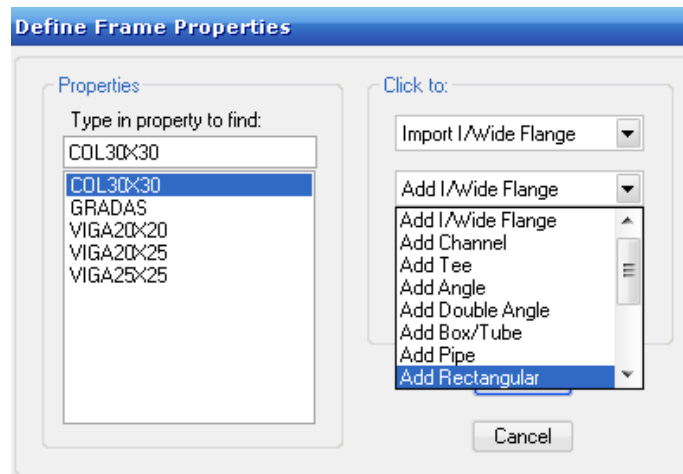


Gráfico 267

Definir las propiedades y hacer clic en Reinforcement:

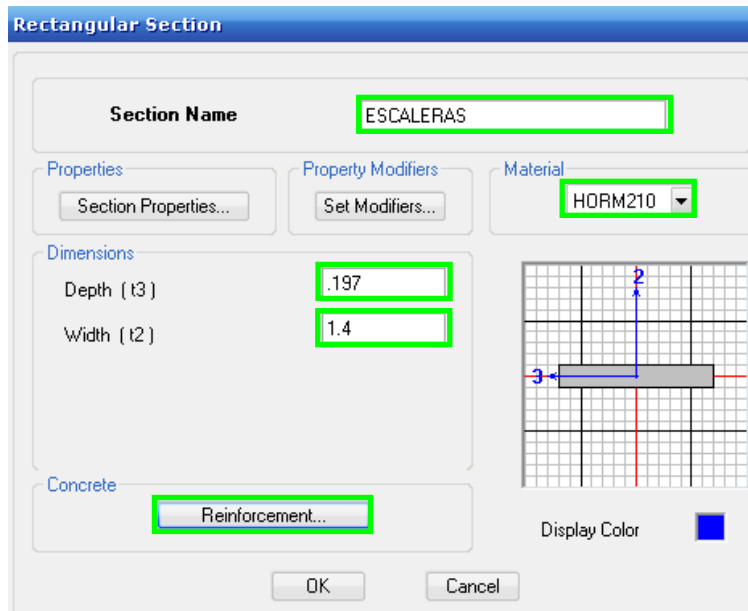


Gráfico 268

Seleccionar en Beam, (viga), y digitar los recubrimientos que para la loseta de gradas es de 2.5cm

**Reinforcement Data**

Design Type  
 Column  Beam

Concrete Cover to Rebar Center  
 Top: 0.025  
 Bottom: 0.025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	0.	0.
Bottom	0.	0.

OK Cancel

Gráfico 269

Dibujar la grada, con este ícono:

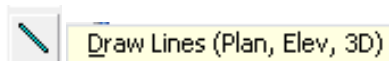


Gráfico 270

Escoger la propiedad de escaleras:

Type of Line	Frame
Property	ESCALERAS
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

Gráfico 271

Ubicar el modelo de la escalera:

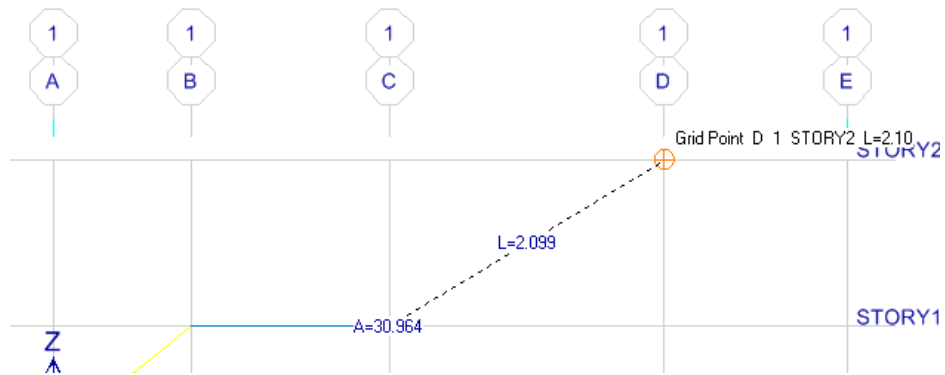


Gráfico 272

### 6.7.13.3 RESTRICCIONES DE LA GRADA

Los apoyos de la grada en el modelo matemático son los siguientes:

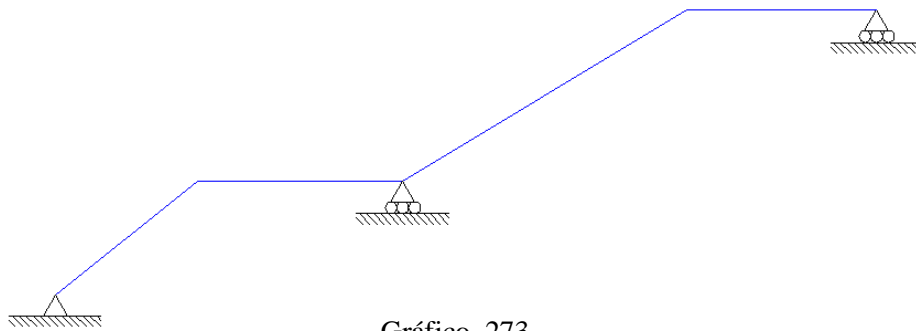


Gráfico 273

Marcar los puntos donde se van a ubicar restricciones:

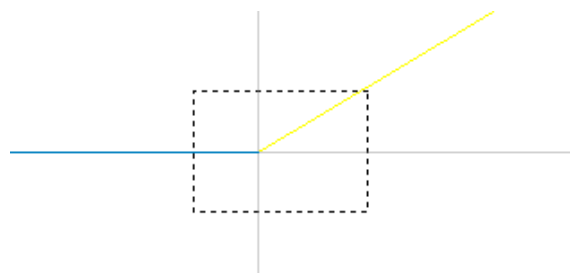
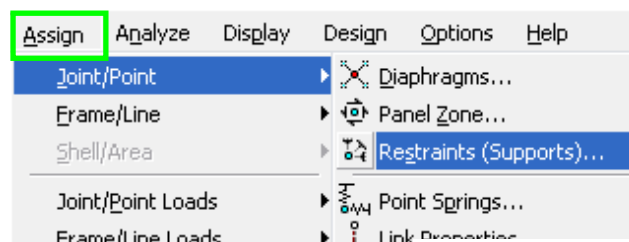


Gráfico 274

Dirigirse a Assign - Joint/Point - Restraints (Supports):



Marcar únicamente en:



Gráfico 276

Verifíquese el articulado en el modelo de la grada

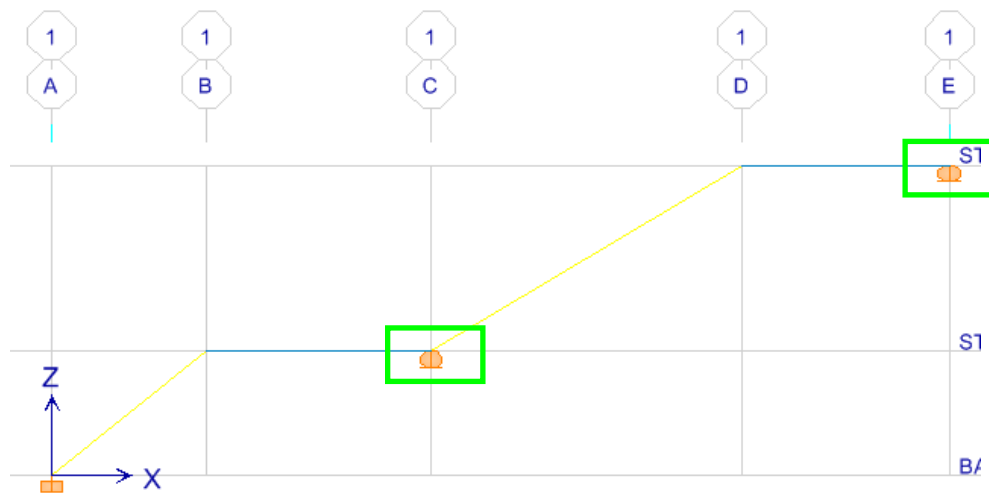


Gráfico 277

#### 6.7.13.4 ESTADOS DE CARGA EN GRADAS

Para los estados de carga solo es necesario indicarle al programa que se realice la modelación únicamente con la combinación 1:

$$\text{COMB1} = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

Hacer clic sobre:

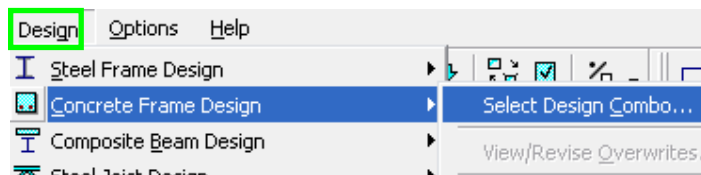


Gráfico 278

Marcar las combinaciones desde la N°2 hasta la N°10 y clic en **“Remove”**, para que ETABS, no tome en cuenta estas combinaciones para el diseño:

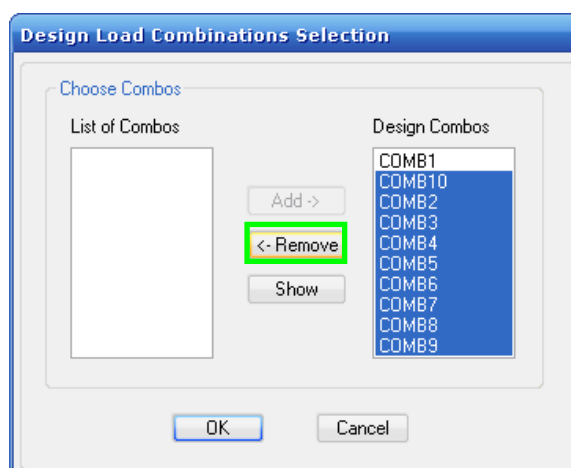


Gráfico 279

De tal manera que en la lista de combinaciones de Diseño, únicamente se encuentre COMB1. Presionar Ok

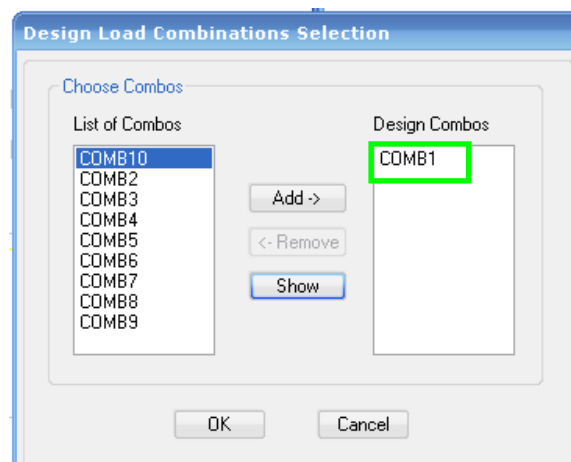


Gráfico 280

### 6.7.13.5 ASIGNACIÓN DE CARGAS EN GRADAS

La carga viva en gradas es de:

$$CV_E = 300\text{Kg/m}^2$$

Esta carga es necesario transformarla a carga lineal y como el ancho de la grada es de  $B=1.20\text{m}$ , entonces:

$$CV = 1.20\text{m} * 300\text{Kg/m}^2$$

$$CV = 360\text{Kg/mL}$$

Seleccionar los elementos frame, de las gradas:

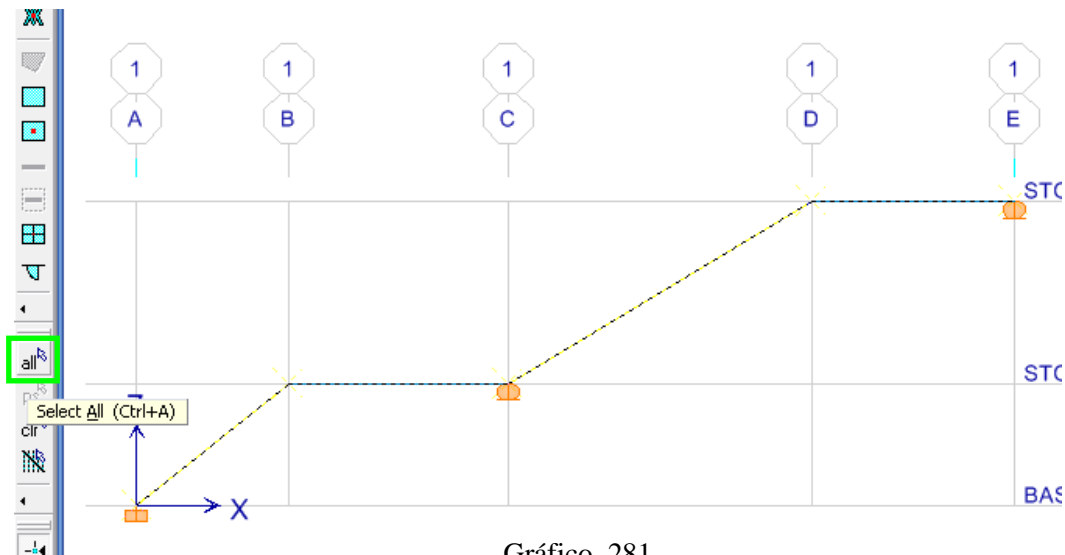


Gráfico 281

La aplicación de carga viva lineal se efectúa de la siguiente manera:

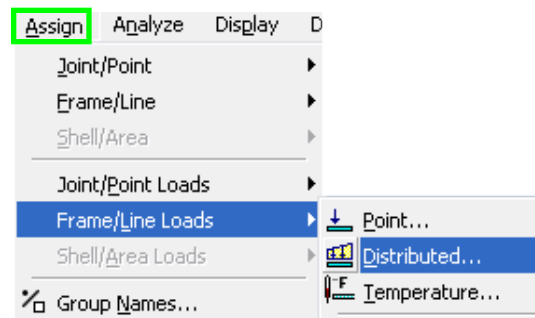


Gráfico 282



Ingresar la Carga viva (360Kg/mL)

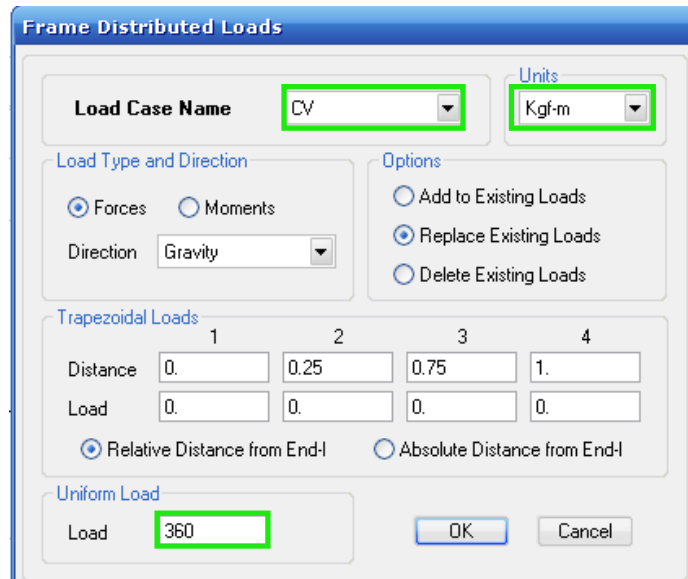


Gráfico 283

Nótese la aplicación de la carga Viva sobre la grada:

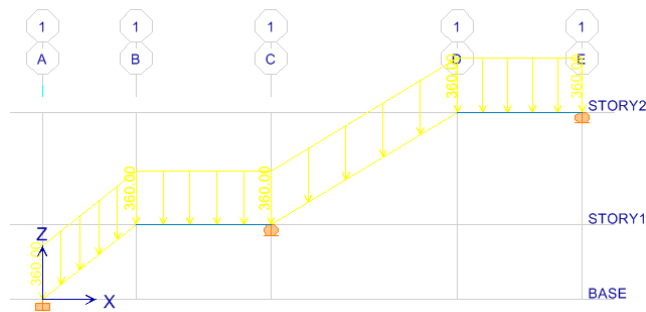


Gráfico 284

Si a la grada (en vista en 3D), se le activa la extrusión, se puede observar de la siguiente manera:

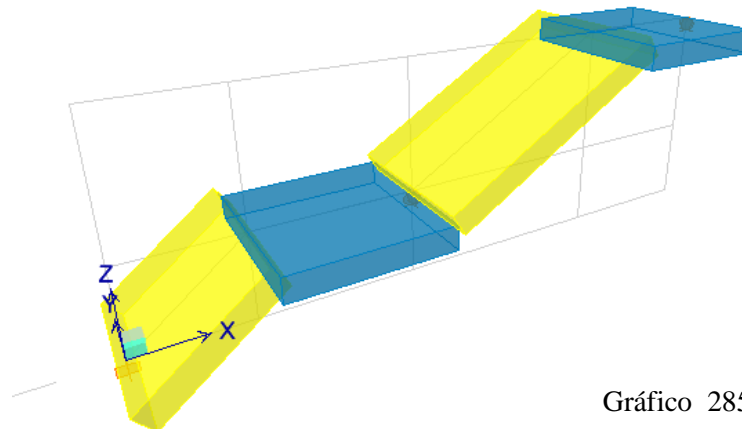


Gráfico 285

### 6.7.13.6 ANÁLISIS DE LA GRADA.

Presionar F5, y a continuación:



Start Concrete Design/Check of Structure

Nótese el diseño de la grada.



Gráfico 286

#### 6.7.13.6.1 CHEQUEO DE ACEROS OBTENIDOS PARA DISEÑO DE GRADA

Como el área de refuerzo obtenida es menor que  $A_{s_{min}}$ , se asume  $A_s = A_{s_{min}}$ . Véase a continuación en la siguiente tabla:

Sección [cm]			Acero Inferior min	Acero Superior	As min1	As min2	Asmin3		As asumido	
							A(+)	A(-)	A(+)	A(-)
19.7	X	120	0.769	3.101	6.36	7.68	0.26	1.03	7.68	7.68
19.7	X	120	2.545	3.101	6.36	7.68	0.85	1.03	7.68	7.68

$$A_{s_{min1}} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{fy} * b_w * d$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{As}{3}$$

$$A_{s_{min3}} = \frac{14}{fy} * b_w * d$$

Cuadro N 28 Chequeo de Aceros Obtenidos

### 6.7.13.7 DISEÑO DE VIGA DE ESCALERAS (VIGA ZANCA)

Para el diseño de viga zanca, para las escaleras, se analizará el indicado a continuación:

En Planta

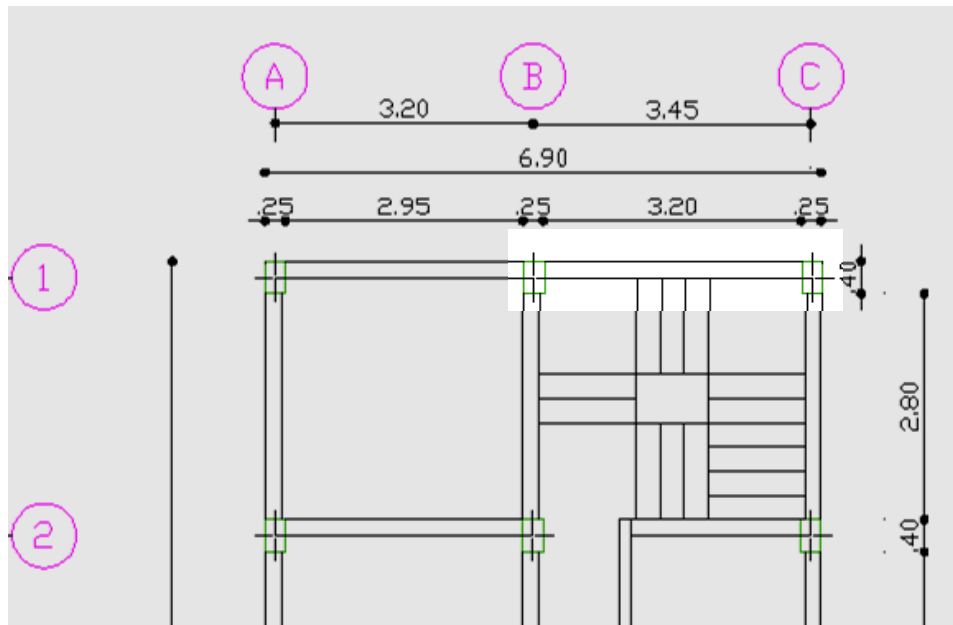


Gráfico 287

En Corte

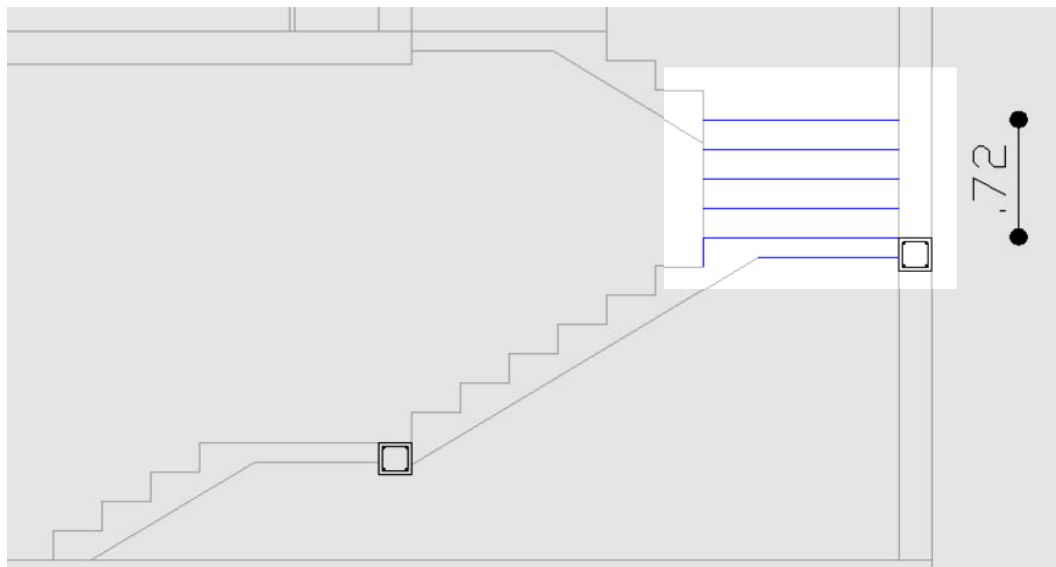


Gráfico 288

### 6.7.13.7.1 MODELO MATEMÁTICO.

Si se observa el corte arquitectónico de la grada, tenemos así:

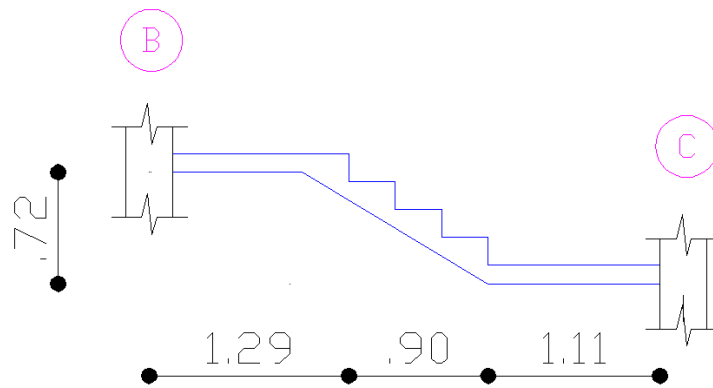


Gráfico 289

Colocando la Viga que permita apoyarse la grada se tiene de la siguiente manera:

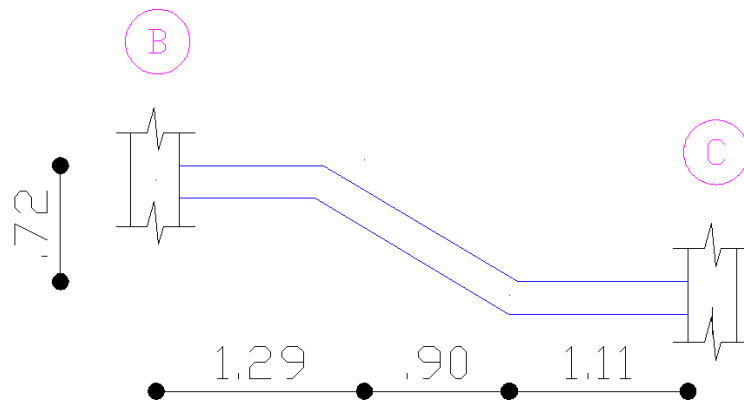


Gráfico 290

El modelo matemático de la viga es el siguiente:

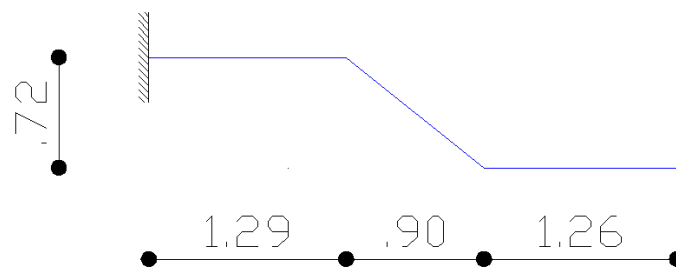


Gráfico 291  
6.7.13.2 MODELO DE VIGA ZANCA EN ETABS

Definir la malla en Etabs,

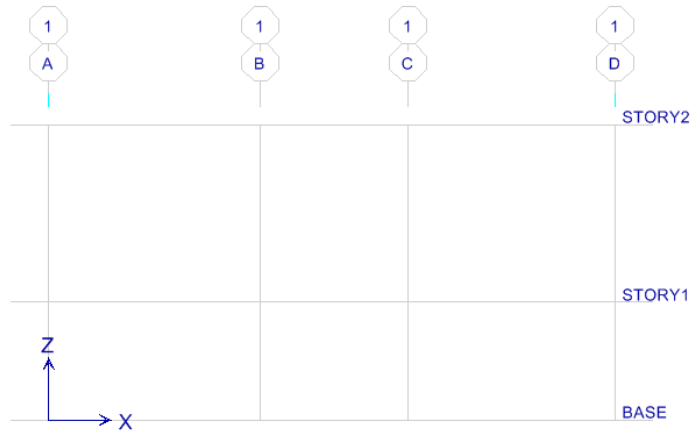


Gráfico 292

Definir las propiedades de la viga y ubicarlo en la malla:

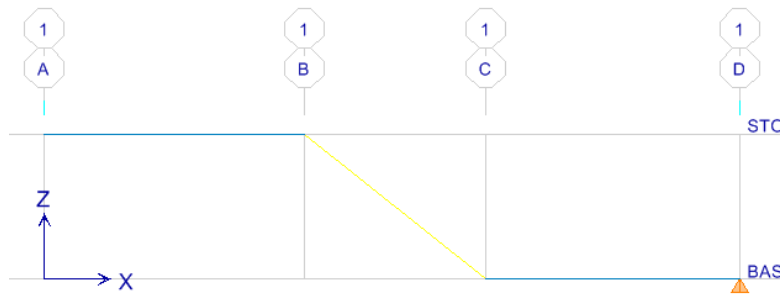
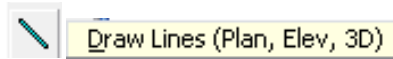


Gráfico 293

Seleccionar los puntos de los empotrados:

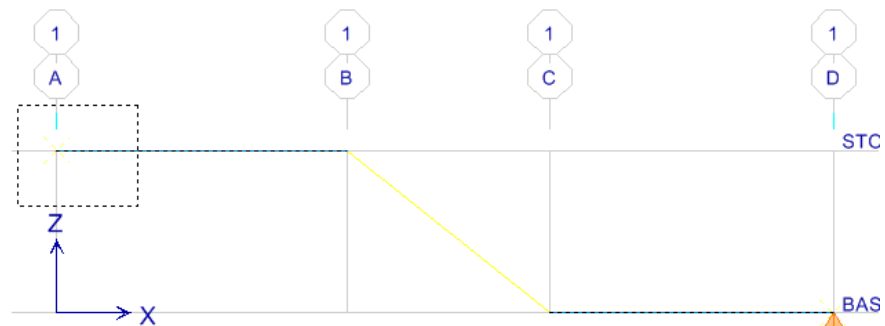


Gráfico 294

Dirigirse a Assign - Joint/Point – Restraints (Supports):

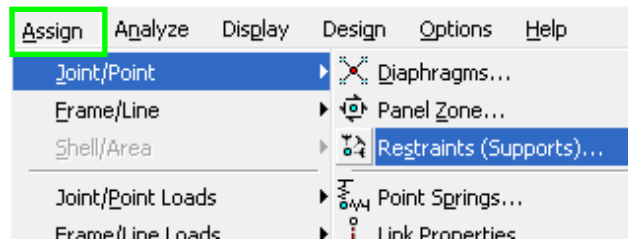


Gráfico 295

Marcar como empotramiento en:



Gráfico 296

Verifíquese el articulado en el modelo de la grada

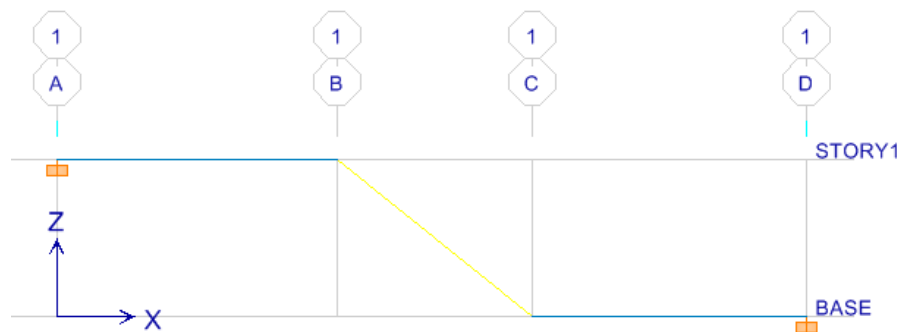
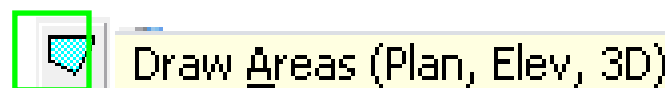


Gráfico 297

Para aplicar la carga a la viga zanca se debe tener presente que va a soportar carga en volado. Para modelar tomando en cuenta este parámetro se debe crear una membrana de iguales características indicadas en la pág. 159.



Escoger la propiedad de GRADAS.

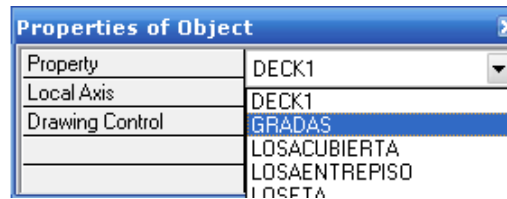


Gráfico 298

Ubicar la membrana que actúa como las gradas que están apoyadas sobre la viga. Etabs automáticamente coloca apoyos sobre la membrana, se debe quitarlos para mantenerse sobre la condición de un volado.

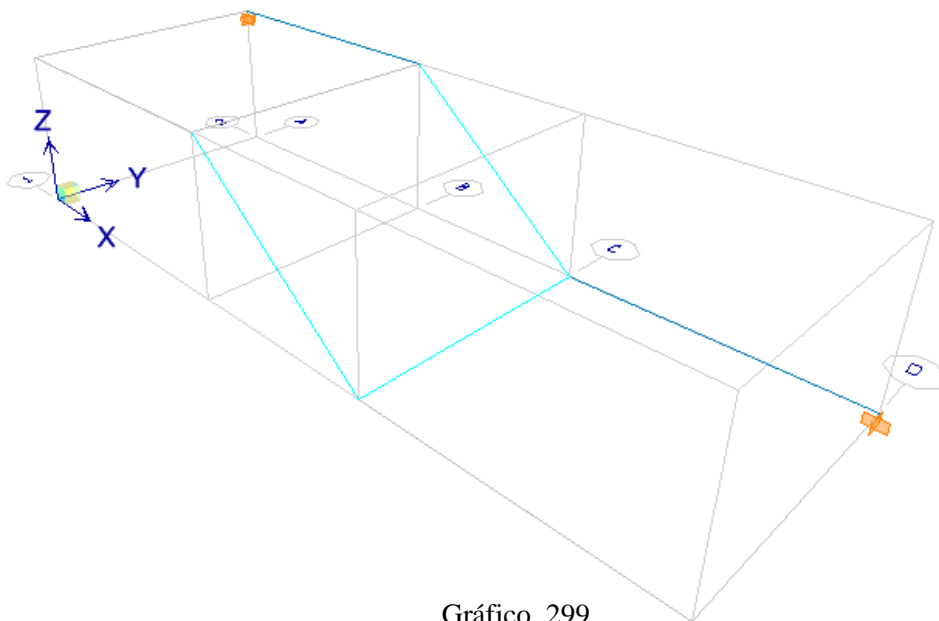


Gráfico 299

Aplicar carga sobre la membrana que se aplica a la viga. Seleccionar las membranas.

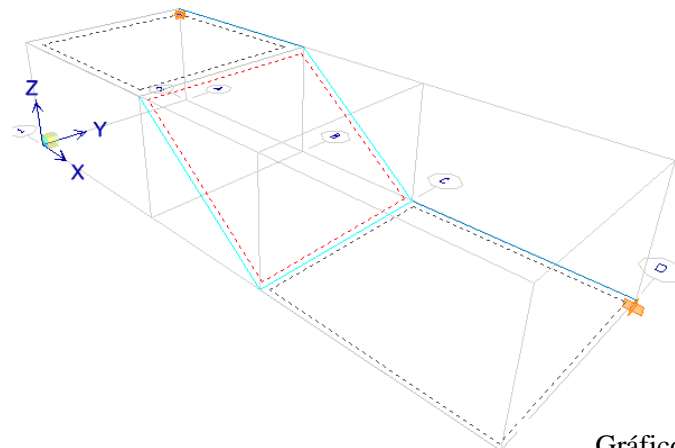


Gráfico 300

Para aplicar la carga viva sobre la estructura, se debe efectuar lo siguiente:

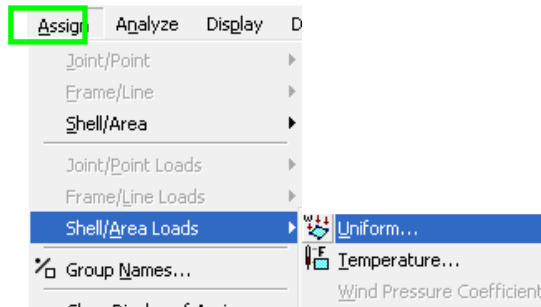


Gráfico 301

Ingresar el valor de la carga Viva, que es  $CV=300\text{Kg/m}^2$

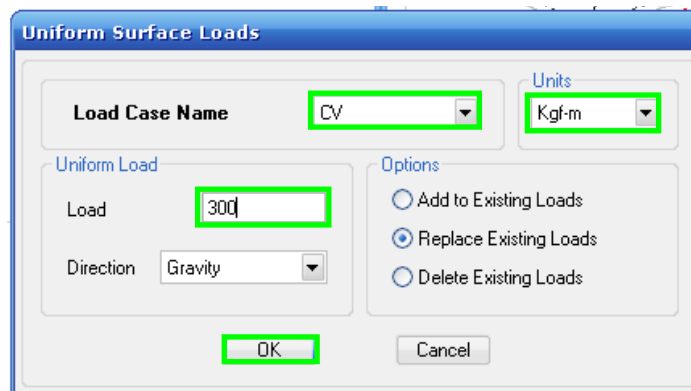


Gráfico 302

Nótese el valor aplicado sobre la membrana:

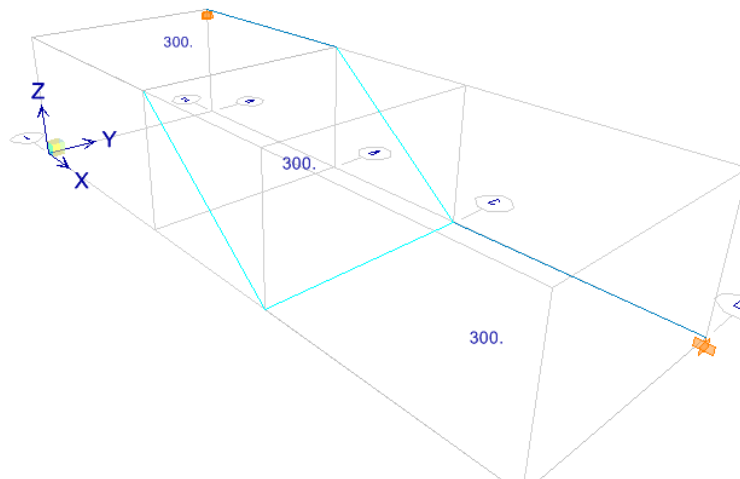


Gráfico 303

### 6.7.13.7.3 DISEÑO A FLEXIÓN Y TORSIÓN DE VIGA

Presionar F5, y a continuación:





Nótese el diseño de la grada.

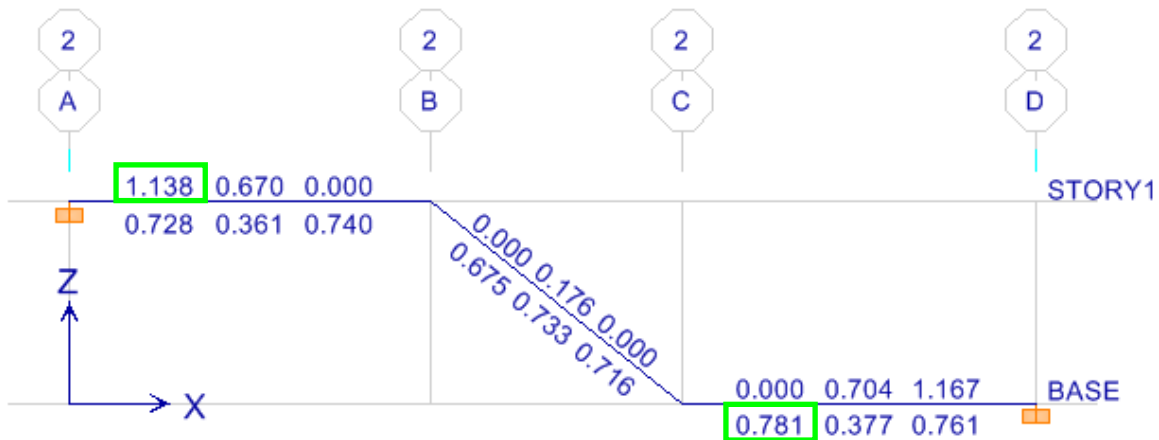


Gráfico 304

Por lo tanto se toma los aceros más críticos para el diseño:

$$A_{s_{\min 3}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\min 3}} = \frac{14}{4200} * 20 * 17$$

$$A_{s_{\min 3}} = 1.13\text{cm}^2$$

Chequeo a Torsión

Si bien es cierto de acuerdo al ETABS, no existe problemas a torsión de la viga que se está analizando, pero el código ACI318-05, en el artículo 11.6.1 manifiesta que: “Se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsional mayorado  $T_u$  es menor que”:

(a) en elementos no preesforzados

$$T_u \leq \emptyset * 0.265 * \sqrt{f'_c} * \left[ \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right]$$

Donde:

$A_{cp}$  = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto

$p_{cp}$  = perímetro exterior de la sección transversal de concreto.

El ACI318-05, manifiesta en el artículo 11.6.5.2 que el área para estribos cerrados se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$Av + 2At = 0.2\sqrt{f'c} * \frac{b_w * s}{fyt}$$
$$\frac{At}{s} = \frac{1.75b_w}{fyt}$$

Donde:

$Av$  = Es el área de dos ramas de un estribo cerrado

$At$  = Es el área de una rama de un estribo cerrado.

$fyt$  = El límite del fluencia del acero del estribo cerrado para torsión.

En el artículo 11.6.5.3, del mismo código manifiesta que donde se requiera refuerzo para torsión de acuerdo con 11.6.5.1, el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión,  $A_{l,min}$ , debe calcularse como:

$$A_{lmin} = \frac{1.33\sqrt{f'c} * A_{cp}}{fy} - \left[ \frac{At}{s} \right] ph * \frac{fyt}{fy}$$

Donde:

$ph$  = Perímetro del eje del estribo

$fyt$  = El límite del fluencia del acero del refuerzo transversal para torsión.

$fy$  = El límite del fluencia del acero del refuerzo longitudinal para torsión.

Y en el artículo 11.6.3.7, manifiesta que el área adicional de refuerzo longitudinal necesario para resistir torsión  $A_t$ , no debe ser menor que:

$$A_t = \left[ \frac{At}{s} \right] ph * \frac{fyt}{fy} * \cot^2 \theta$$

Donde:

$\theta = 45^\circ$  en elementos no preesforzados. (ACI318-05 art. 11.6.3.6)

Para conocer el Valor de Tu ir al sumario del reporte de ETABS.

