

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Posgrados**

**Evaluación Sísmica Ante Los Niveles De Desempeño Estructural  
Establecidos En La Norma Ecuatoriana De La Construcción 2015 De  
Un Edificio De Hormigón Armado De Seis Pisos Ubicado En Quito**

**Proyecto de Investigación y Desarrollo**

**Alexis Vicente Ocaña Riofrio**

**Ing. Ana Gabriela Haro Báez, PH.D.**

**Director de Trabajo de Titulación**

**Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito para la obtención del  
título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción de  
Estructuras Sismo Resistentes**

**Quito, julio 2021**

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ  
COLEGIO DE POSGRADOS**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Evaluación Sísmica Ante Los Niveles De Desempeño Estructural  
Establecidos En La Norma Ecuatoriana De La Construcción  
2015 De Un Edificio De Hormigón Armado De Seis Pisos  
Ubicado En Quito**

**Alexis Vicente Ocaña Riofrio**

Nombre del Director del Programa: Fernando Romo  
Título académico: Master of Science  
Director del programa de: Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico: Eduardo Alba  
Título académico: Doctor of Philosophy  
Decano del Colegio: Colegio de Ciencias e Ingenierías

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados: Hugo Burgos  
Título académico: Doctor of Philosophy

**Quito, julio 2021**

## © DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Alexis Vicente Ocaña Riofrio

Código de estudiante: 214295

C.I.: 172182854-7

Lugar y fecha: Quito, julio de 2021.

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETheses>.

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

**Note:** The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETheses>.

## DEDICATORIA

### **A Dios.**

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr  
mis objetivos.

### **A mi madre Mery.**

A la persona más importante en el mundo, por haberme apoyado en todo momento, por  
sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una  
persona de bien, pero más que nada, por su amor.

### **A mi padre Vicente.**

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha  
infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su apoyo  
incondicional.

### **A mi novia Estefanía.**

A la persona con quien he compartido muchos logros, tanto personales como  
profesionales, a la persona que siempre me ha alentado para continuar y no decaer  
frente a cualquier adversidad.

### **A toda mi familia.**

Quienes han estado en las buenas y malas y que siempre han estado conmigo en todo  
momento.

Alexis Vicente Ocaña Riofrio

## AGRADECIMIENTOS

A mis padres por ser el pilar fundamental en mi vida, sin su apoyo incondicional no habría culminado con esta meta de mi vida.

A la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad San Francisco de Quito, por haberme brindado la oportunidad de cursar tan gustosa maestría, a mis profesores y compañeros de quienes me llevaré sus enseñanzas eternamente y en especial a mi profesora Ana Gabriela Haro Báez, PhD. quien confió en mí y me ayudó a dar el último paso para poder culminar con este propósito.

De manera especial a la empresa Fernando Romo Consultores, por haber confiado en mí, por darme la oportunidad de trabajar para ellos y por haber financiado los estudios de maestría.

A mis amigos y colegas quienes compartieron tanto en el largo recorrido que nos trajo hasta aquí, por compartir lo bueno y lo malo, por mostrarme que nada es imposible y que con un poco de esfuerzo y trabajo en conjunto se pueden lograr las cosas que nos planteemos como objetivos.

Alexis Vicente Ocaña Riofrio

## **RESUMEN**

El presente trabajo consistirá en la evaluación de un edificio de hormigón armado de seis pisos, diseñado y construido en el año 2008 en la ciudad de Quito.

Mediante los planos estructurales, se pudo determinar la geometría de la estructura, así como el tamaño y el armado de los diferentes elementos estructurales.

Se verificará el nivel de desempeño de la edificación. Para realizar la evaluación de la estructura, se desarrollará un análisis estático no lineal (análisis pushover), donde las cargas laterales actuantes en la estructura, de magnitud relativa constante y conforme a un patrón modal, son incrementadas gradualmente hasta que se alcance el desplazamiento objetivo; la carga gravitacional se mantiene constante. Mediante este análisis estático no lineal se intentará predecir el comportamiento esperado de la estructura ante la demanda sísmica.

Para la consideración de la carga viva, se tomó las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15); y las cargas permanentes se las estimó en base al uso y tipo de estructura, como se verá más adelante. El sistema resistente de cargas gravitatorias y laterales es el de pórticos especiales resistentes a momentos de HA con vigas descolgadas y muros estructurales.

Se tendrá un límite máximo de deriva según lo que indica la NEC-15, controlando el desplazamiento de la estructura, para verificar el nivel de desempeño esperado, a través de la observación de rótulas plásticas, todo frente a una demanda sísmica local.

### **PALABRAS CLAVE**

- Evaluación sísmica.
- Análisis no lineal.
- Niveles de desempeño.

## **ABSTRACT**

This work will consist of the evaluation of a six-story reinforced concrete building, designed, and built in 2008 in city of Quito.

Through the structural drawings, it was possible to determine the geometry of the structure, as well as the size and the reinforcement of the different structural elements.

The level of performance of the building will be verified. To carry out the evaluation of the structure, a non-linear static analysis (pushover analysis) will be developed, where the lateral loads acting on the structure, with constant relative magnitude and according to a modal pattern, are gradually increased until they reach the target displacement; the gravitational load remains constant. Through this non-linear static analysis, an attempt will be made to predict the expected behavior of the structure for the seismic demand.

For the consideration of the live load, the recommendations from the Ecuadorian Construction Standard (NEC-15) were taken into account; and, the permanent loads were estimated based on the use and type of structure, as will be seen later. The gravitational and lateral resistant system consists of RC special moment-resisting frames, with dropped beams and structural walls.

There will be a maximum drift limit, according to what the NEC-15 indicates, to control the structure displacement and to verify the expected performance level, through the observation of plastic hinges, under the local seismic demand.

## **KEYWORDS**

- Seismic evaluation.
- Nonlinear analysis.
- Performance levels.



## TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	7
ABSTRACT	8
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	17
1.1. Antecedentes	17
1.2. Justificación	18
1.3. Objetivos	19
1.3.1. Objetivo general	19
1.3.2. Objetivos específicos	19
1.4. Descripción de la estructura	19
CAPÍTULO 2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	25
2.1. Filosofía de diseño	25
2.2. Zonificación sísmica y factor de zona Z	26
2.3. Tipo de perfiles de suelos para diseño sísmico	27
2.4. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs	29
2.4.1. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.	29
2.4.2. Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.	30
2.4.3. Fs: comportamiento no lineal de los suelos	30
2.5. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño	31
2.5.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	31
2.6. Los límites para el período de vibración $T_C$ y $T_L$	35
2.7. Espectro elástico de diseño en desplazamientos	36
2.8. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	37
2.9. Filosofía de diseño sismo resistente	39
2.9.1. Caracterización	41
2.9.2. Requisitos mínimos de diseño	41
2.10. Estructuras de ocupación especial y esencial	42
2.10.1. Niveles de amenaza sísmica	42

	10
2.10.2. Nivel de las fuerzas sísmicas	43
2.10.3. Objetivos de desempeño sísmico	44
2.10.4. Niveles de desempeño sísmico	44
2.11. Niveles de desempeño sísmico	45
2.12. Estados límites de la estructura	45
2.13. Estados límites de los elementos estructurales	46
2.14. Límites permisibles de las derivas de los pisos	46
2.15. Control de derivas	47
2.16. Síntesis	48
2.17. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural	48
2.18. Modelación estructural.	53
2.18.1. Generalidades	53
2.18.2. Inercia de las secciones agrietadas	54
2.19. Carga sísmica reactiva W	55
2.19.1. Caso general	55
2.20. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas	56
2.20.1. Procedimientos y condiciones de aplicación	56
2.20.2. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico	56
2.20.3. Representación y determinación de la carga sísmica horizontal	56
2.20.4. Modelo matemático	57
2.20.5. Análisis espectral	58
2.21. Procedimiento de cálculo del DBF (Diseño basado en Fuerzas)	59
2.22. Cortante basal de diseño V	59
2.22.1. Espectro de diseño	60
2.23. Determinación del período de vibración T	61
2.24. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R	62
2.24.1. Criterios de definición de R	63

	11
2.25. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales	65
2.26. Distribución horizontal del cortante	66
2.27. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso $\Delta M$ )	67
2.27.1. Límites de la deriva	69
CAPÍTULO 3. REVISIÓN DE LA LITERATURA	71
CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	72
4.1. Introducción	72
4.2. Consideraciones geotécnicas	73
4.3. Espectro de diseño	74
4.4. Declaración del hormigón	77
4.5. Declaración del acero de refuerzo	79
4.6. Cargas gravitatorias	79
4.6.1. Carga muerta	79
4.6.2. Carga Viva	82
4.7. Combinación de carga	83
4.7.1. Cargas	83
4.7.2. Combinaciones de cargas	83
4.8. Área de acero en columnas	84
4.9. Definición de materiales	87
4.9.1. Hormigón	87
4.9.2. Acero	89
4.10. Ingreso de secciones	91
4.10.1. Columnas	92
4.10.2. Vigas	93
4.10.3. Losa	99
4.11. Vista en planta por nivel	102
4.12. Modelo matemático	106
4.12.1. Cargas Estáticas	106

	12
4.12.2. Cargas sismicas	107
4.13. . Carga Muerta	108
4.14. Carga Viva	108
4.15. Carga de Techo (Lroof)	109
4.16. Masa	109
4.17. Carga sísmica reactiva	110
4.17.1. Caso general	110
4.18. Combinaciones de cargas	110
4.19. Espectro de respuesta	111
4.20. Casos de carga	112
4.21. Efecto P-Delta	113
4.22. Modos de vibrar y periodos de vibración	115
4.23. Derivas	116
4.24. Corrida del modelo	117
4.25. Derivas de piso	118
4.26. Cuantías	120
4.26.1. Vigas	122
4.26.2. Columna	123
4.27. Modos de vibración	124
4.28. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico	124
4.28.1. Cortante basal (Método Estático)	125
4.28.2. Cortante basal (Método Dinámico)	125
4.29. Análisis estático no lineal (Método Pushover)	127
4.29.1. Carga Gravitacional No lineal	127
4.29.2. Cargas Pushover	129
4.30. Rótulas Plásticas	133
4.30.1. Rótulas en columnas	134

	13
4.30.2. Rótulas en vigas	135
4.31. Formación de las Rótulas plásticas a partir de los casos de carga Push X y Push Y	137
CAPÍTULO 5. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	144
5.1. Curvas de capacidad	144
5.2. Puntos de desempeño	146
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	151
6.1. Conclusiones	151
6.2. Recomendaciones	152
CAPÍTULO 7. BIBLIOGRAFÍA	154
CAPÍTULO 8. ANEXOS	155
8.1. Determinación del Cortante Basal de Diseño según CEC 2000	155
8.1.1. Periodo de vibración	155
8.1.2. Zonas sísmicas y valores de factor (Z)	155
8.1.3. Coeficiente de Suelo (S y Cm)	156
8.1.4. Factor de Importancia (I)	156
8.1.5. Coeficiente de Configuración en Planta ( $\Phi_{pi}$ )	157
8.1.6. Coeficiente de Configuración en Elevación ( $\Phi_{ei}$ )	159
8.1.7. Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural (R)	161
8.1.8. Cálculo del Coeficiente (C)	162
8.1.9. Cortante Basal de Diseño (V)	162
8.2. Determinación de áreas de acero	163
8.2.1. Áreas de acero en columnas	163
8.2.2. Áreas de acero en vigas	170

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	27
<b>Tabla 2</b> Clasificación de los perfiles de suelo .....	27
<b>Tabla 3</b> Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	29
<b>Tabla 4</b> Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	30
<b>Tabla 5</b> Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs .....	31
<b>Tabla 6</b> Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	38
<b>Tabla 7</b> Niveles de desempeño definidos por Visión 2000 y ATC-40.....	39
<b>Tabla 8</b> Niveles de amenaza sísmica.....	43
<b>Tabla 9</b> Valores de $\Delta M$ máximos .....	47
<b>Tabla 10</b> Síntesis de la filosofía de diseño.....	48
<b>Tabla 11</b> Coeficientes de irregularidad en planta.....	49
<b>Tabla 12</b> Coeficientes de irregularidad en altura .....	51
<b>Tabla 13</b> Valores de $C_t$ y $\alpha$ .....	62
<b>Tabla 14</b> Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles .....	63
<b>Tabla 15</b> Factores para el cálculo del espectro .....	74
<b>Tabla 16</b> Coeficiente basal .....	75
<b>Tabla 17</b> Puntos para graficar los espectros.....	75
<b>Tabla 18</b> Módulos de elasticidad del hormigón.....	78
<b>Tabla 19</b> Carga viva (Viviendas unifamiliares y bifamiliares) .....	82
<b>Tabla 20</b> Carga viva (Cubiertas y garaje) .....	82
<b>Tabla 21</b> Índices de estabilidad $Q_i$ en sentido X.....	113
<b>Tabla 22</b> Índices de estabilidad $Q_i$ en sentido Y.....	114
<b>Tabla 23</b> Derivas de piso en sentido X.....	118
<b>Tabla 24</b> Derivas de piso en sentido Y.....	119
<b>Tabla 25</b> Resumen Cortantes Basales .....	125
<b>Tabla 26</b> Valores de $C_t$ y $\alpha$ .....	155
<b>Tabla 27</b> Determinación del factor Z .....	155
<b>Tabla 28</b> Determinación de S y $C_m$ .....	156
<b>Tabla 29</b> Determinación I.....	156
<b>Tabla 30</b> Determinación de $\Phi_{pi}$ .....	157
<b>Tabla 31</b> Determinación de $\Phi_{ei}$ .....	159
<b>Tabla 32</b> Determinación de R .....	161

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Modelo 3D, Estructura de análisis.....	20
<b>Figura 2</b> Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador. CEC .....	21
<b>Figura 3</b> Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z .....	23
<b>Figura 4</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño .....	32
<b>Figura 5</b> Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño .....	37
<b>Figura 6</b> Curva de capacidad asociada a los diferentes niveles de desempeño .....	41
<b>Figura 7</b> Irregularidades en planta.....	52
<b>Figura 8</b> Irregularidades en elevación.....	53
<b>Figura 9</b> Espectro de respuesta de aceleraciones .....	77
<b>Figura 10</b> Espectro de respuesta de desplazamientos.....	77
<b>Figura 11</b> Corte en planta losa bidireccional.....	79
<b>Figura 12</b> Corte en elevación losa bidireccional.....	80
<b>Figura 13</b> Corte en elevación losa bidireccional.....	81
<b>Figura 14</b> Distribución en planta de columnas y muros .....	84
<b>Figura 15</b> Ingreso de normas con las que se va a analizar el modelo .....	85
<b>Figura 16</b> Ingreso de los lineamientos que van a regir el modelo .....	85
<b>Figura 17</b> Ingreso de los Ejes X e Y .....	86
<b>Figura 18</b> Ingreso de número de pisos y alturas de entrepiso .....	86
<b>Figura 19</b> Definición de materiales .....	87
<b>Figura 20</b> Definición de características del hormigón .....	87
<b>Figura 21</b> Resistencia del hormigón .....	88
<b>Figura 22</b> Propiedades No lineales del hormigón.....	88
<b>Figura 23</b> Curva Esfuerzo Deformación para columna de 30x80cm.....	89
<b>Figura 24</b> Definición de características del acero .....	89
<b>Figura 25</b> características mecánicas del acero.....	90
<b>Figura 26</b> características no lineales del acero de refuerzo .....	90
<b>Figura 27</b> Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo .....	91
<b>Figura 28</b> Definición de secciones .....	91
<b>Figura 29</b> Ingreso de características de columna 30x80cm.....	92
<b>Figura 30</b> Ingreso de características de columna 30x30cm.....	92