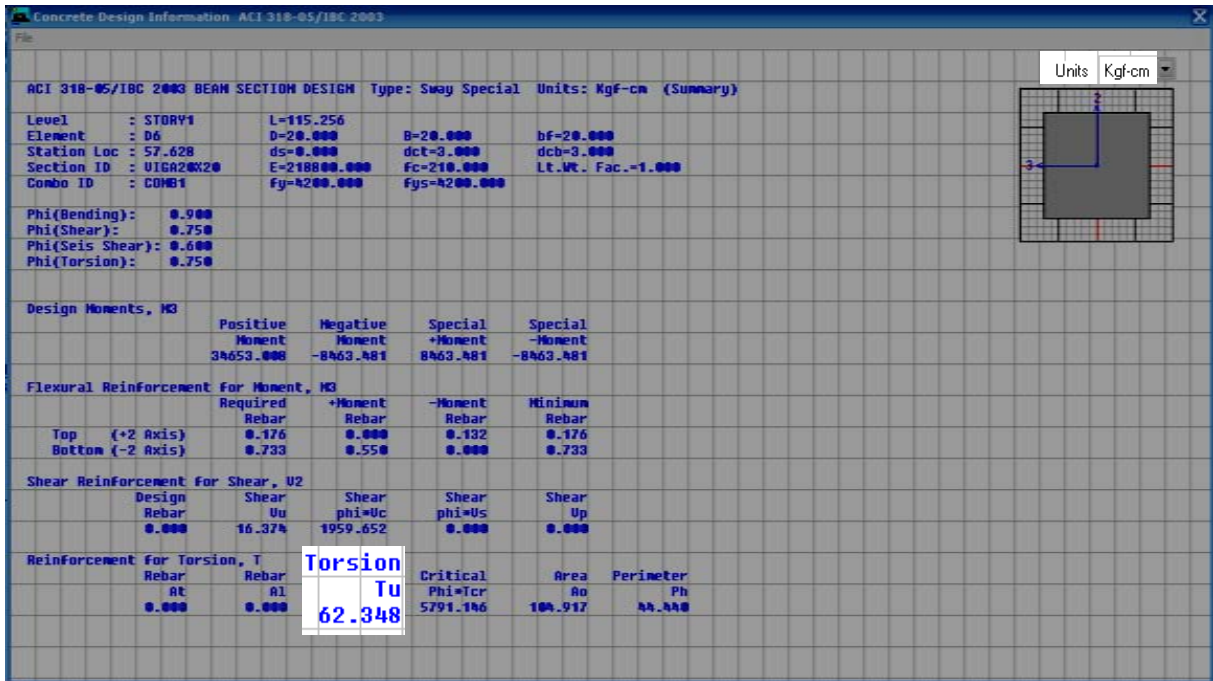


Gráfico 305

Chequeando el reporte del ETABS, se tiene  $Tu = 62.34 \text{ Kg-cm}$

Si se aplica esta condición entonces sería:

$$62.348 \leq 0.75 * 0.265 * \sqrt{210} * \left[ \frac{20 * 20 \text{ cm}^2}{20 * 4} \right]$$

$$62.348 \leq 14.40, \text{ No cumple}$$

Calculando el refuerzo transversal por Torsión

$$Av + 2At = 0.2 \sqrt{f'c} * \frac{bw * s}{fyt}$$

$$(2 * 0.79) + 2(0.79) = 0.2 \sqrt{210} * \frac{20 * s}{4200}$$

$s = 228 \text{ cm}$  (se puede deducir que no necesita refuerzo trasnversal por efectos de torsión)

$$\frac{At}{s} \geq \frac{1.75bw}{f_{yt}}$$

$$\frac{0.79}{228} \geq \frac{1.75 * 20}{4200}$$

$$0.0035 \geq 0.00833$$

Por tanto se asume:

$$\frac{At}{s} = 0.00833$$

De acuerdo ACI318-05 art. 11.6.3.6;  $\theta = 45^\circ$  en elementos no preesforzados

$$A_l = \left[ \frac{At}{s} \right] ph * \frac{f_{yt}}{f_y} * \cot^2 \theta$$

$$A_l = [ 0.00883 ] * (14 * 4) * \frac{4200}{4200} * \frac{1}{\text{tg}45}$$

$$A_l = [ 0.00883 ] * (14 * 4)$$

$A_l = 0.50 \text{cm}^2$  (el refuerzo longitudinal por torsión es muy bajo, por lo que se puede deducir que el efecto de torsión se podría despreciar sin embargo se colocará refuerzo mínimo)

El área de acero longitudinal mínimo para torsión, se debe chequear con:

$$A_{l\min} = \frac{1.33\sqrt{f'_c} * A_{cp}}{f_y} - \left[ \frac{At}{s} \right] ph * \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_{l\min} = \frac{1.33\sqrt{210} * (20 * 20)}{4200} - [ 0.00883 ] * 14 * 4 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{l\min} = 1.8355 - 0.46$$

$$A_{l\min} = 1.375 \text{cm}^2$$

$$A_{lmin} > A_l$$

$$A_{lmin} = A_l = 1.375\text{cm}^2$$

Resumen de Áreas de Refuerzo Longitudinal Flexión + Torsión		
Área Refuerzo	As(+)	As(-)
Por Flexión	1.13	1.13
Por Torsión	1.375	1.375
Total	2.505	2.505

Cuadro N 29 Resumen de Áreas de Refuerzo

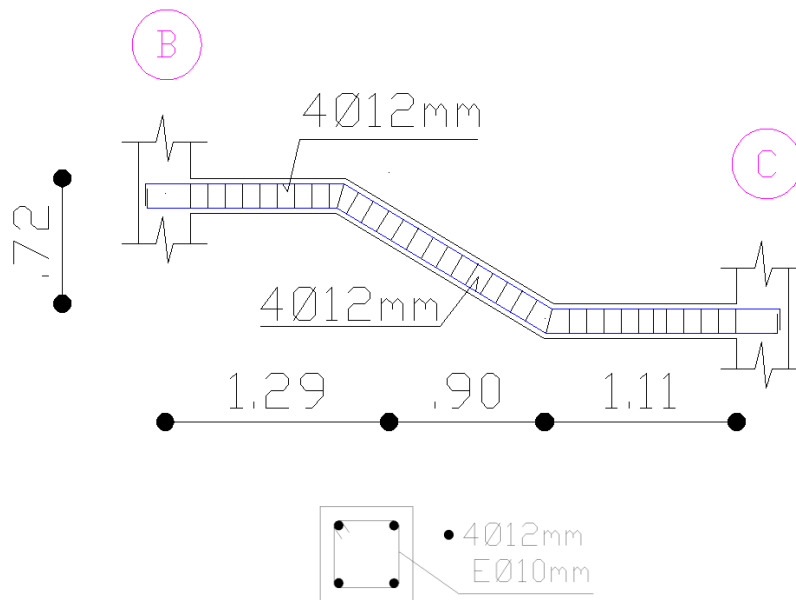


Gráfico 306

#### 6.7.14 MURO DE CORTE

De acuerdo al artículo: 21.1 del ACI318-05 :

### *Elementos de borde*

Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con refuerzo longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde, según lo requerido en 21.7.6 ó 21.9.5.3.

### *Muros estructurales*

Muros diseñados para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos. Un “muro de cortante” es un “muro estructural”.

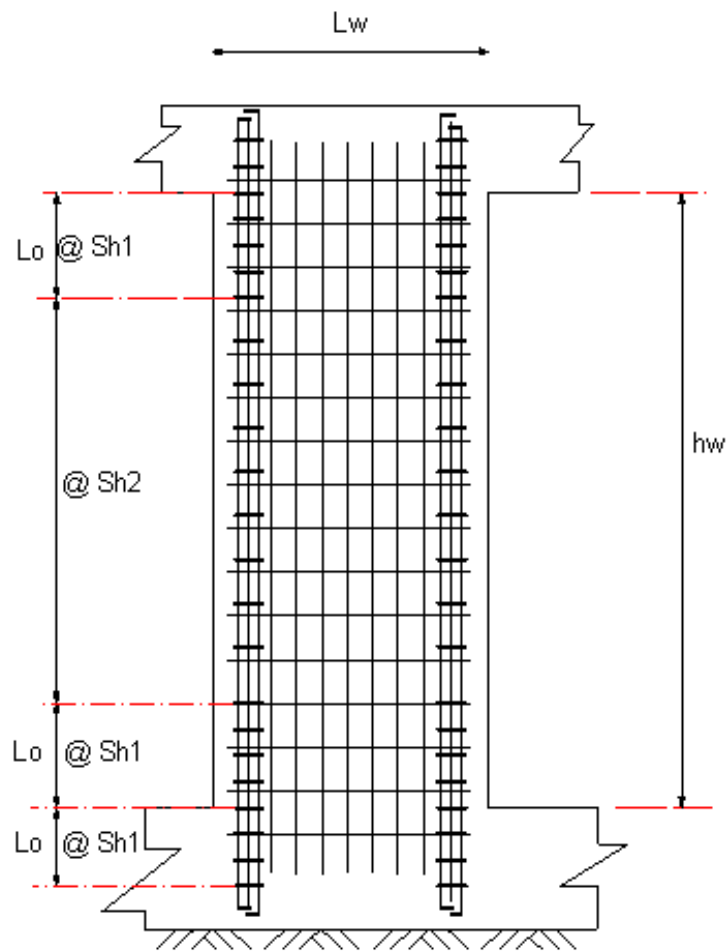


Gráfico 307

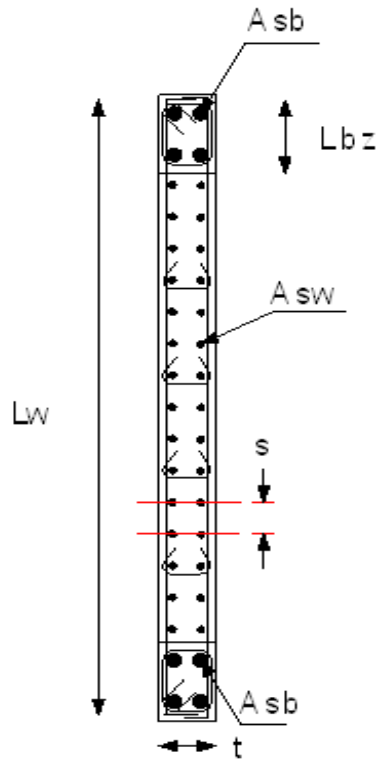


Gráfico 308

De acuerdo al artículo 7.6.5, del ACI318-05, en muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm.

Para definir dimensiones principales del muro de corte, se recomienda cumplir con las siguientes condiciones:

$$t > \frac{1}{25} * Lw$$

$$t > \frac{1}{25} * hw$$

$$t \geq 15cm$$

Si se opta un espesor de muro de corte de 20cm, los valores máximos de Lw, hw serían:

$$t > \frac{1}{25} * Lw$$

$$20 > \frac{1}{25} * Lw$$

$$20 * 25 > Lw$$

$$Lw < 20 * 25$$

$$Lw < 500cm$$

$$t > \frac{1}{25} * hw$$

$$20 > \frac{1}{25} * hw$$

$$20 * 25 > hw$$

$$hw < 20 * 25$$

$$hw < 500cm$$

Por otra parte, si se quiere tomar en cuenta valores mínimos para  $Lw$ , el código no establece valores mínimos pero se puede tomar un valor aproximado  $Lw = hw / 3$ , por tanto:

Datos:

Nivel Primera Planta Alta: 3.24m

Altura de losa= 0.15m

$$Lw_{\min \text{ asumido}} = \frac{hw}{3}$$

$$Lw_{\min \text{ asumido}} = \frac{3.24 - 0.15}{3}$$

$$Lw_{\min \text{ asumido}} = \frac{3.09}{3}$$

$$Lw_{\min \text{ asumido}} = 1.03 \sim 1.00$$

Chequeo de sección asumida.

$$Lw_{\min \text{ asumido}} < Lw \text{ máx} \rightarrow 1.00m < 3.75m \text{ Ok}$$

$$hw < hw \text{ máx} \rightarrow 3.09m < 3.75m \text{ Ok}$$



#### 6.7.14.1 MODELO DEL EDIFICIO CON MURO DE CORTE EN ETABS

Para el modelo con muro de corte se puede utilizar como plantilla el mismo modelo del diseño de la estructura modelada inicialmente.

Las variantes que se van a presentar para este modelo son el coeficiente de la cortante basal. Para cambiar este coeficiente hacer clic en:

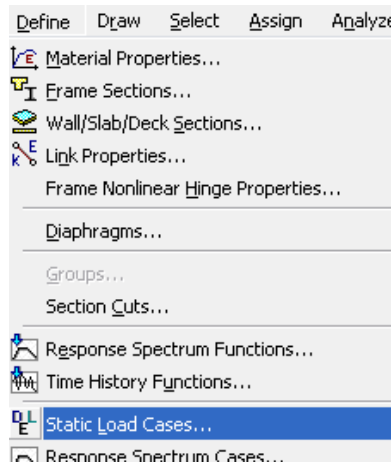


Gráfico 309

Clic sobre Modify Lateral Load.

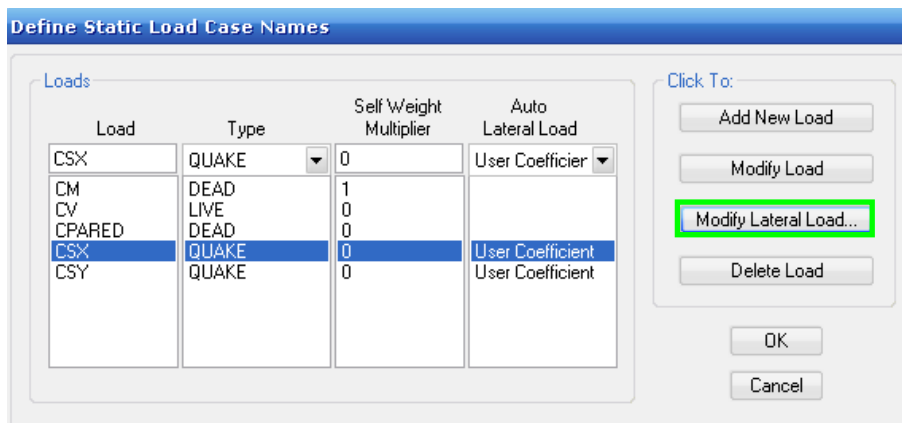


Gráfico 310

Ingresar el valor de coeficiente de cortante basal para modelo sin muro de corte. (Véase pág. 53). Este proceso es igual para modificar carga lateral “Y”

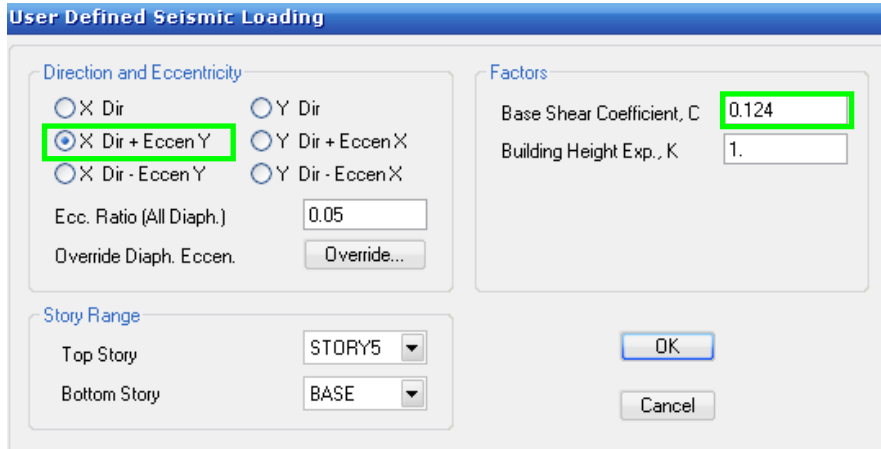
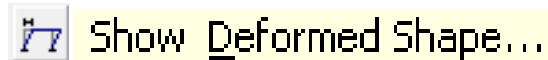


Gráfico 311

#### 6.7.14.2 COLOCACIÓN DEL MURO DE CORTE EN LA ESTRUCTURA.

Para colocar el muro de cortante, es necesario verificar donde se producen los máximos desplazamientos en la estructura. Para ello se debe hacer lo siguiente:

Clic sobre:



En scale Factor ingresar un valor alto de preferencia. Es para idealizar el desplazamiento gráficamente.

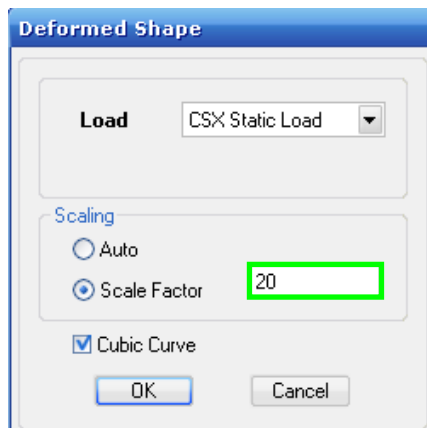


Gráfico 312

Nótese que se produce Torsión en planta, actuando como eje de desplazamientos el nudo C-1; y el desplazamiento máximo se produce en C-5. Por lo tanto este lugar será

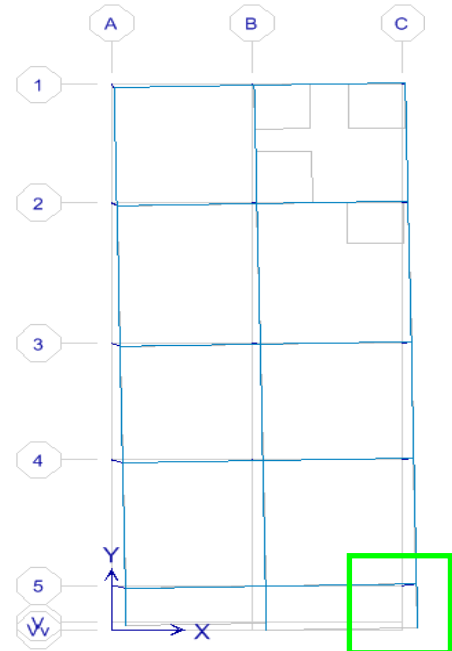


Gráfico 313

sobre el cual se va a colocar el muro de cortante, así como su esquina diagonal que es A-1, para evitar torsión en planta.

Para ubicar el muro de corte se debe eliminar las columnas sobre las cuales se destine la colocación de la pared o muro de corte, que para este caso es sobre los ejes A-1 y C-5.

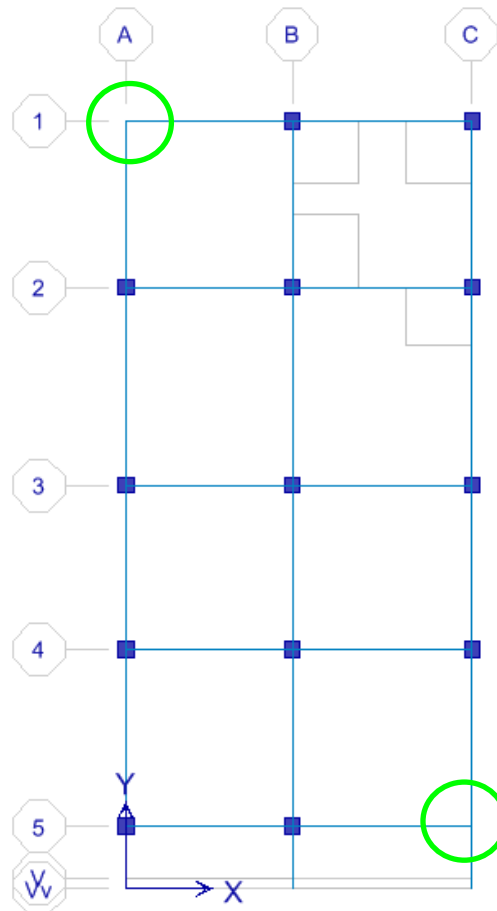


Gráfico 314

Delimitar los puntos sobre cuales se colocará los muros de corte. Es decir se debe obtener las coordenadas para colocar el muro de cortante. Clic derecho sobre el espacio en blanco de la ventana de la estructura.

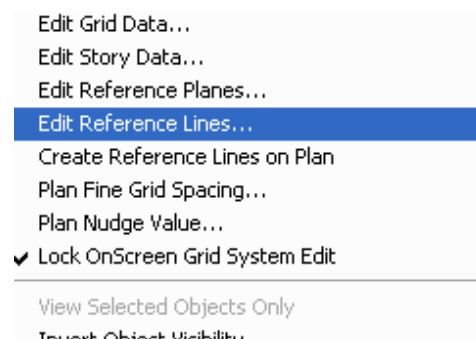


Gráfico 315

Digitar las coordenadas de los puntos que representan las esquinas de los muros de corte.

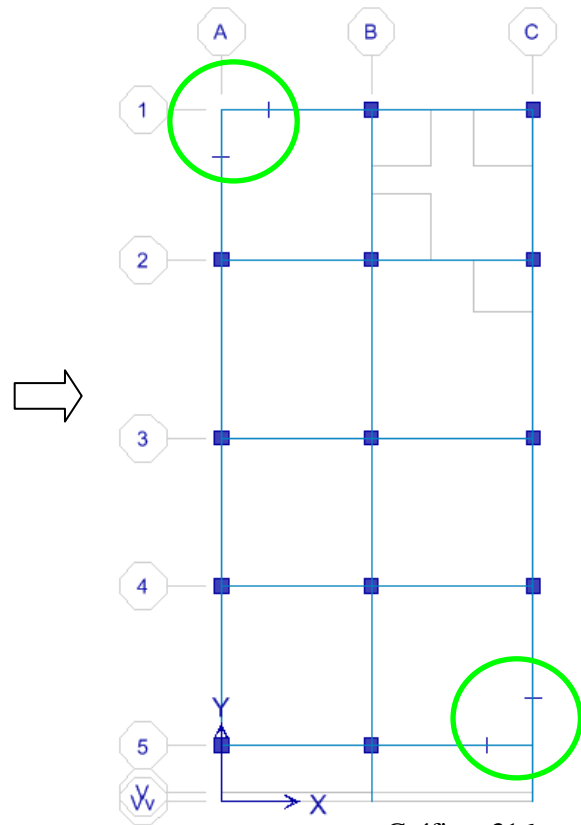
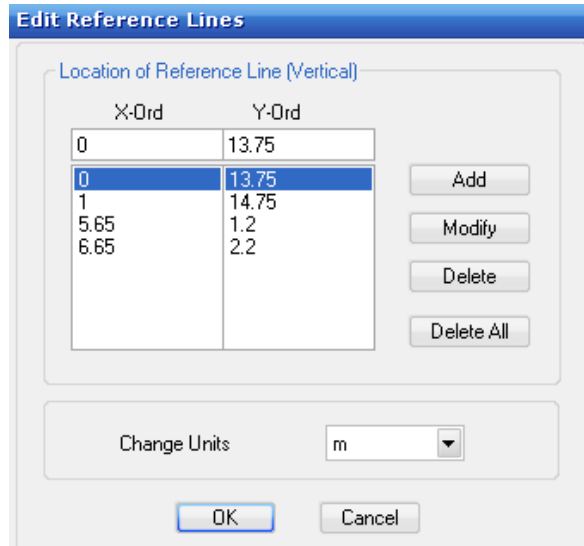


Gráfico 316

Definir las propiedades de la pared de corte

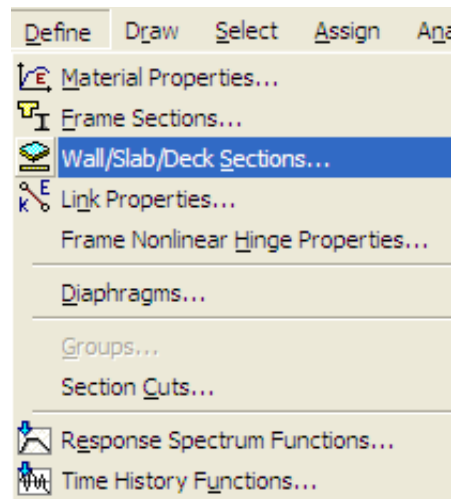


Gráfico 317

Clic en Add New Wall. Presionar Ok

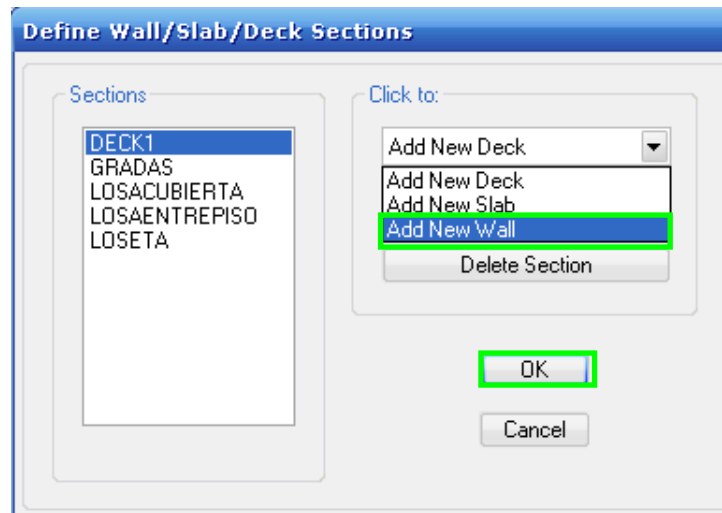


Gráfico 318

Ingresar en Membrane y Bending 20cm, (espesor de la pared de corte)

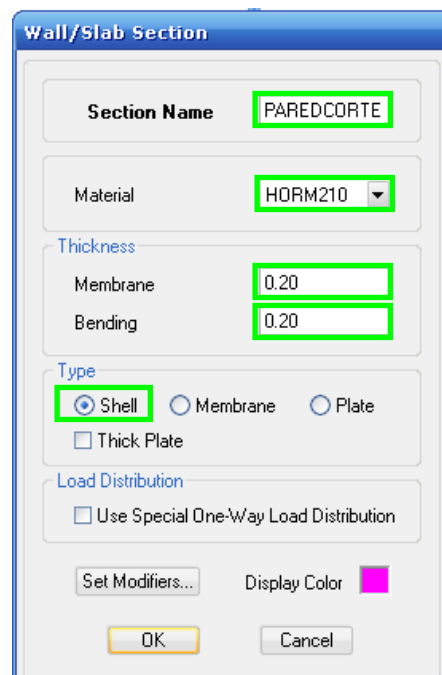


Gráfico 319

Clic en:



La diferencia entre Piers y Spandrel, es que en Piers permite colocar el muro de corte desde la planta baja hasta el nivel más alto (como si se tratase de un solo elemento), tomando en cuenta que se encuentre activado similar stories. Mientras tanto que Spandrel permite crear muros de corte con aberturas, como el siguiente:

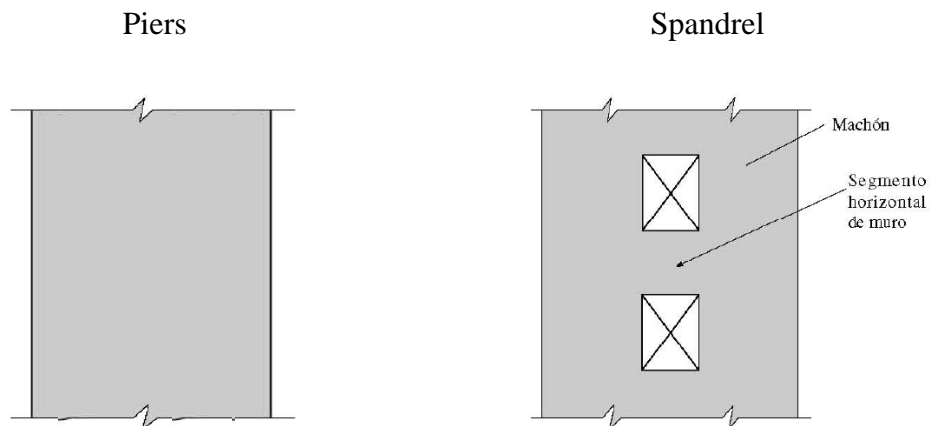
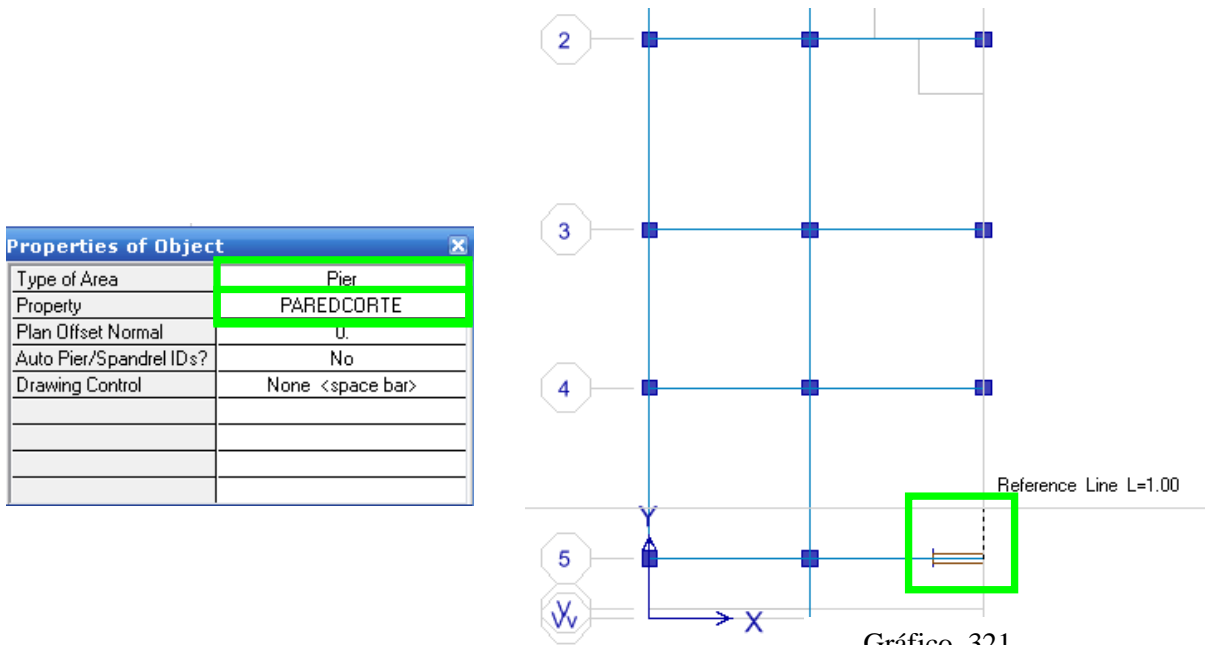


Gráfico 320

Para este caso se utilizará Piers.



Si se aplica extrusión, se puede observar de la siguiente manera:

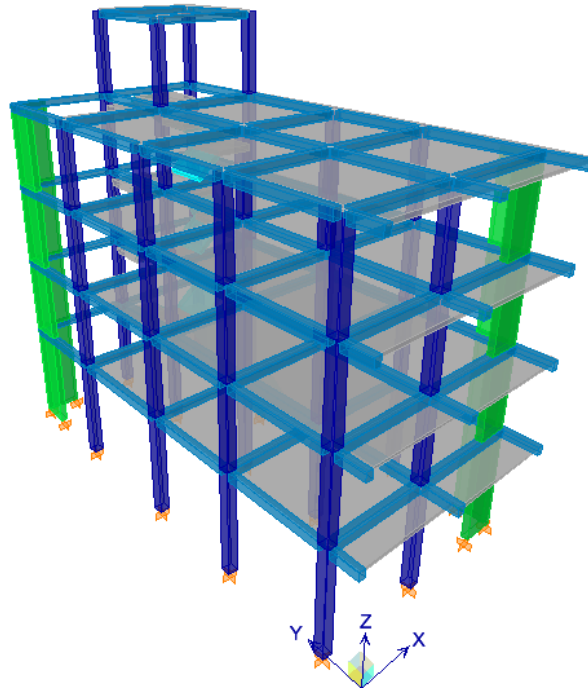


Gráfico 322

Aplicar restricciones al muro de cortante. En la planta baja marcar todos los puntos donde se ubicaran los empotramientos.

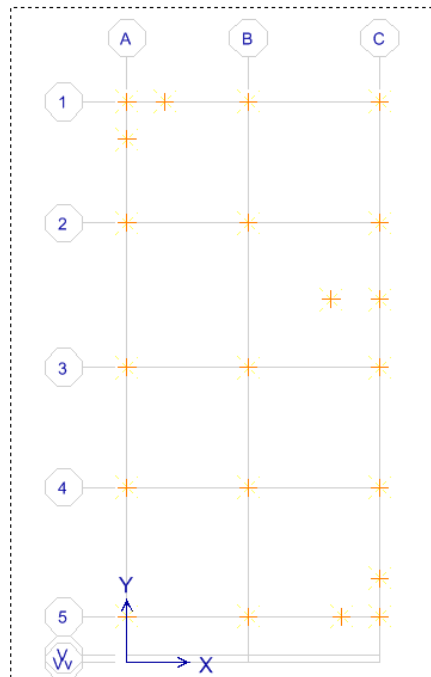


Gráfico 323

Es necesario discretizar el muro en análisis

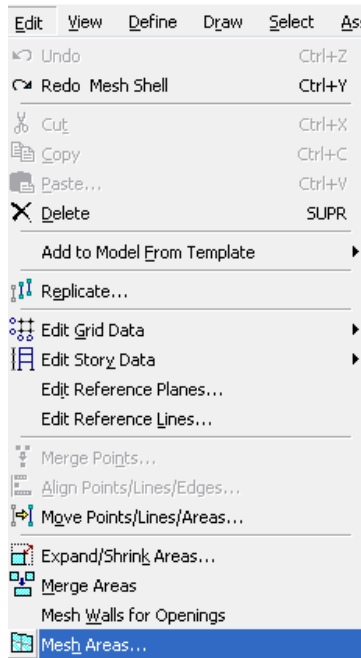


Gráfico 324

Ingresar la división para discretizar

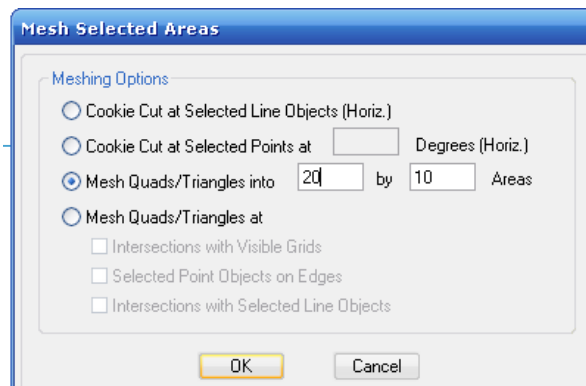
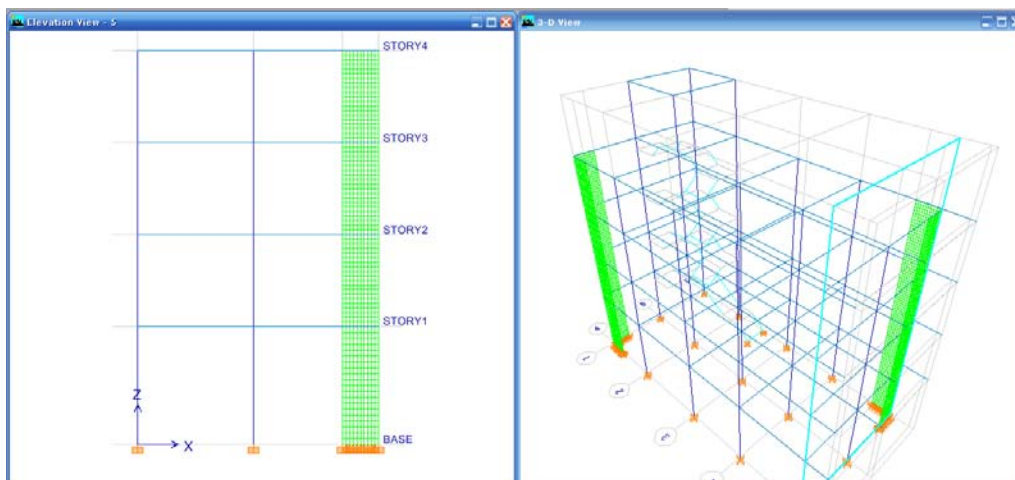


Gráfico 325 (a)





Marcar el ícono de empotramiento a las bases del muro de cortante:

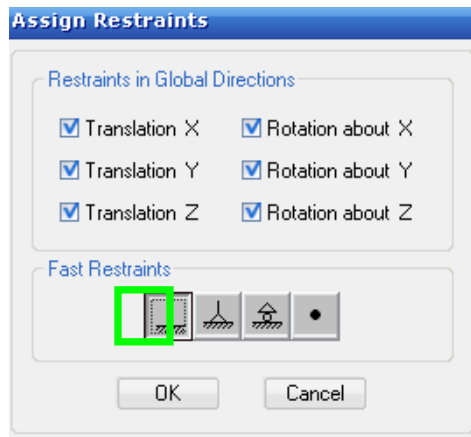


Gráfico 326

Nótese la aplicación del empotramiento en el muro de corte.

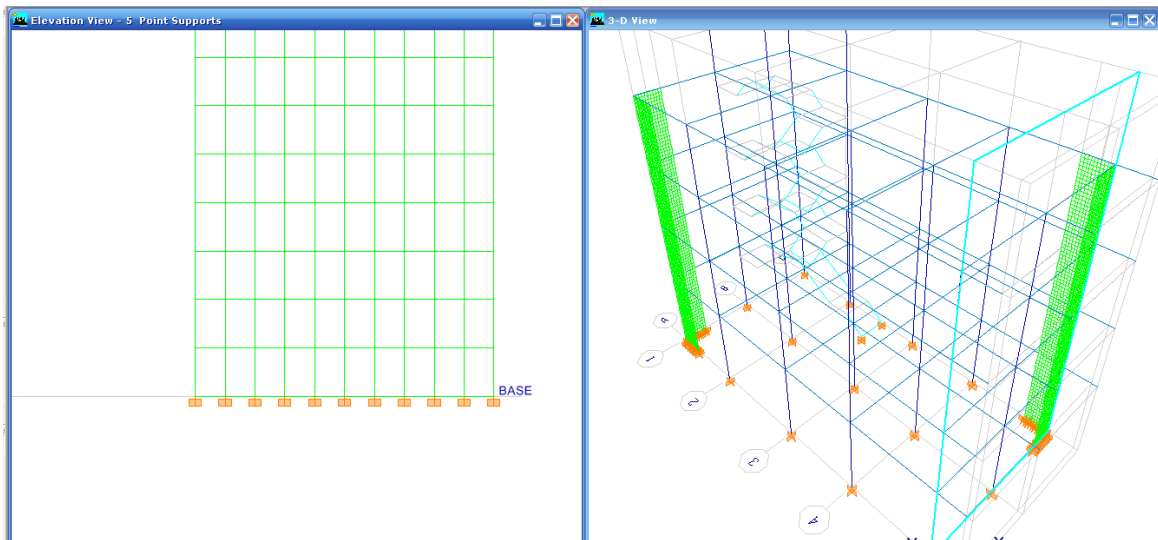


Gráfico 327

### 6.7.14.3 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

#### 6.7.14.3.1 CHEQUEO DE DERIVAS

Hacer clic en:



Escoger la carga de sismo en “x”.

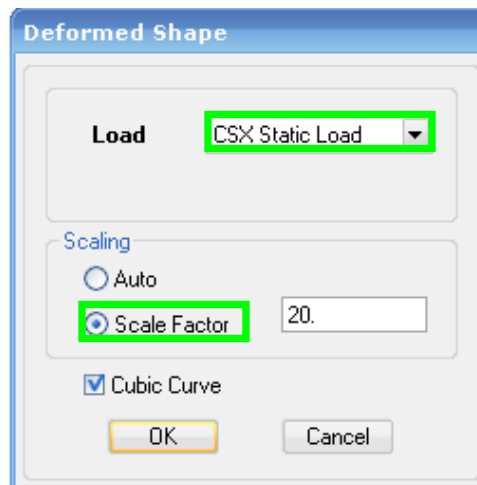


Gráfico 328

Hacer clic derecho sobre el nudo más desplazado en la estructura sin muro de cortante.

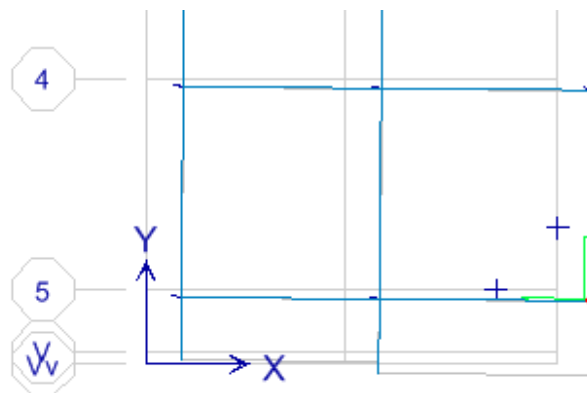


Gráfico 329

Hacer clic sobre Lateral Drifts:



Gráfico 330

Se puede observar los desplazamientos en eje “x” en la estructura

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
STORY4	0.028441	-0.009100	0.003031	0.000751
STORY3	0.020785	-0.007206	0.003261	0.000999
STORY2	0.012552	-0.004689	0.003071	0.001113
STORY1	0.004800	-0.001884	0.001481	0.000581

Gráfico 331

Recuérdese que los desplazamientos obtenidos anteriormente en la estructura sin muro de corte, los resultados obtenidos fueron los siguientes:

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
STORY4	0.056762	0.008038	0.003738	0.000490
STORY3	0.047341	0.006803	0.005583	0.000767
STORY2	0.033272	0.004871	0.006795	0.000979
STORY1	0.016149	0.002404	0.004984	0.000742

Gráfico 332

Notándose la disminución de los desplazamientos en la estructura.

#### 6.7.14.4 DISEÑO DEL MURO DE CORTANTE

##### 6.7.14.4.1 DISEÑO DEL MURO DE CORTE C-5

Para proceder con el diseño del Muro de cortante se debe realizar lo siguiente:

Clic en Options:

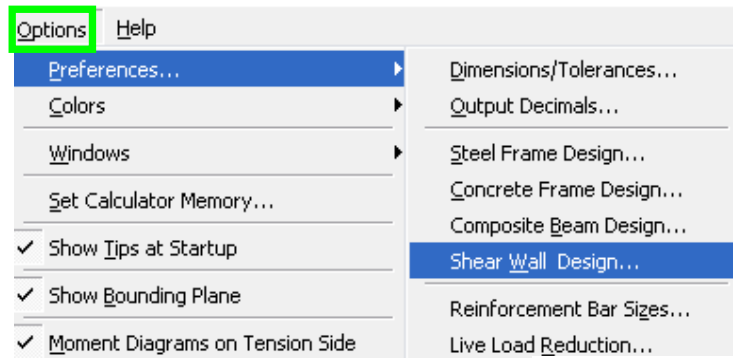


Gráfico 333

Chequear el código con el cual se desea diseñar, escoger las unidades para la entrega de resultados de Etabs. De igual forma verificar los porcentajes mínimos admitidos para el acero de refuerzo.

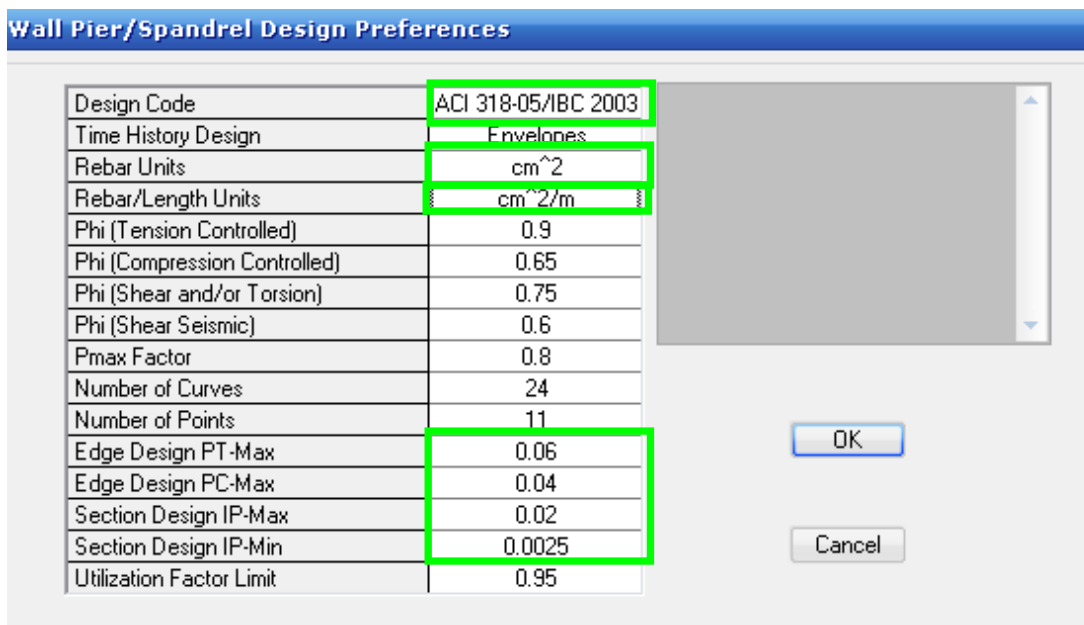


Gráfico 334

Seleccionar los muros de corte

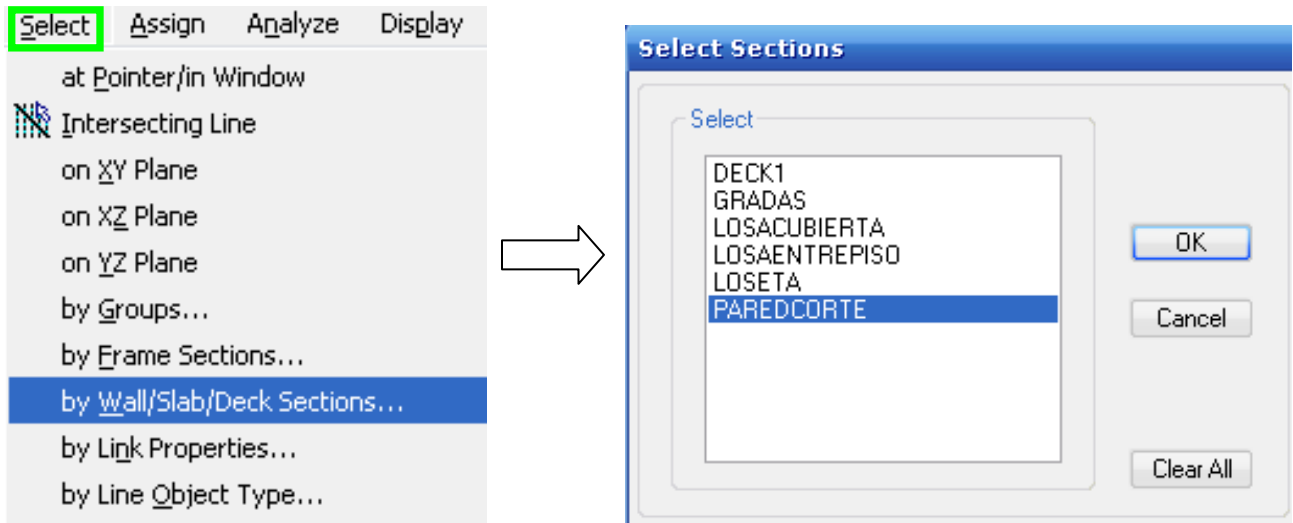


Gráfico 335

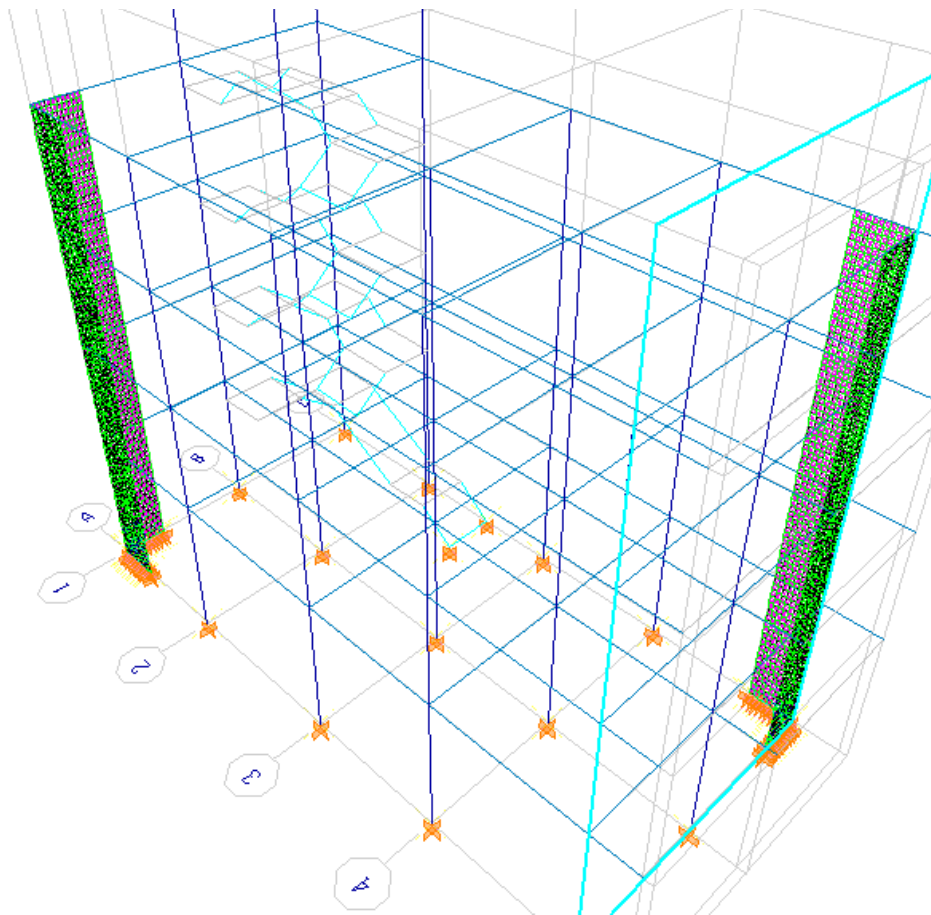
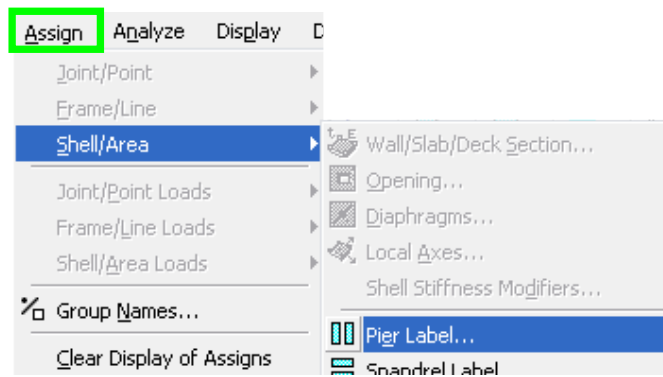


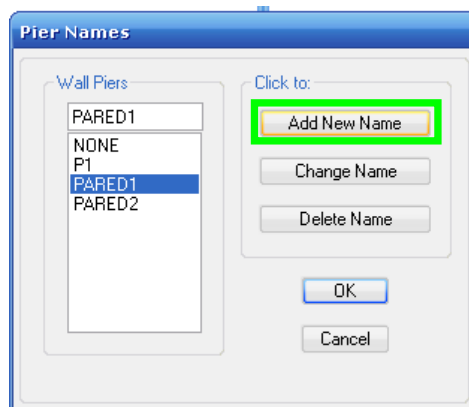
Gráfico 336

Para etiquetar el nombre de los muros de cortante se debe realizar lo siguiente:



Digitar el nombre del Muro

Gráfico 337



Hacer clic sobre Set Buildig Options:

Gráfico 338



Activar Pier Labels

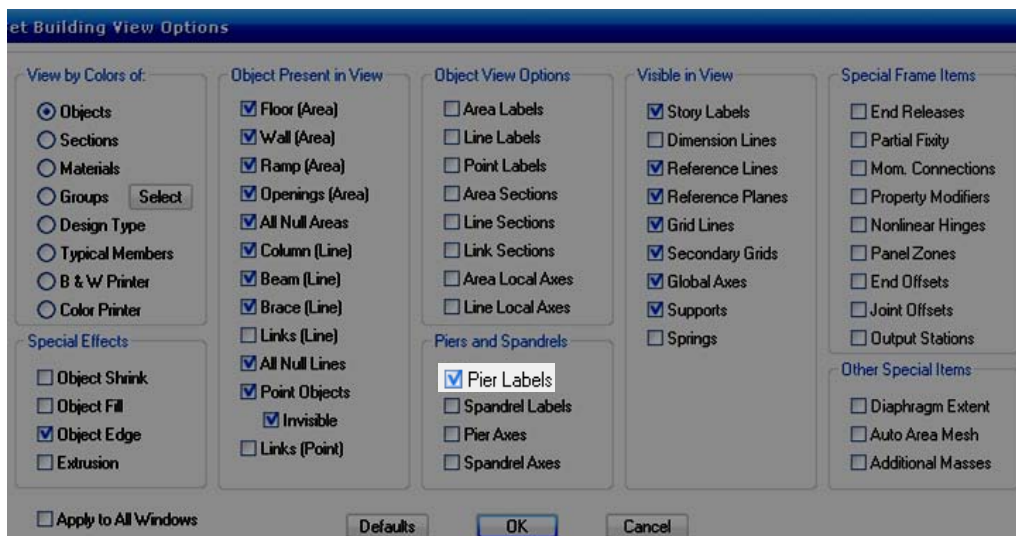


Gráfico 339

A continuación se debe escoger las combinaciones para las cuales se procederá el diseño del muro de cortante. Clic sobre el menú Design y:



Gráfico 340

Remover las combinaciones por defecto que incorpora Etabs, y actualizarlas con las combinaciones de diseño de la estructura.

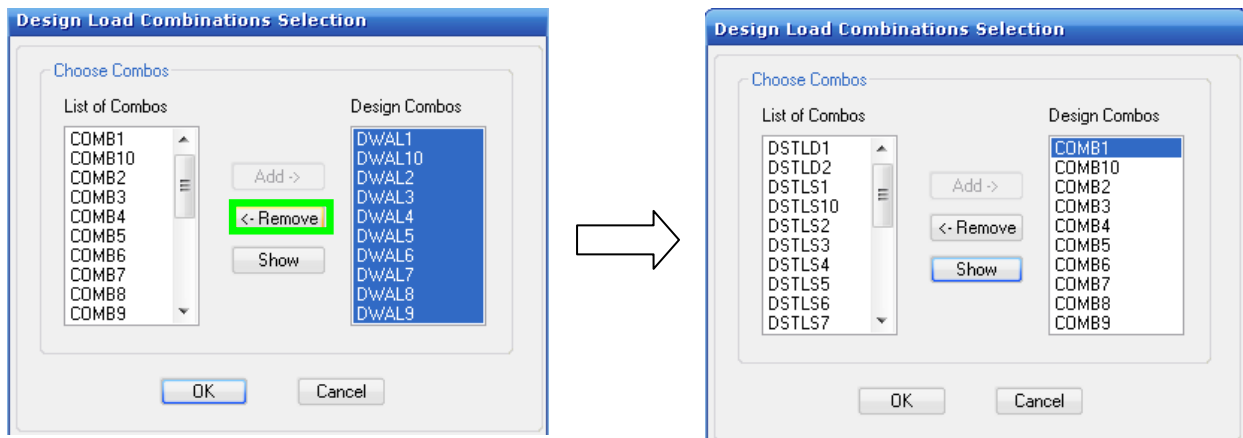


Gráfico 341

Para activar el diseño sísmico con las disposiciones del capítulo 21 de la ACI318-05, se debe hacer clic en:

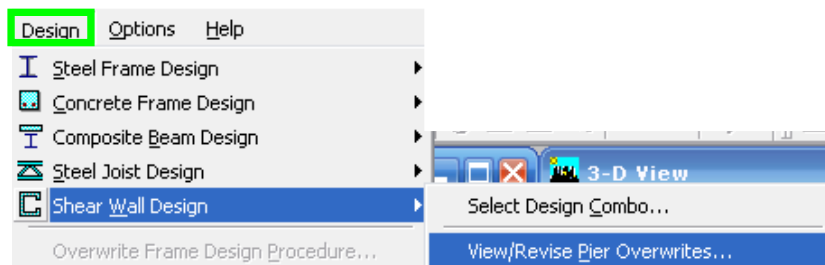
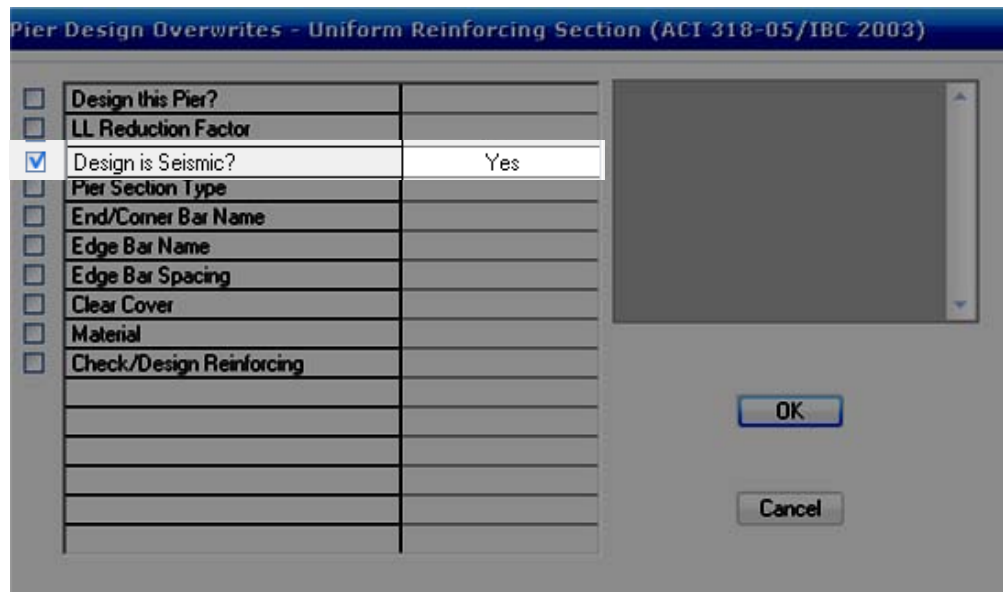
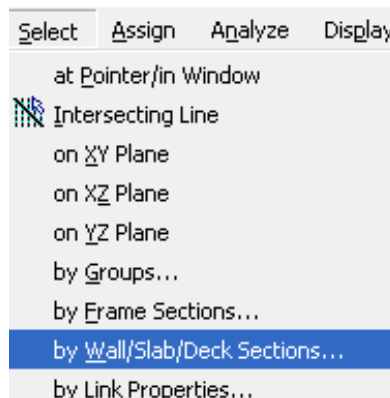


Gráfico 342

Activar en el siguiente casillero:



Marcar el muro de corte de la estructura: Gráfico 343



Escoger la Pared de Corte: Gráfico 344

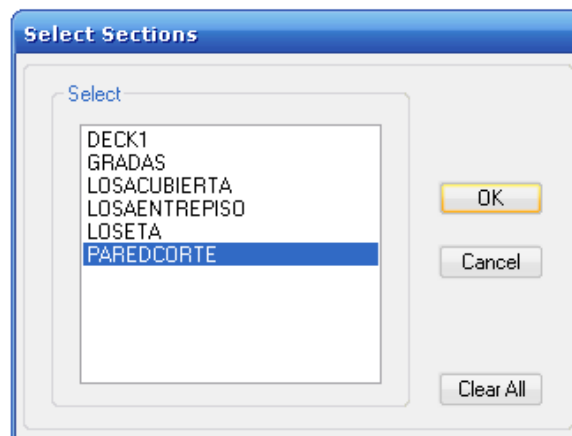


Gráfico 345



Para efectuar el diseño se debe realizar lo siguiente:

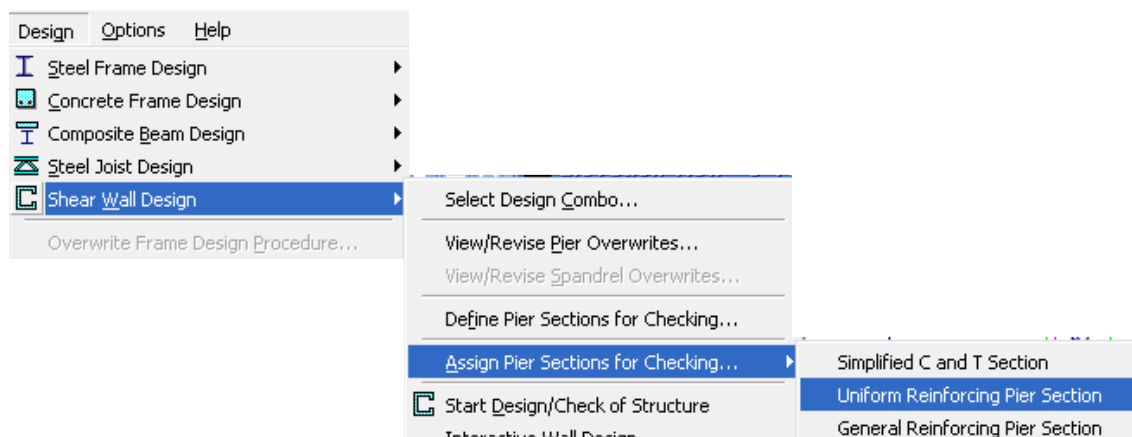


Gráfico 346

Escoger las barras con las que se desea armar el muro. Este proceso permite comparar resultados. Se puede observar que se escoge la barra #3 tanto para acero intermedio como refuerzo a colocarse en las esquinas del muro de cortante. El espaciamiento de 20cm y el recubrimiento de 2.5cm. Los datos que se ingresen van a chequearse a continuación

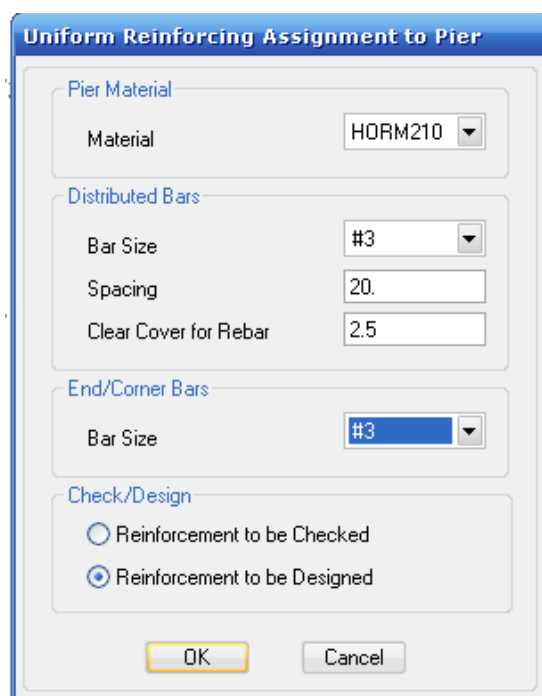


Gráfico 347

#### 6.7.14.4.1.1 DISEÑO A FLEXIÓN EN EL MURO C-5

Analizar la estructura y para iniciar el diseño del muro se debe hacer clic en:

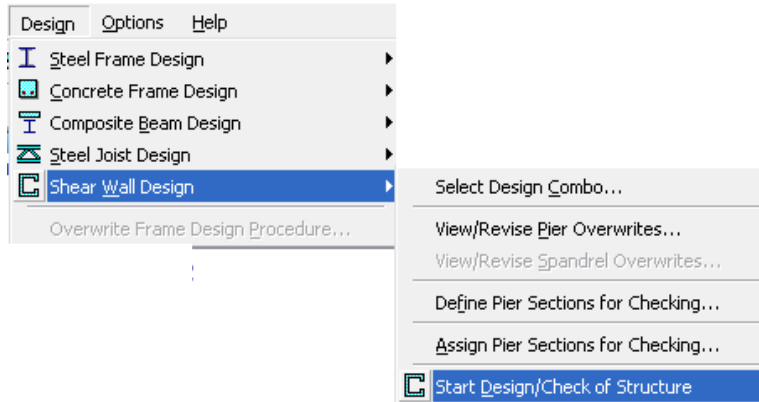


Gráfico 348

Nótese el porcentaje del acero de refuerzo longitudinal que indica ETABS. Clic derecho sobre el muro y a continuación se puede observar el detalle del diseño del muro:

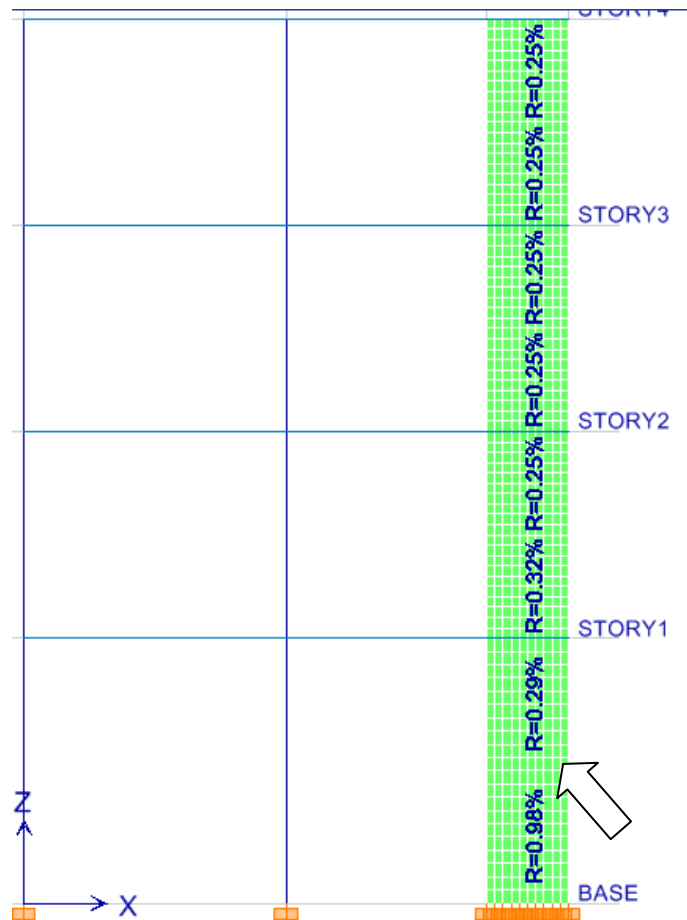


Gráfico 349

Hacer clic en Overwrites

**Uniform Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)**

Story ID: STORY1 Pier ID: PARED1 X Loc: 640 Y Loc: 145 Units: Kgf-cm

**Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0031	0.0043	COMB10	18332.414	3082344.917	-2954642.556	3999.999
Bottom	0.0120	0.0043	COMB10	50201.440	8868165.816	-5152700.126	3999.999

**Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	6.897	COMB10	-58530.354	-1049138.901	13903.800	0.000	13903.800
Bot Leg 2	7.768	COMB10	-42750.452	-5279999.799	18082.086	2422.717	18082.086

**Boundary Element Check**

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top: 2	6.775	COMB10	83018.207	0.2174	57.982	42.000	13.550
Right Top: 1	7.377	COMB2	79114.918	0.2072	71.032	42.000	14.754
Left Bot: 2	19.996	COMB10	84651.167	0.1866	197.752	42.000	29.996
Right Bot: 2	20.343	COMB3	84651.167	0.1866	200.726	42.000	30.343

Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0  
 Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 0, 0  
 Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 4, 4

Combos... **Overwrites...** OK Cancel

Gráfico 350

En el siguiente cuadro activar en Check/Design Reinforcement. Y al activarse la lista desplegable escoger Check, para chequear el acero de refuerzo colocado. Es decir la varilla de #3 (Ø=9.5mm) colocado. Presionar Ok.

**Pier Design Overwrites - Uniform Reinforcing Section (ACI 318-05/IBC 2003)**

<input type="checkbox"/>	Design this Pier?	Yes
<input type="checkbox"/>	LL Reduction Factor	1.
<input type="checkbox"/>	Design is Seismic?	Yes
<input type="checkbox"/>	Pier Section Type	Uniform Reinforcing
<input type="checkbox"/>	End/Corner Bar Name	#3
<input type="checkbox"/>	Edge Bar Name	#3
<input type="checkbox"/>	Edge Bar Spacing	20.
<input type="checkbox"/>	Clear Cover	2.5
<input type="checkbox"/>	Material	HORM210
<input checked="" type="checkbox"/>	Check/Design Reinforcing	Design
		Check
		Design

OK Cancel

Como se puede observar el chequeo de Etabs, indica que el refuerzo colocado, no es suficiente para la resistencia requerida en el fondo del muro, por lo tanto se debe aumentar el diámetro de la varilla. Hacer clic en Overwrites, para modificar varilla de diseño

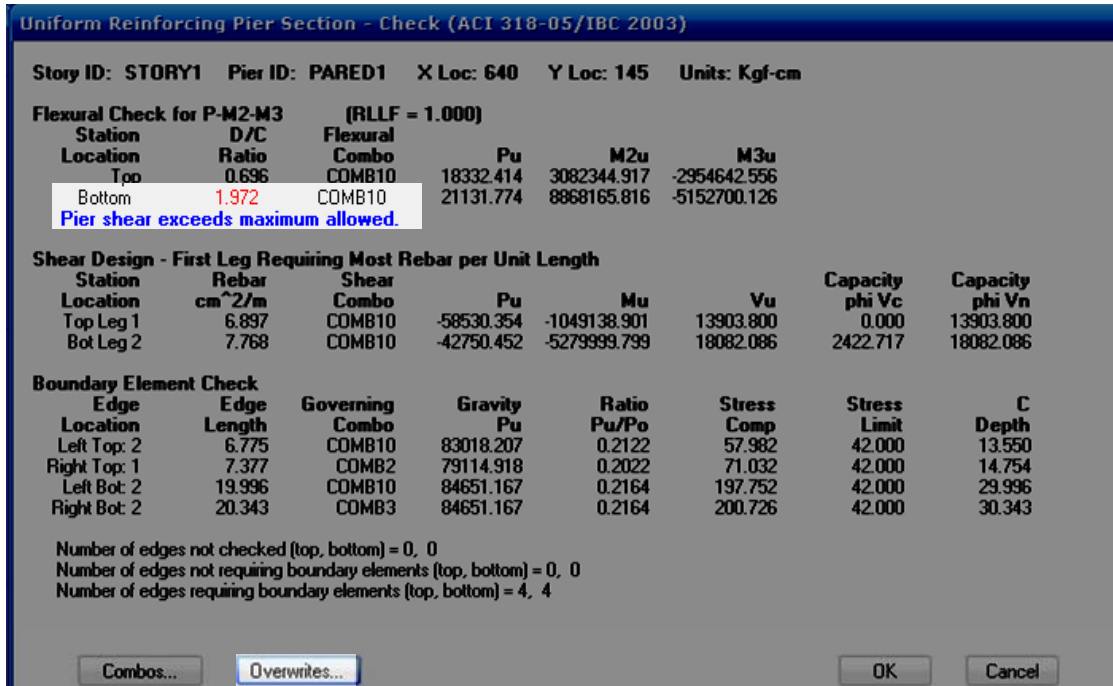


Gráfico 352

Activar el casillero para poder incrementar el diámetro del refuerzo longitudinal.

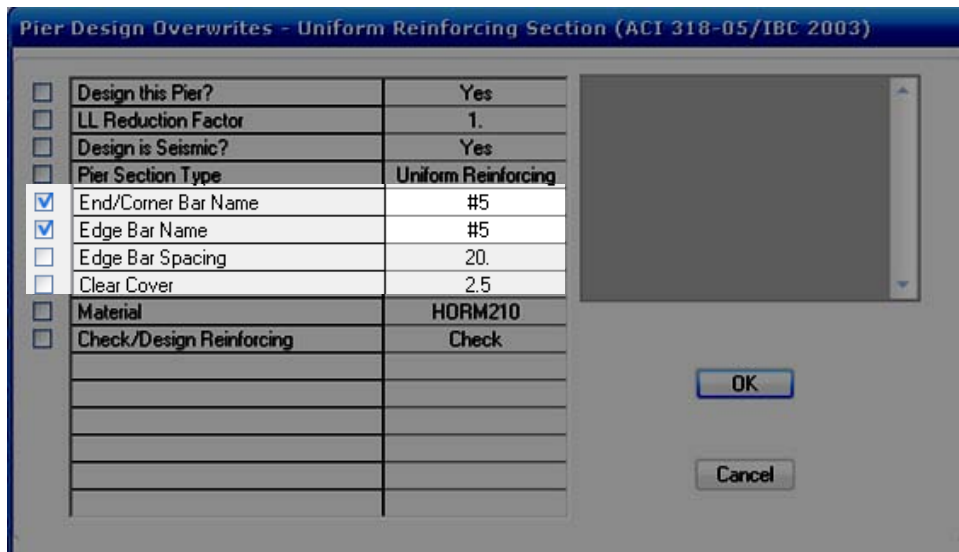


Gráfico 353

Denótese que no falla a flexión con la armadura lo que se puede observar en la columna de la relación Demanda/Capacidad (D/C).

Hacer clic en Overwrite

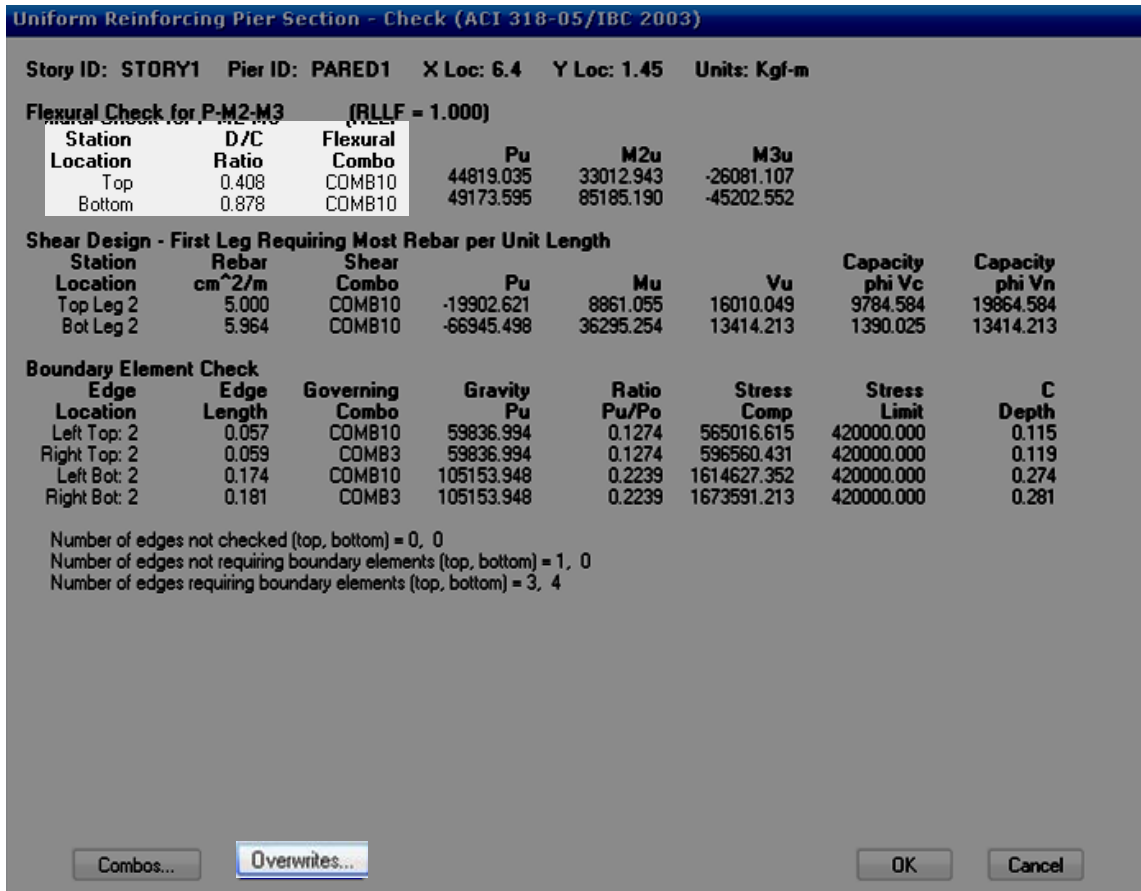
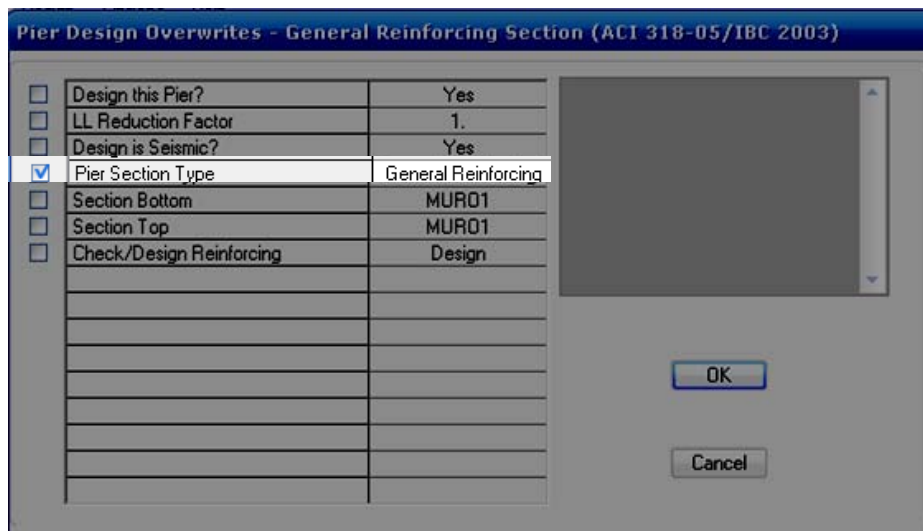


Gráfico 354

Para observar el armado del muro de corte es necesario activar la casilla Pier Section Type y escoger General Reinforcement.



En la siguiente tabla se puede observar lo siguiente:

General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)							
Story ID: STORY1		Pier ID: PARED1		X Loc: 6.4	Y Loc: 1.45	Units: Kgf-m	
<b>Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)</b>							
Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0030	0.0101	COMB10	18522.821	33012.943	-26081.107	0.400
Bottom	0.0097	0.0101	COMB10	21322.181	85185.190	-45202.552	0.400
<b>Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length</b>							
Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 2	5.000	COMB10	-19902.621	8861.055	16010.049	9784.584	19864.584
Bot Leg 2	5.964	COMB10	-66945.498	36295.254	13414.213	1390.025	13414.213
<b>Boundary Element Check</b>							
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top: 2	0.057	COMB10	59836.994	0.1365	565016.615	420000.000	0.115
Right Top: 2	0.059	COMB3	59836.994	0.1365	596560.431	420000.000	0.119
Left Bot: 2	0.174	COMB10	105153.948	0.2400	1614627.352	420000.000	0.274
Right Bot: 2	0.181	COMB3	105153.948	0.2400	1673591.213	420000.000	0.281
Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0							
Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 1, 0							
Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 3, 4							

Gráfico 356

Se puede observar la distribución del refuerzo longitudinal del muro de cortante. Las barras para el armado serán la #5 ~ Ø16mm → 1Ø16mm@20cm. O a su vez se puede colocar  $p=0.98\%$  en cada cara del muro de corte. (Véase Pag. 328, Grafico 349)

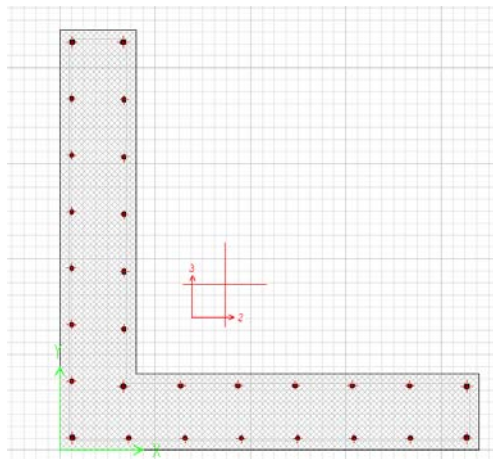


Gráfico 357

#### 6.7.14.4.1.2 DISEÑO A CORTE EN EL MURO C-5

Para refuerzo a cortante se puede observar que el software, se puede observar, que coloca refuerzo

**General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)**

Story ID: STORY1 Pier ID: PARED1 X Loc: 6.4 Y Loc: 1.45 Units: Kgf-m

**Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0030	0.0101	COMB10	18522.821	33012.943	-26081.107	0.400
Bottom	0.0097	0.0101	COMB10	21322.181	85185.190	-45202.552	0.400

**Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 2	5.000	COMB10	-19902.621	8861.055	16010.049	9784.584	19864.584
Bot Leg 2	5.964	COMB10	-66945.498	36295.254	13414.213	1390.025	13414.213

**Boundary Element Check**

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top: 2	0.057	COMB10	59836.994	0.1365	565016.615	420000.000	0.115
Right Top: 2	0.059	COMB3	59836.994	0.1365	596560.431	420000.000	0.119
Left Bot: 2	0.174	COMB10	105153.948	0.2400	1614627.352	420000.000	0.274
Right Bot: 2	0.181	COMB3	105153.948	0.2400	1673591.213	420000.000	0.281

Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0  
 Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 1, 0  
 Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 3, 4

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

Gráfico 358

Es importante mencionar que el ETABS, trabaja con el código aplicándose las siguientes ecuaciones, de la sección 11.10

De acuerdo al diseño de ETABS, indica que se debe colocar 5.964cm<sup>2</sup>/m, de refuerzo horizontal, es decir que se va a colocar 6Ø12mm para cada metro. Por tanto el armado por cortante sería: 1Ø12mm@15cm

#### 6.7.14.4.1.3 CHEQUEO DE ELEMENTOS DE BORDE EN EL MURO C-5

El código ACI318-05, manifiesta en el artículo 21.7.6, Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde donde:

$$c = \frac{l_w}{600 * \frac{\delta u}{h_w}}$$

$$\text{Donde } \frac{\delta u}{h_w} \geq 0.007$$

Donde

$l_w$  = Longitud del muro

$\delta u$  = Desplazamiento

$h_w$  = Altura

$\delta u/h_w$  = Deriva Inelástica

En el mismo artículo del literal (b), indica que Donde se requieran elementos especiales de borde según 21.7.6.2(a), el refuerzo del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente desde la sección crítica por una distancia no menor que la mayor entre  $l_w$  y  $M_u / 4V_u$

Otro aspecto que controla el código de acuerdo al artículo 21.7.6.3 es que “Los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo con las indicaciones de 21.7.6.2 deben tener elementos de borde especiales en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos  $E$ , sobrepase  $0.2f_c$ . Los elementos de borde especiales pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que  $0.15f_c'$ . Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas mayoradas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectiva como se define en 21.7.5.2.”



De acuerdo a los resultados obtenidos en ETABS, se puede observar lo siguiente:

El esfuerzo límite máximos permitidos por el ACI318-05 en el artículo 21.7.6.3 son los valores de la columna “**Stress Limit**” del cuadro.

$$0.2f'c = 0.2 * 210Kg/cm^2 = 42Kg/cm^2 = 420000Kg/m^2$$

Mientras tanto que los esfuerzos son los valores de la columna “**Stress Comp**”

General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)							
Story ID: STORY1		Pier ID: PARED1		X Loc: 6.4	Y Loc: 1.45	Units: Kgf-m	
<b>Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)</b>							
Station	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0030	0.0101	COMB10	18522.821	33012.943	-26081.107	0.400
Bottom	0.0097	0.0101	COMB10	21322.181	85185.190	-45202.552	0.400
<b>Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length</b>							
Station	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 2	5.000	COMB10	-19902.621	8861.055	16010.049	9784.584	19864.584
Bot Leg 2	5.964	COMB10	-66945.498	36295.254	13414.213	1390.025	13414.213
<b>Boundary Element Check</b>							
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top: 2	0.057	COMB10	59836.994	0.1365	565016.615	420000.000	0.115
Right Top: 2	0.059	COMB3	59836.994	0.1365	596560.431	420000.000	0.119
Left Bot: 2	0.174	COMB10	105153.948	0.2400	1614627.352	420000.000	0.274
Right Bot: 2	0.181	COMB3	105153.948	0.2400	1673591.213	420000.000	0.281
Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0							
Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 1, 0							
Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 3, 4							

Gráfico 359

Se puede observar que únicamente chequeando esfuerzos el muro **necesita elementos de borde**. Nótese la comprobación del ETABS, en el reporte:

Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0  
 Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 1, 0  
 Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 3, 4

Como **requiere elementos de borde** el modelo se debe pasar a un sistema, denominado método simplificado T=C (ETABS, como simplified “T and C”).