<b>Figura 31</b> Ingreso de inercia agrietada para columnas .....	93
<b>Figura 32</b> Ingreso de características de viga 10x20cm .....	93
<b>Figura 33</b> Ingreso de características de viga 15x25cm .....	94
<b>Figura 34</b> Ingreso de características de viga 20x20cm .....	94
<b>Figura 35</b> Ingreso de características de viga 20x25cm .....	95
<b>Figura 36</b> Ingreso de características de viga 30x20cm .....	95
<b>Figura 37</b> Ingreso de características de viga 10x20cm .....	96
<b>Figura 38</b> Ingreso de características de viga 30x30cm .....	96
<b>Figura 39</b> Ingreso de características de viga 30x40cm .....	97
<b>Figura 40</b> Ingreso de características de viga 30x45cm .....	97
<b>Figura 41</b> Ingreso de características de viga 50x25cm .....	98
<b>Figura 42</b> Ingreso de inercia agrietada para vigas.....	98
<b>Figura 43</b> Designación de la sección para que trabaje como viga.....	99
<b>Figura 44</b> Ingreso de losa al modelo .....	99
<b>Figura 45</b> Dimensiones losa bidireccional alivianada h=0.20m .....	100
<b>Figura 46</b> Dimensiones losa bidireccional alivianada h=0.25m .....	100
<b>Figura 47</b> Dimensiones losa bidireccional maciza h=0.20m .....	101
<b>Figura 48</b> Dimensiones losa bidireccional maciza h=0.25m .....	101
<b>Figura 49</b> Vista en planta N-2.55m .....	102
<b>Figura 50</b> Vista en planta Nv-1.94m.....	102
<b>Figura 51</b> Vista en planta Nv 0.00m .....	103
<b>Figura 52</b> Vista en planta Nv+0.72m.....	103
<b>Figura 53</b> Vista en planta Nv+3.38, Nv+6.04, N+8.70, N+11.36 .....	104
<b>Figura 54</b> Vista en planta Nv+3.38, Nv+6.04, N+8.70, N+11.36 .....	104
<b>Figura 55</b> Vista en planta Nv+13.88.....	105
<b>Figura 56</b> Vista en planta Nv+14.96.....	105
<b>Figura 57</b> Modelo 3D Modelo matemático.....	106
<b>Figura 58</b> Ingreso de cargas .....	107
<b>Figura 59</b> Ingreso de coeficiente basal en dirección X.....	107
<b>Figura 60</b> Ingreso de coeficiente basal en dirección Y.....	107
<b>Figura 61</b> Ingreso de carga muerta .....	108
<b>Figura 62</b> Ingreso de carga viva.....	108
<b>Figura 63</b> Ingreso de carga de techo .....	109
<b>Figura 64</b> Ingreso de la masa.....	109



<b>Figura 65</b> Ingreso de la carga reactiva .....	110
<b>Figura 66</b> Ingreso de combinaciones de cargas .....	110
<b>Figura 67</b> Ingreso de Espectro de aceleraciones de respuesta .....	111
<b>Figura 68</b> Espectro de diseño.....	111
<b>Figura 69</b> Ingreso al análisis dinámico y casos de carga no lineales .....	112
<b>Figura 70</b> Ingreso de aceleraciones .....	112
<b>Figura 71</b> Ingreso de efecto P-Delta .....	115
<b>Figura 72</b> Periodos y modos de vibración .....	115
<b>Figura 73</b> Deriva de piso en el sentido X .....	116
<b>Figura 74</b> Deriva de piso en el sentido Y .....	117
<b>Figura 75</b> Chequeo de cuantías de acero longitudinal en vigas y columnas .....	118
<b>Figura 76</b> Esfuerzos y deformaciones en viga.....	122
<b>Figura 77</b> Modos de vibración .....	124
<b>Figura 78</b> Cortante basal (Método Estático) .....	125
<b>Figura 79</b> Cortante basal (Método Dinámico).....	125
<b>Figura 80</b> Corrección de factores en espectro dinámico .....	126
<b>Figura 81</b> Nuevos cortantes dinámicos .....	127
<b>Figura 82</b> Definición de Carga Gravitacional No Lineal .....	128
<b>Figura 83</b> Punto de control de CGNL .....	129
<b>Figura 84</b> Definición de Carga Lateral Push X .....	130
<b>Figura 85</b> Definición del control de carga lateral Pushover X.....	131
<b>Figura 86</b> Definición de Carga Lateral Push Y .....	132
<b>Figura 87</b> Definición del control de carga lateral Pushover Y.....	132
<b>Figura 88</b> Asignación de rótulas en columnas.....	134
<b>Figura 89</b> Ingreso de parámetros de rótulas en columnas en sentido X .....	134
<b>Figura 90</b> Ingreso de parámetros de rótulas en columnas en sentido Y .....	135
<b>Figura 91</b> Asignación de rótulas en vigas.....	135
<b>Figura 92</b> Ingreso de parámetros de rótulas en vigas en sentido X .....	136
<b>Figura 93</b> Ingreso de parámetros de rótulas en vigas en sentido Y .....	136
<b>Figura 94</b> Elementos estructurales en los cuales se espera se formen rótulas plásticas .....	137
<b>Figura 95</b> Escala grafica del estado de deformación de las Rótulas con los niveles desempeño .....	137

<b>Figura 96</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push X (Paso 5/8) desplazamiento de dispositivo de control en techo: 203.3939mm .....	139
<b>Figura 97</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push X (Paso 7/8) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 304.3333mm .....	140
<b>Figura 98</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push X (Paso 8/8) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 347.8872mm .....	140
<b>Figura 99</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 3/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 129.9043mm .....	141
<b>Figura 100</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 4/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 174.9526mm .....	141
<b>Figura 101</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 5/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 209.8419mm .....	142
<b>Figura 102</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 6/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 228.6884mm .....	142
<b>Figura 103</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 7/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 260.5043mm .....	143
<b>Figura 104</b> Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 30/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 314.0878mm .....	143
<b>Figura 105</b> Curva de capacidad Sentido X .....	144
<b>Figura 106</b> Curva de capacidad Sentido Y .....	144
<b>Figura 107</b> Punto de desempeño en sentido X .....	145
<b>Figura 108</b> Punto de desempeño en sentido X .....	145
<b>Figura 109</b> Punto de desempeño Sentido X .....	147
<b>Figura 110</b> Punto de desempeño Sentido Y .....	148

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes

El devastador terremoto de magnitud 7,8 en la escala de Richter que ocurrió el 16 de abril de 2016 en Ecuador se registró a las 18:58 (hora local), y su epicentro se situó entre las localidades de Cojimíes y Pedernales, en la zona norte de la provincia de Manabí (noroeste) y colindante con la provincia de Esmeraldas, a una profundidad de 20 kilómetros, siendo perceptible en toda la costa ecuatoriana (provincias de Guayas, Santa Elena, Los Ríos, Santo Domingo y El Oro), varias provincias de la Sierra Norte del país (Carchi, Imbabura, Pichincha y el Distrito Metropolitano de Quito) y en áreas fronterizas de Colombia y Perú. Le siguieron más de 1.504 réplicas con magnitudes de entre 3,5 y 6,8 en la escala de Richter. El desastre, considerado el sismo más destructivo en los últimos treinta años, causó la pérdida de 671 vidas, dejando además una afectación profunda en lo social, en la economía del país y su medio ambiente (ACNUR, 2016).

Cuando ocurre un desastre natural, como fue el caso del terremoto de Ecuador, resulta necesario contar con una estimación de los costos del mismo, con el objetivo de gestionar los recursos financieros necesarios para la remediación y la recuperación. Los desastres naturales afectan diferentes ámbitos de la vida de la sociedad, entre los que destacan los aspectos económicos, como son la destrucción de las viviendas, de los activos productivos, de la infraestructura pública, la pérdida de inventarios; así como el incurrir en gastos adicionales debido al desastre. Según el INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y censos) se estima que la pérdida económica en infraestructura fue de 304.4 millones de dólares (ACNUR, 2016).

## 1.2. Justificación

La importancia de realizar la evaluación a diferentes estructuras ante los diferentes niveles de desempeño es evitar la pérdida de vidas al prevenir su colapso. Se busca la protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo con el fin de reducir los costos de los daños esperados después del terremoto.

Los códigos de construcción han tenido una gran evolución ya que hoy en día se manejan criterios de diseño sismoresistente y amenaza sísmica, que el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 77 con el cual se construyeron muchas edificaciones, no los presentaba. Recién con el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2000 se comenzó a manejar estos nuevos criterios hasta llegar a la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, la que se halla vigente; esta Norma tiene una sección enfocada a la rehabilitación sísmica. Por lo que se vuelve necesario realizar una evaluación a los proyectos que fueron diseñados y construidos antes de la última actualización de la norma, para lo cual se propone realizar el análisis por desempeño de un edificio de hormigón armado de 6 pisos de altura construido en la ciudad de Quito en el año 2008.

Las nuevas tendencias de diseño pretenden lograr estructuras con comportamiento sísmico predeterminado (nivel de comportamiento) con igual probabilidad de alcanzar un estado límite específico (desempeño objetivo), cuando se sometan a las solicitaciones sísmicas dadas por un espectro de diseño de peligro asociado a cada nivel de funcionalidad. Lo anterior establece necesariamente varios escenarios de diseño y verificación, para los cuales debe existir la demanda predeterminada. Lo que se busca es establecer un procedimiento básico para la deducción del daño estructural en términos de la demanda sísmica y la capacidad estructural conocida (AGUILAR, 2010).

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo general**

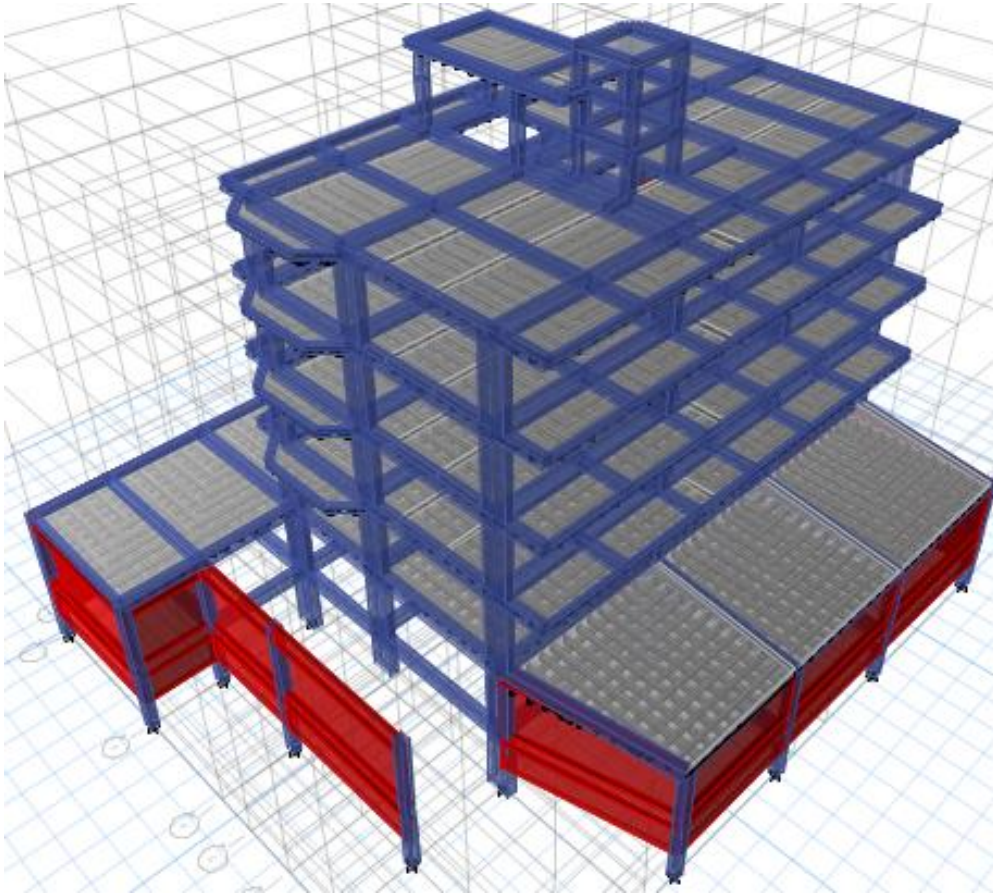
Realizar la evaluación sísmica ante los niveles de desempeño estructural, establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción a un edificio de hormigón Armado de seis pisos ubicado en Quito.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Estimación de la demanda sísmica del lugar de emplazamiento según la NEC 15.
- Realizar el modelamiento de la estructura a través del software ETABS 2018 considerando un análisis estático no lineal (Pushover).
- Elaborar el análisis sísmico por desempeño de la estructura para determinar las fuerzas y desplazamientos provocados por acciones sísmicas.
- Evaluar los resultados mediante los criterios de aceptación indicados en la norma NEC-15.

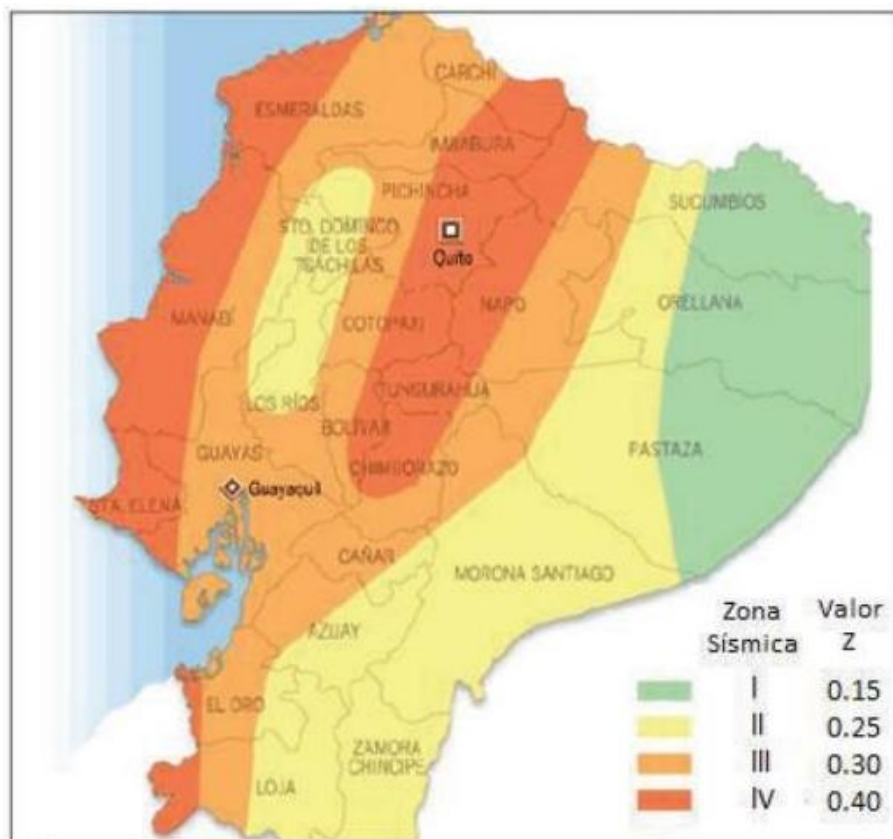
### **1.4. Descripción de la estructura**

El proyecto está conformado por un bloque estructural de departamentos destinado a vivienda. El bloque habitacional está constituido por cuatro pisos, un subsuelo, ducto de ascensor, área de terraza y un ducto de gradas.