Clic en Overwrites

**General Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)**

Story ID: STORY1 Pier ID: PARED1 X Loc: 6.4 Y Loc: 1.45 Units: Kgf-m

**Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0030	0.0101	COMB10	18522.821	33012.943	-26081.107	0.400
Bottom	0.0097	0.0101	COMB10	21322.181	85185.190	-45202.552	0.400

**Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 2	5.000	COMB10	-19902.621	8861.055	16010.049	9784.584	19864.584
Bot Leg 2	5.964	COMB10	-66945.498	36295.254	13414.213	1390.025	13414.213

**Boundary Element Check**

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top: 2	0.057	COMB10	59836.994	0.1365	565016.615	420000.000	0.115
Right Top: 2	0.059	COMB3	59836.994	0.1365	596560.431	420000.000	0.119
Left Bot: 2	0.174	COMB10	105153.948	0.2400	1614627.352	420000.000	0.274
Right Bot: 2	0.181	COMB3	105153.948	0.2400	1673591.213	420000.000	0.281

Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0  
 Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 1, 0  
 Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 3, 4

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

Gráfico 360

Activar Pier Section Type y elegir Simplified T and C. Verificar que:

Espesor de la parte inferior del muro “**Thick Bottom**” = 0.20m

La longitud de la parte inferior del muro “**Lenght Bottom**” =1.00m

Espesor de la parte superior del muro “**Thick Top**” = 0.20m

La longitud de la parte superior del muro “**Lenght Top**” =1.00m

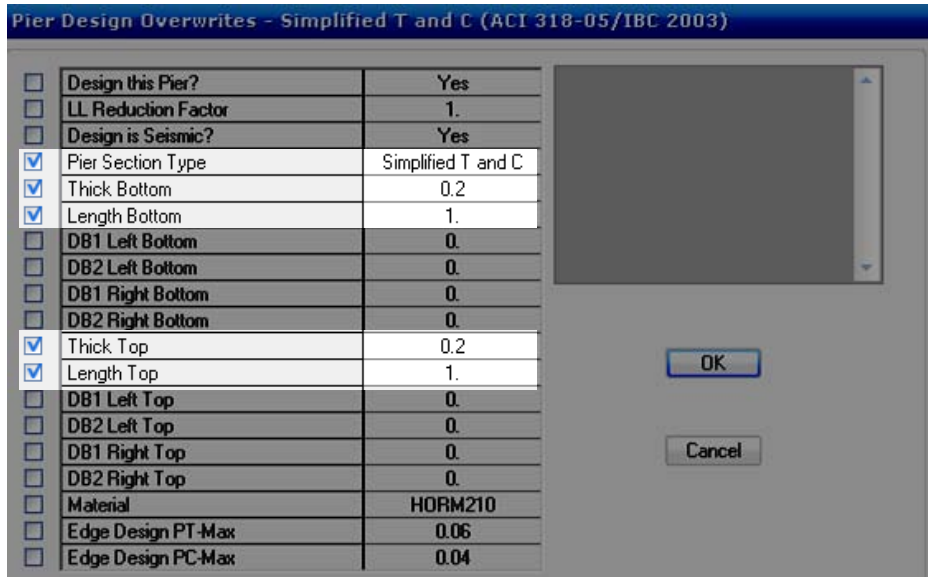
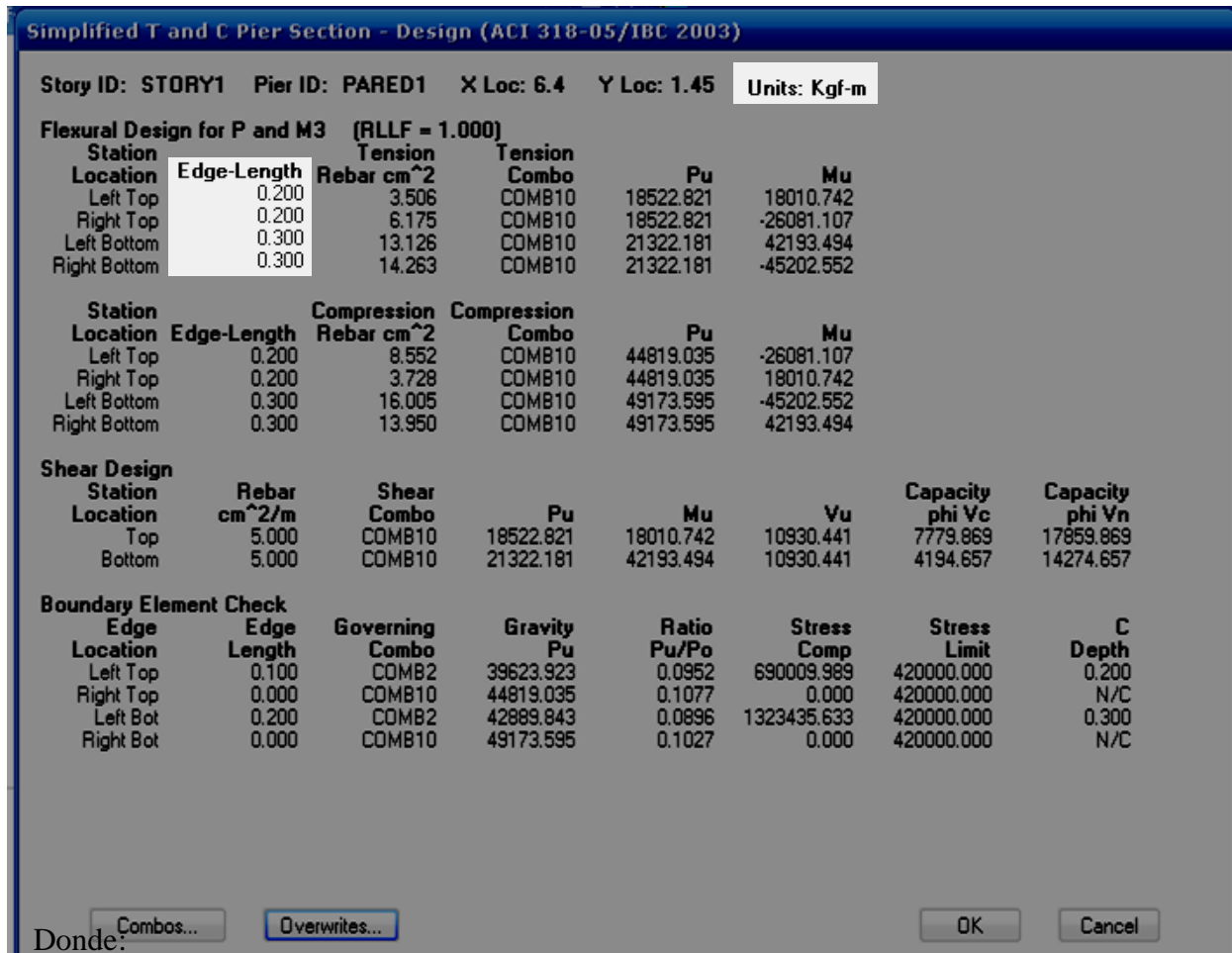


Gráfico 361

ETABS entrega resultados para el diseño de elementos de borde:



Donde:

Gráfico 362

Edge Length, es la longitud para la sección de los elementos de borde. Como se ingresó un espesor de 0.20m=20cm para el elemento de borde (véase gráfico 361), entonces sería:

Tabla N 35 Borde

Localización	Longitud de elemento de Borde “Edge Length” [cm]	Espesor de Elemento de Borde[cm]	Sección Requerida [cm <sup>2</sup> ]
Superior Izquierdo “ <b>Left Top</b> ”	20	20	20x20
Superior Derecho “ <b>Right Top</b> ”	20	20	20x20
Inferior Izquierdo “ <b>Left Bottom</b> ”	30	20	20x30
Inferior Derecho “ <b>Right Bottom</b> ”	30	20	20x30

El refuerzo requerido por flexo-compresión y cortante en los elementos de borde son los siguientes:

**Simplified T and C Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)**

Story ID: STORY1 Pier ID: PARED1 X Loc: 6.4 Y Loc: 1.45 Units: Kgf-m

**Flexural Design for P and M3 (RLLF = 1.000)**

Station	Location	Edge-Length	Tension Rebar cm <sup>2</sup>	Tension Combo	Pu	Mu
Left Top	Left Top	0.200	3.506	COMB10	18522.821	18010.742
Right Top	Right Top	0.200	6.175	COMB10	18522.821	-26081.107
Left Bottom	Left Bottom	0.300	13.126	COMB10	21322.181	42193.494
Right Bottom	Right Bottom	0.300	14.263	COMB10	21322.181	-45202.552

Station	Location	Edge-Length	Compression Rebar cm <sup>2</sup>	Compression Combo	Pu	Mu
Left Top	Left Top	0.200	8.552	COMB10	44819.035	-26081.107
Right Top	Right Top	0.200	3.728	COMB10	44819.035	18010.742
Left Bottom	Left Bottom	0.300	16.005	COMB10	49173.595	-45202.552
Right Bottom	Right Bottom	0.300	13.950	COMB10	49173.595	42193.494

**Shear Design**

Station	Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top	Top	5.000	COMB10	18522.821	18010.742	10930.441	7779.869	17859.869
Bottom	Bottom	5.000	COMB10	21322.181	42193.494	10930.441	4194.657	14274.657

**Boundary Element Check**

Edge	Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top	Left Top	0.100	COMB2	39623.923	0.0952	690009.989	420000.000	0.200
Right Top	Right Top	0.000	COMB10	44819.035	0.1077	0.000	420000.000	N/C
Left Bot	Left Bot	0.200	COMB2	42889.843	0.0896	1323435.633	420000.000	0.300
Right Bot	Right Bot	0.000	COMB10	49173.595	0.1027	0.000	420000.000	N/C

Combos... Overwrites... OK Cancel

Gráfico 363

Refuerzo por Flexo-Compresión [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo por Cortante [cm <sup>2</sup> /m]
16.005	5.00

Tabla N 36 Resumen de Refuerzos Longitudinal y Transversal requeridos

De los resultados para el diseño se toma los valores más críticos de los entregados por ETABS (Véase resumen de refuerzo longitudinal y transversal en la tabla anterior)

Entonces la cuantía de refuerzo requerido para los elementos borde de diseño es de

$$p = \frac{A_s}{b * H}$$

$$p = \frac{16.005 \text{ cm}^2}{20 * 30 \text{ cm}^2}$$

$$p = 0.027$$

Como los elementos de borde son elementos estructurales que actúan como columnas, entonces el porcentaje de acero es menos que el 6% de acuerdo a lo que manifiesta el código ACI318-05 en el artículo para columnas en 21.4.3.1.

De todas maneras se podría incrementar el espesor de los elementos de borde para disminuir la cuantía pero se acepta el diseño.

Localización	Refuerzo por Flexo-Compresión [cm <sup>2</sup> ]		Refuerzo por Cortante [cm <sup>2</sup> /m]
	Tensión	Compresión	
Superior Izquierdo “ <b>Left Top</b> ”	3.506	8.552	5.00
Superior Derecho “ <b>Right Top</b> ”	6.175	3.728	
Inferior Izquierdo “ <b>Left Bottom</b> ”	13.126	16.005	5.00
Inferior Derecho “ <b>Right Bottom</b> ”	14.263	13.950	

Tabla N 37: Refuerzos Longitudinal y Transversal requeridos

Para distribuir el acero de refuerzo longitudinal en los lugares no confinados como elementos de borde se debe tomar la cuantía calculada en esta zona. (Ver pág. 332)

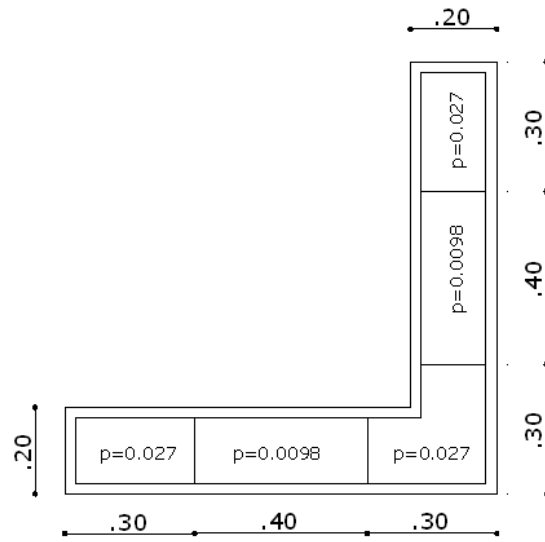


Gráfico 364

Si de acuerdo a la sección de cada tramo se transforma a área de acero, se tiene:

$$A_s = p * A_i = 0.027 * 30 * 20 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = p * A_i = 0.0098 * 40 * 20 = 7.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = p * A_i = 0.027 * [(30 * 20) + (20 * 10)] = 21.60 \text{ cm}^2$$

#### Distribución del Área de Refuerzo Longitudinal en el MURO C-5

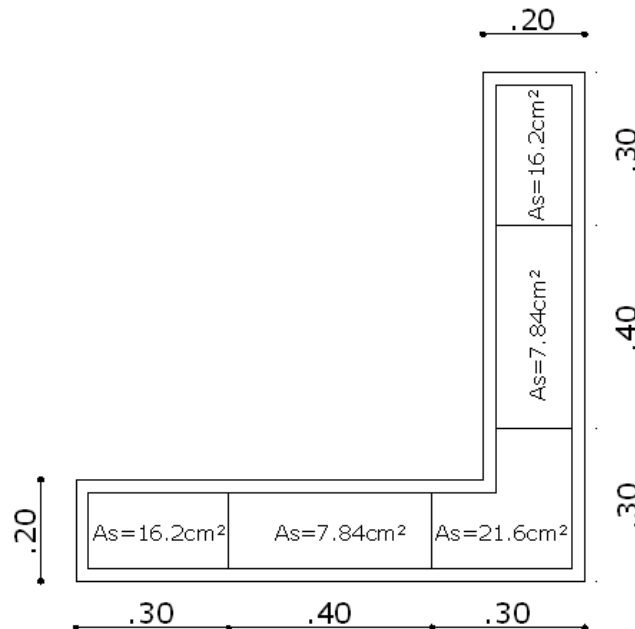


Gráfico 365

Este análisis se debe hacer para cada piso. Del resumen de diseño para todos los pisos se tiene:

RESUMEN DE ACERO LONGITUDINAL MURO C-5									
Piso	Intermedio				Elementos de Borde				
	p	Sección		As	As	Sección			
4	0.0025	20	x	100	5.00	N/R		N/R	
3	0.0025	20	x	100	5.00	N/R		N/R	
2	0.0032	20	x	60	3.84	6.588	20	x	20
1	0.0098	20	x	40	7.84	16.2	20	x	30

Tabla N 37 Resumen de Aceros

#### 6.7.14.4.2 DISEÑO DEL MURO DE CORTE A-1

##### 6.7.14.4.2.1 DISEÑO A FLEXIÓN EN EL MURO A-1

Uniform Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)							
Story ID: STORY1 Pier ID: PARED2 X Loc: 0.25 Y Loc: 14.5 Units: Kgf-m							
<b>Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)</b>							
Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0031	0.0107	COMB10	11545.290	-10376.983	-19843.187	0.400
Bottom	0.0102	0.0107	COMB10	14344.650	-29605.626	-55232.243	0.400
<b>Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length</b>							
Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 2	5.000	COMB10	-10274.006	5347.649	11357.786	10940.017	21020.017
Bot Leg 2	5.000	COMB10	-43997.165	24761.828	9346.309	2393.409	12473.409
<b>Boundary Element Check</b>							
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top: 1	0.000	COMB4	32886.253	0.0860	164334.343	420000.000	N/C
Right Top: 1	0.000	COMB4	32886.253	0.0860	164528.182	420000.000	N/C
Left Bot: 2	0.092	COMB10	69225.883	0.1577	1088984.269	420000.000	0.184
Right Bot: 2	0.090	COMB10	69225.883	0.1577	1066038.294	420000.000	0.181
Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0							
Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 4, 0							
Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 0, 4							

Gráfico 366

Por diseño a flexión se requiere un porcentaje crítico de **p=0.0102**.

6.7.14.4.2.2 DISEÑO A CORTE EN EL MURO A-2

Uniform Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: STORY1 Pier ID: PARED2 X Loc: 0.25 Y Loc: 14.5 Units: Kgf-m

Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0031	0.0107	COMB10	11545.290	-10376.983	-19843.187	0.400
Bottom	0.0102	0.0107	COMB10	14344.650	-29605.626	-55232.243	0.400

Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 2	5.000	COMB10	-10274.006	5347.649	11357.786	10940.017	21020.017
Bot Leg 2	5.000	COMB10	-43997.165	24761.828	9346.309	2393.409	12473.409

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top: 1	0.000	COMB4	32886.253	0.0860	164334.343	420000.000	N/C
Right Top: 1	0.000	COMB4	32886.253	0.0860	164528.182	420000.000	N/C
Left Bot: 2	0.092	COMB10	69225.883	0.1577	1088984.269	420000.000	0.184
Right Bot: 2	0.090	COMB10	69225.883	0.1577	1066038.294	420000.000	0.181

Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0  
 Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 4, 0  
 Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 0, 4

Gráfico 367

6.7.14.4.2.3 CHEQUEO DE ELEMENTOS DE BORDE EN EL MURO A-2

Uniform Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: STORY1 Pier ID: PARED2 X Loc: 0.25 Y Loc: 14.5 Units: Kgf-m

Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0031	0.0107	COMB10	11545.290	-10376.983	-19843.187	0.400
Bottom	0.0102	0.0107	COMB10	14344.650	-29605.626	-55232.243	0.400

Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 2	5.000	COMB10	-10274.006	5347.649	11357.786	10940.017	21020.017
Bot Leg 2	5.000	COMB10	-43997.165	24761.828	9346.309	2393.409	12473.409

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top: 1	0.000	COMB4	32886.253	0.0860	164334.343	420000.000	N/C
Right Top: 1	0.000	COMB4	32886.253	0.0860	164528.182	420000.000	N/C
Left Bot: 2	0.092	COMB10	69225.883	0.1577	1088984.269	420000.000	0.184
Right Bot: 2	0.090	COMB10	69225.883	0.1577	1066038.294	420000.000	0.181

Number of edges not checked (top, bottom) = 0, 0  
 Number of edges not requiring boundary elements (top, bottom) = 4, 0  
 Number of edges requiring boundary elements (top, bottom) = 0, 4

Gráfico 368

Observándose únicamente los esfuerzos actuantes se puede verificar que son mayores a los esfuerzos limitantes, por lo tanto se concluye que el muro de corte necesita de elementos de borde. Por lo tanto hacer clic en “overwrite”.



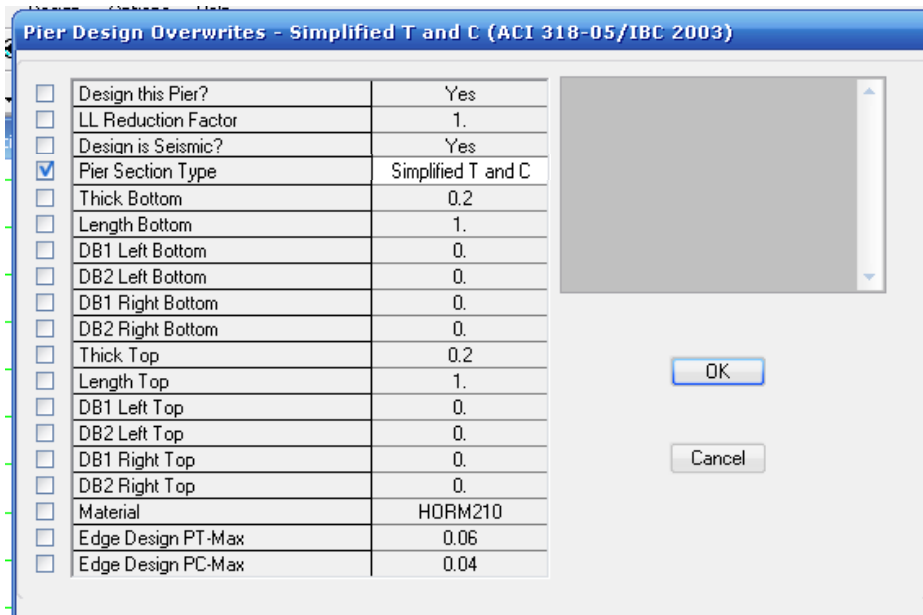


Gráfico 369

De los resultados para el diseño de los elementos de borde, se obtiene lo siguiente:

**Simplified T and C Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)**

Story ID: STORY1 Pier ID: PARED2 X Loc: 0.25 Y Loc: 14.5 Units: Kgf-m

**Flexural Design for P and M3 (RLLF = 1.000)**

Station Location	Edge-Length	Rebar cm <sup>2</sup>	Tension Combo	Pu	Mu
Left Top	0.200	3.756	COMB10	11545.290	15976.057
Right Top	0.200	5.035	COMB10	11545.290	-19843.187
Left Bottom	0.300	18.498	COMB10	14344.650	53966.798
Right Bottom	0.300	18.976	COMB10	14344.650	-55232.243

Station Location	Edge-Length	Compression Rebar cm <sup>2</sup>	Compression Combo	Pu	Mu
Left Top	0.200	0.209	COMB10	25523.721	-19843.187
Right Top	0.200	0.000	COMB10	25523.721	-19843.187
Left Bottom	0.300	18.243	COMB10	29878.281	-55232.243
Right Bottom	0.300	17.379	COMB10	29878.281	53966.798

**Shear Design**

Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top	5.000	COMB10	11545.290	15976.057	11871.633	8975.778	19055.778
Bottom	5.000	COMB10	14344.650	53966.798	11871.633	3693.293	13773.293

**Boundary Element Check**

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top	0.100	COMB4	24016.872	0.0612	583731.300	420000.000	0.200
Right Top	0.000	COMB10	25523.721	0.0651	0.000	420000.000	N/C
Left Bot	0.200	COMB4	27282.792	0.0537	1755417.898	420000.000	0.300
Right Bot	0.000	COMB10	29878.281	0.0588	0.000	420000.000	N/C

Los resultados para el acero de refuerzo longitudinal y transversal, son los siguientes:

Refuerzo por Flexo-Compresión [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo por Cortante [cm <sup>2</sup> /m]
18.976	5.00

Tabla N 38 Refuerzos

El acero de refuerzo para diseño más crítico es el siguiente:

Localización	Refuerzo por Flexo-Compresión [cm <sup>2</sup> ]		Refuerzo por Cortante [cm <sup>2</sup> /m]
	Tensión	Compresión	
Superior Izquierdo “ <b>Left Top</b> ”	3.756	0.209	5.00
Superior Derecho “ <b>Right Top</b> ”	5.035	0.000	
Inferior Izquierdo “ <b>Left Bottom</b> ”	18.498	18.243	5.00
Inferior Derecho “ <b>Right Bottom</b> ”	18.976	17.379	

Cuadro N 30 Refuerzo por Flexo

Si el refuerzo máximo en elementos de borde se transforma a cuantía de acero se tiene:

$$p = \frac{A_s}{\text{sección elemento de borde}}$$

$$p = \frac{18.976 \text{ cm}^2}{20 * 30 \text{ cm}^2}$$

$$p = 0.0316$$

Del refuerzo longitudinal intermedio se tiene un p=0.0102. (Véase Pág. 341)

Por lo tanto distribuyen la cuantía de refuerzo longitudinal en el muro se tiene:

### Distribución de Cuantías de Acero Longitudinal

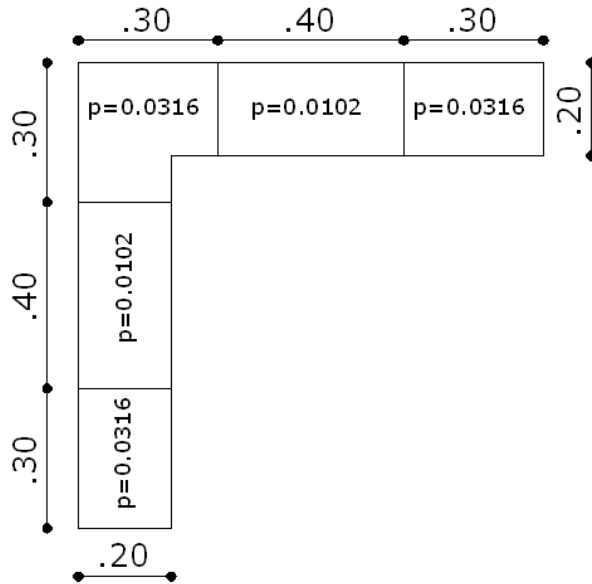


Gráfico 371

Transformando la cuantía en acero de refuerzo longitudinal se tiene:

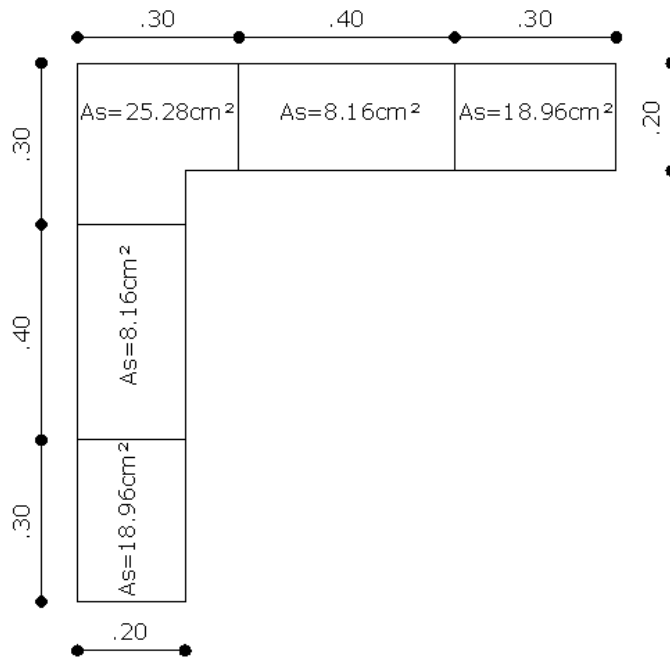


Gráfico 372

En el resto de los pisos efectuar de la misma manera. Siendo el resumen de refuerzos longitudinales los siguientes:

RESUMEN DE ACERO LONGITUDINAL MURO A-1									
Piso	Intermedio					Elementos de Borde			
	p	Sección			As	As	Sección		
4	0.0025	20	x	100	5.00	N/R	N/R		
3	0.0025	20	x	100	5.00	N/R	N/R		
2	0.0034	20	x	60	4.08	5.67	20	x	20
1	0.012	20	x	40	9.60	18.98	20	x	30

Tabla N 39 Resumen de Acero

#### 6.7.14.5 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL MURO DE CORTANTE

Para obtener las cargas y momentos últimos de diseño se debe hacer lo siguiente:

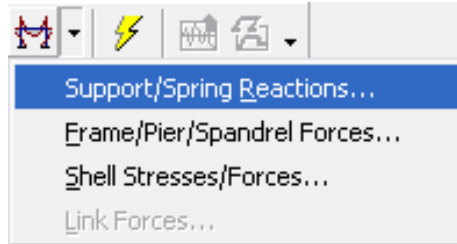


Gráfico 373

Seleccionar la comb10, para obtener valores más críticos.

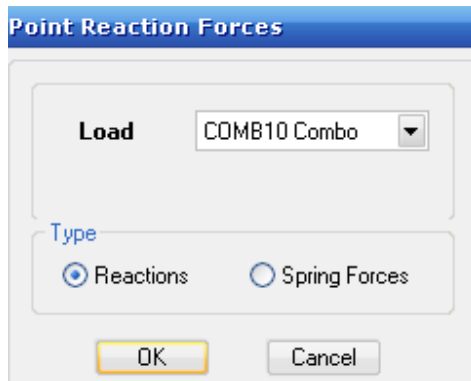


Gráfico 374

Hacer clic derecho sobre el punto donde se desea revisar los resultados del analisis

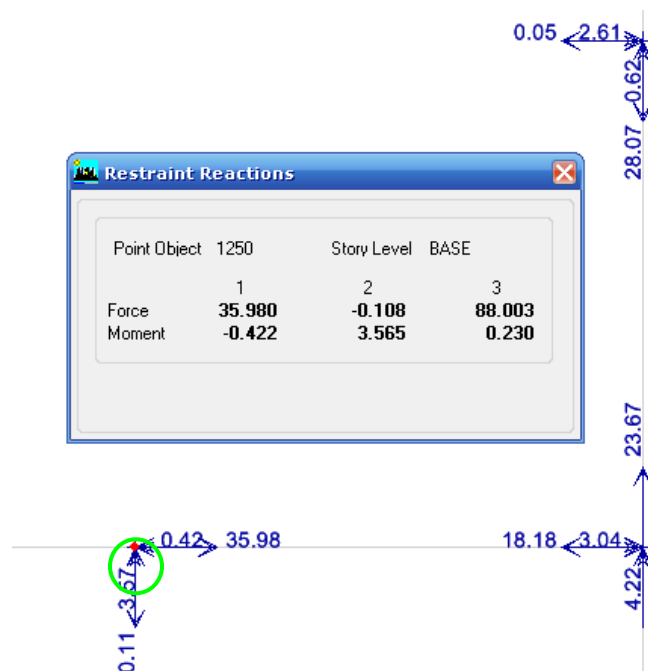
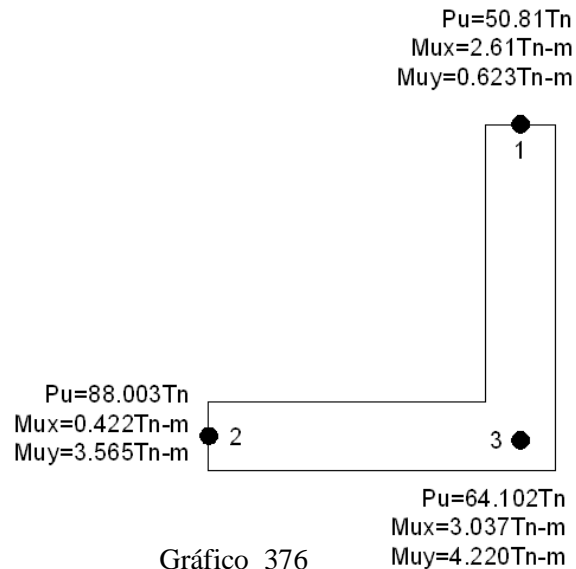


Gráfico 375

De igual manera para los otros puntos donde se empotra el muro de corte se obtiene los siguientes resultados:



Para el diseño de la cimentación se va a efectuar como si se tratase de una columna equivalente de acuerdo a la sección del muro. Es decir:

$$Area\ Total\ Muro = (100 * 20) + (80 * 20)cm^2$$

$$Area\ Total\ Muro = 3600cm^2$$

$$Area\ Equivalente = \sqrt{3600cm^2}$$

$$Area\ Equivalente = 60cm$$

Por lo tanto en el análisis **PARA FLEXIÓN** de la zapata se procederá como si tratase de una columna de 60x60cm<sup>2</sup>. Por lo tanto como se está efectuando esta consideración lo que se debe realizar es reunir todos los datos de los tres puntos de la cimentación.

Punto	Pu	Mux	Muy
1	50.81	2.61	0.623
2	88.003	0.422	3.565
3	64.102	3.037	4.220
Total	202.942	5.225	8.408

Cuadro N 31 Para Flexión

## Datos para el Diseño

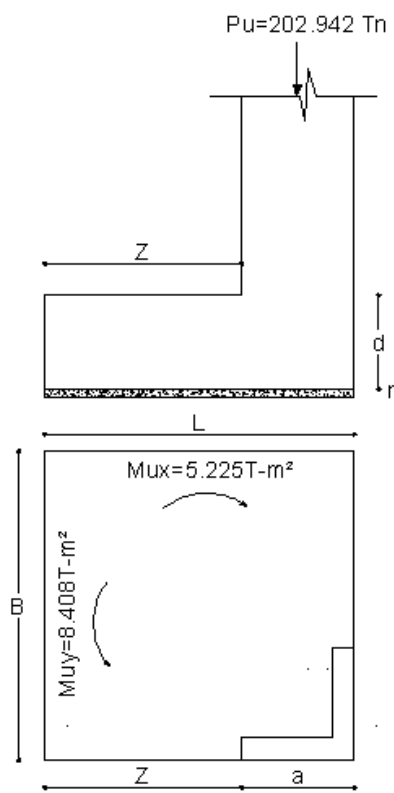


Gráfico 377

La capacidad resistente admisible del suelo es  $q_{ADM} = 2 \text{ Kg/cm}^2$ ; la resistencia última del hormigón es  $210 \text{ Kg/cm}^2$ , el esfuerzo de fluencia del acero es  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ , y el nivel de cimentación es  $1.50 \text{ m}$  por debajo de la superficie del suelo.

$f$  = Factor Promedio de mayoración de cargas =  $1.55$

$$P_s = \frac{P_u}{f}$$

$$P_s = \frac{202.94}{1.55}$$

$$P_s = 130.93 \text{ Tn}$$

$$M_{sx} = \frac{M_{ux}}{f}$$

$$M_{sx} = \frac{5.225}{1.55}$$

$$M_{sx} = 3.37 \text{Tn} - \text{m}$$

$$M_{sy} = \frac{M_{uy}}{f}$$

$$M_{sy} = \frac{8.408}{1.55}$$

$$M_{sy} = 5.425 \text{Tn} - \text{m}$$

Calcular el área de fundación. El coeficiente 1.5 es para mayorar el área de fundación con el objetivo de cumplir dentro de los parámetros, cuando se calcule el  $q_{\text{real}}$ .

$$AF = \frac{P_s}{q_{ADM}}$$

$$AF = \frac{130.93}{20}$$

$$AF = 6.55 \text{m}^2$$

Como la columna es cuadrada → Zapata Cuadrada

$$L = B = \sqrt{AF}$$

$$L = B = \sqrt{6.55 \text{m}^2}$$

$$L = B = 2.56 \text{m}$$

El valor que se va a asumir para  $L=B$  es previo haber efectuado el cálculo:

$$L = B = 2.75 \text{m}$$



Calculando el qreal en cada punto de la cimentación.

$$q_{Adm} = 20T/m^2$$

$$q_i = \frac{Ps}{BL} \pm \frac{6Msx}{BL^2} \pm \frac{6Msy}{B^2L}$$

$$q_i = \frac{130.93}{2.75 * 2.75} \pm \frac{6 * 3.371}{2.75 * 2.75^2} \pm \frac{6 * 5.425}{2.75^2 * 2.75}$$

$$q_1 = 17.31 - 0.97 - 1.56 = 14.77 T/m^2 < q_{ADM} \text{ OK}$$

$$q_2 = 17.31 + 0.97 - 1.56 = 16.72T/m^2 < q_{ADM} \text{ OK}$$

$$q_3 = 17.31 - 0.97 + 1.56 = 17.90T/m^2 < q_{ADM} \text{ OK}$$

$$q_4 = 17.31 + 0.97 + 1.56 = 19.85T/m^2 < q_{ADM} \text{ OK}$$

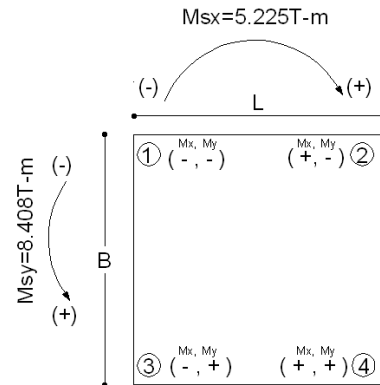


Gráfico 378

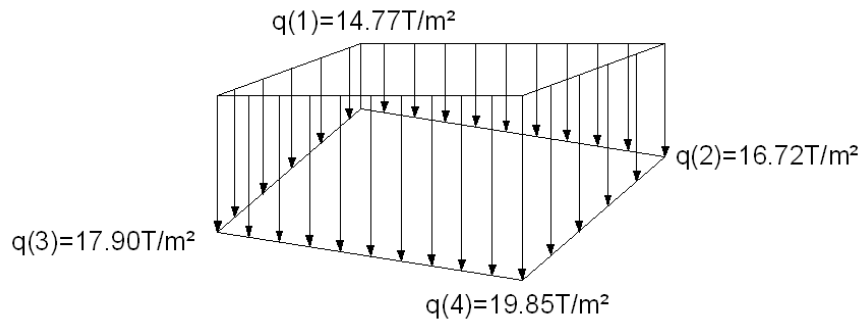


Gráfico 379

Para el predimensionamiento de h, es necesario preparar los siguientes datos (unidades en Kg/cm²).

$$V_{adm} = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{210} = 7.68kg/cm^2$$

$$q_{ULT} = \frac{Pu}{Area\ muro} = \frac{51.86}{3.6 * 10^7} = 20.25T/m^2 = 2.68kg/cm^2$$

W = Lado mayor de la columna equivalente = 60cm

$$AF = B * L = 275 * 275 = 75625cm^2$$

$$\left[V_{adm} + \frac{q_{ULT}}{4}\right]h^2 + \left[V_{adm} + \frac{q_{ULT}}{2}\right]wh = \frac{[AF - w^2]q_{ULT}}{4}$$

$$\left[7.68 + \frac{2.684}{4}\right]h^2 + \left[7.68 + \frac{2.684}{2}\right] * 60h = \frac{[75625 - 60^2]2.683}{4}$$

$$8.35h^2 + 541.33h = 48320.32$$

$$h = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$h = \frac{-541.33 \pm \sqrt{541.33^2 - (4 * 8.35 * 48320.32)}}{2 * 8.35}$$

$$h = \frac{-541.33 \pm 1381.01}{2 * 8.35}$$

$$h = 50.27\text{cm}$$

La altura recomendada es 50.27cm, pero efectuado cálculo previo se utilizará:

$$h=90 \rightarrow 0.83\text{m}$$

Chequeo a Corte Sentido X-X

$$Z = L - a$$

$$Z = 2.75 - 1.00$$

$$Z = 1.75$$

$$Y = Z - d$$

$$Y = 1.75 - 0.83$$

$$Y = 0.92$$

Analizando puntos 3-4

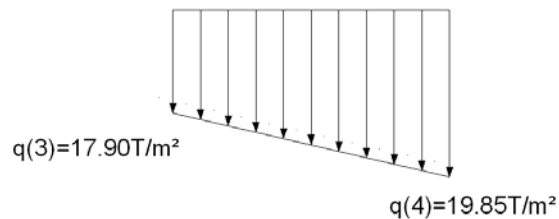


Gráfico 380

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] (L - Y)$$

$$q_v = 17.90 + \left[ \frac{19.85 - 17.90}{2.75} \right] (2.75 - 0.92)$$

$$q_v = 19.19 \text{ T/m}^2$$

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * B$$

$$V_v = \left[ \frac{19.85 + 19.19}{2} \right] * 0.92 * 2.75$$

$$V_v = 49.39 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 49.39 \text{ Tn}$$

$$V_{uv} = 76.56 \text{ Tn}$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * B * d}$$

$$V_c = \frac{76.56}{0.85 * 2.75 * 0.83}$$

$$V_c = 39.46 \text{ T/m}^2$$

$$V_c = 3.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{f' c}$$

$$V_{adm} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68 \text{ kg/cm}^2 > 3.94 \text{ kg/cm}^2$$

CUMPLE

Chequeo a Corte Sentido Y-Y

$$Z = B - b$$

$$Z = 2.75 - 0.20$$

$$Z = 2.55$$

$$Y = Z - 0.43$$

$$Y = 2.55 - 0.83$$

$$Y = 1.72$$

Analizando puntos 4-2

$$q_v = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{B} \right] (B - Y)$$

$$q_v = 16.72 + \left[ \frac{19.85 - 16.72}{2.75} \right] (2.75 - 1.72)$$

$$q_v = 17.89 \text{T/m}^2$$

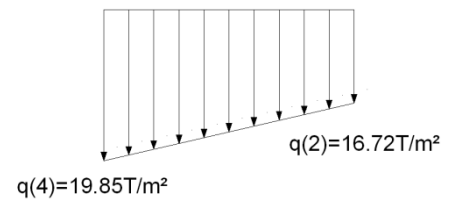


Gráfico 381

$$V_v = \left[ \frac{q_{may} + q_v}{2} \right] * Y * L$$

$$V_v = \left[ \frac{19.85 + 17.89}{2} \right] * 1.72 * 2.75$$

$$V_v = 89.26 \text{Tn}$$

$$V_{uv} = f * V_v$$

$$V_{uv} = 1.55 * 89.26 \text{Tn}$$

$$V_{uv} = 138.35 \text{Tn}$$

$$V_c = \frac{V_{uv}}{0.85 * L * d}$$

$$V_c = \frac{138.35}{0.85 * 2.75 * 0.83}$$

$$V_c = 71.31 \text{T/m}^2 = 7.13 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 7.68 \text{kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_c$$

$$7.68 \text{kg/cm}^2 > 7.13 \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

### Chequeo a Punzonamiento

Para este caso a y b serán las longitudes del muro:

$$A_d = \left(a + \frac{d}{2}\right) \left(b + \frac{d}{2}\right)$$

$$A_d = \left(1.00 + \frac{0.83}{2}\right) \left(1.00 + \frac{0.83}{2}\right)$$

$$A_d = 2.00 \text{ m}^2$$

$$A_p = A_T - A_d$$

$$A_p = 7.56 \text{ m}^2 - 2.00 \text{ m}^2$$

$$A_p = 5.56 \text{ m}^2$$

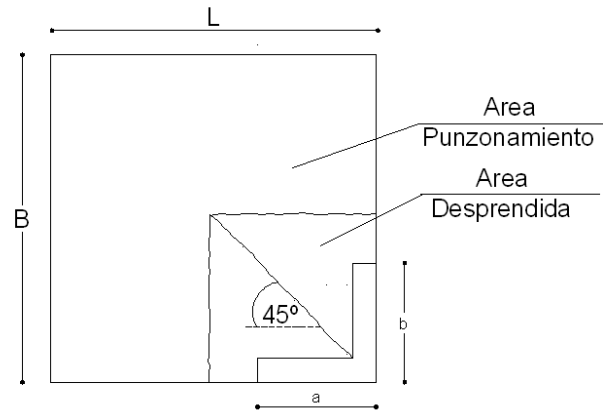


Gráfico 382

$$q_i = \frac{q_1 + q_2 + q_3 + q_4}{4}$$

$$q_i = \frac{14.77 + 17.91 + 16.72 + 19.85}{4}$$

$$q_i = 17.31 \text{ T/m}^2$$

$$V_p = q_i * A_p$$

$$V_p = 17.31 * 5.56 \text{ m}^2$$

$$V_p = 96.26 \text{ Tn}$$

$$V_{up} = f * V_p$$

$$V_{up} = 1.55 * 96.26$$

$$V_{up} = 149.21 \text{ Tn}$$

$$b_0 = 2 \left(a + \frac{d}{2}\right) + 2 \left(b + \frac{d}{2}\right)$$

$$b_0 = 2 \left(1 + \frac{0.83}{2}\right) + 2 \left(0.30 + \frac{0.83}{2}\right)$$

$$b_0 = 5.66 \text{ m}$$

$$V_p = \frac{V_{up}}{0.85 * b_0 * d}$$

$$V_p = \frac{149.21}{0.85 * 5.66 * 0.83}$$

$$V_p = 37.36 \text{ T/m}^2$$

$$V_p = 3.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 1.06 \sqrt{f'c}$$

$$V_{adm} = 1.06 \sqrt{210}$$

$$V_{adm} = 15.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_p$$

$$15.36 \text{ Kg/cm}^2 > 3.73 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

#### Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión se utilizara el área equivalente (calculado en la pág. 347)

Sentido x-x

Se toma el trapecio de esfuerzos mayores (Puntos 3, 4)

$$q_f = q_{men} + \left[ \frac{q_{may} - q_{men}}{L} \right] * (L - Z)$$

$$q_f = 17.90 + \left[ \frac{19.85 - 17.90}{2.75} \right] * (2.75 - 2.15)$$

$$q_f = 18.48 \text{ T/m}^2$$

$$M = B * \frac{Z^2}{6} * (2q_{may} + q_f)$$

$$M = 2.75 * \frac{2.15^2}{6} * [(2 * 19.85) + 18.48]$$

$$M = 123.28 \text{ Tn - m}$$

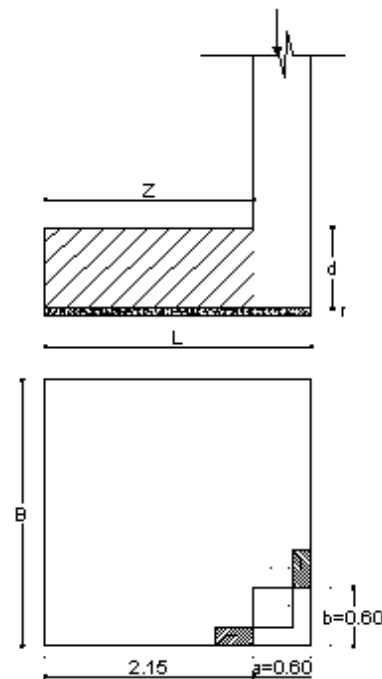


Gráfico 383

$$Mu = f * M$$

$$Mu = 1.55 * 123.28Tn - m$$

$$Mu = 191.09Tn - m$$

$$k = \frac{Mu}{0.9Bd^2f'c}$$

$$k = \frac{191.09 * 10^5}{0.9 * 275 * 83^2 * 210}$$

$$k = 0.053$$

$$kmáx = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$kmáx > k \quad \text{OK}$$

$$p = \left(\frac{210}{4200}\right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

$$p = \left(\frac{210}{4200}\right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.053}}{1.18}$$

$$p = 0.0027$$

$$p_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{\min} = \frac{14}{4200}$$

$$p_{\min} = 0.0033$$

$$p_{\min} > p$$

$$p = p_{\min}$$

$$As = p * B * d = 0.0033 * 275 * 83$$

$$As = 76.62\text{cm}^2$$

Sentido y-y

Se toma el trapecio de esfuerzos mayores (Puntos 4, 2)

$$q_f = q_{\text{men}} + \left[ \frac{q_{\text{may}} - q_{\text{men}}}{B} \right] * (B - Z_{y-y})$$
$$q_f = 16.72 + \left[ \frac{19.85 - 16.72}{2.75} \right] * (2.75 - 2.15)$$
$$q_f = 17.65 \text{T/m}^2$$

$$M = L * \frac{Z^2}{6} * (2q_{\text{may}} + q_f)$$
$$M = 2.75 * \frac{2.15^2}{6} * [(2 * 19.85) + 17.66]$$
$$M = 121.52 \text{Tn} - \text{m}$$

$$M_u = f * M$$
$$M_u = 1.55 * 121.52 \text{Tn} - \text{m}$$
$$M_u = 188.36 \text{Tn} - \text{m}$$

$$k = \frac{M_u}{0.9 B d^2 f' c}$$
$$k = \frac{188.36 * 10^5}{0.9 * 275 * 83^2 * 210}$$
$$k = 0.052$$

$$k_{\text{máx}} = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$k_{\text{máx}} > k \quad \text{OK}$$



$$p = \left( \frac{f'c}{f_y} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

$$p = \left( \frac{210}{4200} \right) * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.052}}{1.18}$$

$$p = 0.0027$$

$$p_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$p_{min} = \frac{14}{4200}$$

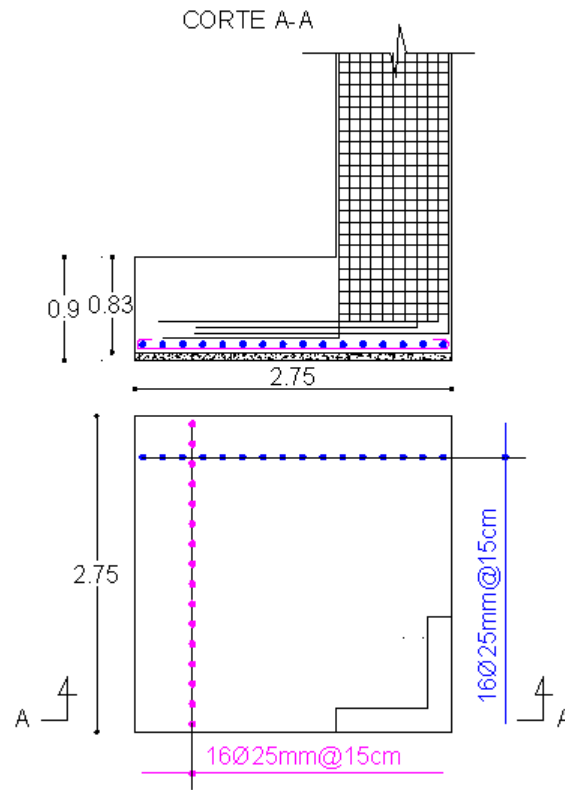
$$p_{min} = 0.00335$$

$$p_{min} > p$$

$$p = p_{min}$$

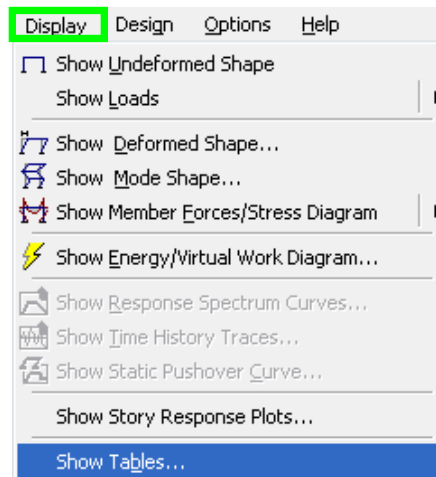
$$A_s = p * L * d = 0.00335 * 275 * 83$$

$$A_s = 76.62 \text{ cm}^2$$



## 6.7.15 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN LAS ESTRUCTURAS SIN MURO DE CORTE Y CON MURO DE CORTE.

Para obtener los desplazamientos en la estructura con muro de corte:



Hacer clic en:

Gráfico 385

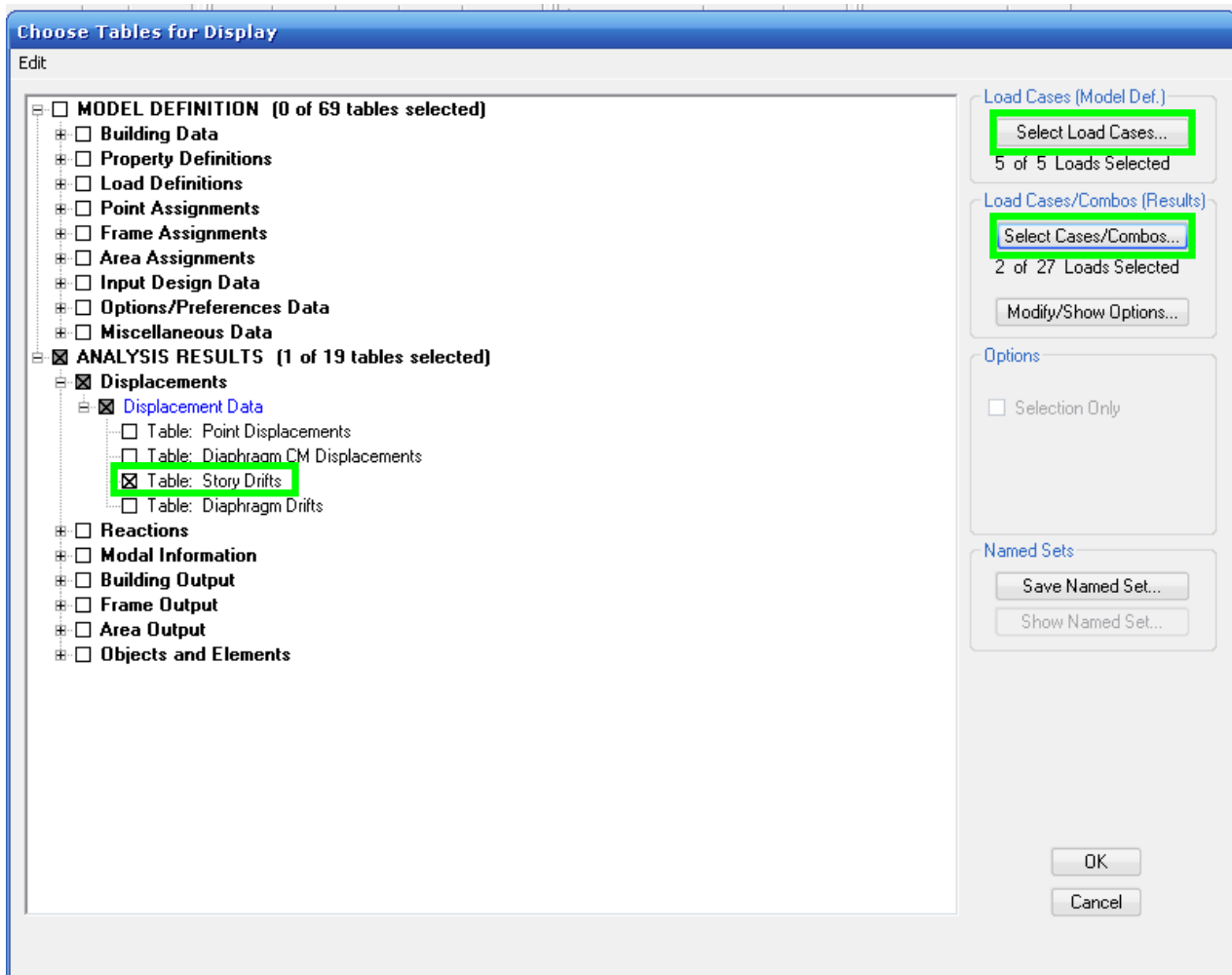


Gráfico 386

Seleccionar todas las cargas

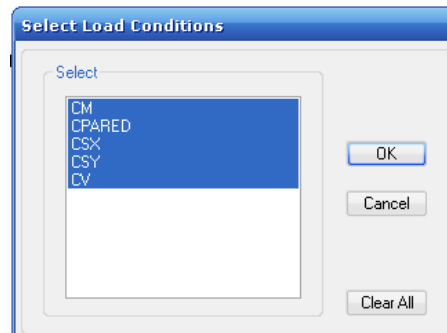


Gráfico 387

Escoger la combinación 10, para obtener los desplazamientos más críticos.

Resultados Obtenidos de la Combinación en la Estructura Con Muro de Corte

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	COMB10	47	6.650	11.550	13.320	0.001889	
STORY5	Max Drift Y	COMB10	46	6.650	14.750	13.320		0.002209
STORY4	Max Drift X	COMB10	51	6.650	0.000	10.800	0.002699	
STORY4	Max Drift Y	COMB10	1340-18	0.000	14.550	8.406		0.001733
STORY3	Max Drift X	COMB10	51	6.650	0.000	8.280	0.002817	
STORY3	Max Drift Y	COMB10	1339-24	0.000	14.450	7.398		0.001755
STORY2	Max Drift X	COMB10	51	6.650	0.000	5.760	0.002586	
STORY2	Max Drift Y	COMB10	34	0.000	0.200	5.760		0.001662
STORY1	Max Drift X	COMB10	1325	5.750	1.200	3.240	0.001342	
STORY1	Max Drift Y	COMB10	31	0.000	1.200	3.240		0.000888

Gráfico 388

Resultados Obtenidos de la Combinación 10 en la Estructura sin Muro de Corte

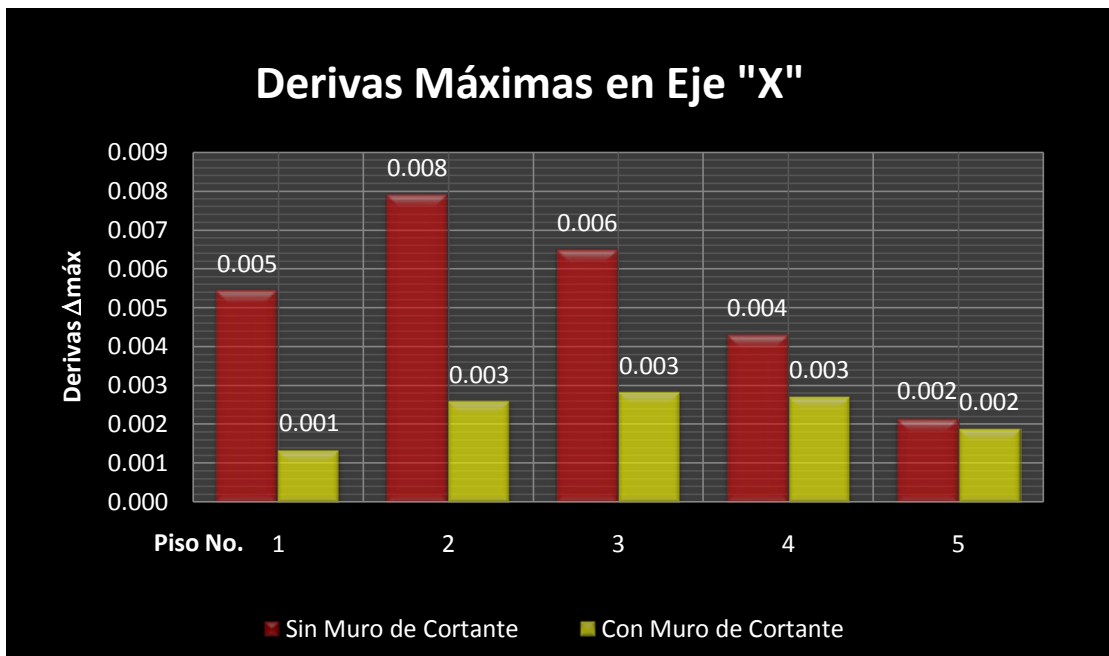
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	COMB10	47	665.000	1155.000	1332.000	0.002166	
STORY5	Max Drift Y	COMB10	46	665.000	1475.000	1332.000		0.002436
STORY4	Max Drift X	COMB10	51	665.000	0.000	1080.000	0.004308	
STORY4	Max Drift Y	COMB10	125-2	537.500	1155.000	900.000		0.002025
STORY3	Max Drift X	COMB10	51	665.000	0.000	828.000	0.006486	
STORY3	Max Drift Y	COMB10	34	0.000	20.000	828.000		0.002482
STORY2	Max Drift X	COMB10	51	665.000	0.000	576.000	0.007909	
STORY2	Max Drift Y	COMB10	19	0.000	1475.000	576.000		0.002880
STORY1	Max Drift X	COMB10	50	665.000	120.000	324.000	0.005440	
STORY1	Max Drift Y	COMB10	31	0.000	120.000	324.000		0.002171

Gráfico 389

Cuadro de Resumen de Derivas Máximas								
Piso	Sin Muro de Cortante		Con Muro de Cortante		Disminución de Desplazamientos con Muro de Corte		Porcentaje de Disminución Desplazamientos	
	Deriva "X-X"	Deriva "Y-Y"	Deriva "X-X"	Deriva "Y-Y"	Deriva "X-X"	Deriva "Y-Y"	Deriva "X-X"	Deriva "Y-Y"
5	0.002166	0.002436	0.001889	0.002209	0.000277	0.000227	12.79%	9.32%
4	0.004308	0.002025	0.002699	0.001733	0.001609	0.000292	37.35%	14.42%
3	0.006486	0.002482	0.002817	0.001755	0.003669	0.000727	56.57%	29.29%
2	0.007909	0.002880	0.002586	0.001662	0.005323	0.001218	67.30%	42.29%
1	0.005440	0.002171	0.001342	0.000888	0.004098	0.001283	75.33%	59.10%

Cuadro N 32 Cuadro de Resumen de Derivas Máximas

Se demuestra la efectividad de la colocación de un muro de corte en la estructura. Los resultados de las derivas en ambas estructuras lo ratifican por el decrecimiento de sus desplazamientos.



Cuadro N 33 Derivas Máximas en Eje "X"

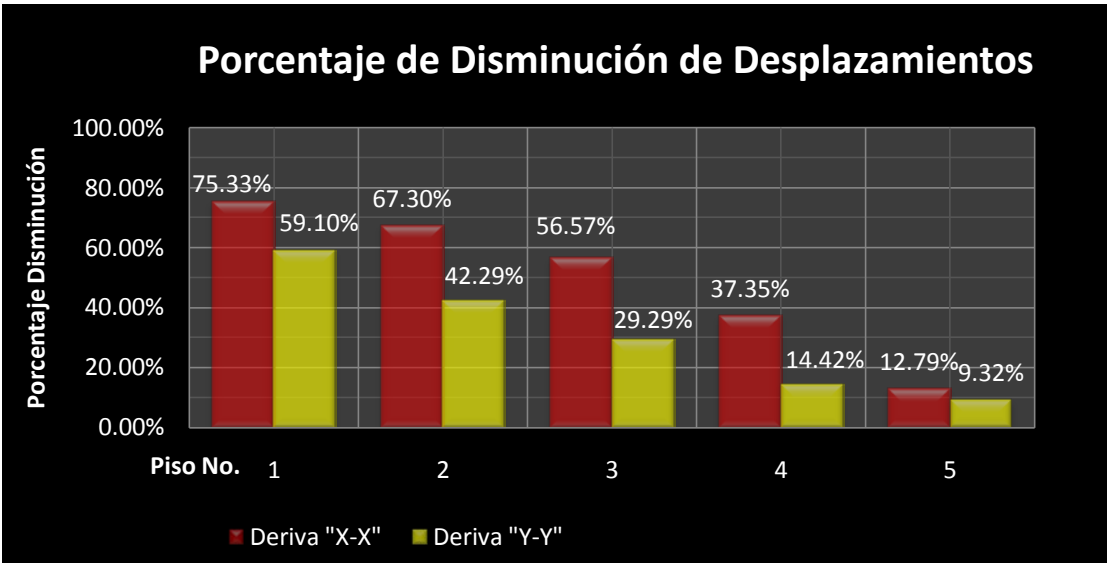
Se puede chequear que en el primer piso se produce la mayor disminución de derivas. Esto se debe a que el muro de cortante ayuda a corregir los efectos de cortante lateral de sismo que se produce en la estructura. Ayudando además a que el edificio disminuya problemas de piso blando al haber logrado rigidizar la estructura en la parte baja de la misma.

Si se analiza la disminución de las derivas tanto en el eje X, como en el eje Y, se tiene:



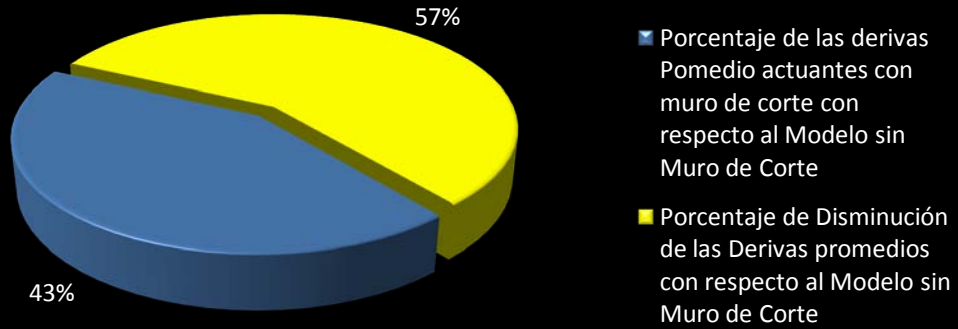
Cuadro N 34 Derivas Máximas en Eje "Y"

Es decir los desplazamientos en su mayor porcentaje de disminución se han efectuado en el eje "x", indicándose en la presente gráfica.



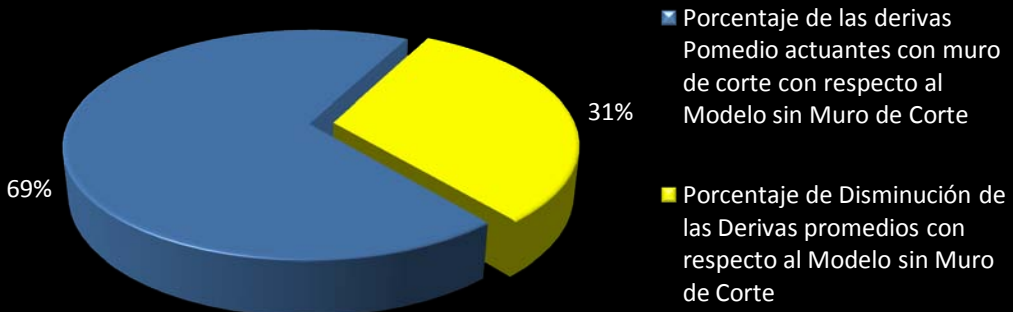
Cuadro N 35 Porcentaje de Disminución de Desplazamientos

### Porcentaje Promedio de Disminución Desplazamientos en Sentido x-x



Cuadro N36 Porcentaje Promedio de Disminución Desplazamientos Sentido x-x

### Porcentaje Promedio de Disminución Desplazamientos en Sentido y-y



Cuadro N37 Porcentaje Promedio de Disminución Desplazamientos Sentido y-y

### 6.7.16 MURO DE CORTE EN ESTRUCTURA SIN COLUMNAS

A continuación se efectuará un modelo, para verificar su comportamiento estructural omitiendo columnas dentro de la composición. Para ello se realizará el mismo proceso indicado en el capítulo 6.7.14. de tal forma que se obtenga un modelo como el siguiente:

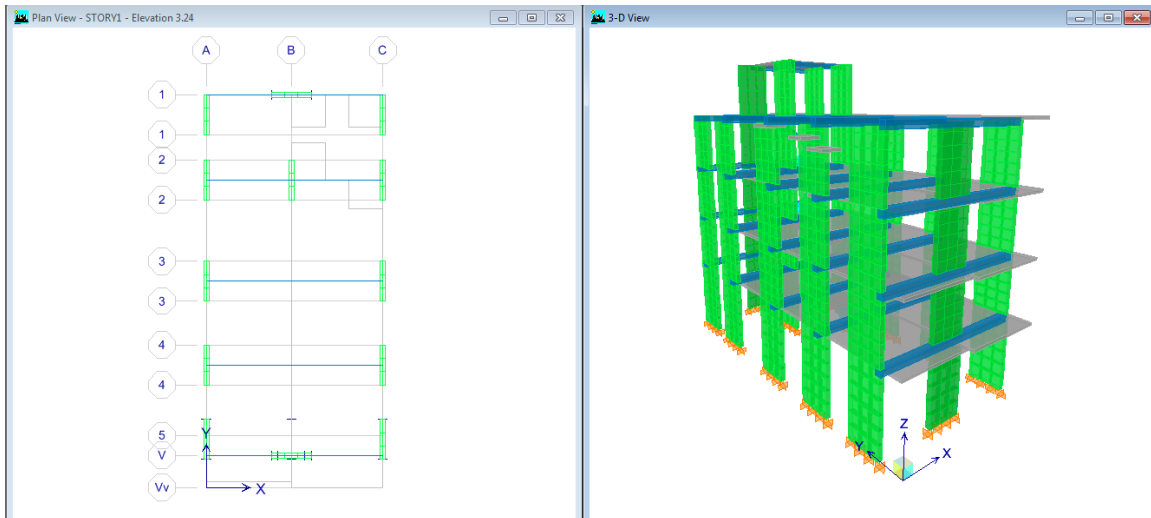


Gráfico 389

Como se observa, el edificio únicamente está compuesto de muros de cortante y vigas, con el objetivo de analizar cómo se comporta estructuralmente la edificación en tales condiciones como se muestra en el Gráf. 389.

A continuación discretizando los muro e indicando empotramiento en su base se tiene lo siguiente:

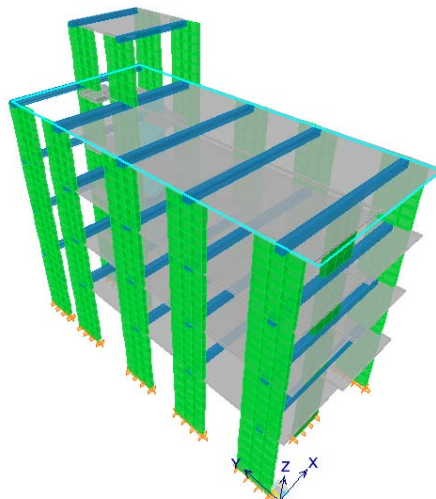


Gráfico 390

Una vez analizada la estructura se obtiene las siguientes cuantías del muro de corte:

Uniform Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-05/IBC 2003)							
Story ID: STORY1 Pier ID: P12 X Loc: 6.65 Y Loc: 14 Units: Kgf-m							
Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 1.000)							
Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0029	0.0037	DWAL10	-11943.033	72.222	-12311.254	0.300
Bottom	0.0082	0.0037	DWAL8	-25249.294	5313.537	-749.541	0.300
Shear Design							
Station Location	Rebar cm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	5.000	DWAL6	-3628.791	-12764.596	6753.079	11960.627	27080.627
Bot Leg 1	5.000	DWAL6	-7612.591	-9297.649	3822.841	8835.752	23955.752
Boundary Element Check							
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Gravity Pu	Ratio Pu/Po	Stress Comp	Stress Limit	C Depth
Left Top	0.000	DWAL3	60609.198	0.1063	206702.343	420000.000	N/C
Right Top	0.000	DWAL3	60609.198	0.1063	197358.974	420000.000	N/C
Left Bot	0.000	DWAL3	71056.705	0.1120	278273.305	420000.000	N/C
Right Bot	0.000	DWAL3	71056.705	0.1120	195438.065	420000.000	N/C

Gráfico 391

Por refuerzo requerido el software entrega la cuantía requerida que realiza internamente por cálculo, pero se utilizará el porcentaje de refuerzo por “Current Reinf Ratio”, que es el que ofrece como resultado en el muro de corte en análisis.

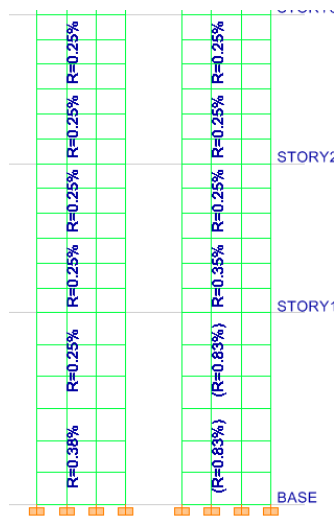


Gráfico 392

Como se puede observar en el armado tipo del muro se colocará una cuantía de refuerzo de 0.83%, debido a que es el más crítico en planta baja. Y en plantas altas 0.25%.

Por otra parte si se observa que en el gráfico 391, se puede verificar que el muro de corte no necesita de elementos de borde, debido a que el esfuerzo límite es mayor que los esfuerzos actuantes.



A continuación, analizando las derivas de la estructura se obtiene los siguientes resultados:

	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	STORY5	Max Drift X	COMB10	1577	6.650	13.250	13.320	0.000761	
	STORY5	Max Drift Y	COMB10	1678	6.650	14.250	13.320		0.000775
	STORY4	Max Drift X	COMB10	1563-1	6.650	3.850	9.540	0.001326	
	STORY4	Max Drift Y	COMB10	1578	0.000	12.300	10.800		0.000764
	STORY3	Max Drift X	COMB10	51	6.650	0.000	8.280	0.001369	
	STORY3	Max Drift Y	COMB10	1680	0.000	11.800	8.280		0.000722
	STORY2	Max Drift X	COMB10	51	6.650	0.000	5.760	0.001301	
	STORY2	Max Drift Y	COMB10	1871	2.450	14.750	5.760		0.000649
	STORY1	Max Drift X	COMB10	1856	6.650	1.050	3.240	0.000728	
	STORY1	Max Drift Y	COMB10	1871	2.450	14.750	3.240		0.000350

Gráfico 393

Muro de Corte (Sin Columnas)	
Deriva "X-X"	Deriva "Y-Y"
0.000761	0.000775
0.001326	0.000764
0.001369	0.000722
0.001301	0.000649
0.000728	0.00035

Cuadro N. 33 Derivas de Piso

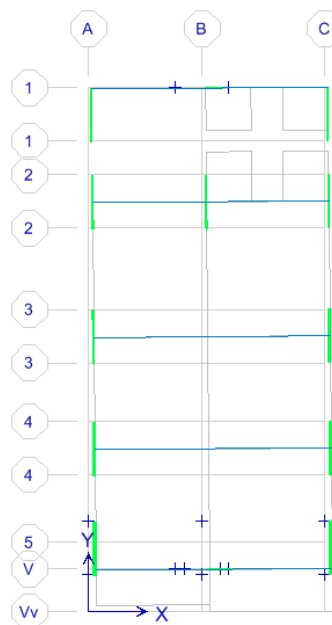
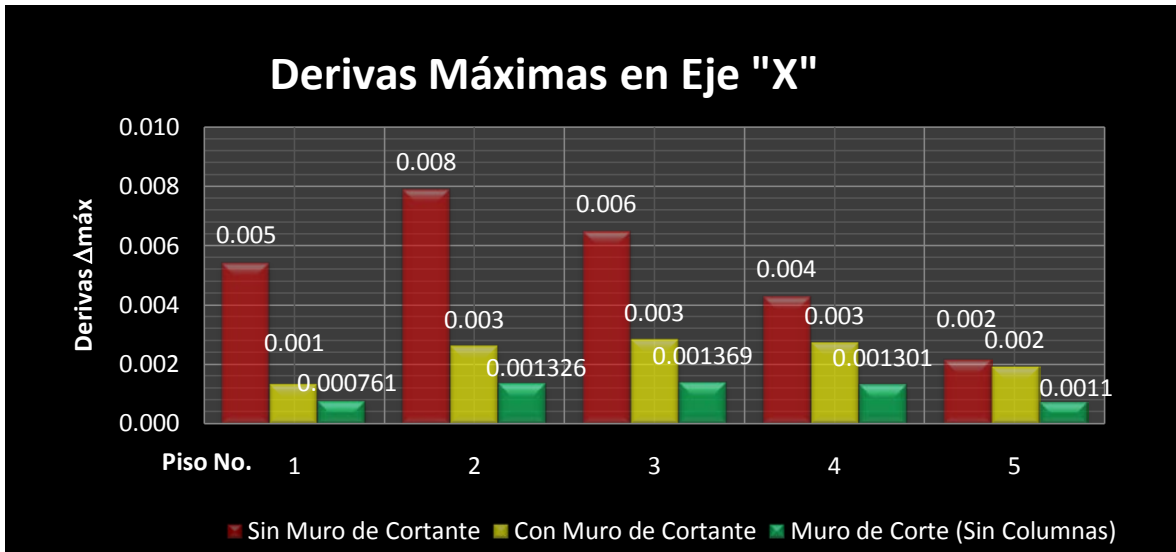
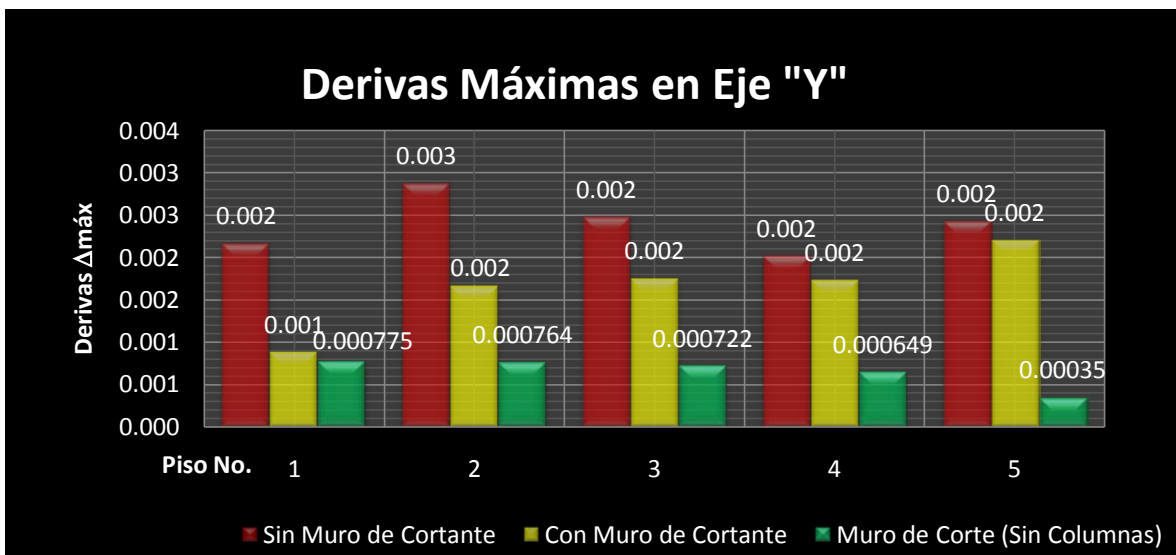


Gráfico 393

Si se compara los resultados obtenidos entre las tres estructuras analizadas se tiene lo siguiente:



Cuadro N 38 Derivas Máximas en Eje "X"



Cuadro N 39 Derivas Máximas en Eje "Y"

### 6.7.17 CONCLUSIONES

- El muro de cortante ha reducido los desplazamientos o derivas de piso por lo que se demuestra la efectividad de su funcionamiento sísmicamente dentro de la estructura, obsérvese los cuadros No. 33, 34, 38 Y 39 con los resultados de las derivas en ambas estructuras lo ratifican por el decrecimiento de sus desplazamientos.
- De acuerdo a los cuadros No. 33, 34, 38 y 39 se puede chequear que en el primer piso se produce la mayor disminución de derivas. Esto se traduce entonces a que el muro de cortante ayuda a corregir los efectos de cortante lateral de sismo que se produce en planta baja de la estructura, evitando que el edificio pueda tener problemas de piso blando, lo cual es una ventaja más del aporte del muro de corte.
- De acuerdo a los cuadros No. 36 y No.37, con el muro de cortante se ha conseguido que exista una disminución de desplazamientos en mayor porcentaje en el sentido x-x de la estructura con respecto a la disminución en sentido y-y, lo cual se comprueba por la redundancia de elementos de apoyo (columnas), en el sentido y-y de la estructura.
- El comportamiento de la estructura con muro de cortante, ha presentado disminución de esfuerzos por efectos sísmicos en elementos de vigas y columnas, que también son afectados por los sismos.
- Una vez analizada las tres estructuras se puede comprobar como la rigidez que imponen los muros sobre la estructura, influyen en la disminución de derivas de piso; nótese los cuadros N 38 y 39 respectivamente.
- La torsión en planta que inicialmente se tenía en la estructura sin muros de cortante, se controló totalmente en los dos casos de las estructuras en las cuales se incorporó estos elementos estructurales.

### 6.7.18 RECOMENDACIONES

- Los muros de corte son elementos estructurales muy eficientes, pero también es importante manifestar que siempre se debe mantener los parámetros de diseño sismo resistente, para que el resultado esperado al colocar un elemento como este sea el esperado por el diseñador y el calculista.

- Cuando el muro de corte requiera de elementos de borde de acuerdo a lo estipulado en ACI318-05, artículo 21.7.6, se recomienda efectuar el diseño de la armadura longitudinal a lo largo del muro, para posteriormente completar el diseño del muro con el diseño de los elementos de borde, además porque como se indicó es necesario chequear en esta etapa si se requiere de elementos especiales de borde.
- Si bien es cierto son muchas las ventajas al rigidizar la estructura con muros de cortante, pero sería importante el analizar costos y obtener un balance o gráfico Costos vs. Estabilidad de la estructura; con el fin de realizar un diseño que mientras se cumpla los parámetros de diseño sismo-resistencia, también se encamine por un diseño que si bien es cierto tentativamente se denota el crecimiento del costo con respecto a un edificio normal, esté al alcance económico de quienes apliquen este tipo de construcción a los edificios.

## **6.8 ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA**

Este trabajo fue realizado bajo la supervisión del Ing. Msc. Jorge Cevallos como tutor del estudiante Luis Miguel Beltrán Vargas quien realiza la Investigación, como trabajo final de Investigación previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil.

### 6.9 PLAN DE MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIÓN
1.- ¿Qué evaluar?	Grado de resistencia y desplazamientos laterales (derivas de piso)
2.- ¿Por qué evaluar?	Porque es necesario conocer los desplazamientos que presentan las dos estructuras, tanto el modelo con muro de cortante como la estructura que no lo tiene.
3.- ¿Para qué evaluar?	Para identificar y comparar resultados obtenidos en los desplazamientos de la estructura, en ambos casos (con muro de corte y sin muro de corte); y que a través de estos resultados que se produjeron permitan seleccionar la mejor opción.
4.- ¿Con qué criterios?	Eficacia y eficiencia en el tratamiento individualizado a cada paciente.
5.- ¿Indicadores?	Cuantitativos
6.- ¿Quién evalúa?	Egresado de Ingeniería Civil: Luis M. Beltrán V.
7.-¿Cuándo evaluar?	Una vez llevado al análisis modal a la estructura.
8.- ¿Cómo evaluar?	Mediante el chequeo de derivas en la estructura.
9.- Fuentes de información	Internet, Libros, Apuntes, Conclusiones de Investigaciones efectuadas.
10.- ¿Con qué evaluar?	Software ETABS.

Tabla N 40 Plan de Monitoreo

## ***C. MATERIALES DE REFERENCIA***

### ***1. BIBLIOGRAFÍA***

- ACI318-05 American Concrete Institute, Comité 318 (2005). “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario”. Farmington Hills. Michigan. USA.
- AGUIAR. Falconí (2001). “Fallas frecuentes durante los sismos”
- ARGUELLO. Carlos. (1997).”Historia Sociológica Sísmica”. Trama Ediciones. Latacunga. Ecuador.
- BARBAT. Alex. (1998). “Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas”. Altamar Ediciones. Madrid. España.
- BENAVENT-CLIMENT. Amadeo (2010). “Estructuras IV: Hormigón prensado, edificios en zonas sísmicas, e edificios de gran altura, diafragmas horizontales, losas, muros y pilotes”. Granada Ediciones. Andalucía. España.
- BLANCO. Antonio “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”. Princeliness E.I.R.I. Ediciones. Lima. Perú
- CEC - Código Ecuatoriano de la Construcción Parte 1 (2001). “Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculos para Diseños Sismo-Resistente”. Quito. Ecuador
- CEC - Código Ecuatoriano de la Construcción Parte 2 (1993). “Requisitos de Diseño del Hormigón Armado”. Quito. Ecuador

- CHOPRA. Albert. (1995). “Dinámica de Estructuras”. Editorial Viva. Berlín. Alemania.
- CRISAFULLI. Francisco (2002). “Espectros de respuesta y de Diseño”. Santillana. México D.F. México.
- FRATELLI. María. (2009). “Estructura Sismo-Resistentes”. Editorial Venezolana. Caracas. Venezuela
- GONZALEZ. Oscar (2005). “Aspectos fundamentales del concreto reforzado”. Limusa. México D.F. México.
- HERNÁNDEZ. Mariano. (1990) “El Hierro en la Construcción”. Gersa. Barcelona. España.
- MATOS. Gerardo (1997). “Ensayo de Simulación en un módulo de adobe confinado por elementos de concreto armado”. Editora Perú. Trujillo. Perú
- ROMO. Marcelo (2001). “Temas de Hormigón Armado”. Escuela Politécnica del ejército. Quito. Ecuador.
- TORRES. Juan. (1992). “Conclusiones seminario de Construcciones Sismo Resistentes”. FPAA. Lima. Perú.



## SITIOS WEB:

- SISMO:  
<http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto>
- TERREMOTOS MAS VIOLENTOS DEL MUNDO:  
<http://listas.20minutos.es/lista/los-terremotos-mas-violentos-en-el-mundo-279992/>
- PLACAS TECTÓNICAS / SUBDUCCIÓN:  
<http://es.wikipedia.org/wiki/Subducci%C3%B3n>
- HISTORIA DE SISMOS:  
<http://www.scribd.com/doc/46693403/Historia>
- DISEÑO SISMO RESISTENTE EN EDIFICIOS:  
[http://translate.google.com.ec/translate?hl=es&langpair=enes&u=http://articles.architectjaved.com/earthquake\\_resistant\\_structures/](http://translate.google.com.ec/translate?hl=es&langpair=enes&u=http://articles.architectjaved.com/earthquake_resistant_structures/)
- ORIGEN DE LOS SISMOS  
<http://es.wikipedia.org/wiki/Sismo>
- SISMOS EN ECUADOR  
<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/>
- VENTAJAS DE CONSTRUIR CON MUROS DE CORTANTE  
[http://www.cronica.com.ec/index.php?view=article&catid=44%3Aopinion&id=10667%3Aventajas-de-construir-edificios-con-diafragmas-o-muros-de-cortante&option=com\\_content&Itemid=63](http://www.cronica.com.ec/index.php?view=article&catid=44%3Aopinion&id=10667%3Aventajas-de-construir-edificios-con-diafragmas-o-muros-de-cortante&option=com_content&Itemid=63)
- GEOLOGIA  
<http://es.wikipedia.org/wiki/Categor%C3%ADa:Geolog%C3%ADa>

- SISMOLOGIA  
<http://www.arqui.com/users/manuel/sismolog.htm>
- GEOLOGIA  
<http://es.wikipedia.org/wiki/Categor%C3%ADa:Geolog%C3%ADa>
- IMPORTANCIA DE LA GEOLOGIA EN LA INGENIERIA CIVIL  
<http://www.arquba.com/monografias-de-arquitectura/importancia-de-la-geologia-en-la-ingenieria-civil/>
- MUROS DE CORTE  
<http://www.uca.edu.sv/investigacion/sismo/modulo2/ponenciareparaciones/sld033.htm>
- MUROS RESISTENTES A LOS SISMOS  
<http://www.arqhys.com/contenidos/muros-resistentes-sismos.html>
- MUROS DE CORTANTE  
[http://grupos.emagister.com/documento/muros\\_estructurales\\_o\\_de\\_cortante/6470-251859](http://grupos.emagister.com/documento/muros_estructurales_o_de_cortante/6470-251859)
- ESTRUCTURA SISMO RESISTENTE  
<http://www.articuloz.com/otro-articulos/estructura-sismo-resistente-501361.html>
- INGENIERIA SISMO RESISTENTE:  
<http://sismoresistencia.com/home/Publicaciones/EstructurasSismoresistentes/tabid/70/Default.aspx>

# ANEXOS

## **ANEXO A**

### **ENCUESTA ANTES DE REALIZAR EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA**

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Localidad:** Varios Establecimientos de la Ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua

**Tema:** “Las Cargas sísmicas y su incidencia en la estabilidad del edificio “tipo” de cuatro pisos en el sector Los Tres Juanes de la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua”

**Fecha:** Mayo 2011

**Objetivos:** El objeto del presente cuestionario es obtener información de profesionales dedicados al ámbito estructural, para así complementar el trabajo de investigación. Por lo que le agradecemos la contestación cuidadosa del mismo

**Instrucciones:**

La encuesta es totalmente anónima.

Marque la alternativa de su preferencia.

Responda únicamente con la verdad.