**Figura 1** Modelo 3D, Estructura de análisis

La construcción analizada fue desarrollada en el año 2008, corresponde a una estructura calculada con la normativa vigente en esa época, esto es con la norma CEC 2000, en donde por primera vez se tomó en consideración, la presencia de una zonificación sísmica del país, como se aprecia en el siguiente mapa.



**Figura 2** Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador. CEC

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción. CEC 2001.

Como se aprecia la ciudad de Quito tenía un valor de  $Z = 0.4$  y estaba ubicada en la zona sísmica IV, el valor de  $Z$  representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño y está expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

La fórmula propuesta en esa norma fue  $V = I * Z * C / (R * \phi p * \phi e) * W$ , donde  $I$  sigue siendo la importancia con iguales valores, el nuevo factor  $Z$  de zona sísmica, la variable  $C$  dependiente del tipo de suelo y no debe ser menor de 0.5 y no podía ser mayor a  $CM$  del suelo, la variable  $R$  es el factor de reducción de la respuesta estructural asignando un valor de 12 para pórticos con diafragmas y un valor de 8 para pórticos con vigas bandas, las variables  $\phi p$  y  $\phi e$  corresponden a otro nuevo concepto, que se castigaba con valores menores a uno cuando se presentan irregularidades en planta y en elevación.

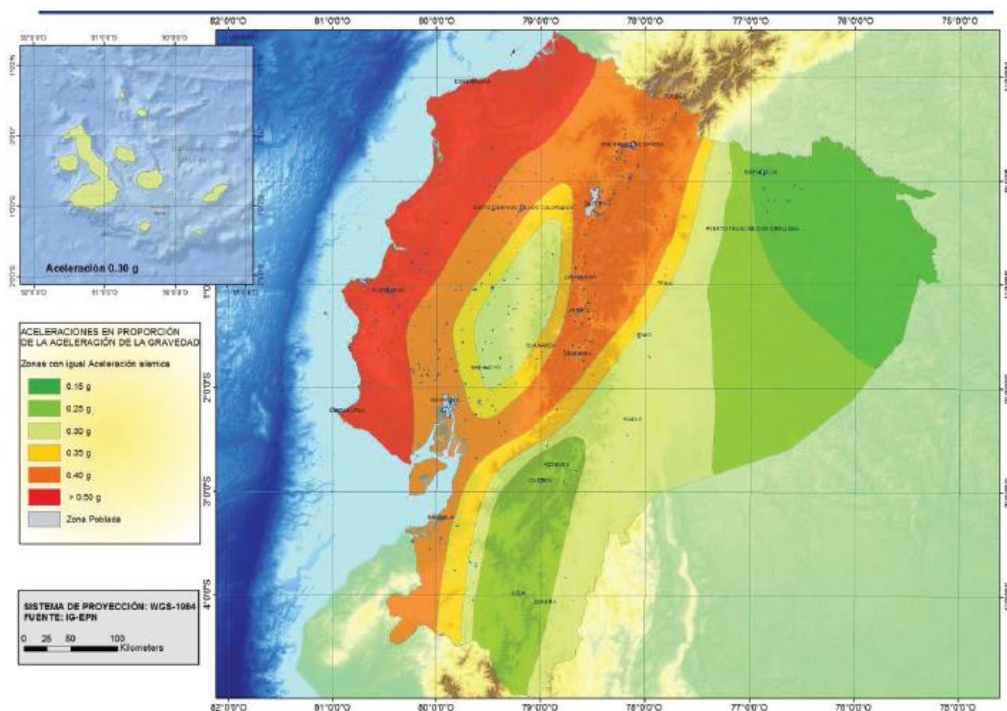
Para la estructura analizada tienen valores de 0.9 y 0.9, para la irregularidad en planta por la presencia de los volados y por irregularidad en elevación respectivamente.

Según esta norma el corte basal para la estructura analizada viene dado por:  $V = 1.0 * 0.4 * 3.0 / (10 * 0.90 * 0.90) * W = 0.14814 * W$ . (Ver desarrollo del cálculo en anexos sección 8.1)

Con la normativa CEC 2000, adicionalmente se estableció por primera vez en el Ecuador que las derivas sean controladas, obligando al diseñador a incrementar el tamaño de columnas y/o colocar vigas descolgadas para incrementar rigidez y ayudar a reducir los desplazamientos producidos por los sismos, todo esto para evitar lo ocurrido en Bahía de Caráquez donde varias estructuras que no tuvieron daño estructural en cambio presentaron daño en mamposterías y ventanales porque en la norma CEC 2000 las derivas permisibles eran excesivas en comparación a la norma actual NEC-15.

En el año 2015, entra en vigencia la norma NEC 2015 que reemplaza a la CEC 2000; en esta norma se establece que el corte basal sea  $V = I * Sa(Ta) / (R * \phi_p * \phi_e) * W$ , donde  $I$  sigue siendo la importancia, el factor  $R$  toma valores de 5 y de 8 para pórticos con vigas bandas y pórticos con diafragmas y como  $R$  va en el denominador aumenta el valor del corte basal, las variables  $\phi_p$  y  $\phi_e$  son de irregularidad en planta y elevación, la variable  $Sa(Ta)$  es igual a:  $\eta * Z * Fa$ .





**Figura 3** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 27, Figura 1)

El mapa actual presenta una nueva zonificación sísmica con un valor de Z igual o mayor de 0.5 que corresponde a la costa del país. Para el caso de la estructura analizada que consta con vigas descolgadas, el corte basal calculado con esta nueva normativa es igual a  $0.17213 * W$ ; prácticamente con la normativa NEC-15, el corte basal se incrementó en casi un dieciséis por ciento como se muestra en el siguiente párrafo, adicionalmente esta norma estableció que las derivas sean chequeadas, obligando a no pasar del 2%, esto quiere decir que las columnas tienen que ser robustas, y por otro lado limitó a 25 cm el espesor de losas con vigas bandas, los proyectos constan con losas de 20 cm.

Entre la norma CEC 2000 y la norma NEC 2015, la fuerza sísmica para una estructura con vigas descolgadas como es el caso analizado, pasó del 14.81% al 17.21% de la carga muerta total de la estructura, o sea que la fuerza sísmica se multiplicó por 1.16

veces, esto nos indica que se deben revisar nuevamente cuáles son las derivas resultantes del nuevo análisis.

## CAPÍTULO 2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

En los últimos 460 años, Ecuador ha presentado una larga historia de actividad sísmica que ha provocado pérdidas materiales, económicas y humanas, razón por la cual se ha empezado a hablar del diseño basado en desempeño de estructuras, como una manera racional de plantear el desarrollo del diseño sísmico.

### 2.1. Filosofía de diseño

La filosofía de diseño basada en desempeño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años (NEC-SE-DS, 2015).

Los requisitos presentados se basan en el comportamiento elástico lineal y no lineal de estructuras de edificación.

Los procedimientos y requisitos descritos en este capítulo se determinan considerando:

- La zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura: el factor de zona  $Z$  (Véase sección 2.2) correspondiente.
- Las características del suelo del sitio de emplazamiento (Véase sección 2.3).
- El tipo de uso, destino e importancia de la estructura (coeficiente de importancia  $I$ : véase sección 2.8)
- Las estructuras de uso normal deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia, la sobre resistencia estructural inherente y la ductilidad de la estructura.

- Para las estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales, además de los requisitos aplicables a las estructuras de uso normal, se aplicarán verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremotos (véase sección 2.9).
- La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en el presente capítulo:
  - El nivel de desempeño sísmico (Véase sección 2.10.3).
  - El tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse (Véase sección 2.24.1)
  - Los métodos de análisis a ser empleados: Diseño Basado en Fuerzas y Diseño Basado en Desplazamientos.

## **2.2. Zonificación sísmica y factor de zona Z**

Para los edificios se utiliza el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo el mapa de la **Figura 3** (NEC-SE-DS, 2015).

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (NEC-SE-DS, 2015)

**Tabla 1** Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 27, Tabla 1)

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.3. Tipo de perfiles de suelos para diseño sísmico

Para el análisis de la estructura se ha optado por un suelo tipo C, el cual corresponde a un suelo de características esperadas en el lugar donde está implantado el edificio.

**Tabla 2** Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s

<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$
		$S_u \geq 100 \text{ KPa}$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la velocidad cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$
		$100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
<b>E</b>	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$
		$w \geq 40\%$
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	<b>F1</b> =Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como, suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos o débilmente cementados, etc.	
	<b>F2</b> =Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	

<b>F3</b> =Arcillas de muy alta plasticidad ( $H > 7.5\text{m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$ ).
<b>F4</b> =Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana ( $H > 30\text{m}$ ).
<b>F5</b> =Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
<b>F6</b> =Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: (NEC-2015, Capítulo "Peligro Sísmico" pág. 29-30, Tabla 2)

## 2.4. Coeficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$

### 2.4.1. $F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la **Tabla 3** se presentan los valores del coeficiente  $F_a$  que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio (NEC-SE-DS, 2015).

**Tabla 3** Tipo de suelo y factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor $Z$					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85

F	<b>Véase Tabla 2 y Sección 2.3</b>
---	------------------------------------

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 31, Tabla 3)

#### 2.4.2. Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

En la **Tabla 4** se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015)

**Tabla 4** Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	<b>Véase Tabla 2 y Sección 2.3</b>					

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 31, Tabla 4)

#### 2.4.3. Fs: comportamiento no lineal de los suelos

En la **Tabla 5** se presentan los valores del coeficiente **Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende



de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (NEC-SE-DS, 2015)

**Tabla 5** Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor $Z$					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.80	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 2 y Sección 2.3					

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 32, Tabla 5)

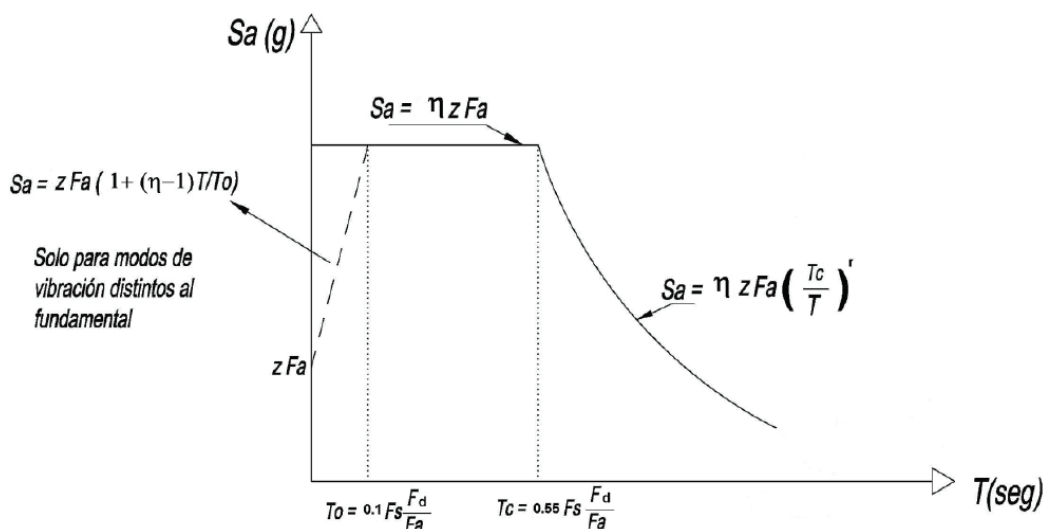
## 2.5. Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

### 2.5.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la **Tabla 6**, consistente con (NEC-SE-DS, 2015):

- El factor de zona sísmica  $Z$ .
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.

- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo **Fa**, **Fd**, **Fs**.



**Figura 4** Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 33, Figura 3)

**$\eta$**  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1$  s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

**$F_a$**  Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

**$F_d$**  Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

**$F_s$**  Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los

desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

**Sa** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

**T** Período fundamental de vibración de la estructura.

**T<sub>0</sub>** Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**T<sub>c</sub>** Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**Z** Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ .

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 33, Figura 3)

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

**$\eta$**  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1$  s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

<b><i>r</i></b>	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.
	$r=1$ para todos los suelos, con excepción del suelo E
	$r=1.5$ para tipo de suelo E
<b><i>S<sub>a</sub></i></b>	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad $g$ . Depende del período o modo de vibración de la estructura.
<b><i>T</i></b>	Período fundamental de vibración de la estructura.
<b><i>T<sub>c</sub></i></b>	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
<b><i>Z</i></b>	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad $g$ .

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 34)

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno **Z**, se definieron los valores de la relación de amplificación espectral,  $\eta(S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores: (NEC-SE-DS, 2015)

$\eta = 1.80$  Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$  Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$  Provincias del Oriente.

## 2.6. Los límites para el período de vibración $T_C$ y $T_L$

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 F_d$$

$F_a$  Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

$F_d$  Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_s$  Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

$T_C$  Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$T_L$  Es el período límite utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

**Nota:** para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$ , se limitarán a un valor máximo de 4 segundos (NEC-SE-DS, 2015).

## 2.7. Espectro elástico de diseño en desplazamientos

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de desplazamientos  $S_d$  (en metros) definido a partir del espectro de aceleraciones, mediante la siguiente fórmula:

$$S_d = S_a(g) * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \text{ para } 0 \leq T \leq T_L$$

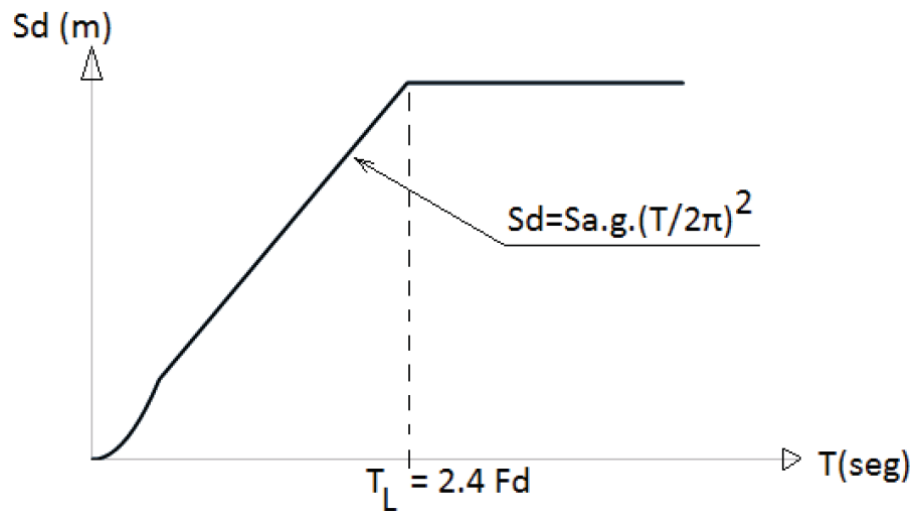
$$S_d = S_a(g) * \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \text{ para } T > T_L$$

$g$  Aceleración de la gravedad.

Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

Donde los valores de los períodos límite  $T_0$ ,  $T_c$  y  $T_L$  son los mismos que fueran definidos para el espectro elástico de aceleraciones.

**Nota:** para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$ , se limitarán a un valor máximo de 4 segundos (NEC-SE-DS, 2015).



**Figura 5** Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

**$F_d$**  Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

**$S_a$**  Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

**$T$**  Período fundamental de vibración de la estructura.

## 2.8. Categoría de edificio y coeficiente de importancia **I**

El propósito del factor **I** es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

**Tabla 6** Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria, Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atiendan emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas, y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificaciones y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 39, Tabla 6)



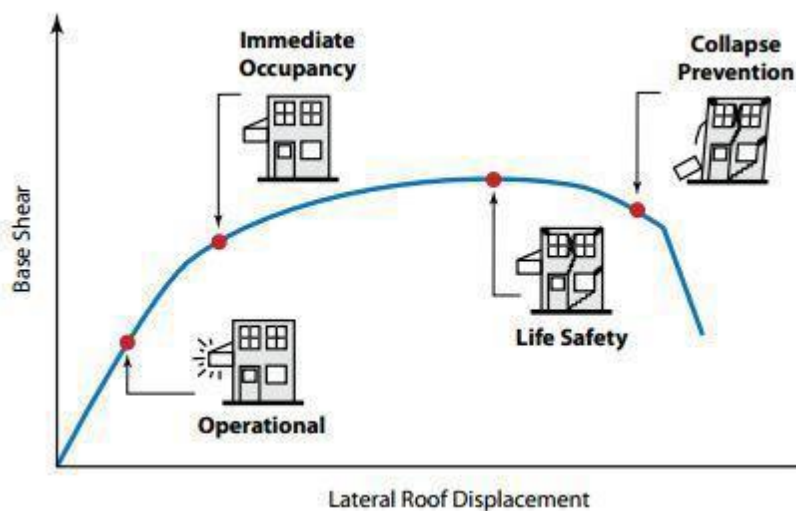
## 2.9. Filosofía de diseño sismo resistente

La filosofía de diseño define un solo objetivo de desempeño asociado a una sola demanda sísmica (sismo fuerte con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años) con un nivel individual de comportamiento definido como seguridad de vida. A continuación, se muestra una tabla con los diferentes niveles de desempeño planteados por el Comité VISION 2000 y el ATC-40.

**Tabla 7** Niveles de desempeño definidos por Visión 2000 y ATC-40

Comité VISION 2000, SEAOC	ATC-40
<p><b>Completamente Operacional:</b> Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Consecuencias sobre usuarios despreciables, la edificación permanece segura para sus ocupantes, todos los servicios de la edificación permanecen funcionales. No se requieren reparaciones.</p>	<p><b>Operacional:</b> Se relaciona con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados, los elementos no estructurales permanecen funcionando, las reparaciones requeridas no perturban las funciones, se mantiene la seguridad de los ocupantes, se mantienen las funciones de los servicios de la edificación.</p>
<p><b>Ocupación Inmediata:</b> Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y daños ligeros en elementos estructurales. Daño limitado, pero con interrupción parcial de las</p>	<p><b>Ocupación Inmediata:</b> Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios, servicios secundarios con pequeñas interrupciones. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.</p>

<p>funciones de la edificación, se requieren reparaciones menores.</p>	
<p><b>Seguridad de Vidas:</b> Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. Degradación de rigidez lateral, interrupción de servicios (eléctricos, mecánicos, vías de escape). El edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.</p>	<p><b>Seguridad de Vidas:</b> Constituye en nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos. Se caracteriza por presentar daños limitados en componentes estructurales, eventual fallo de los no estructurales, posible fallo en los servicios. Con baja probabilidad de atentar contra la vida.</p>
<p><b>Prevención al Colapso:</b> Nivel de desempeño en el cual ocurren daños severos en elementos estructurales y total en elementos no estructurales. Degradación de la rigidez lateral comprometiendo la estabilidad de la estructura, interrupción de servicios. Edificación completamente insegura para sus ocupantes y las reparaciones resultan no factible técnica o económicamente.</p>	<p><b>Estabilidad Estructural:</b> Para este estado de daño no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral, solo se mantiene capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, el peligro para la vida es muy alto. Debido al nivel de daño no se requiere revisión de los componentes no estructurales. Se exige el desalojo de edificación.</p>



**Figura 6** Curva de capacidad asociada a los diferentes niveles de desempeño

Fuente: [https://www.researchgate.net/figure/Performance-level-concept-of-FEMA-356\\_fig1\\_282945659](https://www.researchgate.net/figure/Performance-level-concept-of-FEMA-356_fig1_282945659)

### 2.9.1. Caracterización

El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño. Para caracterizar este evento, puede también utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.9.2. Requisitos mínimos de diseño

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes (NEC-SE-DS, 2015).

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico (NEC-SE-DS, 2015).

## **2.10. Estructuras de ocupación especial y esencial**

En complemento a lo expuesto en la sección 2.9, para estructuras esenciales y de ocupación especial, se requiere la verificación de desempeño de dichas estructuras. (NEC-SE-DS, 2015)

Se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

### **2.10.1. Niveles de amenaza sísmica**

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados a seguir. Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno tal como en la tabla siguiente:

**Tabla 8** Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 41, Tabla 9)

### 2.10.2. Nivel de las fuerzas sísmicas

Las estructuras de ocupaciones especiales y esenciales se diseñarán con un nivel de fuerzas sísmicas:

- no menor que las estipuladas en el método estático del DBF en donde se utiliza el factor  $Z$  para definir la PGA y por ende el espectro de aceleración  $S_a(T)$ .
- no menor que aquellas que resulten de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en el sitio del emplazamiento de la estructura, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico, para un período de retorno de 475 años. (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.10.3. Objetivos de desempeño sísmico

**Objetivo básico:** Es el objetivo de desempeño para edificaciones de ocupación y uso normal (residencias y oficinas). Las estructuras deberán resistir diferentes sismos de diseño.

**Objetivo esencial:** Es el objetivo mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica después de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, destacamentos militares, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.

**Objetivo de seguridad crítica:** Es el objetivo de desempeño para edificaciones que contienen grandes cantidades de material peligroso (centrales nucleares), la liberación de las cuales resultaría en un riesgo inaceptable para un amplio grupo de la población.

### 2.10.4. Niveles de desempeño sísmico

**Completamente operacional:** Se garantiza el completo funcionamiento de la edificación posterior al sismo, con daños depreciables.

**Operacional:** Se garantiza el funcionamiento de la edificación con interrupciones en servicios no esenciales.

**Seguridad de vida:** Se garantiza la seguridad de los ocupantes y el daño presentado en la estructura es de moderado a severo.

**Prevención del colapso:** Existe riesgo de pérdida de vidas humanas, el daño en la estructura es severo, pero se impide el colapso de la estructura.

### 2.11. Niveles de desempeño sísmico

**EQ –I, Frecuente:** Sismo con periodo de retorno de 43 años, con una probabilidad de excedencia del 87% en 50 años.

**EQ –II, Ocasional:** Sismo con periodo de retorno de 72 años, con una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años.

**EQ –III, Raro:** Sismo con periodo de retorno de 475 años, con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

**EQ –IV, Muy raro:** Sismo con periodo de retorno de 970 años, con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.

### 2.12. Estados límites de la estructura

**Estado límite de servicio:** Corresponde al nivel de desempeño “Completamente Operacional”, en donde no se debe presentar agrietamiento del concreto, se pueden presentar microfisuras las cuales no sea necesario reparar ni inyectar, las deformaciones en el concreto son  $\epsilon_c < 0.003$ . Los elementos no estructurales separados de la estructura no deberían sufrir daños. Para marcos en concreto o acero se podrían presentar derivas hasta del 1.2 % sin que se presente daño que requiera su reparación.

**Estado límite de control de daños:** Se presentan daños cuya reparación sea mucho menos costosa que volver a construir la edificación. Se puede presentar agrietamiento del concreto que obligue a inyectar las grietas para evitar la corrosión del acero. No se debe presentar fractura del acero longitudinal ni transversal. Para este estado límite se especifican derivas entre el 2 y 2.5 % de acuerdo con la tabla 12.12-1 del ASCE 7-10.

**Estado límite de supervivencia:** Se espera que, para el sismo considerado de mayor severidad, la estructura no colapse, aunque su reparación pueda no ser viable.

### 2.13. Estados límites de los elementos estructurales

**Estado límite de agrietamiento:** Inicia el agrietamiento del concreto.

**Estado límite de la primera fluencia:** El acero de refuerzo llega al límite elástico y empieza la fluencia.

**Estado límite de pérdida del recubrimiento:** Las deformaciones en la fibra extrema del concreto llegan a 0.003, secciones provistas de confinamiento lateral empiezan a desarrollar a partir de este punto su ductilidad potencial. Secciones sin confinamiento se ven sometidas a la pérdida súbita de la resistencia.

**Estado límite de pandeo del refuerzo longitudinal:** A partir de este punto se tendría que reconstruir el elemento.

**Estado límite de la resistencia última:** Existen varias definiciones sobre este estado; se puede asociar con la fractura del refuerzo de confinamiento o como la resistencia correspondiente a una reducción del 20% de la resistencia máxima alcanzada.

### 2.14. Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso: (NEC-SE-DS, 2015)



**Tabla 9** Valores de  $\Delta_M$  máximos

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 40, Tabla 7)

### 2.15. Control de derivas

La deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

$R$  Factor de reducción de resistencia

**Regla:**  $\Delta_M$  no puede superar los valores establecidos en la **Tabla 9**, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

$\Delta_M$  Máxima se determina conforme a la sección 4.2.2

## 2.16. Síntesis

**Tabla 10** Síntesis de la filosofía de diseño

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia	Periodo de Retorno $Tr$ (Años) $Tr = 1/Tae$
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023	45
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389	72
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211	475

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 41, Tabla 8)

## 2.17. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

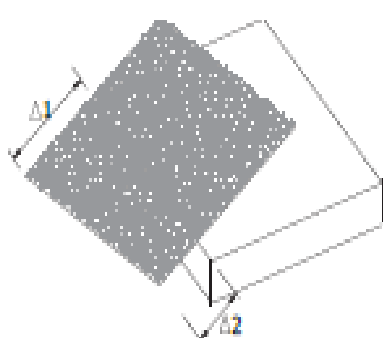
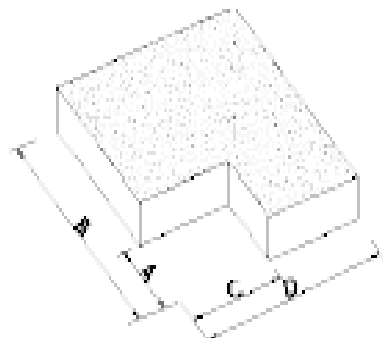
En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. (NEC-SE-DS, 2015)

La **Tabla 11** y la **Tabla 12** describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras e edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. (NEC-SE-DS, 2015)

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el

posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas. (NEC-SE-DS, 2015)

**Tabla 11** Coeficientes de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b></p> $\phi_{Pi} = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p> <p>La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 de la <b>NEC-15 Capítulo "Peligro Sísmico"</b>.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas.</b></p> $\phi_{Pi} = 0.9$ $A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$ <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las protecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	

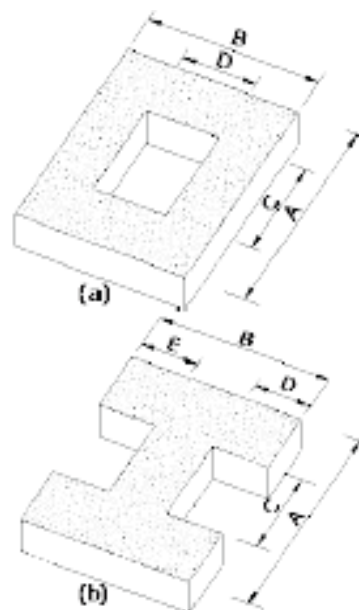
**Tipo 3** - Discontinuidades en el sistema de piso.

$$\phi_{pi} = 0.9$$

$$Cx D > 0.5 A x B \text{ ó}$$

$$[Cx D + Cx E] > 0.5 A x B$$

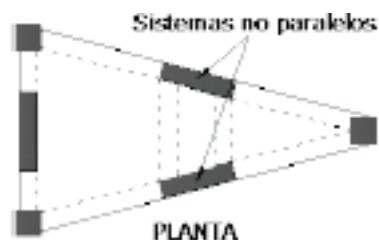
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



**Tipo 4** - Ejes estructurales no paralelos.

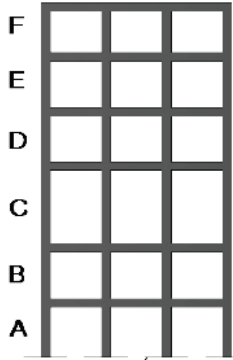
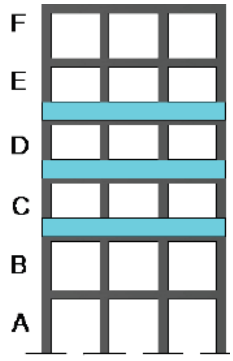
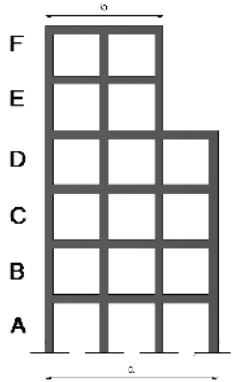
$$\phi_{pi} = 0.9$$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.

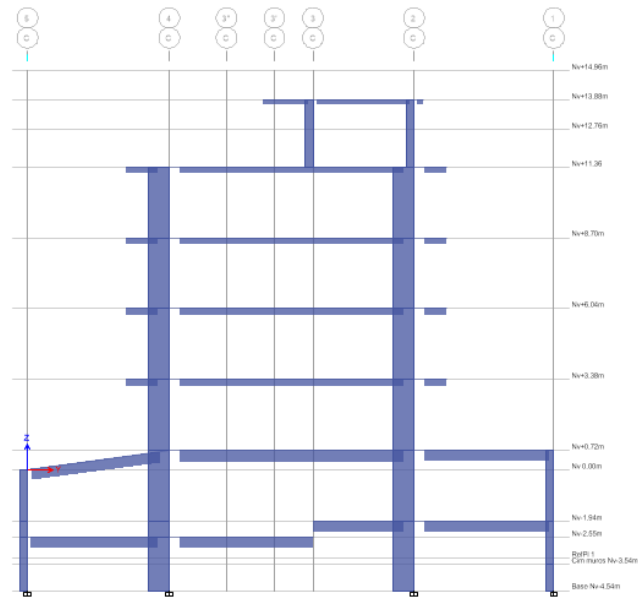


**Nota:** La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

**Tabla 12** Coeficientes de irregularidad en altura

<p><b>Tipo 1</b> - Piso flexible.</p> $\phi_{Ei} = 0.9$ $\text{Rigidez } K_C < \text{Rigidez } K_D$ $\text{Rigidez} < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ <p>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.</p>	
<p><b>Tipo 2</b> - Distribución de masa.</p> $\phi_{Ei} = 0.9$ $m_D > 1.5m_E \text{ ó}$ $m_D > 1.5m_C$ <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3</b> - Irregularidad geométrica.</p> $\phi_{Ei} = 0.9$ $a > 1.3b$ <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	





**Figura 8** Irregularidades en elevación

Para el factor de configuración en elevación se tomó en cuenta que en el último piso está la tapa grada y una pequeña bodega la cual genera una diferencia de rigidez con el cambio de los dos últimos pisos, por lo tanto, se le asignó un coeficiente de 0.9.

## 2.18. Modelación estructural.

### 2.18.1. Generalidades

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- Todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente
- Su distribución espacial de masas y rigideces.