### **FORMULACIÓN DE PREGUNTAS**

N.	PREGUNTAS	RESPUESTAS
1.	¿Para dotar sismo-resistencia a las edificaciones que Ud. ha construido, cuál de los siguientes elementos ha utilizado?	1. Muros de Cortante ( ) 2. Otros elementos ( )
2.	¿Desde su punto de vista, es factible la utilización de muros de cortante en la estructura?	1. Si ( ) 2. No ( )
3.	¿La utilización de muros de cortante será una solución viable para estabilizar la estructura?	1. Si ( ) 2. No ( )
4.	¿De los edificios que ha construido y sabe de su permanencia hasta el momento, en el cual haya colocado muros de corte en su composición estructural, han resistido los edificios y protegido elementos estructurales del mismo?	1. Si ( ) 2. No ( )
5.	¿En el caso de no haber utilizado muro de corte en las estructuras, utilizaría para lograr sismo-resistencia en la edificación?	1. Si ( ) 2. No ( )
6.	Sabemos que el colocar muro de cortante en las estructuras, trae como consecuencia, un incremento en el costo de un proyecto. ¿Estaría dispuesto	1. Si ( ) 2. No ( )

	aplicar en una obra, determinada?	
7.	¿Aconsejaría la utilización de Muro de corte en la estructura, si estuviese a su cargo el cálculo de una edificación.	1. Si ( ) 2. No ( )
8.	¿Para rigidizar una estructura usted, que preferiría	1. Aumentar sección de Columnas ( ) 2. Colocar Muro de Corte ( )
9.	¿Conoce otra alternativa menos expensa para rigidizar la estructura?	1. Si ( ) 2. No ( )
10.	¿Para cuál de estas opciones ha requerido utilizar muros de corte, en su diseño estructural.	1. Rigidizar la estructura ( ) 2. Ductos de ascensores ( ) 3. Las dos anteriores ( )

Gracias por su colaboración

**ENCUESTADOR:** Luis Miguel Beltrán Vargas

Tabla para Cálculo de Ju

**DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO  
(Diámetros basados en octavos de pulgada)**

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm <sup>2</sup>	Perimetro mm	
Nº 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
Nº 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
Nº 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
Nº 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
Nº 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
Nº 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
Nº 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
Nº 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
Nº 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
Nº 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
Nº 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
Nº 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El Nº de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

Tabla de Ru

fy	f'c	B1	pb	Ru	0,75pb	Ru	a/d	0,5pb	Ru	a/d	p=(w*f'c/fy)	Ru	a/d
2800	180	0.850000	0.032155	63.46419	0.0241	52.5801	0.4413	0.0161	38.3747	0.2942	0.011571429	28.9591	0.21
2800	210	0.850000	0.037514	74.04155	0.0281	61.3434	0.4413	0.0188	44.7705	0.2942	0.013500000	33.7856	0.21
2800	240	0.850000	0.042874	84.61892	0.0322	70.1068	0.4413	0.0214	51.1663	0.2942	0.015428571	38.6122	0.21
2800	280	0.850000	0.050019	98.72207	0.0375	81.7913	0.4413	0.0250	59.6940	0.2942	0.018000000	45.0475	0.21
2800	300	0.835714	0.052691	104.72770	0.0395	86.5723	0.4339	0.0263	63.0659	0.2893	0.019285714	48.2652	0.21
2800	350	0.800000	0.058846	119.00394	0.0441	97.8339	0.4154	0.0294	70.9433	0.2769	0.022500000	56.3094	0.21
3500	180	0.850000	0.023887	60.69336	0.0179	49.8157	0.4098	0.0119	36.0742	0.2732	0.009257143	28.9591	0.21
3500	210	0.850000	0.027868	70.80892	0.0209	58.1183	0.4098	0.0139	42.0866	0.2732	0.010800000	33.7856	0.21
3500	240	0.850000	0.031849	80.92448	0.0239	66.4209	0.4098	0.0159	48.0990	0.2732	0.012342857	38.6122	0.21
3500	280	0.850000	0.037157	94.41189	0.0279	77.4911	0.4098	0.0186	56.1155	0.2732	0.014400000	45.0475	0.21
3500	300	0.835714	0.039142	100.08646	0.0294	81.9857	0.4029	0.0196	59.2710	0.2686	0.015428571	48.2652	0.21
3500	350	0.800000	0.043714	113.53911	0.0328	92.5533	0.3857	0.0219	66.6348	0.2571	0.018000000	56.3094	0.21
4200	180	0.850000	0.018579	58.07266	0.0139	47.2965	0.3825	0.0093	34.0257	0.2550	0.007714286	28.9591	0.21
4200	210	0.850000	0.021675	67.75143	0.0163	55.1792	0.3825	0.0108	39.6966	0.2550	0.009000000	33.7856	0.21
4200	240	0.850000	0.024771	77.43021	0.0186	63.0620	0.3825	0.0124	45.3676	0.2550	0.010285714	38.6122	0.21
4200	280	0.850000	0.028900	90.33524	0.0217	73.5723	0.3825	0.0145	52.9288	0.2550	0.012000000	45.0475	0.21
4200	300	0.835714	0.030444	95.71071	0.0228	77.8118	0.3761	0.0152	55.8937	0.2507	0.012857143	48.2652	0.21
4200	350	0.800000	0.034000	108.42518	0.0255	87.7642	0.3600	0.0170	62.8063	0.2400	0.015000000	56.3094	0.21



## PESOS ESPECÍFICOS DE ALGUNOS MATERIALES DE LA CONSTRUCCIÓN

Maderas	
Designación del material	Peso Especifico
	(Kg/m <sup>3</sup> )
Pino de Flandes	700
Pino Americano	800
Pino tea	900
Pino spruce	550
Pino blanco	550
Abeto blanco a rojo	600
Roble vivo	950
Roble avellano	650
Roble rojo o negro	700
Roble blanco	750
Álamo	500
Ciprés	480
Castaño	800
Nogal	800

Hormigones	
Designación del material	Peso Especifico
	(Kg/m <sup>3</sup> )
Cemento Portland, arena y canto rodado:	
Sin armar	2300
Armado	2400
Cemento Portland, arena y piedra partida:	
Sin armar	2300
Armado	2400
Cemento Portland, arena y agregado basáltico	2400
Cemento Portland, arena y cascotes	1800
Cemento Portland, arena y mineral de hierro	3600
Cemento Portland, arena y arcilla expandida	1800
Cal, arena y cascote (Pobre)	1600

Mampostería	
Designación del material	Peso Especifico
	(Kg/m <sup>3</sup> )
Ladrillos comunes, mortero de cal	1600
Ladrillos comunes, mortero de cemento	1800
Ladrillos huecos, mortero de cal	1300
Ladrillos huecos, mortero de cemento	1500
Ladrillos de máquina, mortero de cal	2000
Ladrillos de máquina, mortero de cemento	2200
Ladrillos prensados, mortero de cal	1900
Ladrillos prensados, mortero de cemento	2100
Bloques huecos de hormigón liviano	1300
Bloques huecos de hormigón	1600

Morteros	
Designación del material	Peso Especifico
	(Kg/m <sup>3</sup> )
Cemento y Arena	2100
Cemento, cal y Arena	1900
Cal y arena	1700
Cal, arena y Polvo de ladrillos	1600

## PESOS ESPECÍFICOS DE ALGUNOS MATERIALES DE LA CONSTRUCCIÓN

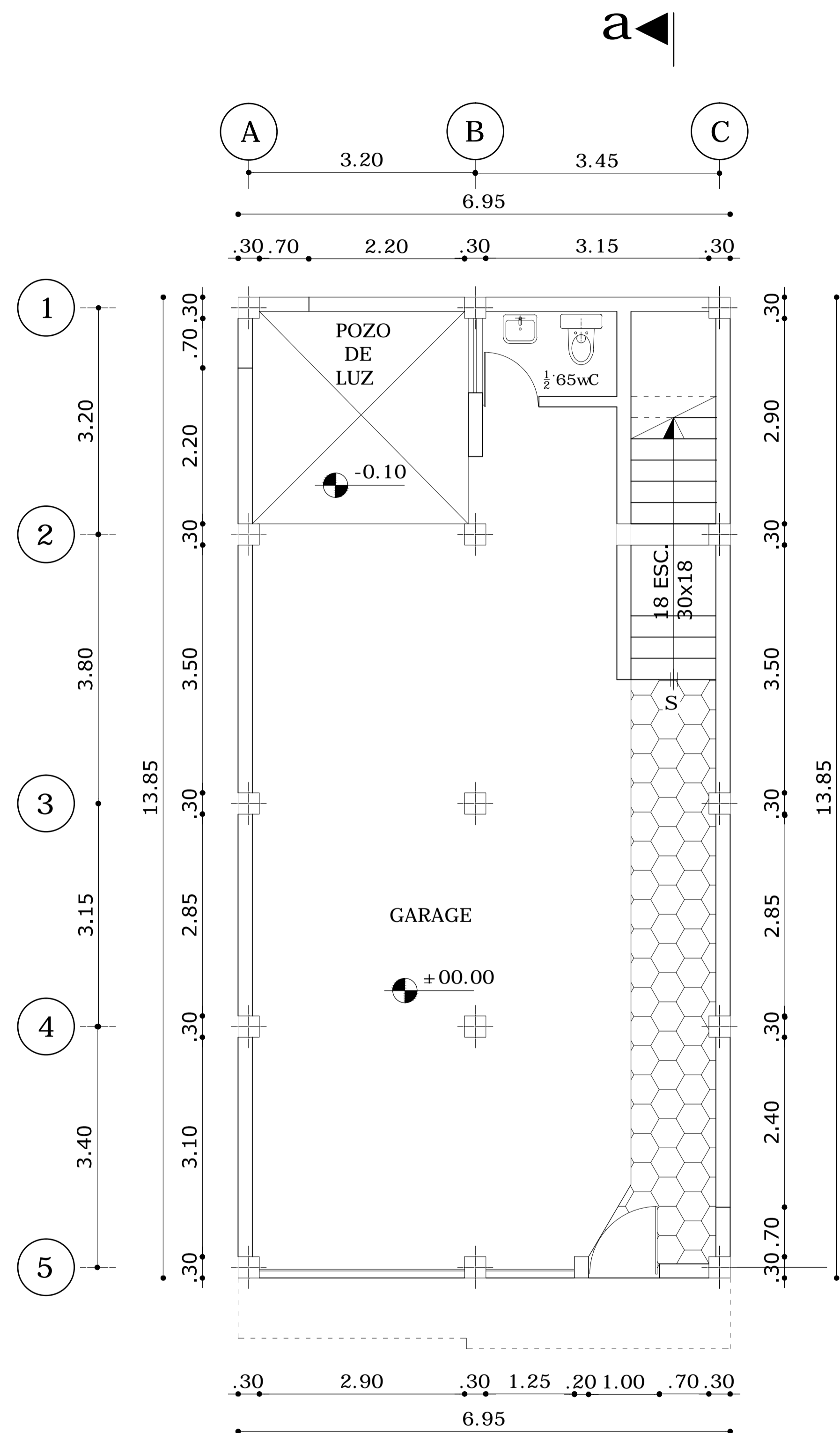
### Cielorrasos

Designación del Material	Peso Especifico (Kg/m <sup>3</sup> )
Cielorrasos termo acústicos con elementos modulares de fibra de madera, montados sobre elementos metálicos o enlistonado de madera, incluidos los mismos	10
Cielorrasos con elementos modulares de asbesto cemento, montados sobre elementos metálicos o enlistonado de madera, incluidos los mismos	15
Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio	20
Cielorraso de cemento, cal, arena, con metal desplegado	50
Cielorraso de yeso con enlistonado	20
Cielorraso de yeso aplicado	5
<b>Cubiertas</b>	
Designación del Material	Peso Especifico (Kg/m <sup>3</sup> )
Membrana impermeable asfáltica de 7 capas	10
Chapa acanalada ondulada o trapezoidal de aluminio sin armadura de sostén:	
de 0,6 mm de espesor	2.5
de 0,8 mm de espesor	3
de 1 mm de espesor	4
Chapa ondulada de asbesto cemento:	
de 4 mm de espesor (onda chica)	10
de 6 mm de espesor (onda grande)	15
de 8 mm de espesor (onda grande)	20
Chapa acanalada de acero cincado o aluminizado ondulada o trapezoidal	10
Chapa de cinc de 0,7 mm de espesor sobre entablonado, incluido éste	25
Chapa de cobre de 0,6 mm de espesor sobre entablonado, incluido éste	25
Chapa en forma de pizarra múltiple de asbesto cemento sobre enlistonado incluido éste, sin cabios:	25
Chapa en forma de teja múltiple de plástico reforzado de 1,5 mm de espesor medio, incluyendo armadura de sostén:	15
Chapa en forma de teja múltiple de asbesto cemento sobre entablonado, incluido éste:	30
Tejas cerámicas tipo españolas o coloniales, incluyendo armadura de sostén:	100
Tejas cerámicas tipo Marsella o francesas, sobre enlistonado incluido éste:	55
Tejas cerámicas tipo flamencas, sobre enlistonado incluido éste:	70
Tejas de pizarras, incluido armadura de sostén:	45

CUERPOS A GRANEL	
Designación del material	Peso Especifico
	(Kg/m <sup>3</sup> )
Tierra sin compactar seca	1300
Tierra sin compactar húmeda	1800
Tierra sin compactar saturada	2100
Arena seca	1600
Arena húmeda	1800
Arena saturada	2100
Cal	1000
Cascotes de ladrillos	1300
Cemento suelto	1400
Piedra partida cuarcítica	1400
Piedra partida granítica	1600
Canto rodado	1700
Yeso	1250

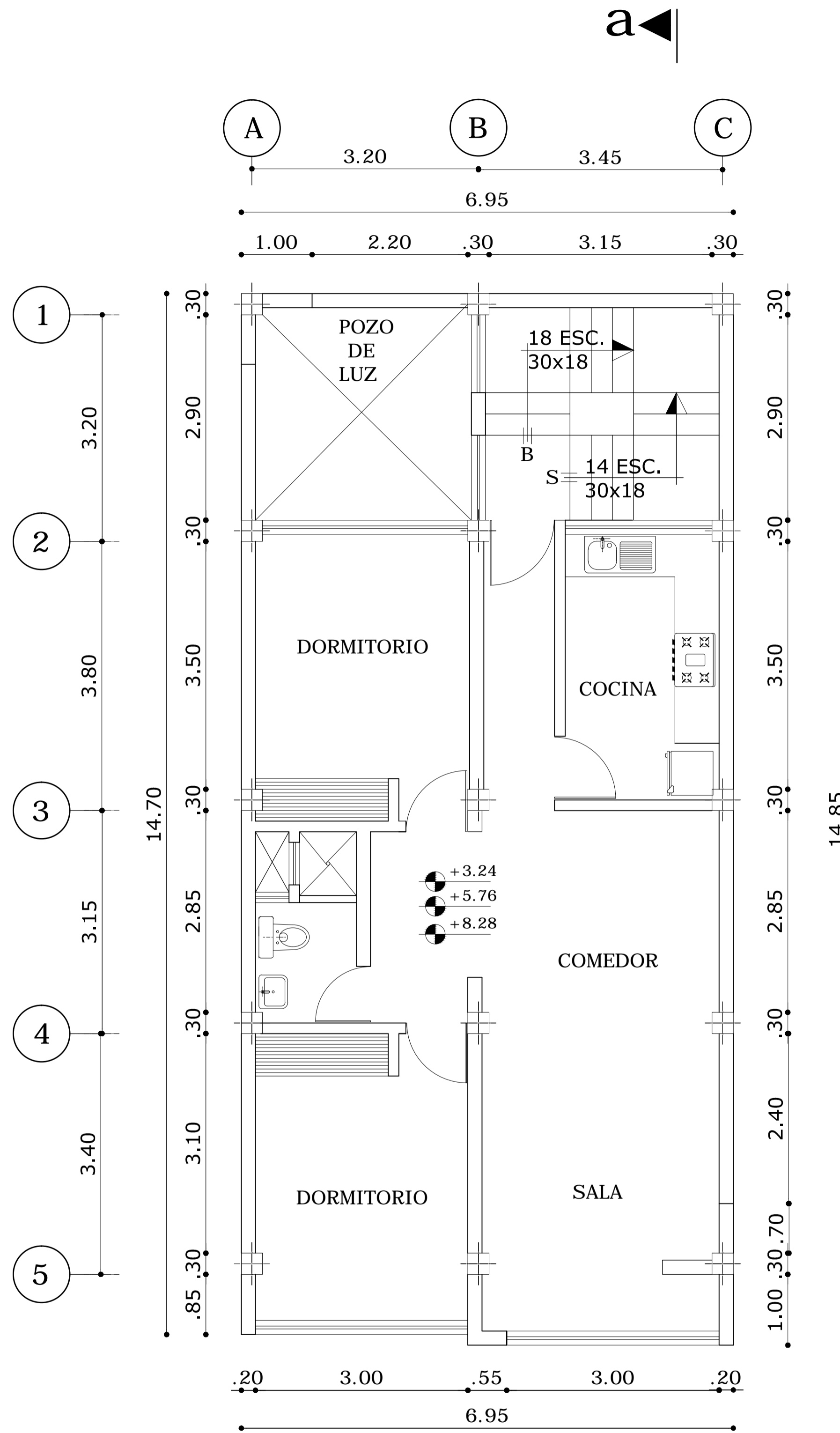
OTROS	
Designación del material	Peso Especifico
	(Kg/m <sup>3</sup> )
Vidrio plano	2680
Aluminio	2700
Hierro	7850
Alisado	1900
Acabados	1200

Tabla de de Aceros (cm <sup>2</sup> )													Peso	
Φ(mm)	Numero de Varilla												Kg/m	
Comercial	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	9	12
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03	3.551	4.735
10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42	5.549	7.398
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	12.44	13.57	7.990	10.654
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	16.93	18.47	10.876	14.501
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13	14.205	18.940
18	2.54	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	25.45	27.99	30.54	17.978	23.971
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42	34.56	37.70	22.195	29.594
22	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.62	26.856	35.809
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90	34.680	46.240
28	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89	43.503	58.004
30	7.07	14.14	21.21	28.27	35.34	42.41	49.48	56.55	63.62	70.69	77.75	84.82	49.940	66.586
32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51	56.820	75.760



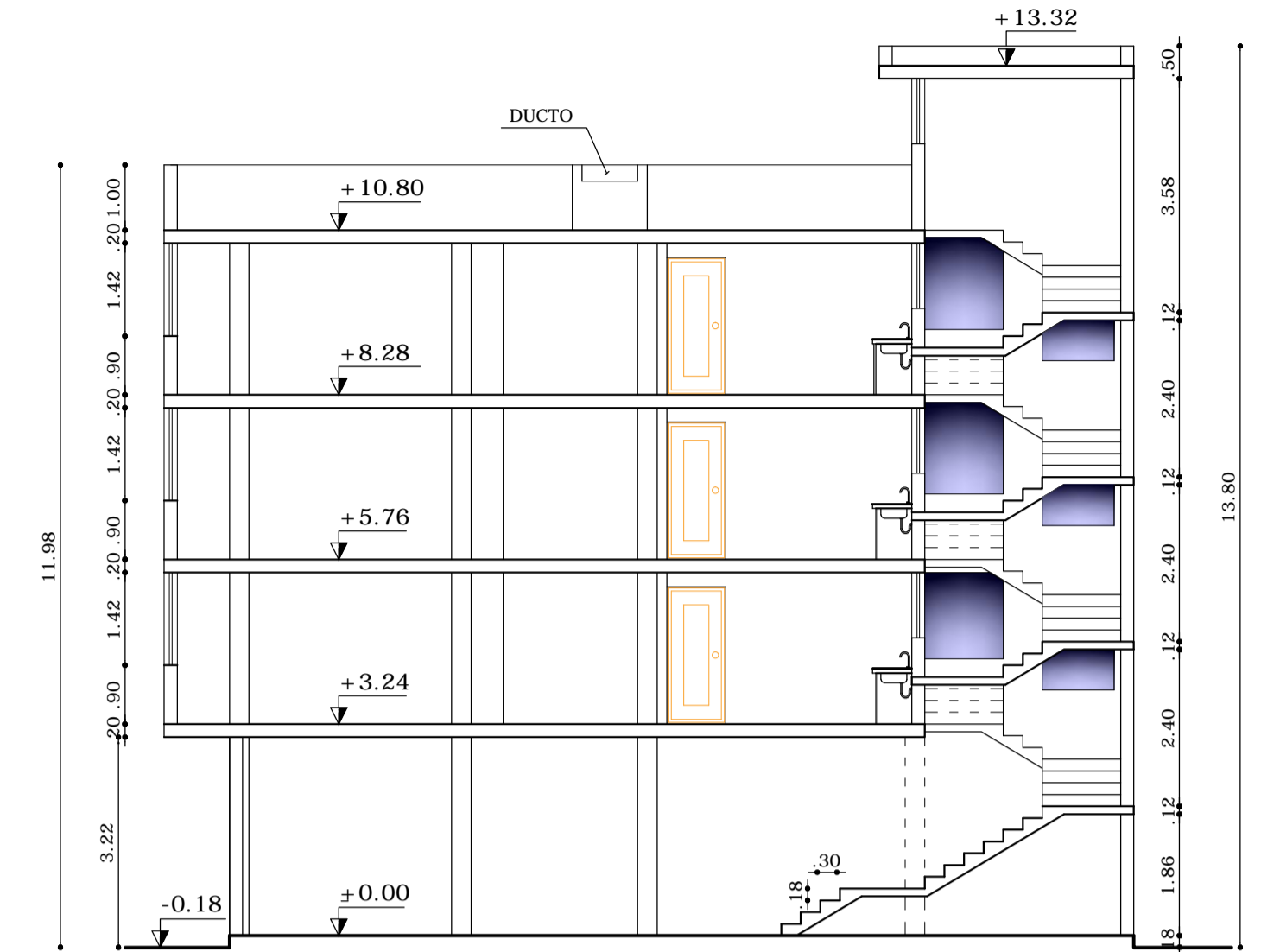
PLANTA BAJA

ESC. 1:50

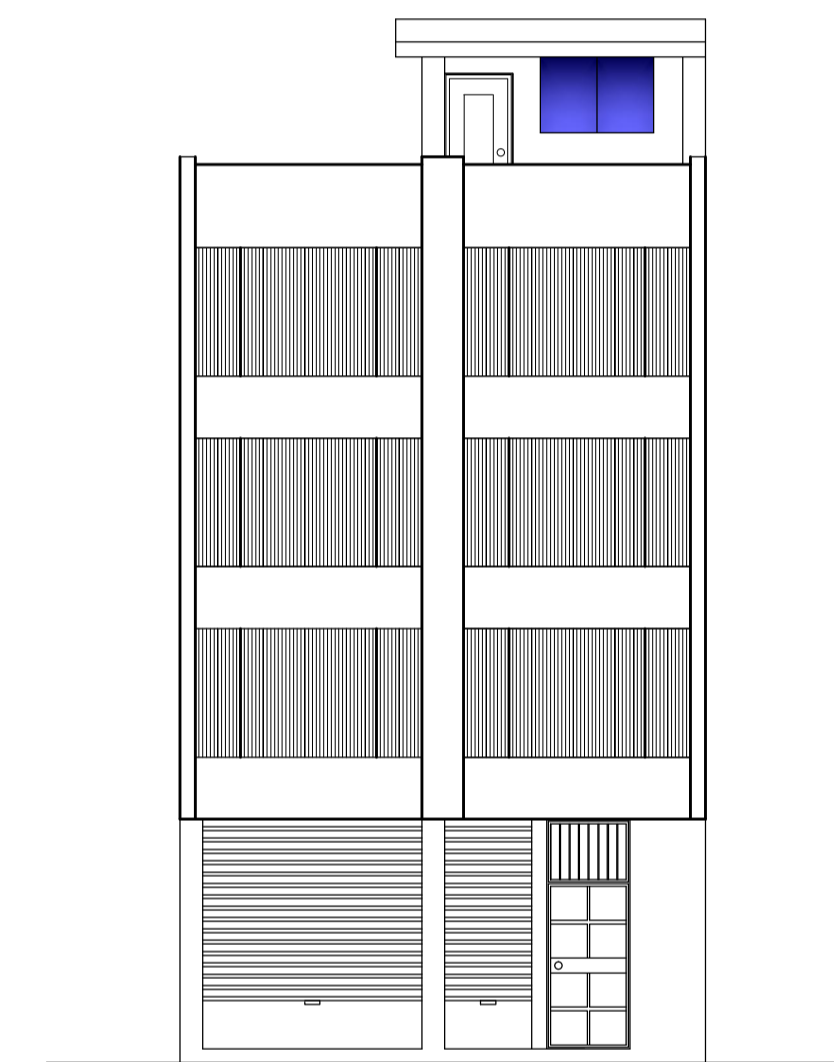


PLANTAS ALTAS

ESC. 1:50



CORTE a-a  
ESC. 1:100



FACHADA FRONTAL  
ESC. 1:100

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

TESIS DE GRADO

TEMA: LAS CARGAS SISMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO "TIPO" DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

CONTIENE:  
8-G9wC  
ARQUITECTONICO

ESTUDIANTE

PROYECTO

APROBO

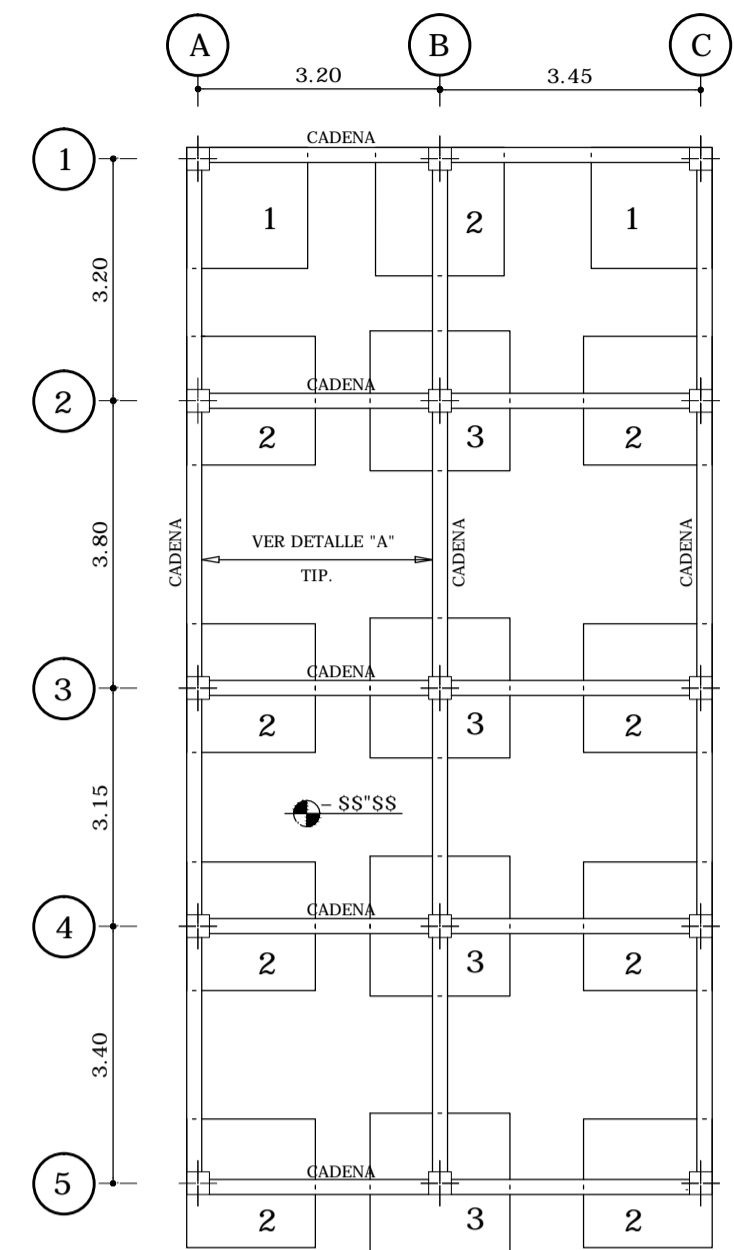
ESCALA: INDICADAS

FECHA:

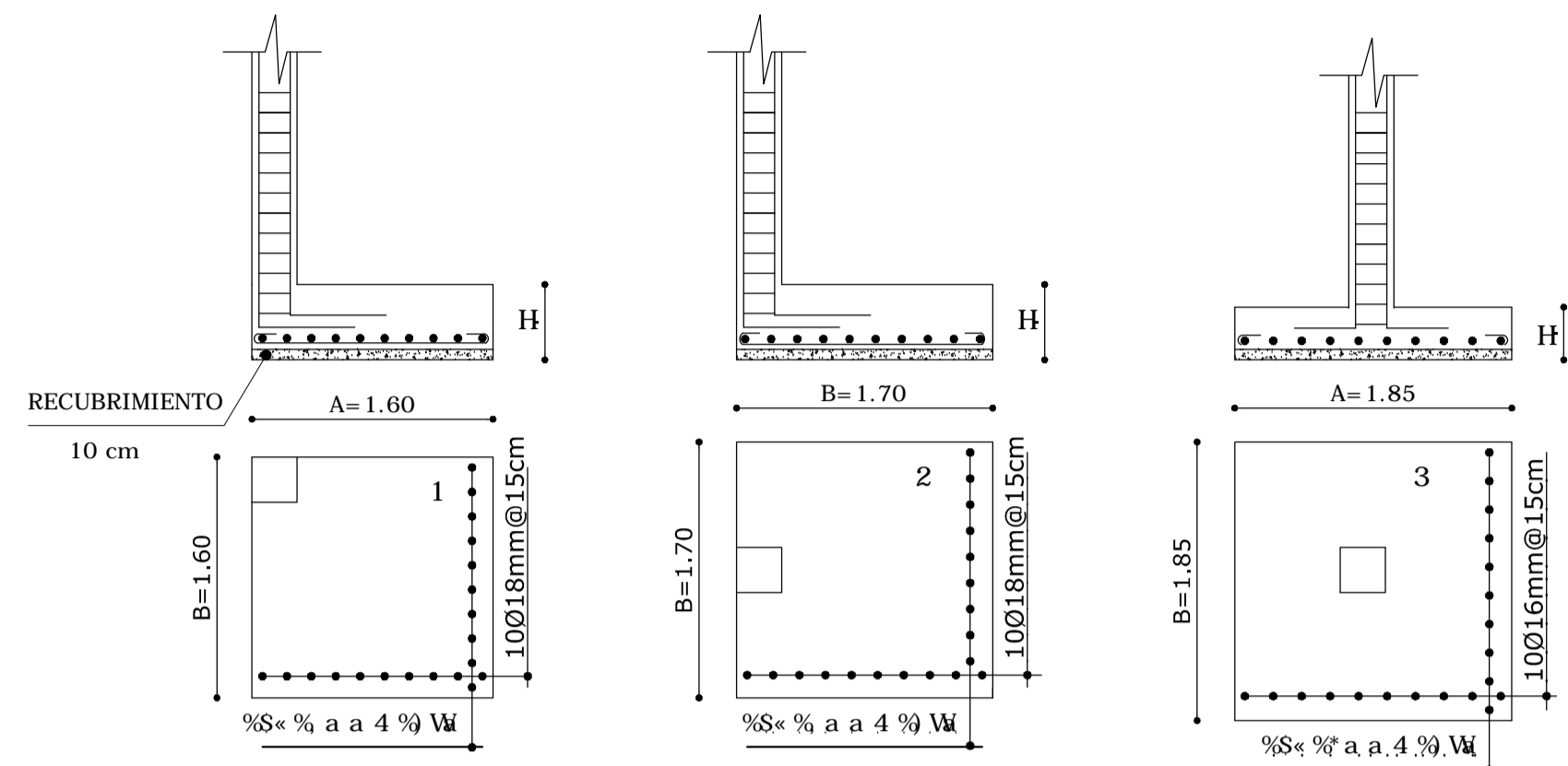
JULIO - 2011

LAMINA:

1 DE 1



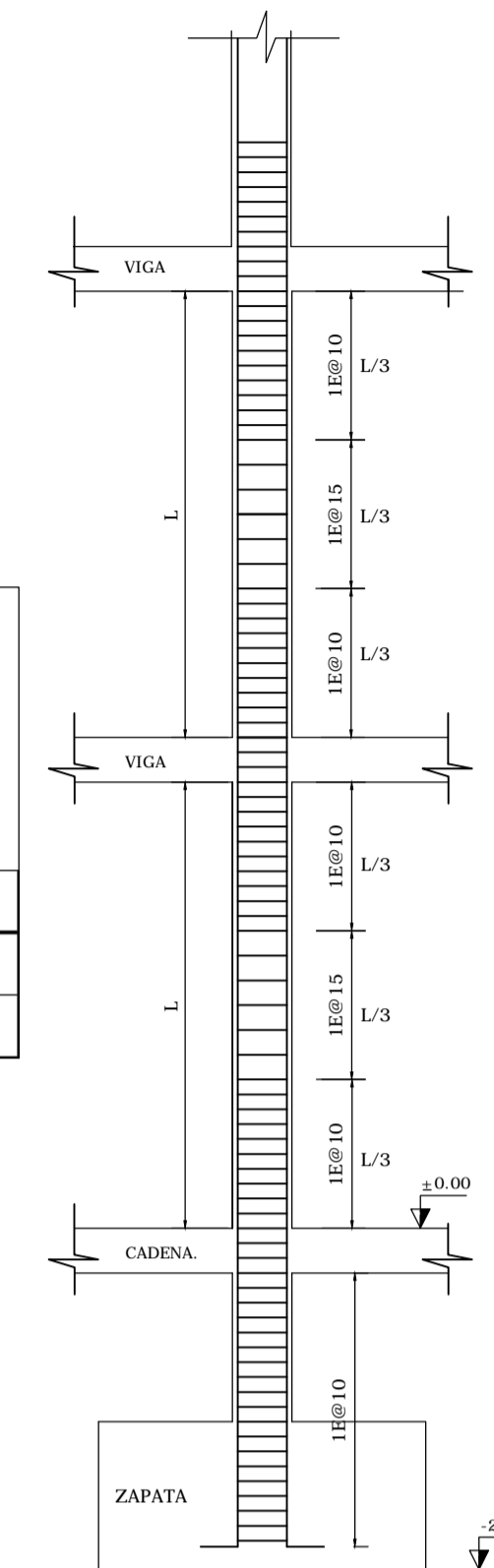
PLANTA DE CIMENTACION  
ESC. 1:100



TIPOS DE ZAPATAS  
SIN ESCALA

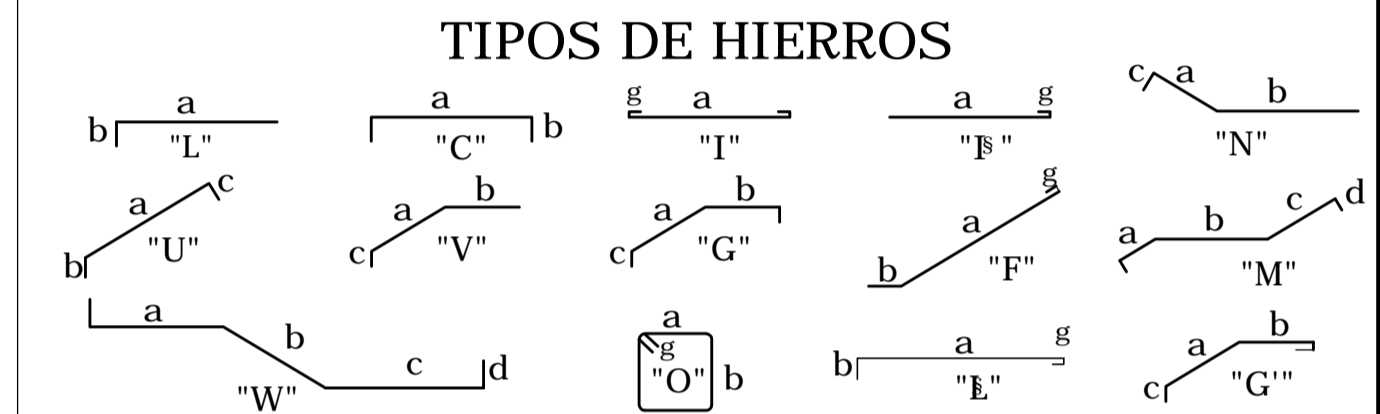
CUADRO DE ZAPATAS									
TIPO	Nº	DIMENSIONES			ARMADURA		NIVEL		
		A	B	H	Nº Asx	Nº Asy			
1	2	1.60	1.60	0.50	1Ø18@15cm Mc100	11	1Ø18@15cm Mc100	11	-1.90
2	9	1.70	1.70	0.50	1Ø18@15cm Mc102	12	1Ø18@15cm Mc102	12	-1.90
3	4	1.85	1.85	0.50	1Ø16@15cm Mc104	13	1Ø16@15cm Mc104	13	-1.90

CUADRO DE COLUMNAS						
TIPO	Nº	COLUMNAS IGUALES	SECCION	NIVELES	ESTRIBOS	
						ARMADURA
1	11	A1-A2-A3-A4-A5-B3-B4-B5-C3-C4-C5	30X30	-1.90a +3.24 -1.90 a 10.80	4Ø18Mc202 4Ø18Mc200+4Ø18Mc203	EØ10@10 Y 20cmMc206
2	4	B1-B2-C1-C2	30X30	-1.90 a +11.32	4Ø18Mc200+4Ø18Mc204	EØ10@10 Y 20cmMc206



TIPO DE ARMADO  
DE COLUMNAS  
SIN ESCALA

PLANILLA DE HIERROS												
MC	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES					LONG DES.	VAR. COMR.		OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e		g	LONG.	
CIMENTACION												
100	I	18	44	1.50				2*.10	1.70	12	6	
102	I	18	216	1.60				2*.10	1.80	12	36	
104	I	16	104	1.70				2*.10	1.90	12	17	
106	O	10	337	4*0.20				2*0.10	1.00	12	28	
110	L	12	30	6.90	0.20				7.10	9	30	S.30 P.1.90M
112	L	12	18	7.30	0.20				7.50	9	18	S.18 P.1.50M
114	L	12	18	6.85	0.20				7.05	9	18	S.18 P.1.95
COLUMNAS												
200	L	18	60	11.70	0.30				12.00	12	60	
202	L	18	44	5.10	0.50				5.60	6	44	
203	I	18	44	1.75					1.75	9	9	
204	L	18	16	4.25					4.25	9	8	
206	O	10	1621	4*.25				2*0.10	1.20	12	162	
GRADAS												
300	L	12	14	0.60	0.25				0.85	12	1	
302	F	12	8	1.20	0.10			0.10	1.40	12	1	
304	U	12	8	0.42	0.10	0.05			0.57	6	1	
306	I	12	199	1.35				2*0.10	1.55	12	26	T. 18 Mcs. DE MC112
308	L'	12	70	0.5	0.05			0.10	0.60	9	5	
310	O	10	143	4*0.15				2*0.10	0.80	12	10	
312	C	12	4	1.35	2*0.15				1.65	9	1	
314	F	12	8	2.45	0.25			0.10	2.80	12	2	
316	L	12	56	1.35	0.05				1.40	12	7	
318	L'	12	8	1.05	0.05			0.10	1.20	12	1	
320	G	12	49	1.47	1.38	0.05		0.10	3.00	12	13	S. 1P. DE 9 m
324	G	12	49	1.10	0.70	2*.05			1.90	12	3	T. 30MCS DE MC110
325	L'	12	49	1.15	0.05			0.10	1.30	12	6	
326	G'	12	49	1.40	1.15	0.05		0.10	2.70	12	12	T. 1Mc. DE MC320
327	L	12	56	1.35				0.10	1.45	12	7	
328	L'	12	49	0.35	0.05			0.10	0.50	12	2	
329	L'	12	77	1.50				0.10	1.60	12	11	
330	L'	12	28	0.55	0.05			0.10	0.70	12	2	
332	W	12	16	1.05	1.40	1.40	2*.15		4.15	9	8	



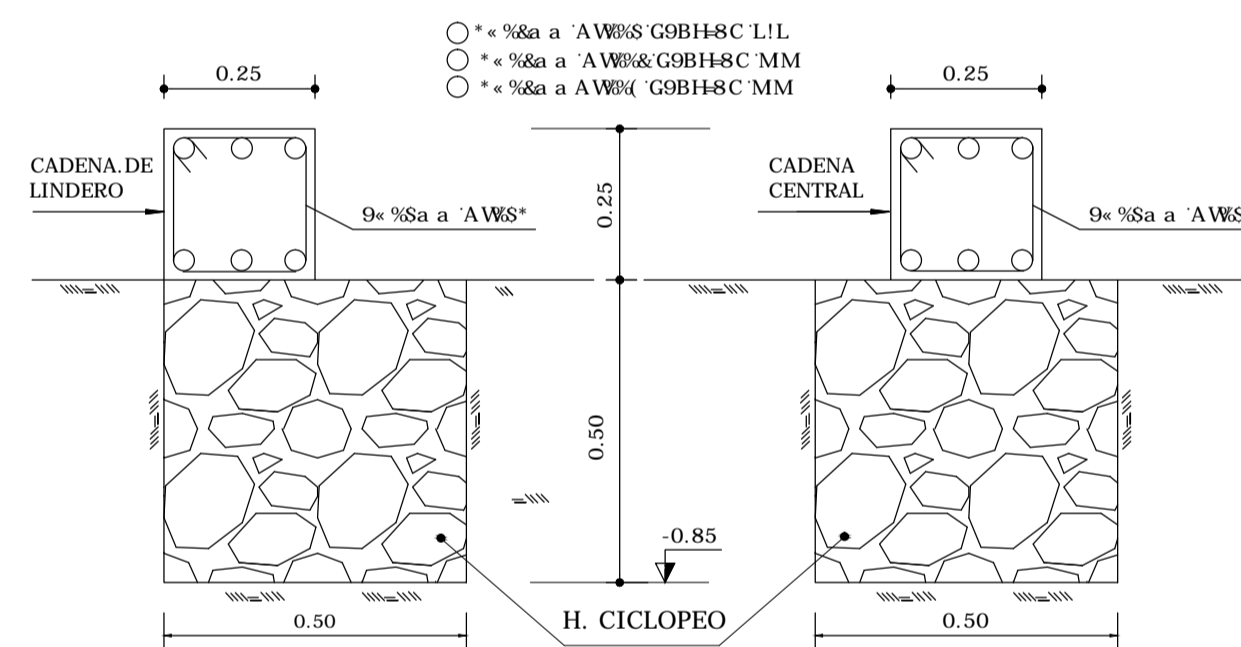
RESUMEN DE MATERIALES

L. m	Ø mm							ELEMENTO (HORMIGON)	m³
	8	10	12	14	16	18	20		
6								CIMENTACION	26.62
9								COLUMNAS	17.33
12								GRADAS	8.24
qq								TOTAL	52.19

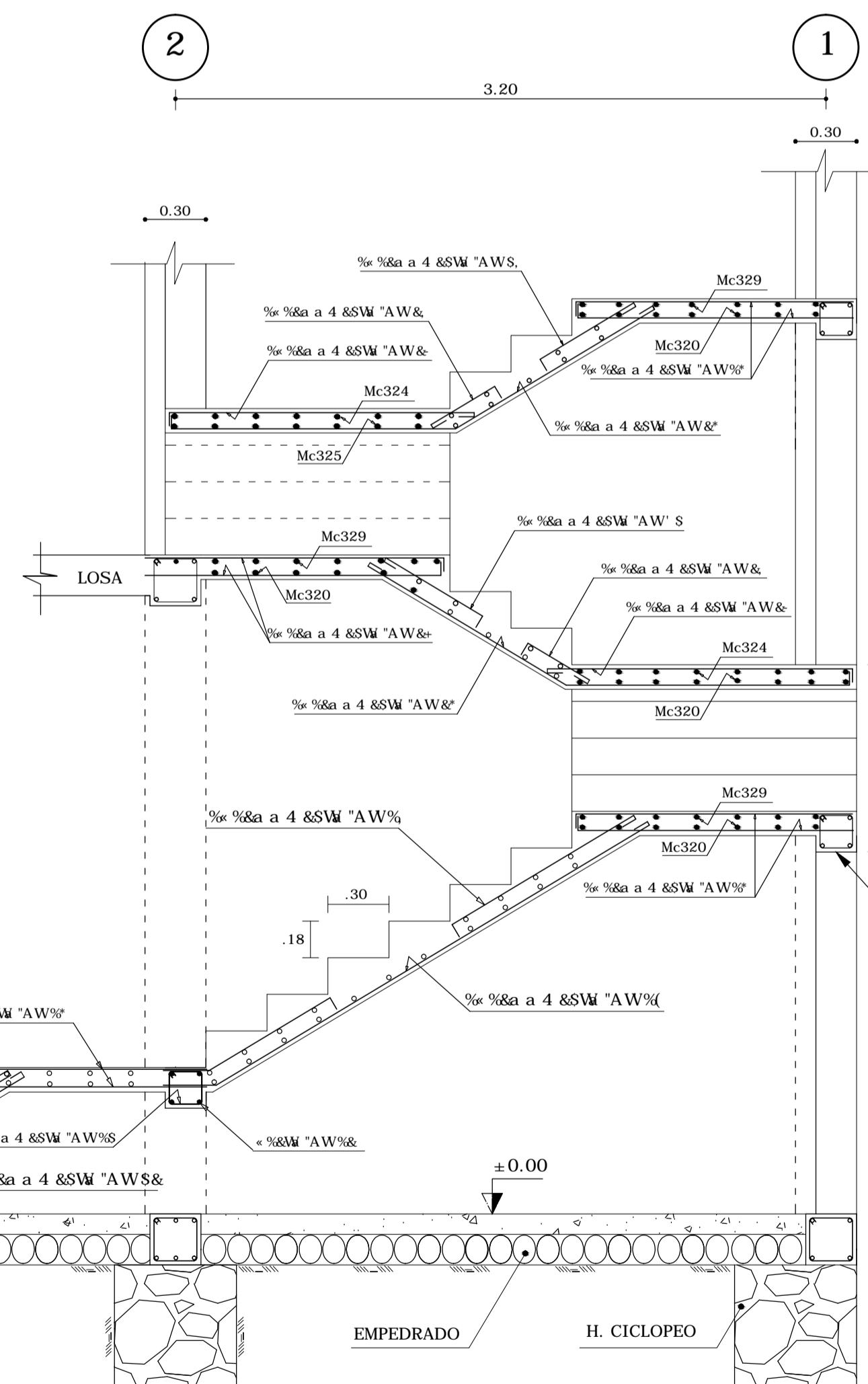
TOTAL = 145.85 qq DE ACERO

ESPECIFICACIONES

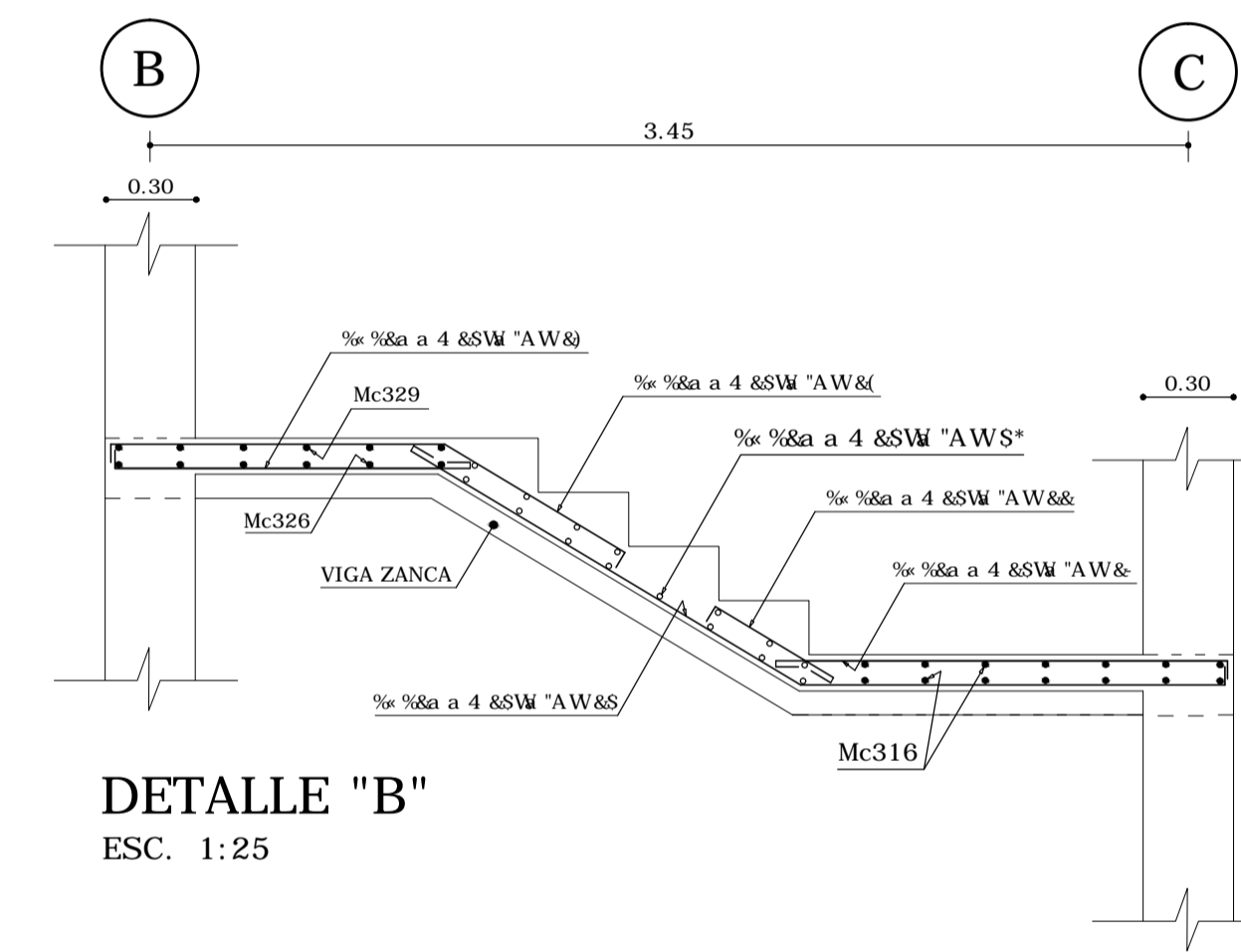
CODIGOS APLICADOS: ACI 318-05, CEC 2001 PARTE I, CEC 1993 PARTE II  
 CIMENTACION - Esfuerzo admisible del suelo = 2.0 Kg/m²  
 579FC'1 9b 1c XU' U Ygfñ W fUgY'W'c'Wfz Zñ1' (&SS'?) #W &  
 <CFA< CB'1' 9gZ Yfnc'1 B+HF-C'5' 95'7CADF9G-CB'5' 9CG & 8;9CG'ZW' 98S'?' #W &  
 RECUBRIMIENTOS - Todo lo que este en contacto del suelo r = 5 cm.; el resto r = 3 cm.  
 HF5G95D9C'1' 'CY'W'c'Wfz' ' ' Xgza Yfncg XY' <  
 8-A'9BG-CB9C'1' 9gzb' XLM'g'Yb a Yfncg'Yf Wfnc' Xc'bXY'g'f' bX'e'1' Y'c' Wb'fUFUf