La aproximación debe ser capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico.

Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional.

## 2.18.2. Inercia de las secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.18.2.1. Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera (NEC-SE-DS, 2015):

- **0.5  $I_g$**  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- **0.8  $I_g$**  para columnas
- **0.6  $I_g$**  para muros estructurales:
  - Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación.
  - Para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo.
  - En ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro.
  - Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

**$I_g$**  Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento.



Los requisitos anteriores reconocen el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante mismo de su construcción y, más aún cuando se presenten las fuerzas del sismo de diseño:

- En el caso de las vigas, el valor de la inercia de la sección transversal total debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga.
- En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se deberá considerar únicamente en la dirección de la armadura principal.
- En el caso de los muros estructurales, los valores de inercia agrietada se aplican únicamente en los pisos en los cuales se esperaría que se forme una rótula plástica por efectos de cargas sísmicas severas.

## 2.19. Carga sísmica reactiva $W$

La carga sísmica  $W$  representa la carga reactiva por sismo, independientemente del método de análisis se usará la siguiente carga sísmica reactiva  $W$ . (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.19.1. Caso general

$$W = D$$

$D =$  carga muestra total de la estructura

Casos especiales: bodegas y almacenaje

$$W = D + 0.25Li$$

$Li =$  carga viva del piso  $i$

## **2.20. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas**

### **2.20.1. Procedimientos y condiciones de aplicación**

Se aplicarán estos métodos para todo tipo de estructura (con excepción de las estructuras totalmente regulares).

El diseñador podrá utilizar el siguiente método:

- **Análisis espectral:** se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones. Se aplicará obligatoriamente este método para todo tipo de estructuras irregulares (NEC-SE-DS, 2015).
- **Análisis paso a paso en el tiempo:** se usarán acelerogramas para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona, cumpliendo los requisitos establecidos en las secciones 2.3. Se aplicará obligatoriamente este método para estructuras con sistemas disipadores de energía (NEC-SE-DS, 2015).

### **2.20.2. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico**

El valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

< 80% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras regulares)

< 85% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

### **2.20.3. Representación y determinación de la carga sísmica horizontal**

La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural. (NEC-SE-DS, 2015)

La acción sísmica determinada mediante un procedimiento dinámico debe representar, como mínimo, al sismo de diseño (período de retorno de 475 años), sin la aplicación del factor de reducción de respuesta  $R$ , y puede ser una de las siguientes: (NEC-SE-DS, 2015)

- El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.
- Un espectro de respuesta elástico de aceleraciones obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.
- Acelerogramas desarrollados para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona (NEC-SE-DS, 2015).

#### **2.20.4. Modelo matemático**

##### **2.20.4.1. Caso general**

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- Todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente.
- La distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico (NEC-SE-DS, 2015).

##### **2.20.4.2. Casos particulares**

- Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional (de acuerdo a la complejidad de la respuesta estructural).

- Para estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento general de cálculo de fuerzas sísmicas (NEC-SE-DS, 2015).

### **2.20.5. Análisis espectral**

#### **2.20.5.1. Espectro de respuesta**

Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro sísmico. (NEC-SE-DS, 2015)

#### **2.20.5.2. Número de modos**

Se deben considerar en el análisis:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración.
- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas (NEC-SE-DS, 2015).

#### **2.20.5.3. Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño**

Condición de aplicación: en ningún caso se reducirán los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por **R**. (NEC-SE-DS, 2015)

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño bajo la condición previa. (NEC-SE-DS, 2015)

El valor de **R** podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente (NEC-SE-DS, 2015).

De similar manera las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores (NEC-SE-DS, 2015):

- **I** (factor de importancia)
- **ØEi** y **ØPi** (factores de configuración estructural en planta y en elevación)

### 2.21. Procedimiento de cálculo del DBF (Diseño basado en Fuerzas)

Los pasos a seguir son los siguientes.

- Determinación del **espectro de diseño Sa (Ta)** de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
- Cálculo aproximado del **período fundamental de vibración aproximado Ta**.
- Determinación del **cortante de base V** con los resultados de los pasos anteriores.
- Determinación de las **distribuciones vertical y horizontal** de V.
- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido. (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.22. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones: (NEC-SE-DS, 2015)

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

$S_a(T_a)$  Espectro de diseño en aceleraciones.

$\phi_P$  y  $\phi_E$  Coeficientes de configuración en planta y en elevación.

$I$  Coeficiente de importancia.

$R$  Factor de reducción de resistencia sísmica.

$V$  Cortante basal total de diseño.

$W$  Carga sísmica reactiva.

$(T_a)$  Período de vibración.

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 61, Sección 6.3.2)

### 2.22.1. Espectro de diseño

- Para estructuras de ocupación normal, se diseñará la curva **Sa (Ta)** mediante el factor **Z**
- Para estructuras esenciales o de ocupación especial, se determinarán los valores de aceleración mediante las curvas definidas para los distintos modos de vibración; estos valores se substituirán al factor **Z** para diseñar la curva **Sa (Ta)**, verificando que la aceleración espectral de diseño no sea menor que la obtenida con el espectro definido, cumpliendo así las bases de diseño y el nivel de fuerzas sísmicas
- Para estructuras construidas en suelos tipo **F**, se desarrollarán acelerogramas y espectros específicos al sitio de emplazamiento. (NEC-SE-DS, 2015)

## 2.23. Determinación del período de vibración $T$

**Determinación del período de vibración  $T$ .** El período de vibración aproximativo de la estructura  $T$ , para cada dirección principal, será estimada a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación (NEC-SE-DS, 2015).

El valor de  $T$  obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento (NEC-SE-DS, 2015).

$T$  permite determinar el valor  $S_a$  del espectro en aceleraciones

### Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de  $T$  puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión (NEC-SE-DS, 2015):

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$  Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

$T$  Período de vibración.

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 62, Sección 6.3.3, Método 1)

**Tabla 13** Valores de  $C_t$  y  $\alpha$ 

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 62, Sección 6.3.3, Método 1)

## 2.24. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica $R$

El factor  $R$  permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas (NEC-SE-DS, 2015).

**Nota 1:** a pesar de ser constante en el DBF, el factor  $R$  permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo de una adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos (NEC-SE-DS, 2015).



**Nota 2:** Los valores del factor **R** consideran la definición de las cargas sísmicas a nivel de resistencia, en lugar del nivel de servicio, como se encontraban en la versión previa de esta norma. En tal sentido, las combinaciones de carga deben ser congruentes con este aspecto y deben cumplirse con lo estipulado en la **NEC-SE-CG** (NEC-SE-DS, 2015).

### 2.24.1. Criterios de definición de **R**

Los factores de reducción de resistencia **R** dependen realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura,
- Tipo de suelo,
- Período de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite. (NEC-SE-DS, 2015)

**Tabla 14** Coeficiente **R** para sistemas estructurales dúctiles

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (Excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 65, Tabla 15)

Para elegir el factor de reducción sísmica  $R$ , se ha tomado en consideración que el sistema resistente está compuesto principalmente pórticos sismoresistentes, esto debido a que tenemos vigas descolgadas de hormigón armado en ambas direcciones.

## 2.25. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración  $T_a$  (NEC-SE-DS, 2015).

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones: (NEC-SE-DS, 2015)

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

$V$  Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 2.22)

$V_x$  Cortante basal en el piso x de la estructura.

$F_i$  Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

$F_x$  Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

$n$  Número de pisos de la estructura

Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  (incluye la fracción de carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

Peso asignado al piso o nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga  $w_i$  reactiva  $W$  (incluye la fracción de carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

$h_x$  Altura del piso  $x$  de la estructura.

$h_i$  Altura del piso  $i$  de la estructura.

$k$  Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura  $T$

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 66-67, Sección 6.3.5)

Valores de $T$ (s)	$k$
$\leq 0.5$	1
$0.5 \leq T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 67, Sección 6.3.5)

## 2.26. Distribución horizontal del cortante

El cortante de piso  $V_x$  debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición, tanto para el cálculo estático como para el cálculo dinámico (NEC-SE-DS, 2015).

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales (NEC-SE-DS, 2015).

### **2.27. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso $\Delta M$ )**

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivadas inelásticas máximas de piso (NEC-SE-DS, 2015).

El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual (NEC-SE-DS, 2015).

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas (véase la sección **6 .1.6-b** sobre agrietamiento e inercia **lg**) (NEC-SE-DS, 2015).

Para la revisión de las derivadas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

Las derivadas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas (NEC-SE-DS, 2015).

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales (véase en la sección **6.3.7 - NEC 15 - Diseño sísmoresistente**)
- Los efectos de segundo orden  $P - \Delta$  (véase en la sección **6.3.8 - NEC 15 - Diseño sísmoresistente**)

### **Efectos de segundo orden P-Δy índice de estabilidad Qi**

Los efectos  $P - \Delta$  Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse: (NEC-SE-DS, 2015)

- para el cálculo de dichos incrementos.
- para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El índice de estabilidad  $Q_i$ , para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación: (NEC-SE-DS, 2015)

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$$

Donde:

$Q_i$  Índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$  Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos localizados sobre el piso  $i$ .

$\Delta_i$  Deriva de piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$  Cortante sísmico del piso  $i$ .

$h_i$  Altura del piso  $i$  de la estructura.

Se debe cumplir  $Q_i \leq 0.30$ .

**Nota:** cuando  $Q_i$  es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismo resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras de acero, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño de la presente norma. (NEC-SE-DS, 2015)

Los efectos  $P - \Delta$  no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i < 0.1$ . (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.27.1. Límites de la deriva

La deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante (NEC-SE-DS, 2015):

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

$R$  Factor de reducción de resistencia

Fuente: (NEC-2015, Capítulo “Peligro Sísmico” pág. 69, Sección 6.3.9)

**Regla:**  $\Delta_M$  no puede superar los valores establecidos en la **Tabla 9**, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

$\Delta_M$       Máxima se determina conforme a la sección 2.11



### CAPÍTULO 3. REVISIÓN DE LA LITERATURA

Para el desarrollo del presente proyecto se han utilizado varias guías para poder llegar al producto final el cual es conocer el desempeño de la estructura analizada, como base a utilizado la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, y sus diferentes capítulos los cuales han servido para fijar los parámetros iniciales como son lo son: análisis de cargas, coeficientes sísmicos de diseño de acuerdo al lugar de emplazamiento de la estructura, cálculo del cortante basal, espectro de respuesta, control de derivas, niveles de desempeño de la estructura, etc. También se ha utilizado varios documentos guías como lo es el trabajo de pregrado DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LOS CÓDIGOS FEMA, UTILIZANDO ETABS, por los autores Luis Xavier Alemán García y Luis Fernando Naranjo Quimbiulco, presentado en el año 2011, en el cual se presenta una guía muy completa sobre el fundamento teórico sobre el cual se ha basado para realizar el presente análisis, por otro lado también se ha tomado como referencia el trabajo de pregrado EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ESENCIAL APORTICADO DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN (NEC-SE-RE, 2015) por los autores Gonzalo Andrés Orellana Román y Jonnathan Lizardo Parra Mora, en el cual se presenta una guía práctica de cómo realizar los modelos a través del software, detalla cómo ingresar los parámetros de diseño para poder desarrollar el análisis por desempeño y cómo interpretar los resultados. Finalmente se ha complementado el estudio con lo aprendido en la maestría cursada, específicamente en la materia de Diseño Basado en Desempeño Estructural I y II, las cuales fueron dictadas por los profesores Ana Gabriela Haro Báez, Ph.D. y Mervyn Kowalsky, Ph.D.

## CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

### 4.1. Introducción

En el presente capítulo se aborda el análisis y diseño de la estructura de 5 pisos, el cual es un sistema dual (combinación de muros de corte y marcos de hormigón armado). Los edificios se diseñarán inicialmente con el método basado en fuerzas de acuerdo a lo indicado en el ACI-318-11 y la Norma Técnica de Diseño por Sismo. Posterior al análisis y diseño por fuerzas se realizará el análisis no lineal estático de la misma estructura mediante el método basado en desplazamientos presentado en el capítulo 3 de este documento.

El proyecto está constituido por un bloque estructural formado por pórticos (Columnas y vigas) de hormigón armado, un muro de corte en el área del ascensor y las losas son bidireccionales alivianadas de 25.00 cm de altura.

La estructura tiene la siguiente distribución en planta y elevación:

#### Distribución en planta

- Sentido x-x: Ejes de 2.55m, 3.45m, 6.05m, 0.80m, 1.80m, 2.70m y 5.70m.
- Sentido y-y: Ejes de 5.33m, 2.15m, 1.80, 1.45m, 3.80m y 5.25m.

#### Distribución en elevación:

- Cimentación: N-4.54
- Subsuelo: N-2.55, N-.94
- Planta baja: N 0.00, N+0.72.
- Segunda planta: N+3.38.
- Tercera planta: N+6.04.

- Cuarta planta: N+8.70.
- Quinta planta y terraza: N+11.36.
- Cubierta ascensor: N+13.88.
- Cubierta escalera: N+14.96.

Secciones utilizadas en el modelo estructural.

- Columnas: 30x80cm y 30x30cm.
- Vigas: 10x20cm, 15x25cm, 20x20cm, 20x25cm, 30x20cm, 30x25cm, 30x30cm, 30x40cm, 30x45cm y 50x25cm
- Muro de corte: 1.80x0.25m
- Losa de hormigón alivianada: 25cm de altura
- El material que se utiliza en el modelo es hormigón con una resistencia de compresión a los 28 días de 280 kg/cm<sup>2</sup>, el acero de refuerzo serán varillas corrugadas con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.2. Consideraciones geotécnicas

- Nivel freático bajo.
- El estudio de suelos recomienda diseñar zapatas aisladas de hormigón armado.
- Se descarta el uso de plintos aislados y se recomienda hacer el diseño de zapatas corridas o losas de cimentación.
- Capacidad de carga  $Q_{adm}=20.00$  T/m<sup>2</sup> y un coeficiente de balasto de  $K_s=2400$  T/m<sup>3</sup>. **Nota:** Se ha tomado un valor teórico del coeficiente con la siguiente formula:  $K_s = 120Q_{adm}$

- Tipo de suelo natural **Tipo C**. **Nota:** se ha tomado en consideración el tipo de suelo tipo C, debido a las características del suelo del sector.
- En cuanto al peligro sísmico de la estructura se determinó que el proyecto se localiza en una zona sísmica **Tipo V**, cuya amenaza sísmica es **alta**, cuyo factor  $z=0.40$ ; los valores de los coeficientes del perfil del suelo son: **Fa=1.20**, **Fd=1.11**, **Fs=1.11**.

### 4.3. Espectro de diseño

**Tabla 15** Factores para el cálculo del espectro

DATOS	
Zona Sísmica	5.00
Valor del factor $Z$	0.40
Característica de la amenaza sísmica	Alta
Tipo de perfil del suelo	C
Factor de sitio $F_a$	1.20
Factor del comportamiento $F_s$	1.11
Factor de sitio $F_d$	1.11
Región	Sierra
$\eta$	2.48
Coficiente $C_t$	0.055
Coficiente $\alpha$	0.900
Altura máxima del edificio $h$ (m)	14.96
Periodo de Vibración $T$ (seg)	0.63
Factor de Importancia $I$	1.00

Factor $r$	1.00
Periodo límite de vibración $T_0$	0.10
Periodo límite de vibración $T_c$	0.56
$S_a(T_0)$	0.48
Irregularidades en Planta $\phi_P$	0.90
Irregularidades en Elevación $\phi_E$	0.90
Coefficiente de Reducción Sísmica $R$	8.00

**Tabla 16** Coeficiente basal

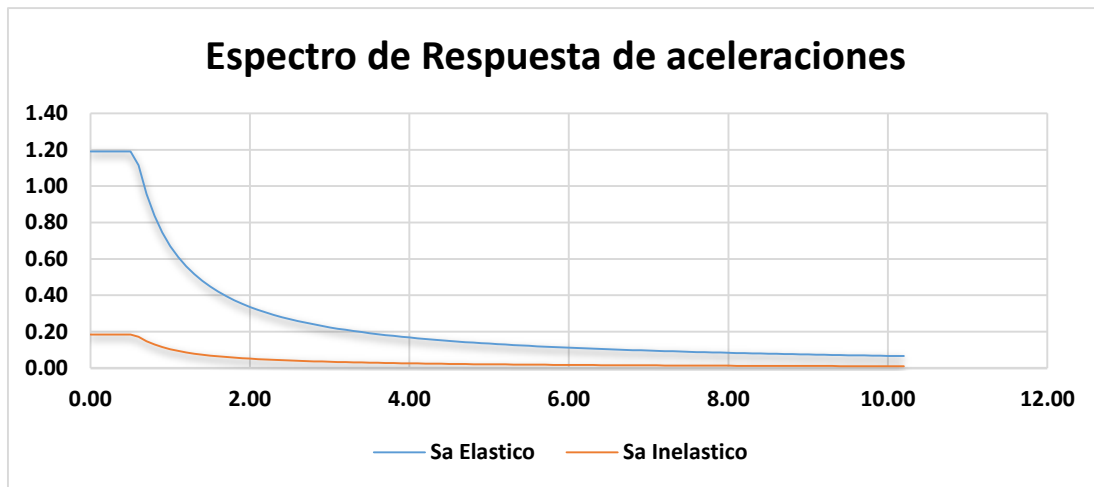
Periodo (T)	Sa Elástico	Coeficiente basal %
0.63	1.115	0.17213
0.63	K	1.06

**Tabla 17** Puntos para graficar los espectros

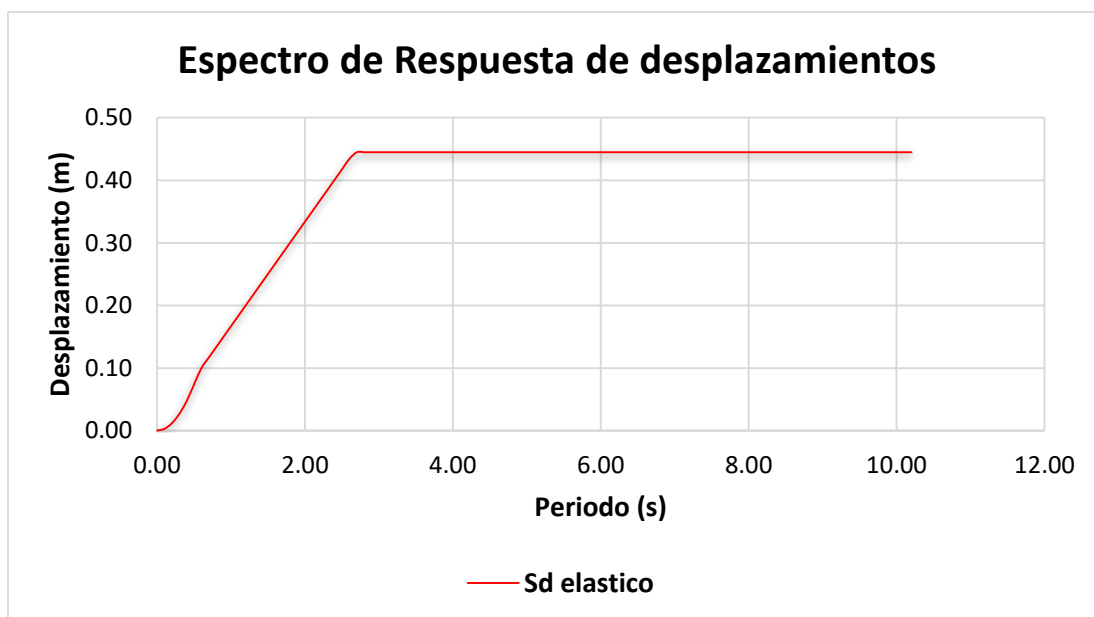
Periodo de Vibración (T)	Sa Elástico	Sa Inelástico	Sd Elástico
0.00	0.4800	0.0741	0.00
0.10	1.1904	0.1837	0.00
0.20	1.1904	0.1837	0.01
0.30	1.1904	0.1837	0.03
0.40	1.1904	0.1837	0.05
0.50	1.1904	0.1837	0.07
0.60	1.1154	0.1721	0.10
0.70	0.9567	0.1476	0.12

0.80	0.8375	0.1292	0.13
0.90	0.7447	0.1149	0.15
1.00	0.6704	0.1035	0.17
1.10	0.6096	0.0941	0.18
1.20	0.5589	0.0863	0.20
1.30	0.5160	0.0796	0.22
1.40	0.4793	0.0740	0.23
1.50	0.4474	0.0690	0.25
1.60	0.4194	0.0647	0.27
1.70	0.3948	0.0609	0.28
1.80	0.3729	0.0575	0.30
1.90	0.3533	0.0545	0.32
2.00	0.3357	0.0518	0.33
2.10	0.3197	0.0493	0.35
2.20	0.3052	0.0471	0.37
2.30	0.2919	0.0451	0.38
2.40	0.2798	0.0432	0.40
2.50	0.2686	0.0415	0.42
2.60	0.2583	0.0399	0.43
2.70	0.2487	0.0384	0.45
2.80	0.2399	0.0370	0.45
2.90	0.2316	0.0357	0.45
3.00	0.2239	0.0345	0.45
3.10	0.2167	0.0334	0.45

3.20	0.2099	0.0324	0.45
------	--------	--------	------



**Figura 9** Espectro de respuesta de aceleraciones



**Figura 10** Espectro de respuesta de desplazamientos

#### 4.4. Declaración del hormigón

Según la Norma ACI 318S-14 el módulo de elasticidad del Concreto se determina de la siguiente manera:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

Tomando en consideración la misma conversión expresada en los apéndices finales de la norma en mención se determina el módulo de elasticidad del Concreto de la siguiente manera:

**Tabla 18** Módulos de elasticidad del hormigón

<b>Sistema SI</b> Esfuerzos en <i>Mpa</i>	<b>Sistema mks</b> Esfuerzos en <i>kgf/cm<sup>2</sup></i>	<b>Sistema ingles</b> Esfuerzos en libras por pulgada cuadrada ( <i>psi</i> )
$E_c = 4700 * \sqrt{f'c}$	$E_c = 15100 * \sqrt{f'c}$	$E_c = 57000 * \sqrt{f'c}$

Fuente: (ACI 318S-14, Modulo de elasticidad del hormigón, sección 8.5.1)

Tomando en consideración lo expresado con anterioridad se procede a ingresar en el programa el módulo de elasticidad tomando la conversión en *kgf/cm<sup>2</sup>*.

Para el análisis se utilizó un factor de 1.1 debido a la calidad (mediana-baja) de los materiales que se tiene en el Ecuador, por lo que en base a la experiencia que se ha tenido, no se estima un valor de resistencia a la compresión esperado más alto.

$$f'_{ce} = 1.1f'c$$

$$f'_{ce} = 1.1 * (280 \text{ Kg/cm}^2) = 308 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{308}$$

$$E_c = 265003.9245 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



#### 4.5. Declaración del acero de refuerzo

El esfuerzo de fluencia del acero, que existe en todos los elementos estructurales de la estructura es  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ . Y se utilizó un valor esperado de 1.25.

$$f_{ye} = 1.25f_y$$

$$f_{ye} = 1.25(4200) = 5250 \text{ kg/cm}^2$$

$F_y$  = Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

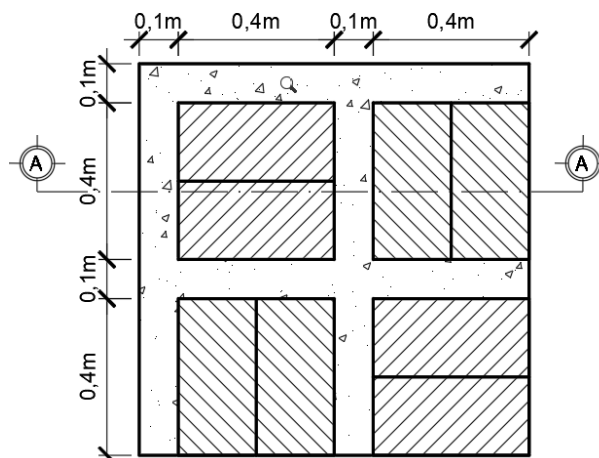
$F_u$  = Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión. Cuando se indican dos valores, el segundo es el máximo admisible.

#### 4.6. Cargas gravitatorias

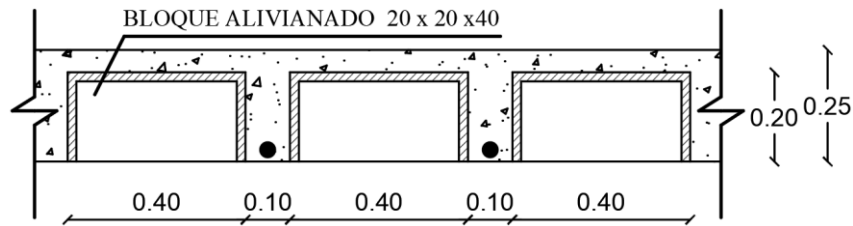
##### 4.6.1. Carga muerta

**Losa bidireccional alivianada  $h=0.25\text{m}$  (N+0.72, N+3.38, N+6.04, N+8.70)**

Como se trata de una losa bidireccional alivianada se procedió a realizar el siguiente análisis.



**Figura 11** Corte en planta losa bidireccional



**Figura 12** Corte en elevación losa bidireccional

$$\text{Alivianamientos} = 8 \text{ Bloques} * (0.4\text{m} * 0.2\text{m} * 0.20\text{m}) * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Alivianamientos} = 128 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Paredes} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} = 398 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \approx 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**Losa bidireccional alivianada h=0.25m (N+11.36)**

$$\text{Alivianamientos} = 8 \text{ Bloques} * (0.4\text{m} * 0.2\text{m} * 0.20\text{m}) * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Alivianamientos} = 128 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} = 178 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \approx 180 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

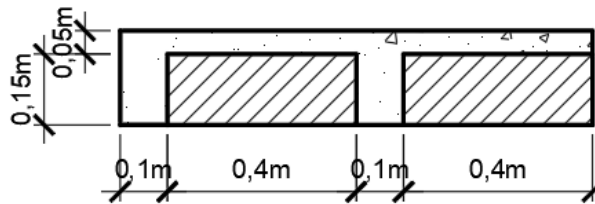
**Losa bidireccional maciza h=0.25m (N+12.76)**

$$\text{Paredes} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} = 270 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**Losa bidireccional alivianada h=0.20m (N+13.88)**



**Figura 13** Corte en elevación losa bidireccional

$$\text{Alivianamientos} = 8 \text{ Bloques} * (0.40\text{m} * 0.20\text{m} * 0.15\text{m}) * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Alivianamientos} = 96 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} = 146 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \approx 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**Losa bidireccional maciza h=0.20m (N+14.96)**

$$\text{Acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

#### 4.6.2. Carga Viva

**Tabla 19** Carga viva (Viviendas unifamiliares y bifamiliares)

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Residencias</b>	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
<b>Hoteles y residencias multifamiliares</b>	
Habitaciones	2.00
Salones de uso público y sus corredores	4.80

Fuente: (NEC-15, Capítulo “Cargas Sísmicas”, Tabla 9, pág. 29)

**Tabla 20** Carga viva (Cubiertas y garaje)

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Cubiertas</b>	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	4.80
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores	1.40
<b>Garaje</b>	
Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, <b>13.4 kN</b>	

Fuente: (NEC-15, Capítulo “Cargas Sísmicas”, Tabla 9, pág. 27)

$$\text{Carga Viva} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

## 4.7. Combinación de carga

### 4.7.1. Cargas

***D*** Carga muerta total de la estructura

***E*** Efectos de las fuerzas sísmicas

***L*** Sobrecarga (Carga viva)

Fuente: (NEC-15, Capítulo “Cargas Sísmicas”, pág. 18, sección 3.4.1)

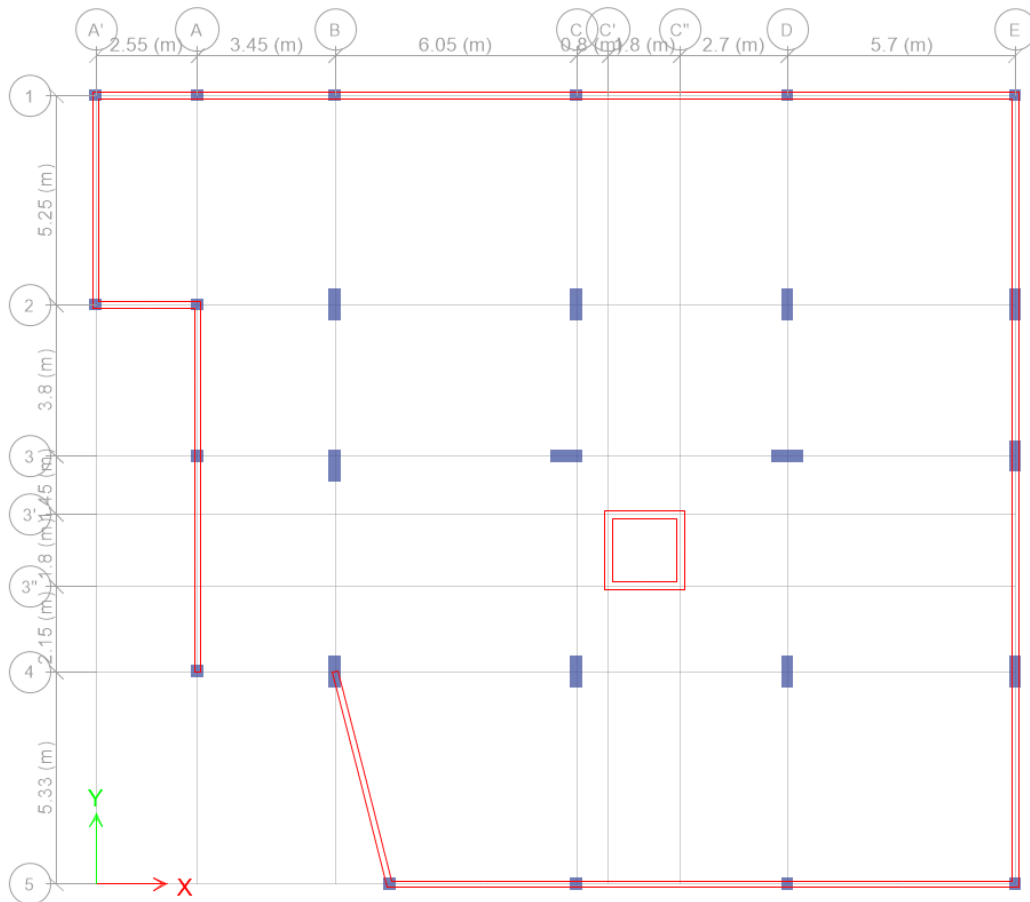
### 4.7.2. Combinaciones de cargas

$$1.1(D + 0.25L) + E$$

$$0.9(D + 0.25L) + E$$

Fuente: (NEC-15, Capítulo “Evaluación Sísmica”, pág. 19, sección 4.4)