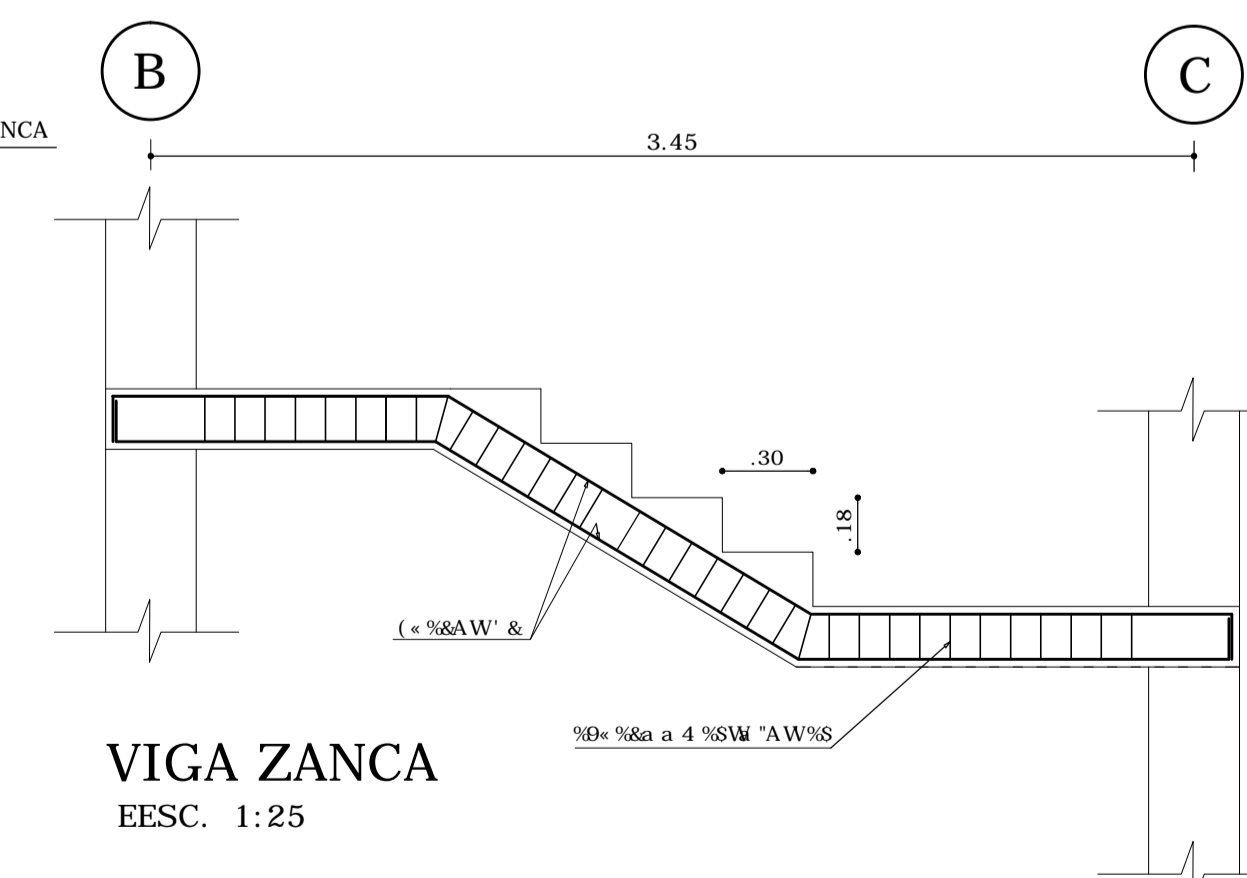
CADENAS DE AMARRE ESTRUCTURAL  
SIN ESCALA  
DETALLE "A"



CORTE a-a  
ESC. 1:25



DETALLE "B"  
ESC. 1:25



VIGA ZANCA  
EESC. 1:25

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

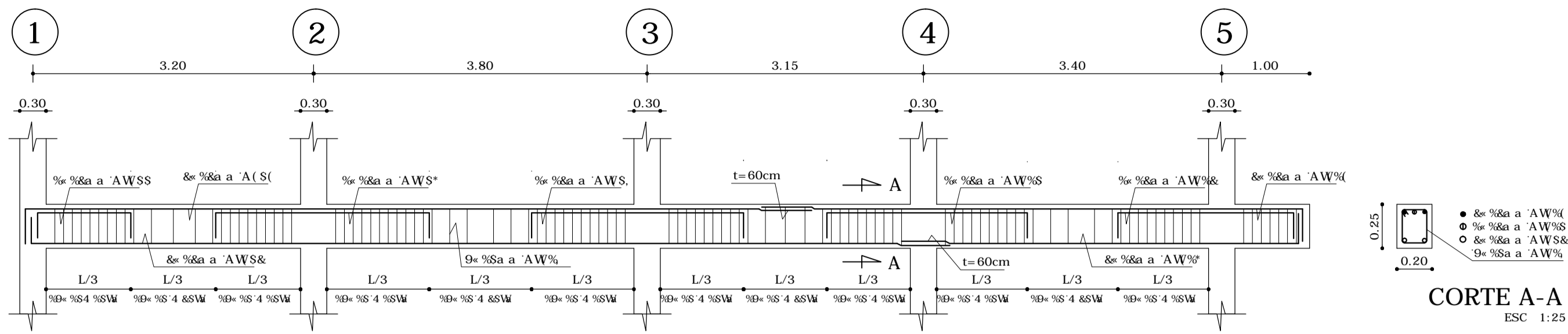
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

T E S I S D E G R A D O

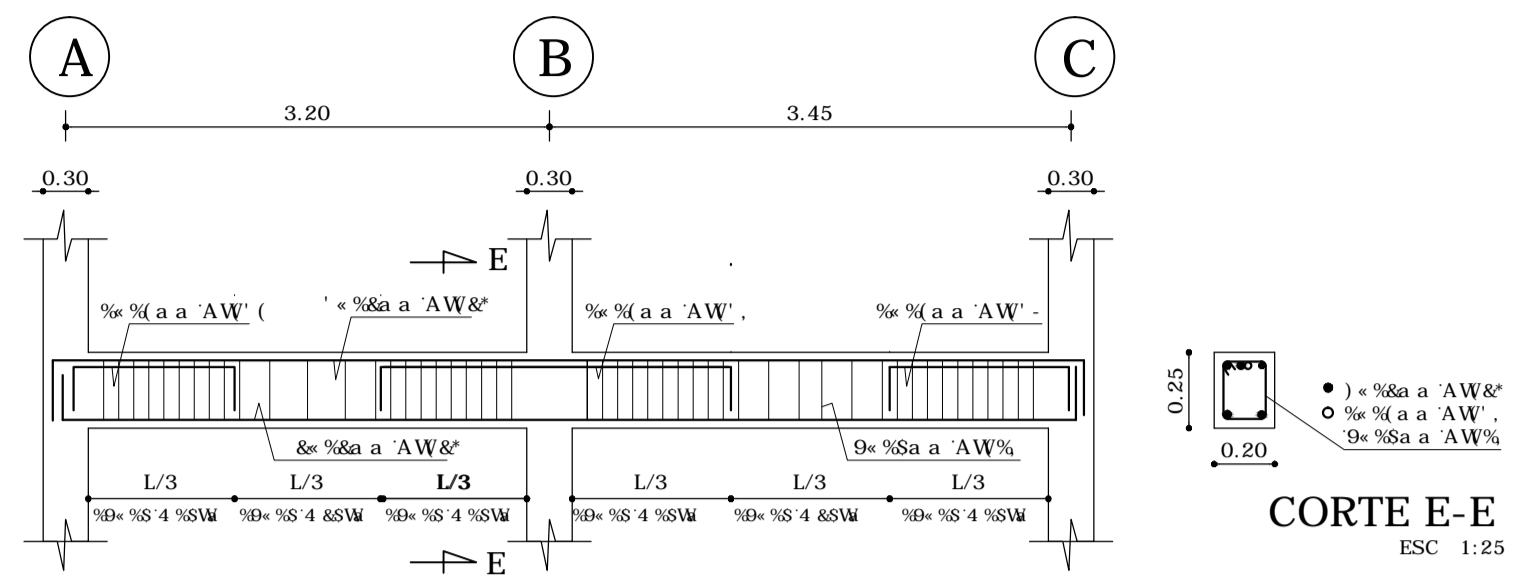
TEMA: LAS CARGAS SISMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO "TIPO" DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

CONTIENE:  
CIMENTACION - COLUMNAS  
GRADAS - DETALLE "A"  
VIGA ZANCA.

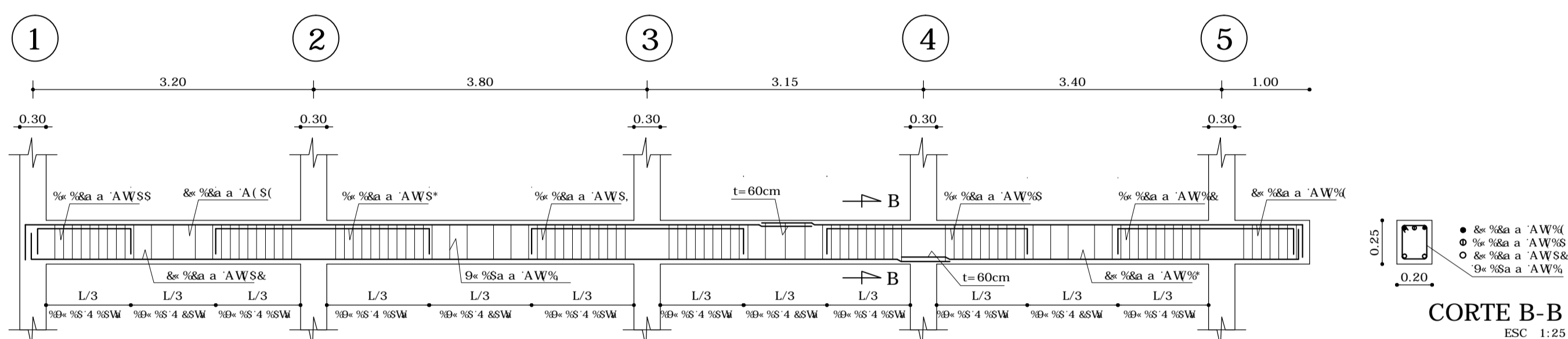
ESTUDIANTE	PROYECTO	APROBO	ESCALA:
LUIS M. BELTRAN V.			INDICADAS
			FECHA: JULIO - 2011
			LAMINA: 1 DE 4



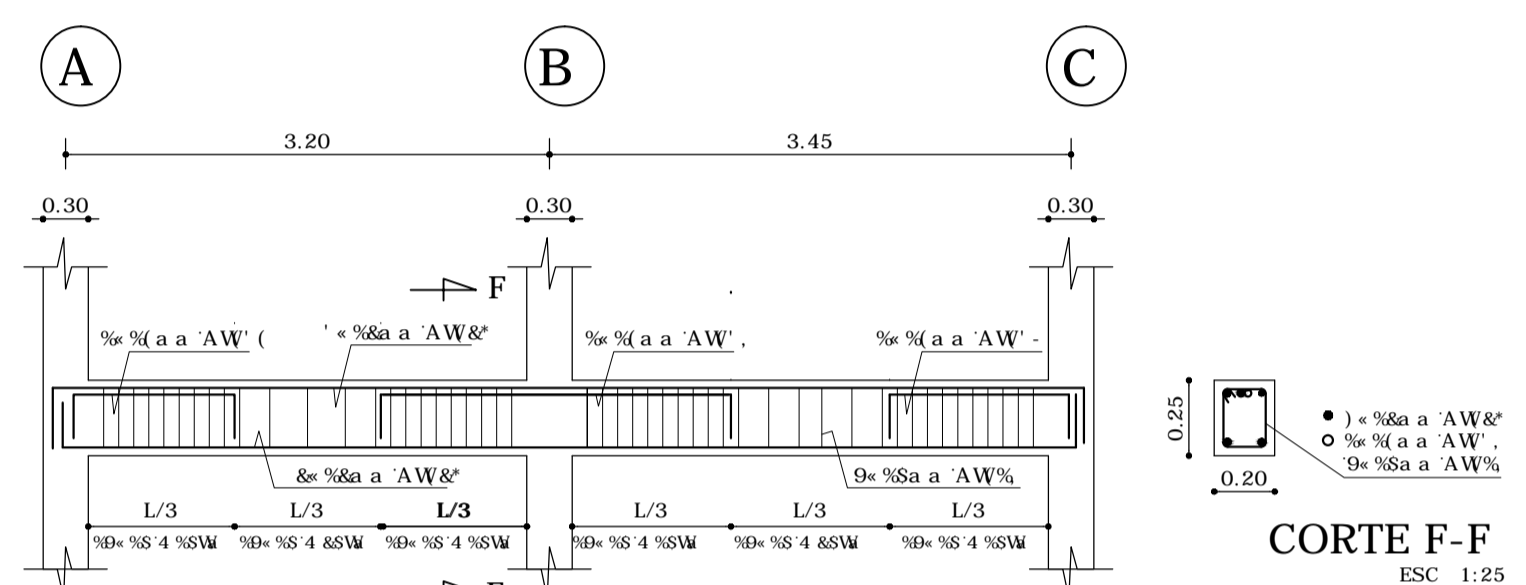
VIGA EJE A NV. +3.24; NV.+5.76; NV.+8.28; NV.+ 10.80  
 ESC VER 1:25  
 ESC HOR 1:50



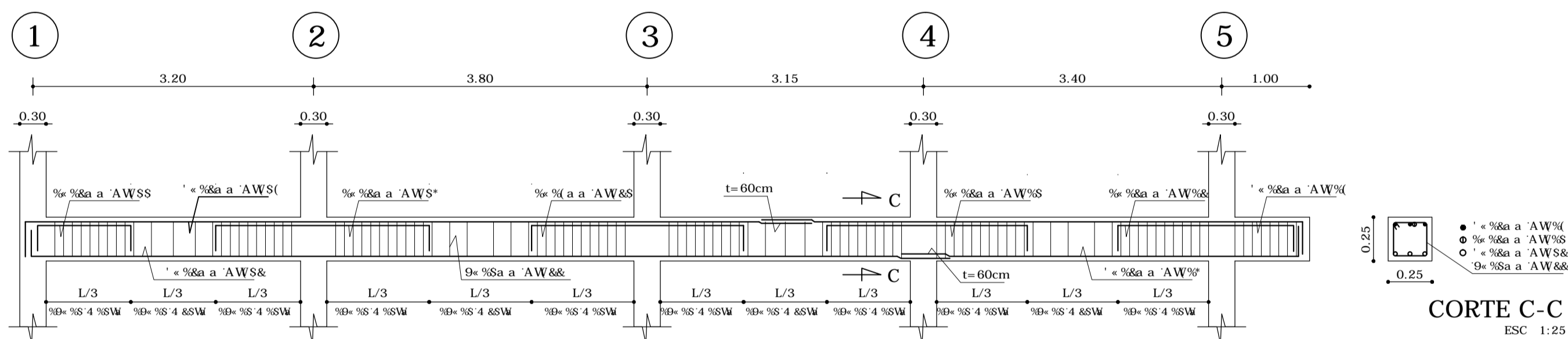
VIGA EJE 2 NV. +3.24; NV.+5.76; NV.+8.28; NV.+ 10.80  
 ESC VER 1:25  
 ESC HOR 1:50



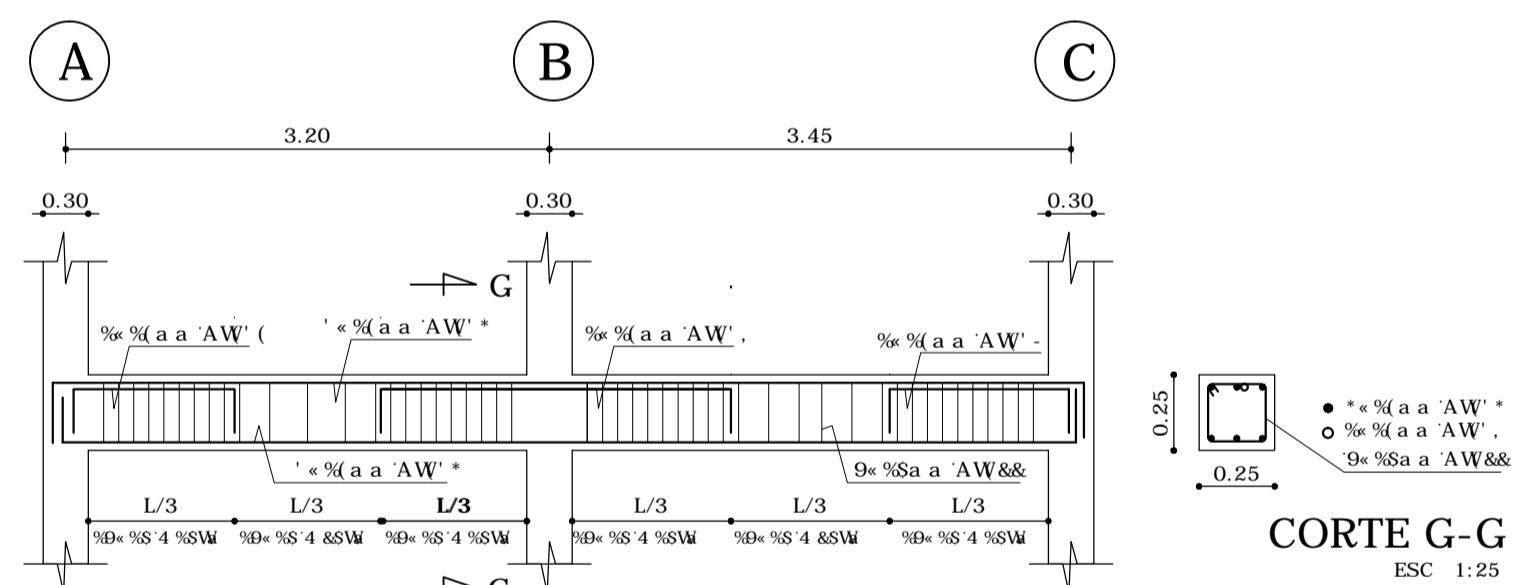
VIGA EJE C NV. +3.24; NV.+5.76; NV.+8.28; NV.+ 10.80  
 ESC VER 1:25  
 ESC HOR 1:50



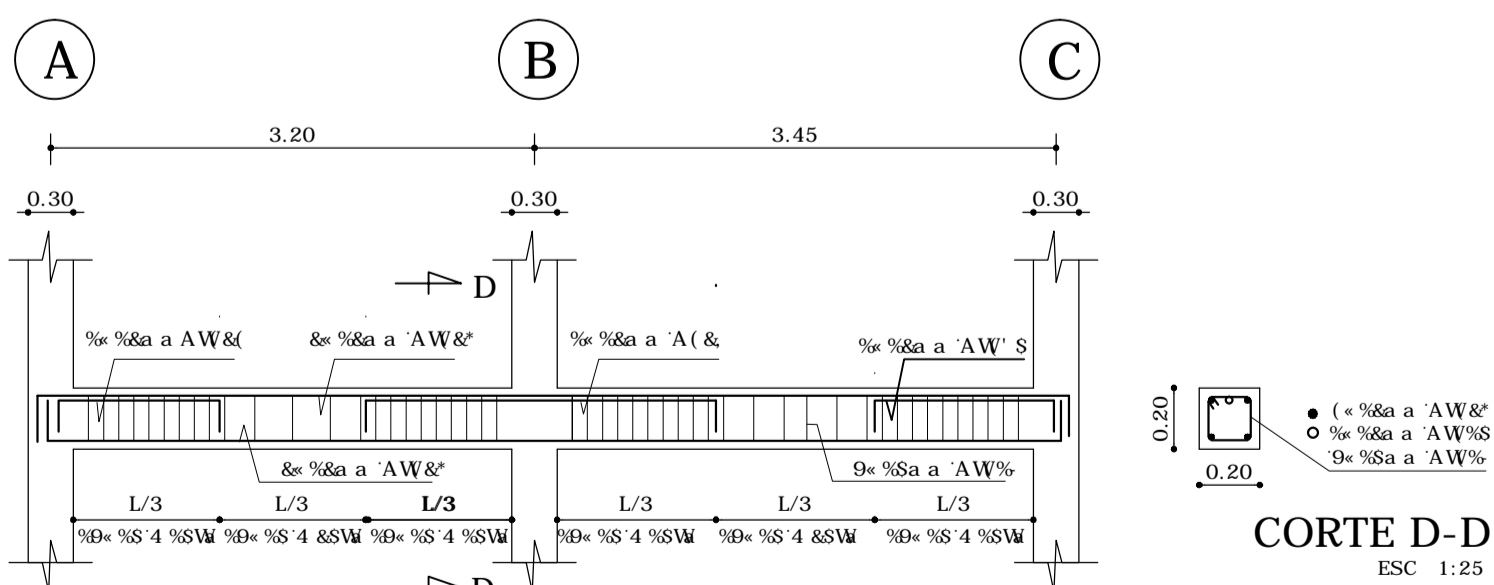
VIGA EJE 3 NV. +3.24; NV.+5.76; NV.+8.28; NV.+ 10.80  
 ESC VER 1:25  
 ESC HOR 1:50



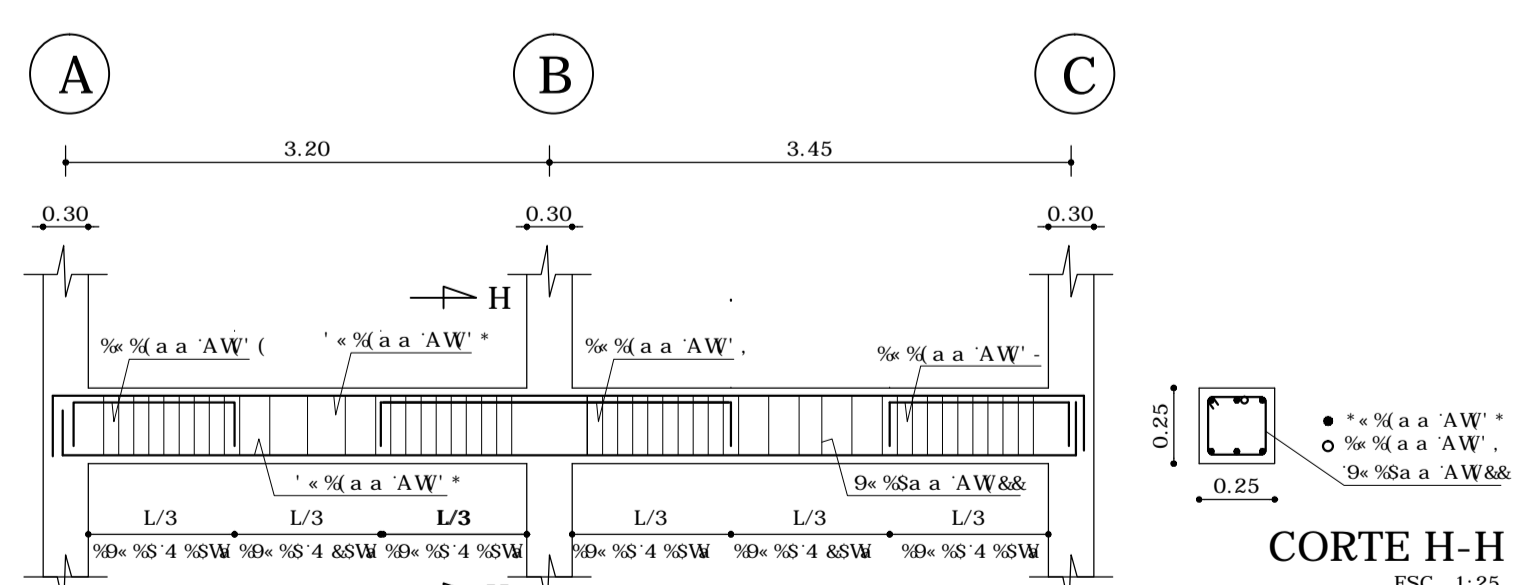
VIGA EJE B NV. +3.24; NV.+5.76; NV.+8.28; NV.+ 10.80  
 ESC VER 1:25  
 ESC HOR 1:50



VIGA EJE 4 NV. +3.24; NV.+5.76; NV.+8.28; NV.+ 10.80  
 ESC VER 1:25  
 ESC HOR 1:50



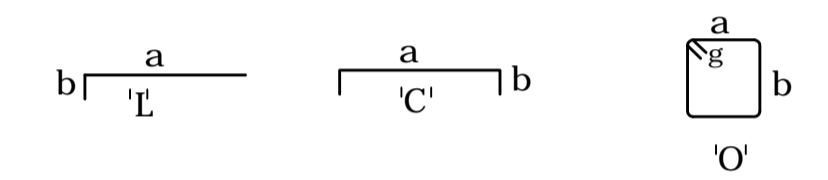
VIGA EJE 1 NV. +3.24; NV.+5.76; NV.+8.28; NV.+ 10.80  
 ESC VER 1:25  
 ESC HOR 1:50



VIGA EJE 5 NV. +3.24; NV.+5.76; NV.+8.28; NV.+ 10.80  
 ESC VER 1:25  
 ESC HOR 1:50

PLANILLA DE HIERROS													
MC	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES						LONG DES.	VAR. COMR.		OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e	g		LONG.	Nº	
VIGAS													
400	C	12	12	1.25	2*0.20					1.65	12	2	
402	L	12	20	10.45	0.2					10.65	12	20	
404	L	12	28	8.45	0.2					8.65	9	28	
406	C	12	12	2.40	2*0.20					2.80	12	4	
408	C	12	8	2.10	2*0.20					2.50	12	2	
410	C	12	12	2.25	2*0.20					2.65	12	3	
412	C	12	8	2.00	2*0.20					2.40	12	2	
414	L	12	20	6.25	0.2					6.85	9	20	
416	L	12	20	4.65	0.2					4.85	12	10	
418	O	10	1240	2*0.15	2*0.20				2*0.10	0.90	12	95	
419	O	10	196	4*0.15					2*0.10	0.80	12	13	
420	C	12	12	4.00	2.40					2.80	12	1	
422	O	10	1020	4*0.20					2*0.10	1.00	12	85	
424	C	12	4	2.15	2*0.15					2.45	12	1	
426	C	12	36	6.90	2*0.15					7.20	9	36	
428	C	12	4	2.30	2*0.15					2.60	12	1	
430	C	12	4	1.35	2*0.15					1.65	9	1	
434	C	14	16	1.25	2*0.15					1.55			T. de Mc436
436	C	14	48	6.90	2*0.20					7.30	9	48	S. 48P. DE 1.70m.
438	C	14	8	2.30	2*0.20					2.70	12	2	
439	C	14	16	1.35	2*0.15					1.65			T. de Mc436
440	C	12	8	3.75	2*0.20					4.15	9	4	
442	C	12	4	1.20	2*0.20					1.60	9	1	
444	O	8	50	2*0.10	2*0.15				2*0.10	0.70	12	3	
446	C	12	8	3.50	2*0.20					3.90	12	3	
448	C	12	4	1.25	2*0.20					1.65	9	1	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

Ø mm	8	10	12	14	16	18	20	22	ELEMENTO (HORMIGON)	m³
L m									VIGAS	14.52
6										
9				70	48					
12	3	196	69	2						
qq	0.31	32.00	28.54	12.14					TOTAL	14.52

TOTAL = 72.99qq DE ACERO

ESPECIFICACIONES

CODIGOS APLICADOS: ACI 318-05, CEC 2001 PARTE I, CEC 1993 PARTE II  
 579FC1 9b hXU U ygh W fu gY W cWz Znl ( &SS ?] #M &  
 < CFA < CB1 9g Ync 1 B4EF-C 5 05 7CADF9G-CB 5 0C G & 8&G ZWI 8&S ?] #M &  
 RECUBRIMIENTOS: Todo lo que este en contacto del suelo r = 5cm; el resto r = 3 cm  
 HF5G6DDC1 Y W cWz (. Xza Yfcg XY <  
 8-a9BG-CB9C7 9gzb XlMlg Yb a Yfcg Yl Wdr XcbXY gY lbXel Y c WbfrUF;

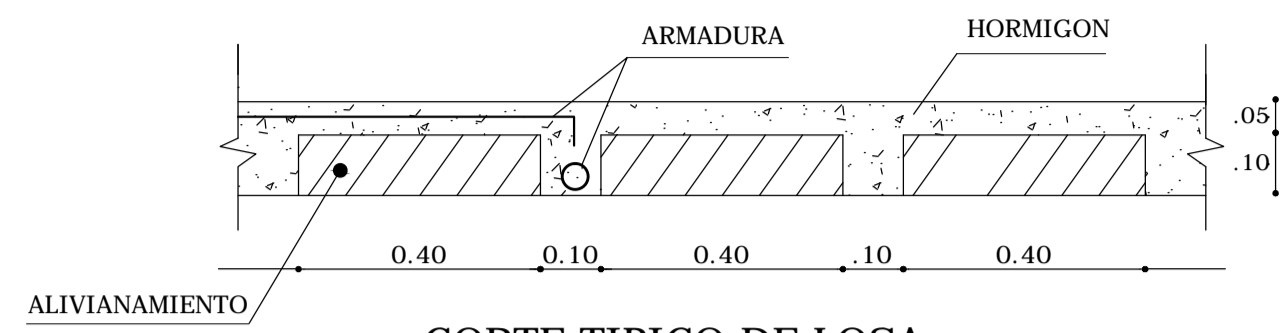
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

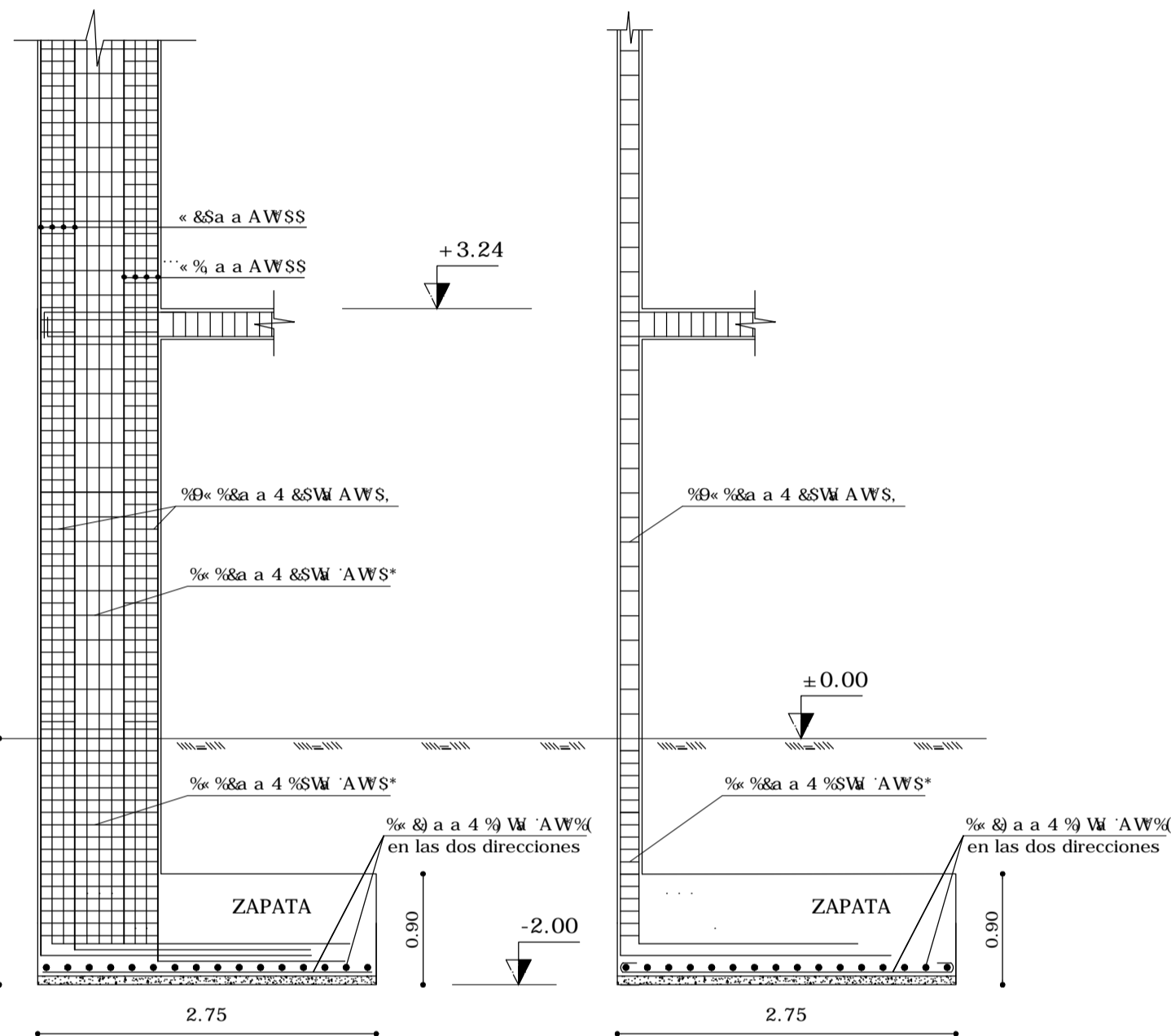
T E S I S D E G R A D O

TEMA: LAS CARGAS SISMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO "TIPO" DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

ESTUDIANTE	PROYECTO	APROBO	ESCALA: INDICADAS
LUIS M. BELTRAN V.			FECHA: JULIO - 2011
			LAMINA: 2 DE 4

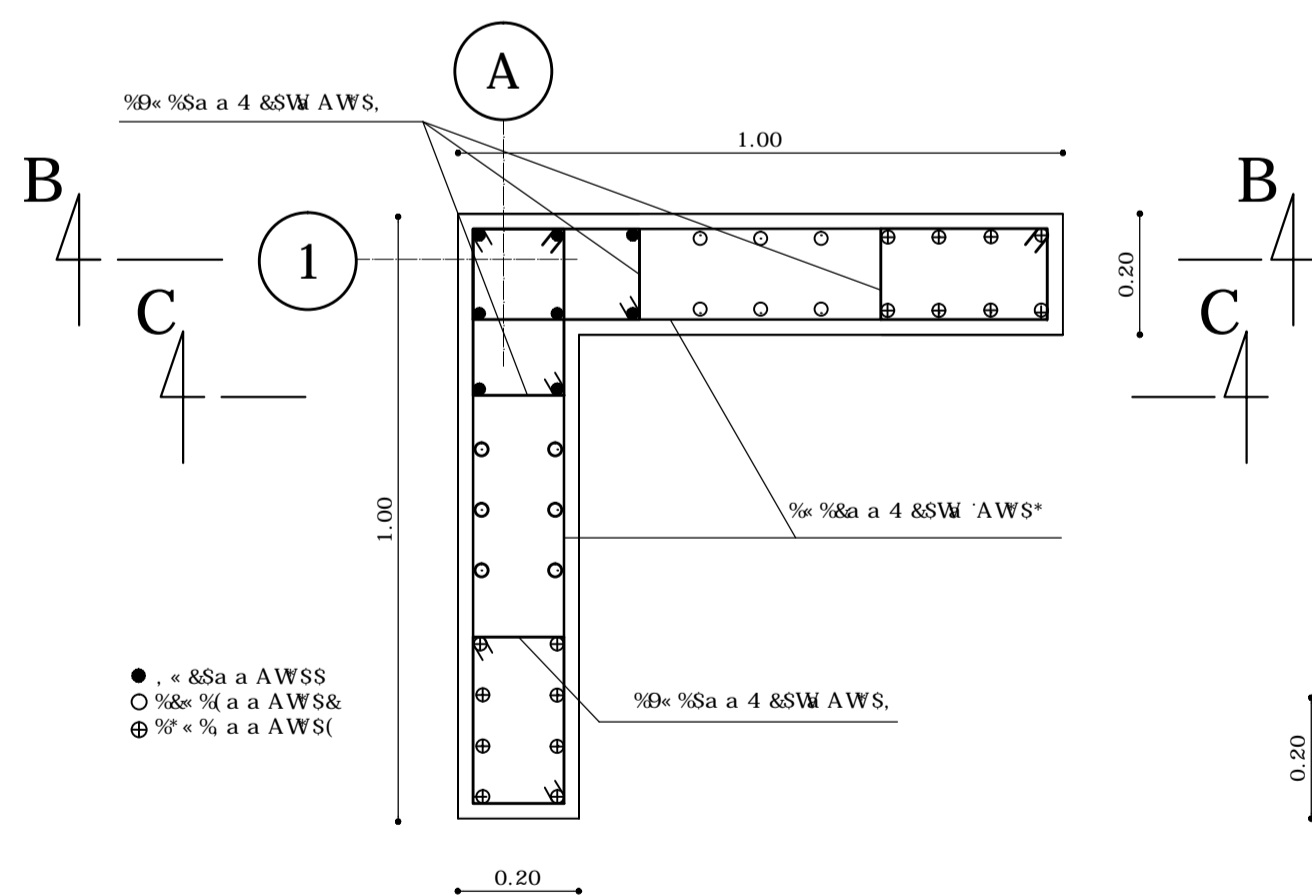


CORTE TIPICO DE LOSA  
SIN ESCALA

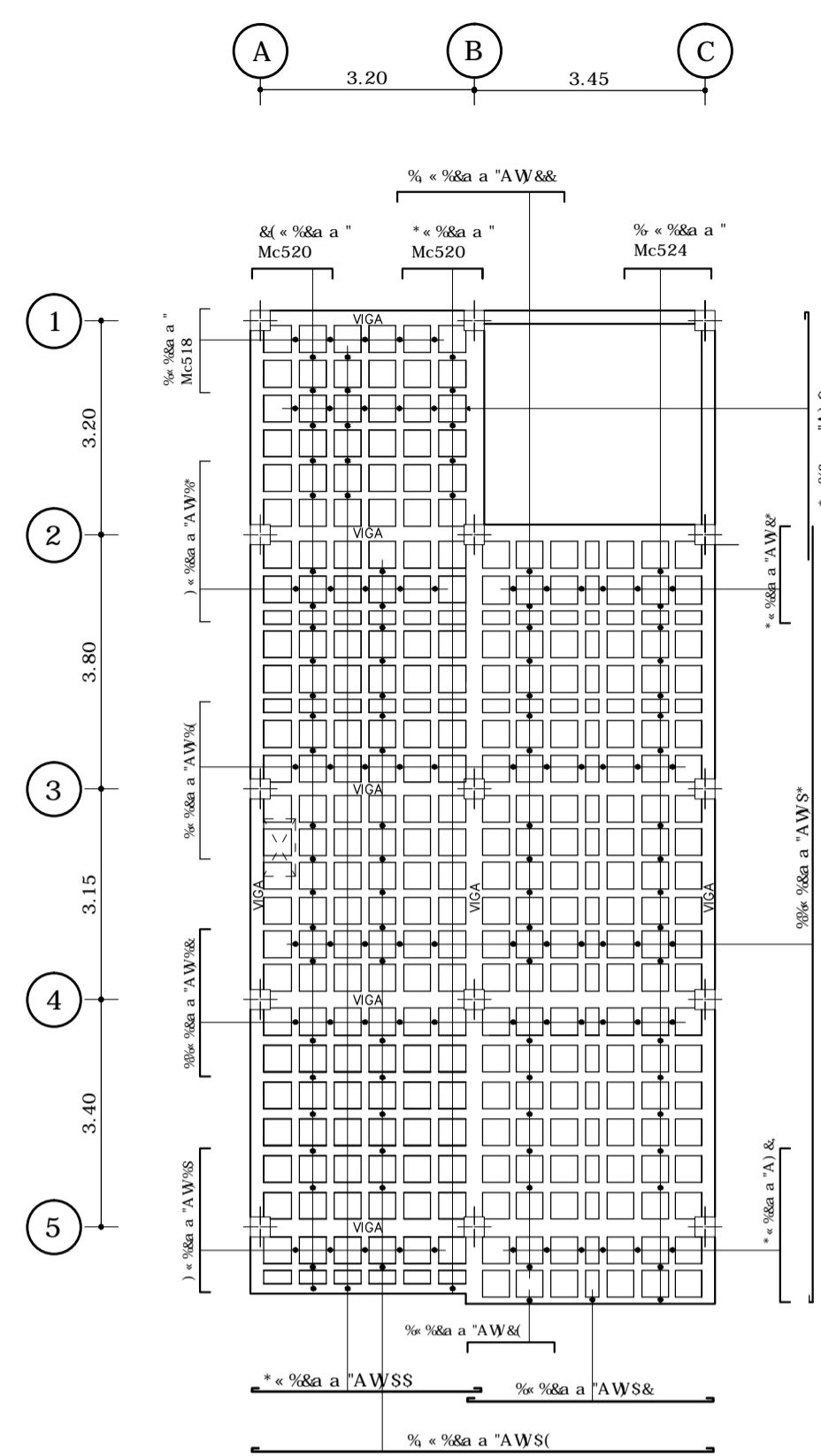
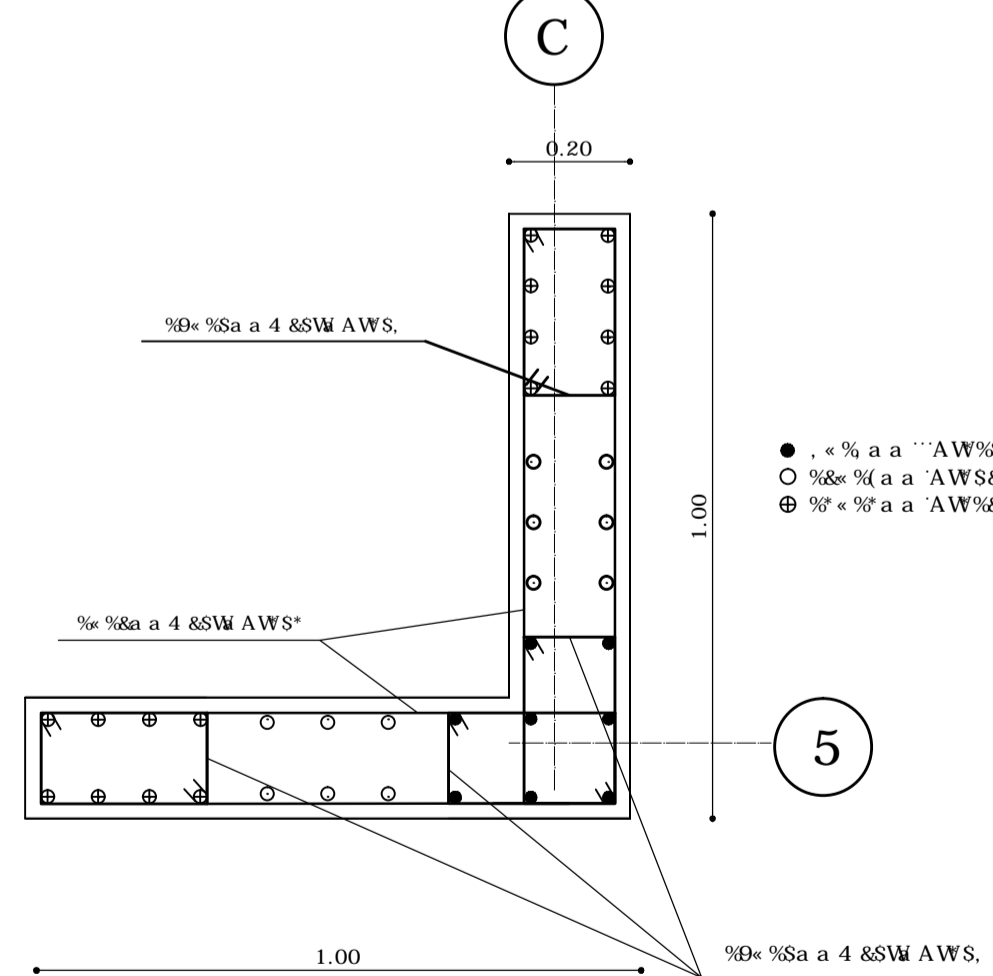