#### 4.8. Área de acero en columnas

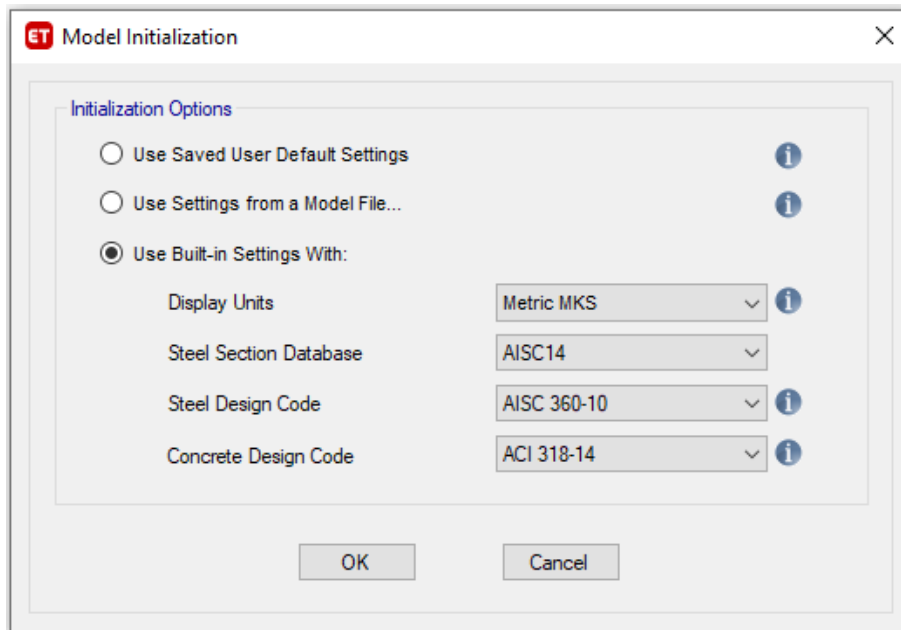


**Figura 14** Distribución en planta de columnas y muros

Como se va a realizar un análisis de la estructura en estado actual, se ha procedido a calcular las áreas de acero del armado actual de las vigas y columnas, las cuales se han ingresado en el programa. Los armados de acero fueron obtenidos de los planos de construcción y se detallan en los anexos en la sección 8.2.

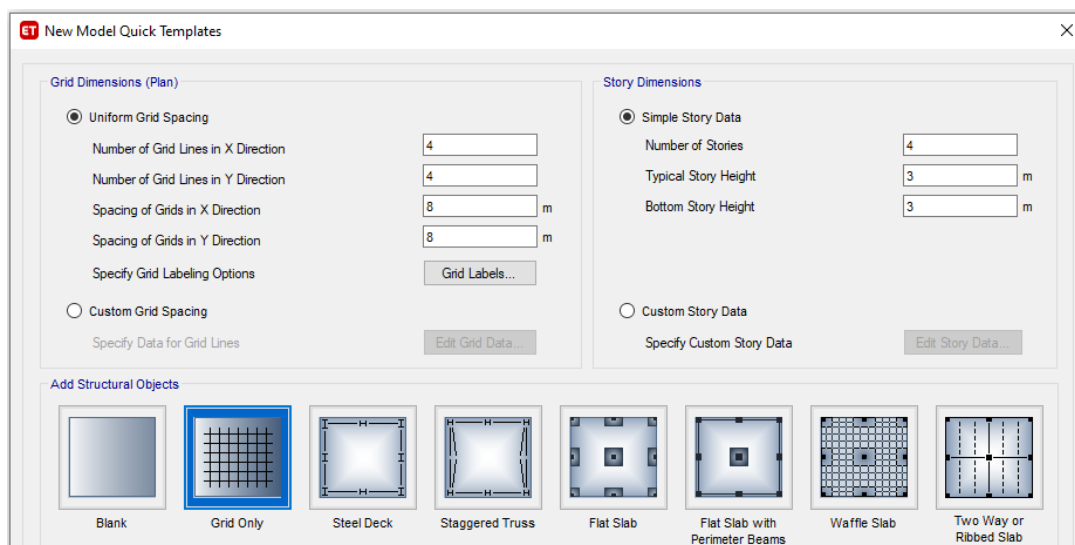
En la actualidad todo proyecto debe seguir un proceso sistemático de modelamiento que permita observar un comportamiento más cercano a la realidad, a través del procesamiento de datos y análisis de resultados, el software facilita este proceso ya que cuenta con herramientas de dibujo que ayuda con el modelamiento, para

posteriormente colocar cargas y hacer una ejecución del modelo matemático para analizar los resultados.



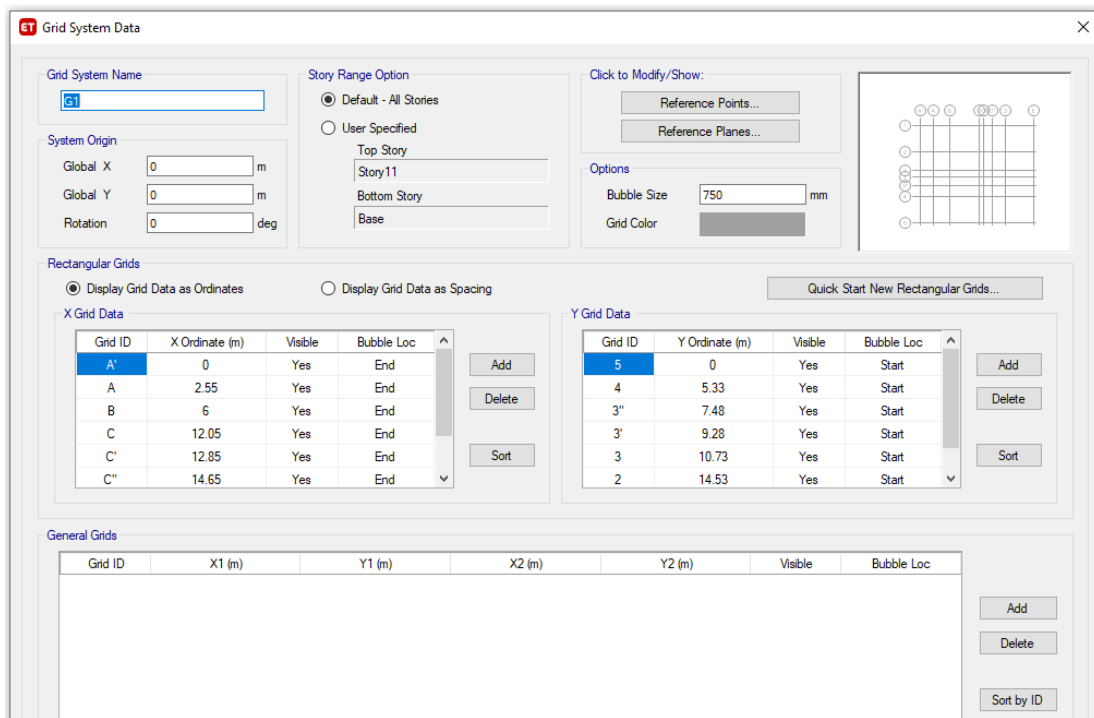
**Figura 15** Ingreso de normas con las que se va a analizar el modelo

Se adopta el modelo tipo grilla que permite colocar ejes.



**Figura 16** Ingreso de los lineamientos que van a regir el modelo

Se ingresan las distancias de los sentidos X e Y.



**Figura 17** Ingreso de los Ejes X e Y

El edificio de seis pisos está configurado por un subsuelo, un bloque de gradas y un bloque de escaleras, ya que cada una está a diferente nivel, se ingresan las alturas individualmente.

Story	Height (m)	Elevation (m)	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height (m)	Story Color
Story 11	1.08	14.96	No	None	No	0	Cyan
Story 10	1.12	13.88	No	None	No	0	Red
Story 9	1.4	12.76	No	None	No	0	Magenta
Story 8	2.66	11.36	No	None	No	0	Yellow
Story 7	2.66	8.7	No	None	No	0	Grey
Story 6	2.66	6.04	No	None	No	0	Blue
Story 5	2.66	3.38	No	None	No	0	Green
Story 4	0.72	0.72	No	None	No	0	Cyan
Story 3	1.94	0	No	None	No	0	Red
Story 2	0.61	-1.94	No	None	No	0	Red
Story 1	0.99	-2.55	No	None	No	0	Magenta
Cim muros	1	-3.54	No	None	No	0	Yellow
Base		-4.54					

Note: Right Click on Grid for Options

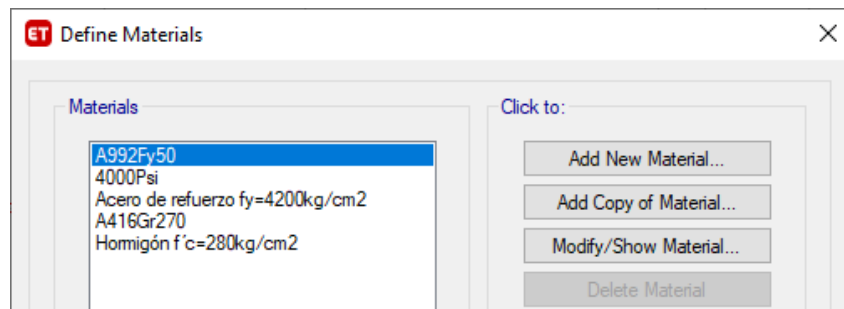
**Figura 18** Ingreso de número de pisos y alturas de entrepiso



## 4.9. Definición de materiales

Se definen los materiales que se van a utilizar en el modelo, hormigón de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y acero de  $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 4.9.1. Hormigón



**Figura 19** Definición de materiales

Se coloca el módulo de elasticidad para un hormigón de  $f'ce = 308 \text{ kg/cm}^2$ , calculado en la sección 4.4.

**Figura 20** Definición de características del hormigón

Se ingresa la resistencia del hormigón.

**Material Property Design Data**

Material Name and Type

Material Name: Hormigón f'c=280kg/cm2

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade: [Empty]

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 3.08 kgf/mm<sup>2</sup>

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty]

**Figura 21** Resistencia del hormigón

**Nonlinear Material Data**

Material Name and Type

Material Name: Hormigón f'c=280kg/cm2

Material Type: Concrete, Isotropic

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle: 0 deg

Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	mm/mm
IO	0.01	-0.003	
LS	0.02	-0.006	
CP	0.05	-0.015	

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric: Mander

User Defined

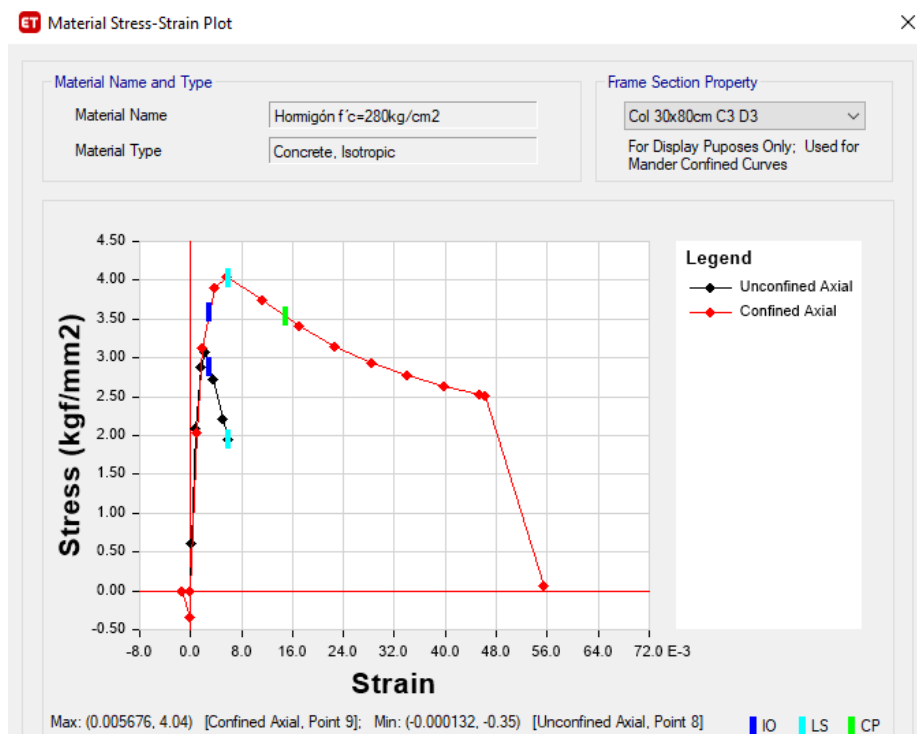
Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f'c: 0.002219

Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005

Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

**Figura 22** Propiedades No lineales del hormigón



**Figura 23** Curva Esfuerzo Deformación para columna de 30x80cm

#### 4.9.2. Acero

Se coloca el módulo de elasticidad para un hormigón de  $f'ye = 5250 \text{ kg/cm}^2$ , calculado en la sección 4.5.

Material Property Data

General Data  
 Material Name: Acero de refuerzo  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$   
 Material Type: Rebar  
 Directional Symmetry Type: Uniaxial  
 Material Display Color:   Change...  
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass  
 Specify Weight Density  Specify Mass Density  
 Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m<sup>3</sup>  
 Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m<sup>3</sup>

Mechanical Property Data  
 Modulus of Elasticity, E: 20389.02 kgf/mm<sup>2</sup>  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

**Figura 24** Definición de características del acero

Se ingresa las características mecánicas del acero

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name: Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: Grade 60

**Design Properties for Rebar Materials**

Minimum Yield Strength, Fy: 42.00 kgf/mm<sup>2</sup>

Minimum Tensile Strength, Fu: 63.00 kgf/mm<sup>2</sup>

Expected Yield Strength, Fye: 52.5 kgf/mm<sup>2</sup>

Expected Tensile Strength, Fue: 69.3 kgf/mm<sup>2</sup>

**Figura 25** características mecánicas del acero

**Nonlinear Material Data**

**Material Name and Type**

Material Name: Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2

Material Type: Rebar, Uniaxial

**Miscellaneous Parameters**

Hysteresis Type: Kinematic

**Acceptance Criteria Strains**

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	mm/mm
LS	0.02	-0.01	mm/mm
CP	0.05	-0.02	mm/mm

**Stress Strain Curve Definition Options**

Parametric: Simple

User Defined

**Parametric Strain Data**

Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01

Ultimate Strain Capacity: 0.09

Final Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

**Figura 26** características no lineales del acero de refuerzo

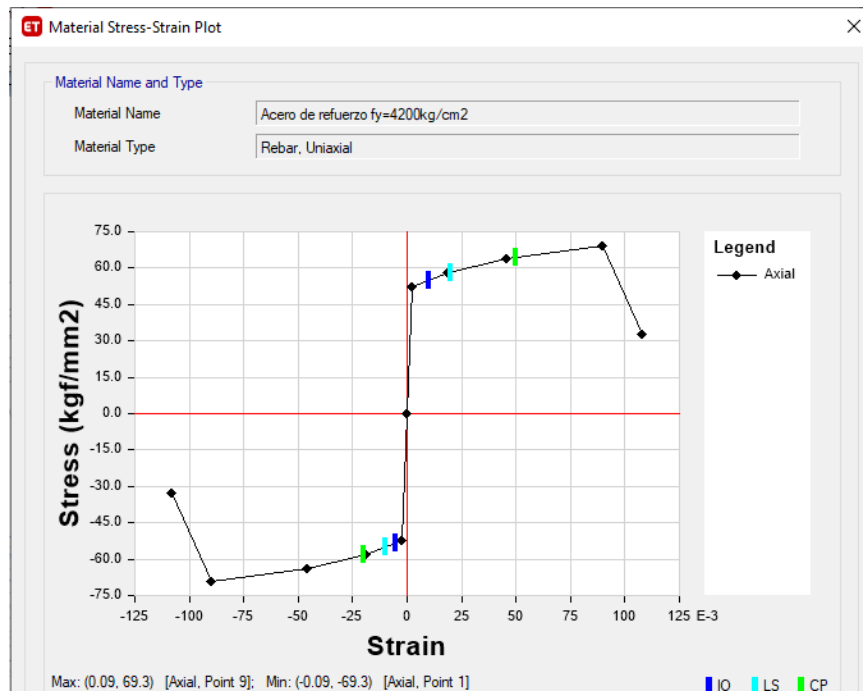


Figura 27 Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo

#### 4.10. Ingreso de secciones

Se crean los elementos tipo frame con sus respectivas identificaciones y tipos de armado, como se está realizando una evaluación a la estructura en estado real, se están ingresando las áreas de acero según lo que está puesto en los planos de diseño.