CORTE B-B  
ESC. 1:50

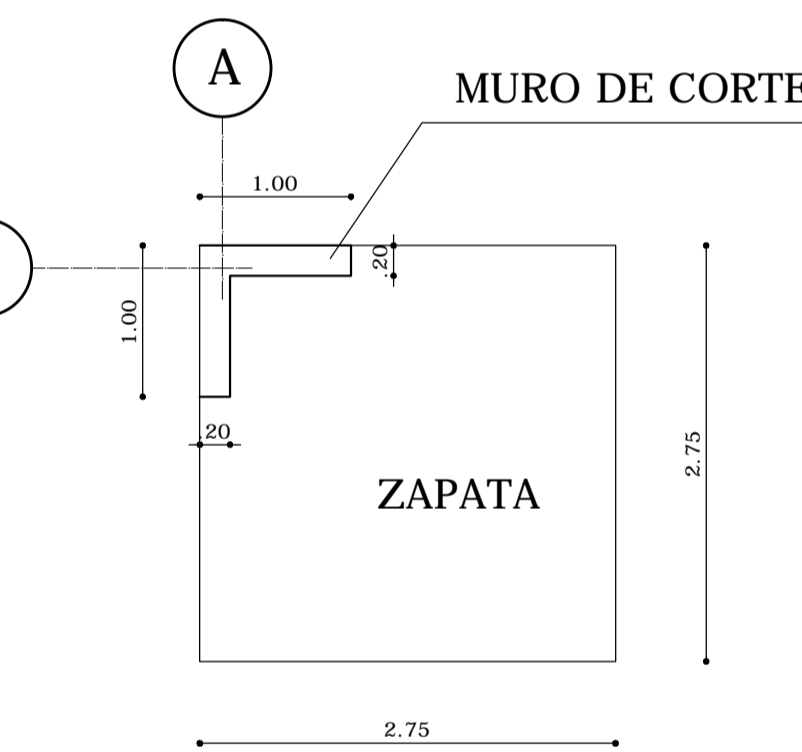
CORTE C-C  
ESC. 1:50



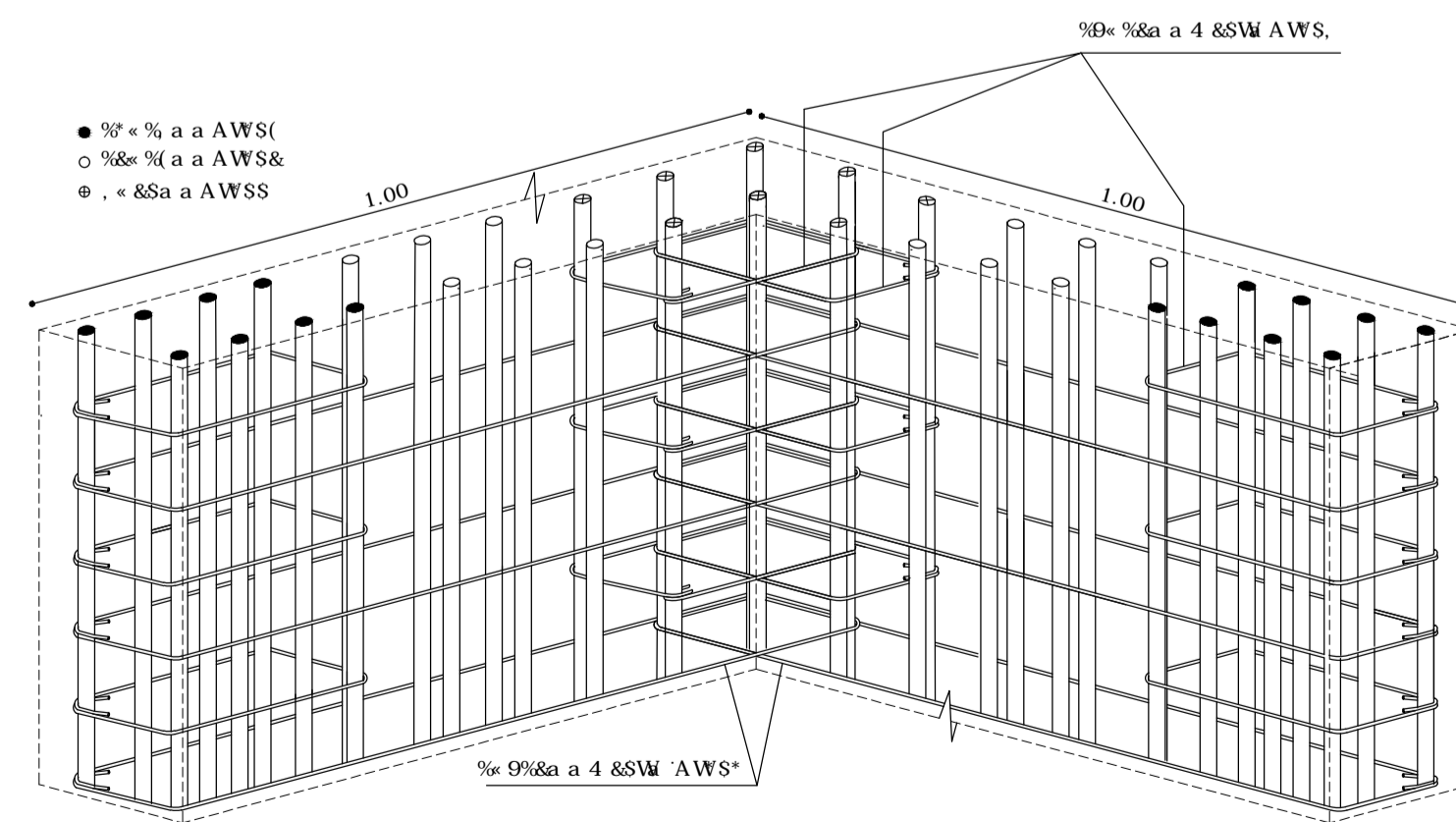
ARMADO EN MUROS DE CORTE  
ESC. 1:125



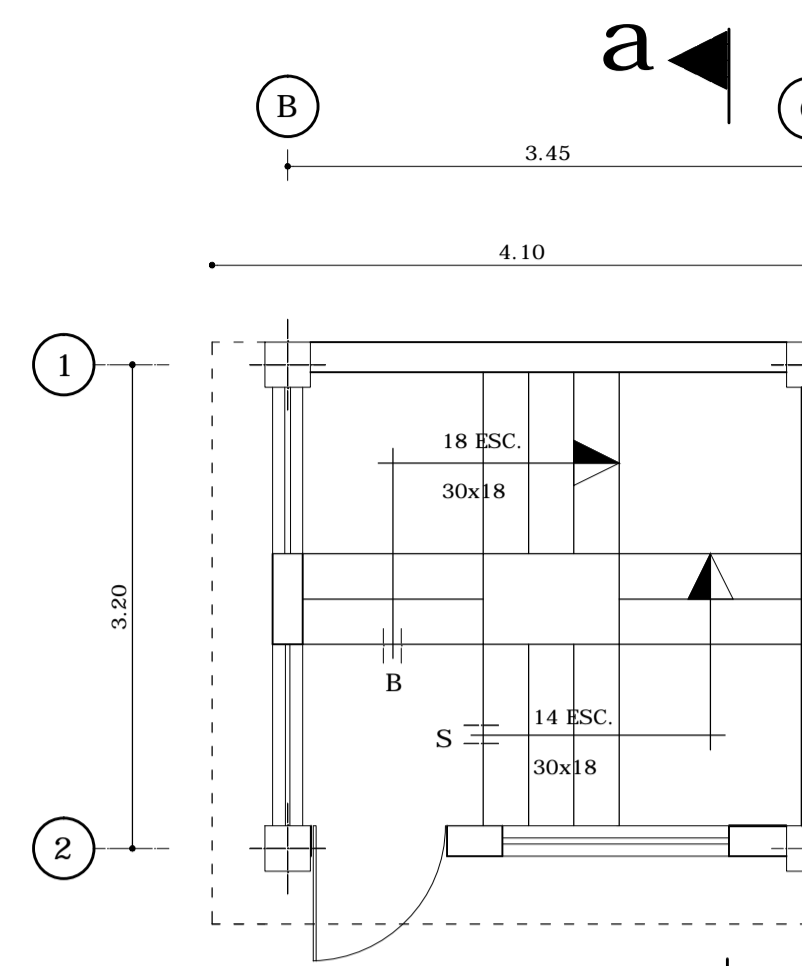
LOSA TIPO  
ESC. 1:100



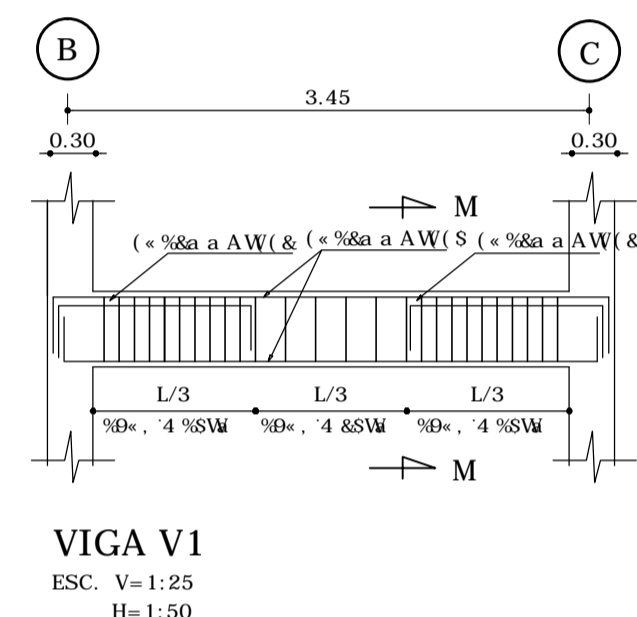
MUROS DE CORTE - PLANTA  
ESC. 1:50



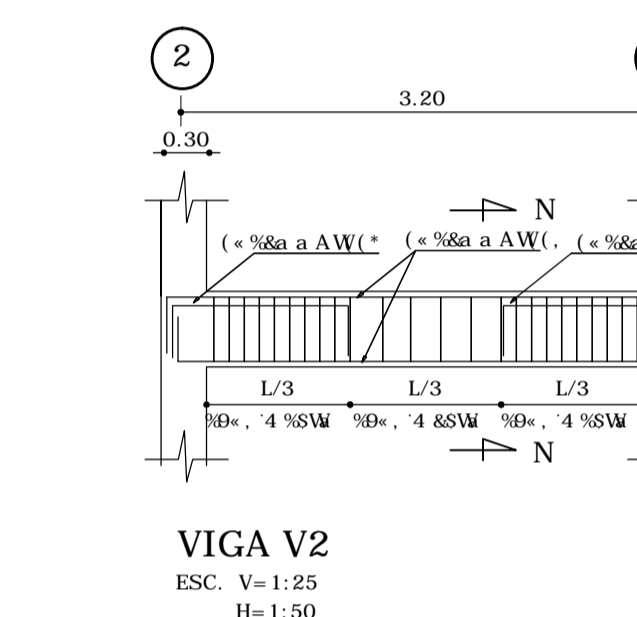
DETALLE DEL ARMADO DEL MURO  
ESC. 1:10



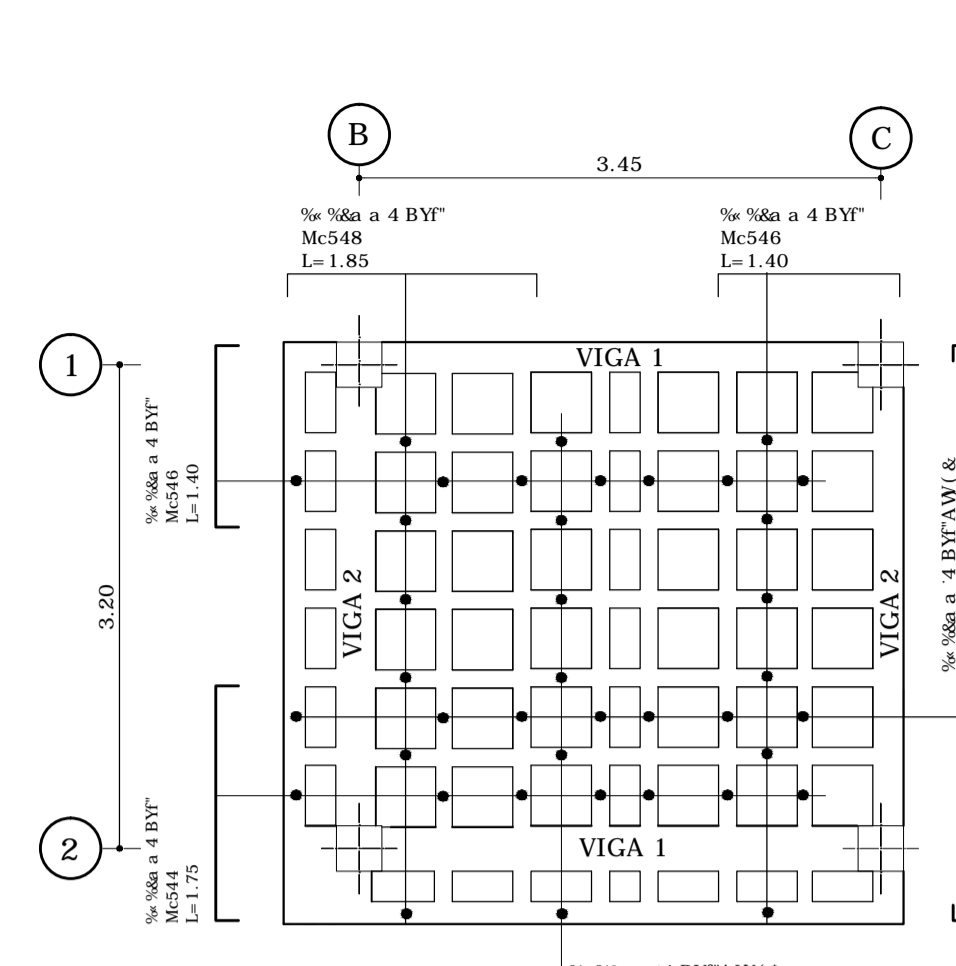
PLANTA DE TAPAGRADA  
ESC. 1:50



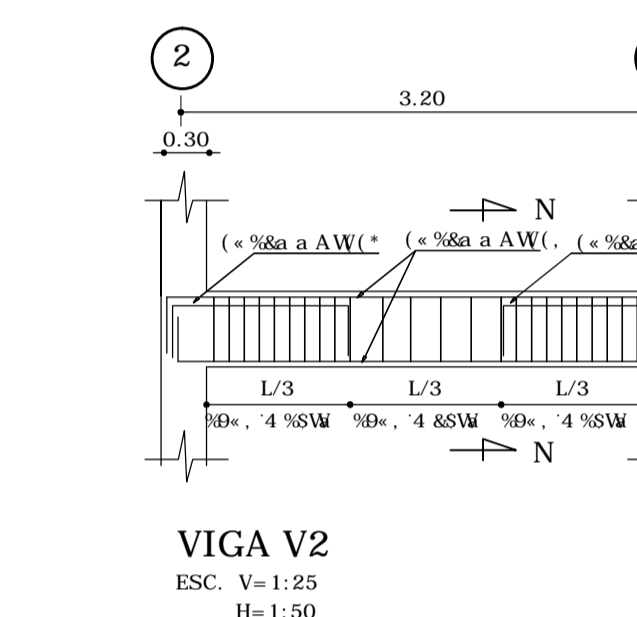
VIGA V1  
ESC. V=1:25  
H=1:50



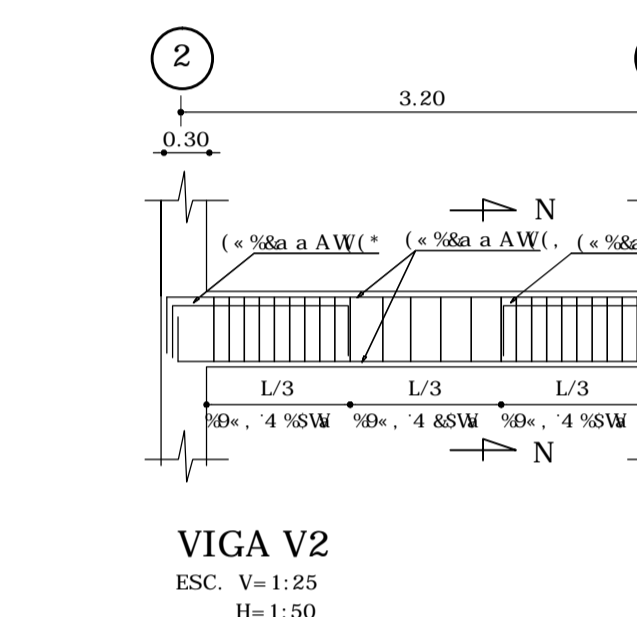
VIGA V2  
ESC. V=1:25  
H=1:50



LOSA DE TAPAGRADA  
ESC. 1:50



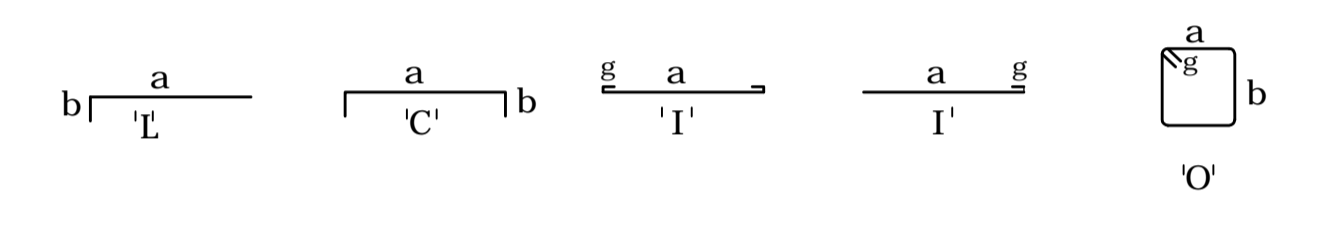
CORTE M-M  
ESC. 1:25



CORTE N-N  
ESC. 1:25

PLANILLA DE HIERROS												
MC	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES					LONG. DES.	VAR. COMR.		OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e		g	LONG.	
LOSA												
500	I	12	24	3.40				2*1.10	3.60	12	8	
502	I	12	4	3.70				2*1.10	3.90	9	2	
504	I	12	72	6.90				2*1.10	7.10	9	72	S.72 P. 1.90M
506	I	12	44	11.50				2*1.10	11.70	12	44	
508	I	12	24	3.60				2*1.10	3.80	12	8	
510	C	12	20	2.15	2*1.10				2.35	12	4	
512	C	12	44	2.20	2*1.10				2.40	12	9	
514	C	12	44	2.35	2*1.10				2.55	12	11	
516	C	12	20	2.40	2*1.10				2.60	12	5	
518	C	12	20	1.25	2*1.10				1.45	6	5	
520	C	12	120	1.20	2*1.10				1.40	12	15	
522	C	12	76	2.50	2*1.10				2.70	12	19	
524	C	12	80	1.30	2*1.10				1.50	12	1	T.72Mcs.DE Mc.504
526	C	12	24	1.45	2*1.10				1.65	9	5	
528	C	12	24	2.3	2*1.10				2.50	12	6	
540	I	12	6	4.05				2*1.10	4.25	9	3	
542	I	12	7	4.00				2*1.10	4.20	9	4	
544	C	12	7	1.55	2*1.10				1.75	12	1	
546	C	12	13	1.20	2*1.10				1.40	9	2	
548	C	12	6	1.65	2*1.10				1.85	12	1	
MURO DE CORTE												
600	L	20	8	11.5	0.5				12	12	8	
601	I	20	8	2.15					2.15	9	2	
602	L	14	24	11.5	0.5				12	12	24	
603	I	14	24	1.76					1.76	12	4	
604	L	18	32	11.5	0.5				12	12	32	
605	I	18	32	1.84					1.84	12	6	
606	C	12	288	2*0.95	2*0.15				2.20	9	72	
608	O	10	440	2*0.27	2*0.10				0.75	12	28	
610	L	18	8	11.5	0.5				12	12	8	
611	I	18	8	1.92					1.92	6	3	
612	L	16	16	11.5	0.5				12	12	6	
613	I	16	16	1.84					1.84	12	3	
614	I	25	72	2.70					2.70	12	18	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

Elemento (HORMIGON)	m³
MURO DE CORTE	22.18
VIGA (1-2) Y LOSAS	29.53
TOTAL	51.71

TOTAL = 93.95 qq DE ACERO

ESPECIFICACIONES

CODIGOS APLICADOS: ACI 318-05, CEC 2001 PARTE I, CEC 1998 PARTE II  
 579FC1 0b hXU Uygfi M fUgVWcMz Znl (8SS?I AM &  
 <CFA< CBT 9gA Ync 1 B4EF-C 5 85 7CAIDFG-CB 5 8CG & 8a6G ZM 88S?I AM &  
 RECUBRIMIENTOS: Todo lo que este en contacto del suelo r = 5cm.; el resto r = 3 cm.  
 HF5G8DDG1 CVW cMz ( Xza YHcg XY+  
 8-A9BG-CB9C1 9gzb XUM kgYb a Yfcgz Y Wdhe XcbXYgr Bxet Y c WbfUfUf

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

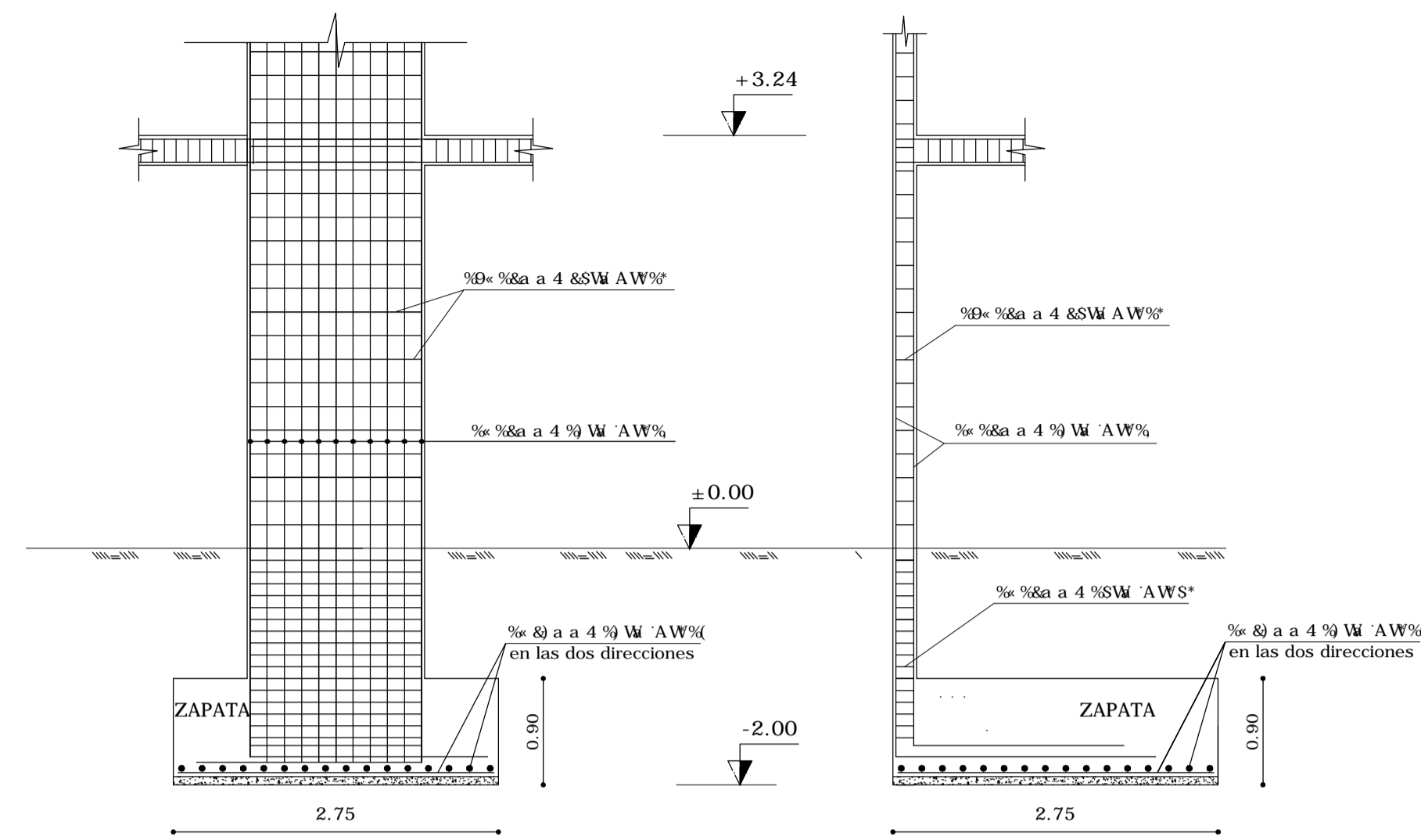
T E S I S D E G R A D O

TEMA: LAS CARGAS SISMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO "TIPO" DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

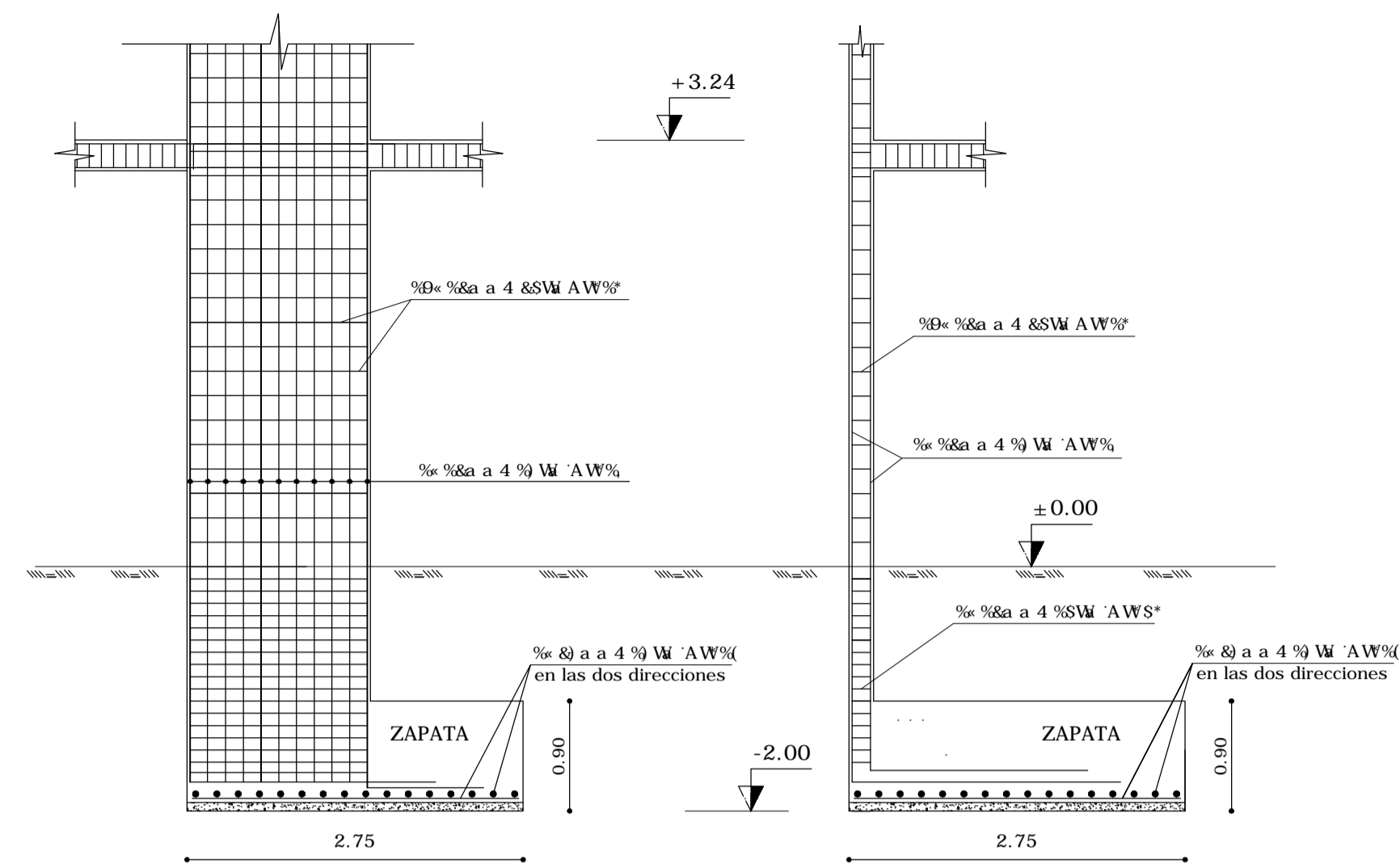
CONTIENE:  
 MURO DE CORTE - PLANTA DE TAPAGRADA - LOSAS - CORTES

ESTUDIANTE	PROYECTO	APROBO	ESCALA:
LUIS M. BELTRAN V.			INDICADAS
			FECHA: JULIO - 2011
			LAMINA: 3 DE 4

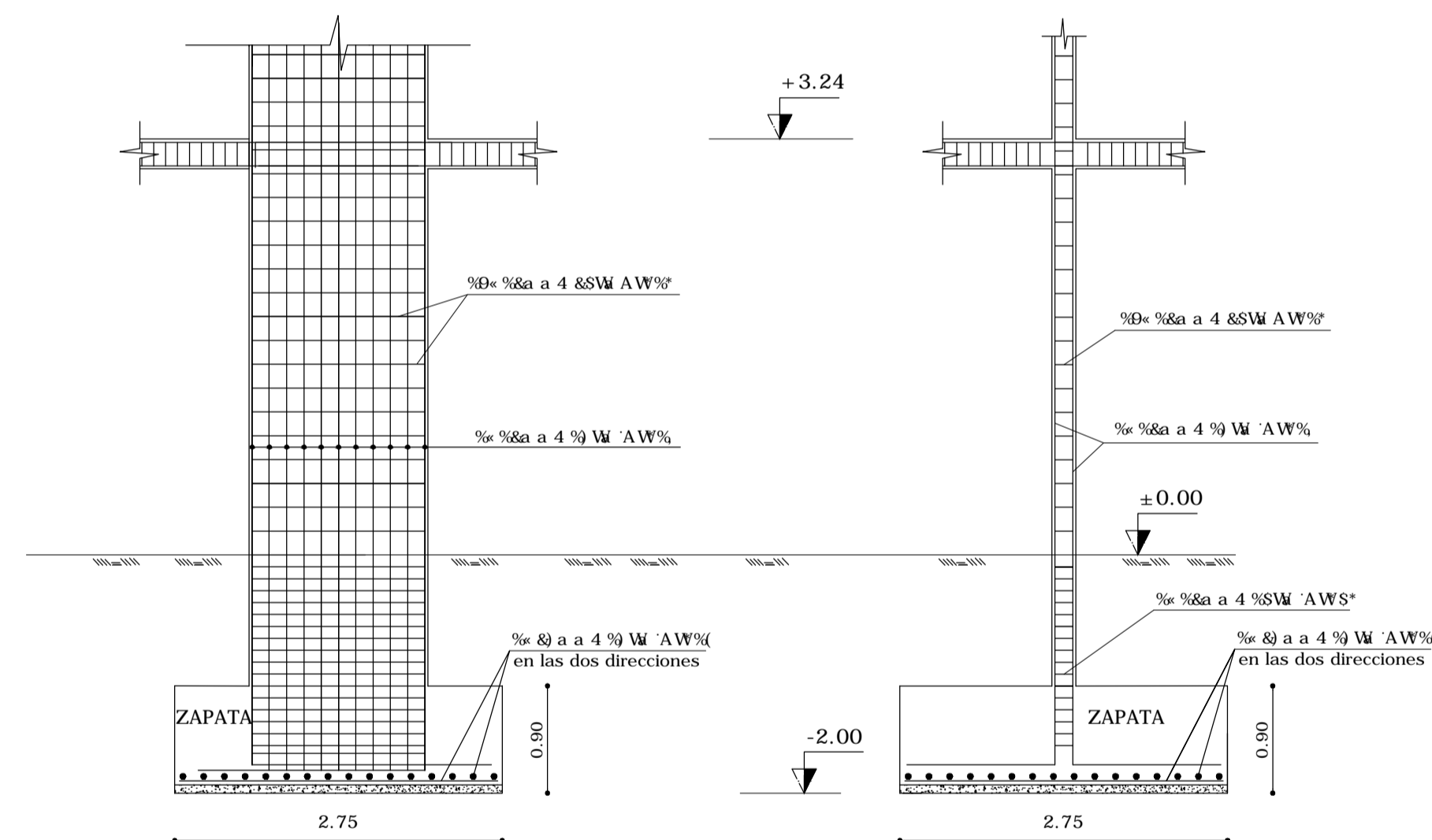




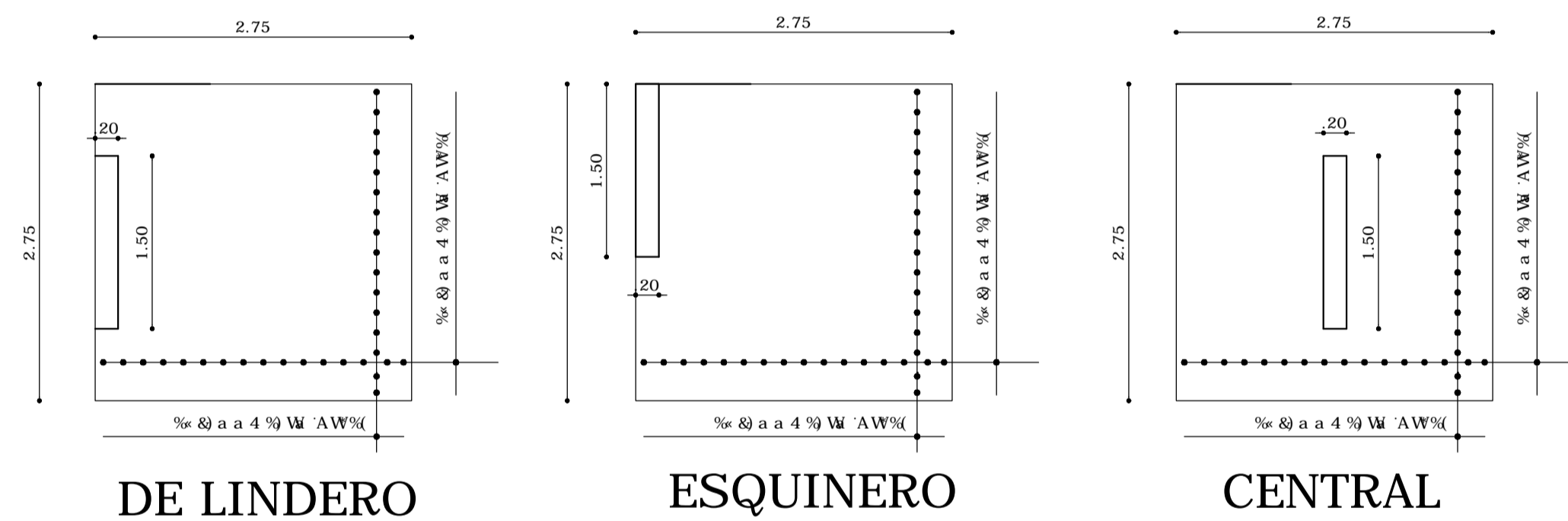
ARMADO DE MUROS TIPO DE LINDERO  
ESC. 1:50



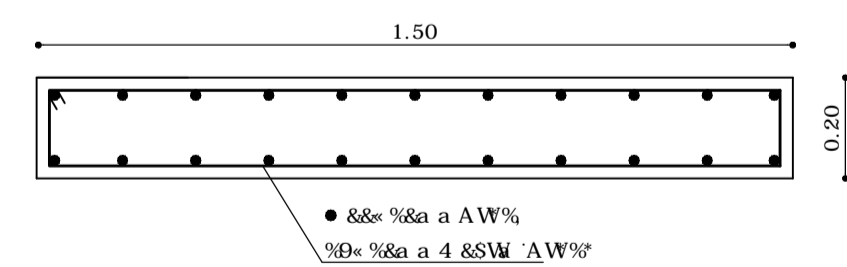
ARMADO DE MUROS TIPO ESQUINERO  
ESC. 1:50



ARMADO DE MUROS TIPO CENTRAL  
ESC. 1:50



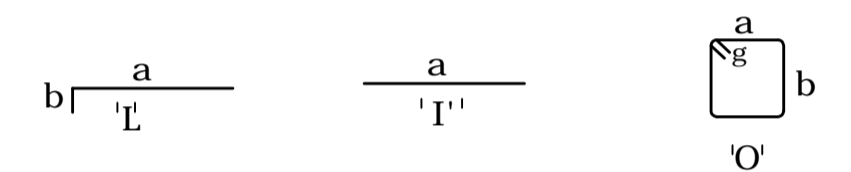
CIMENTACION DE MUROS DE CORTE - PLANTA  
ESC. 1:50



ARMADO TIPO - MUROS DE CORTE  
ESC. 1:10

PLANILLA DE HIERROS												
MC	TIPO	Ø	Nº	DIMENSIONES					LONG. DES.	VAR. COMR.		OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e		g	LONG.	
MURO DE CORTE												
614	I'	25	468	2.70					2.70	12	117	
616	O	12	1196	2*1.45	2*0.15				3.20	12	399	S. P. 2.40m
618	L	12	286	11.50	0.50				12.00	12	286	
620	I'	12	286	2.15					2.15	-	-	T. 330P. DE MC616

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES

Ø mm	8	10	12	14	16	18	20	25	ELEMENTO (HORMIGON)	m <sup>3</sup>
L m									MURO DE CORTE	42.12
6									CIMIENTO DEL MURO	88.53
9										
12			685					117		
qq			160.95					119.27	TOTAL	130.65

TOTAL = 280.22 qq DE ACERO

ESPECIFICACIONES

CODIGOS APLICADOS: ACI 318-05, CEC 2001 PARTE I, CEC 1998 PARTE II  
 579FC1 9b 1cXU UYgfi W tUgYw cWz Znl ( 8SS ?I AW &  
 <CFA< CBT 9gA Ync 1 B4EF-C 5 85 7CAIDF9G-CB 5 8CG & 8AG ZWl 88S ?I AW &  
 RECUBRIMIENTOS: Todo lo que este en contacto del suelo r = 5cm.; el resto r = 3 cm.  
 HF5G8DDG1 C YW cWz ( Xza YHcg XY<  
 8-A9BG-CB9C1 9gzb XUXgYb a Yfcgz Y Wdte XcBYgY JbXei Y c WbIFUJ<

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

T E S I S D E G R A D O

TEMA: LAS CARGAS SISMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DEL EDIFICIO "TIPO" DE CUATRO PISOS EN EL SECTOR LOS TRES JUANES DE LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

CONTIENE:  
SEGUNDA ALTERNATIVA DE MURO DE CORTE - DETALLES

ESTUDIANTE	PROYECTO	APROBO	ESCALA:
LUIS M. BELTRAN V.			INDICADAS
			FECHA:
			JULIO - 2011
			LAMINA:
			4 DE 4