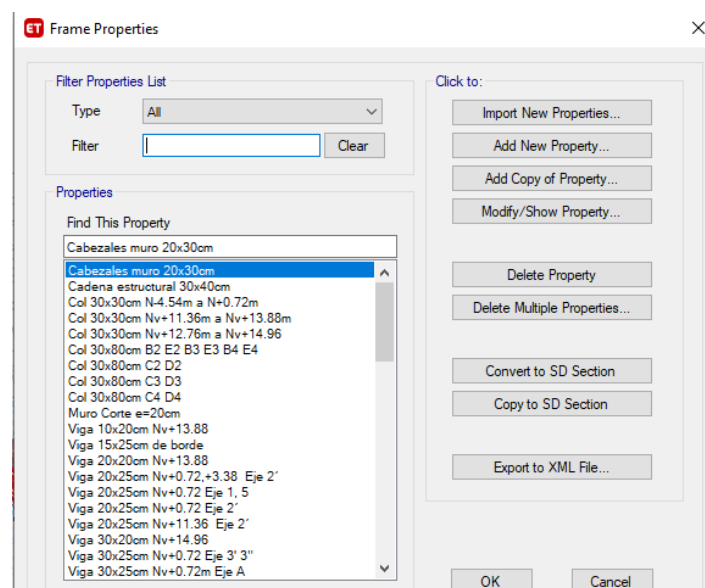
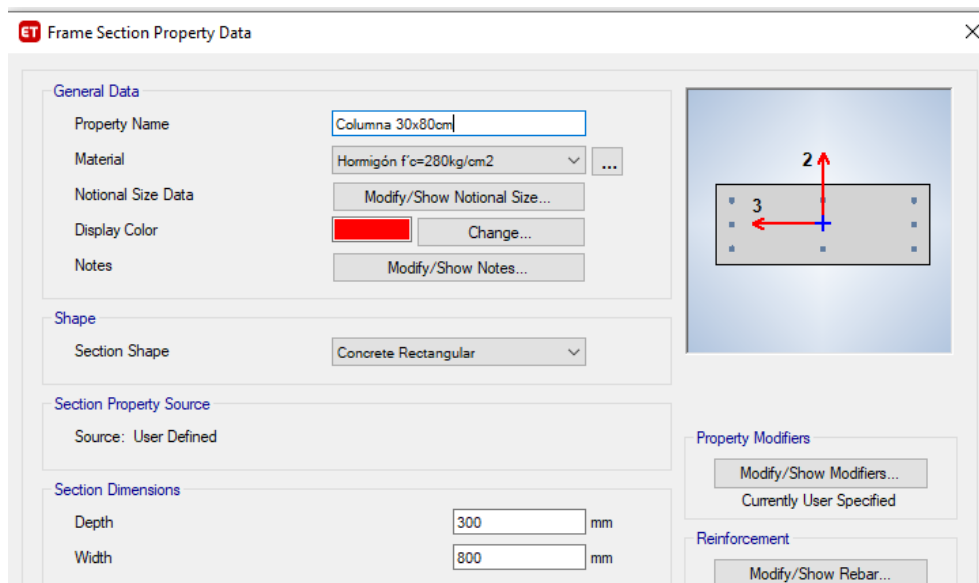


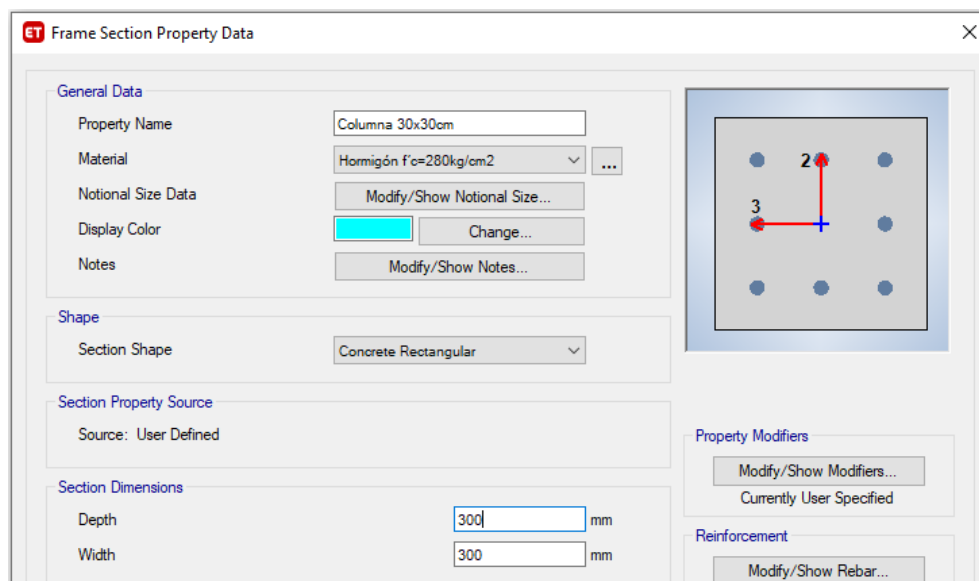
Figura 28 Definición de secciones

#### 4.10.1. Columnas

Después de creada la sección, se ingresan las geometrías y se asignan materiales, se ingresan los armados en forma de áreas de acero equivalentes a lo colocado en el plano estructural, también se coloca que las cuantías sean verificadas y no que sean diseñadas como comúnmente se suele ingresar.



**Figura 29** Ingreso de características de columna 30x80cm



**Figura 30** Ingreso de características de columna 30x30cm

Se implementa secciones agrietadas como lo establece la norma NEC\_SE\_DS PELIGRO SISMICO pág. 54:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

**Figura 31** Ingreso de inercia agrietada para columnas

#### 4.10.2. Vigas

Se ingresa la sección de las vigas descolgadas y las vigas banda junto con la asignación de materiales.

**General Data**

Property Name: Viga 10x20cm

Material: Hormigón  $f'_c=280\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 200 mm

Width: 100 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

**Figura 32** Ingreso de características de viga 10x20cm

ET Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

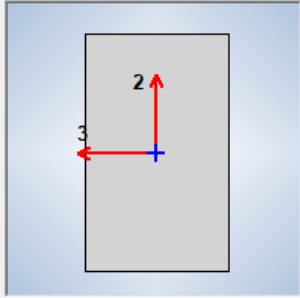
Depth:  mm

Width:  mm

**Property Modifiers**

Currently User Specified

**Reinforcement**



**Figura 33** Ingreso de características de viga 15x25cm

ET Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

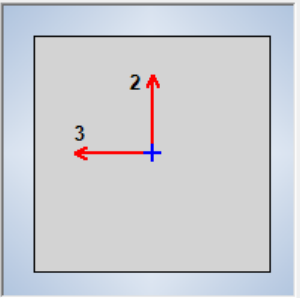
Depth:  mm

Width:  mm

**Property Modifiers**

Currently User Specified

**Reinforcement**



**Figura 34** Ingreso de características de viga 20x20cm



ET Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: Viga 20x25cm

Material: Hormigón  $f_c=280\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 250 mm

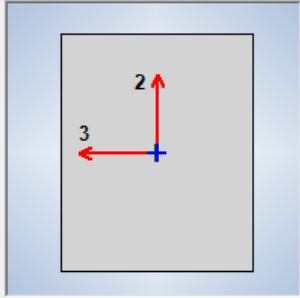
Width: 200 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...



**Figura 35** Ingreso de características de viga 20x25cm

ET Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: Viga 30x20cm

Material: Hormigón  $f_c=280\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 200 mm

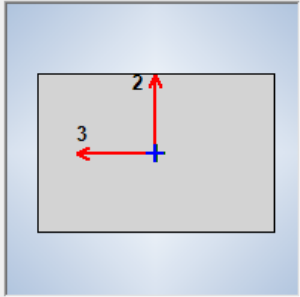
Width: 300 mm

**Property Modifiers**

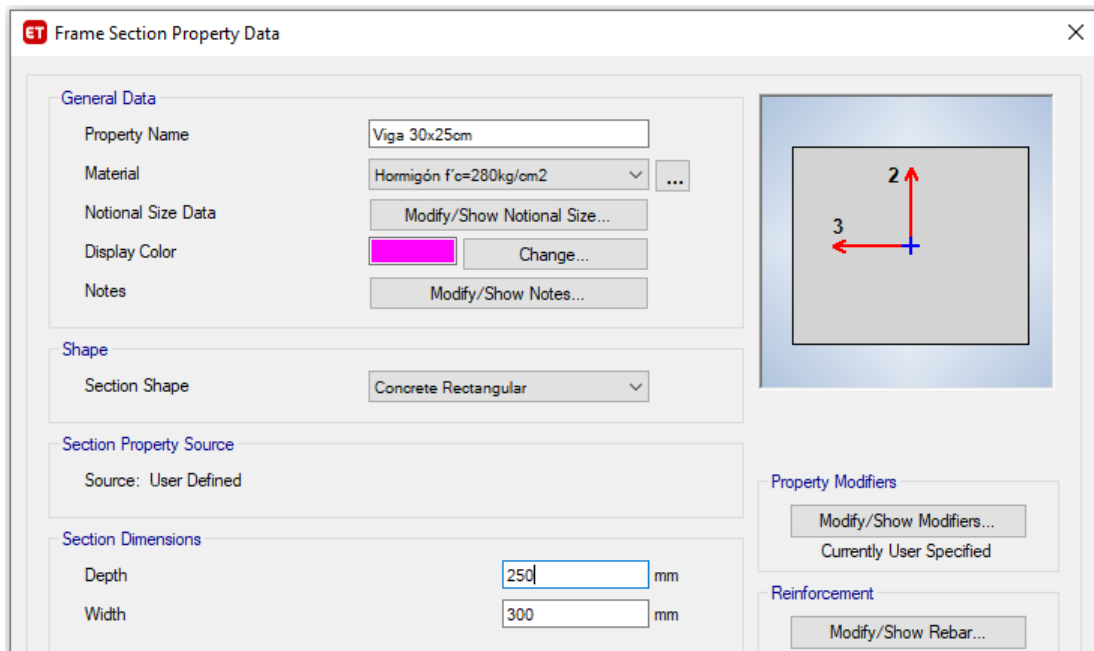
Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...



**Figura 36** Ingreso de características de viga 30x20cm



**ET** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: Viga 30x25cm

Material: Hormigón  $f'_c=280\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 250 mm

Width: 300 mm

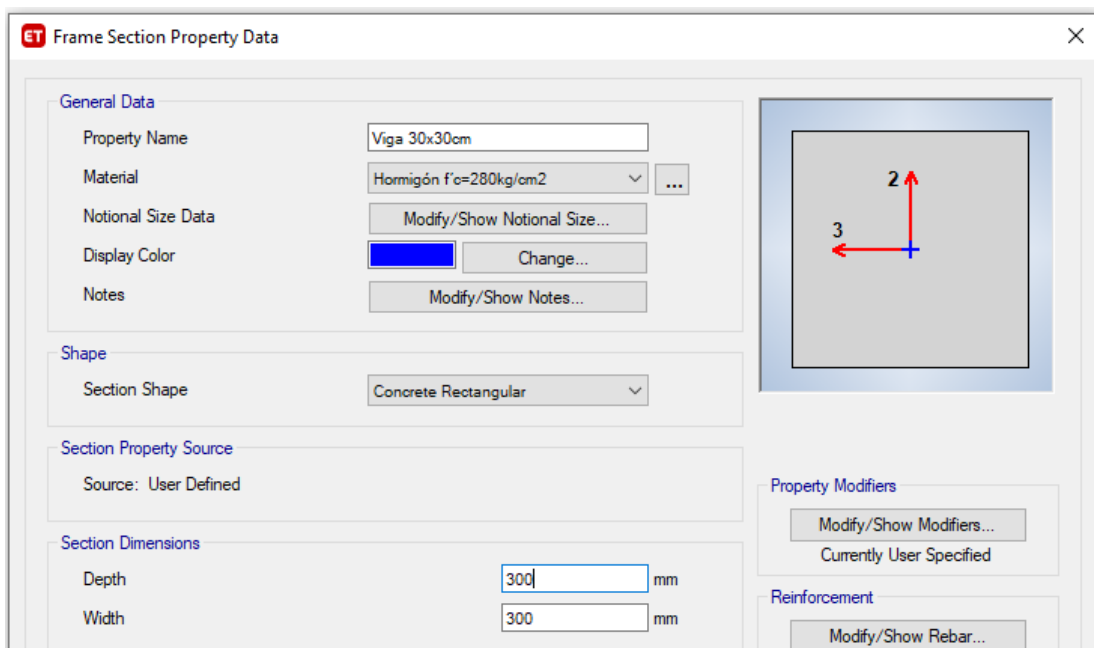
**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

**Figura 37** Ingreso de características de viga 10x20cm



**ET** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: Viga 30x30cm

Material: Hormigón  $f'_c=280\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 300 mm

Width: 300 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

**Figura 38** Ingreso de características de viga 30x30cm

**ET** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

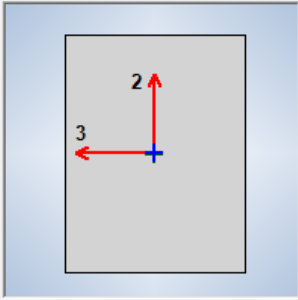
Depth:  mm

Width:  mm

**Property Modifiers**

Currently User Specified

**Reinforcement**



**Figura 39** Ingreso de características de viga 30x40cm

**ET** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

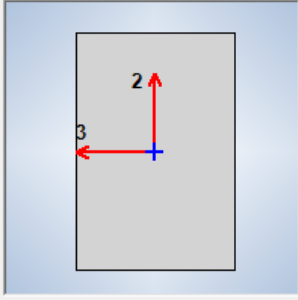
Depth:  mm

Width:  mm

**Property Modifiers**

Currently User Specified

**Reinforcement**



**Figura 40** Ingreso de características de viga 30x45cm

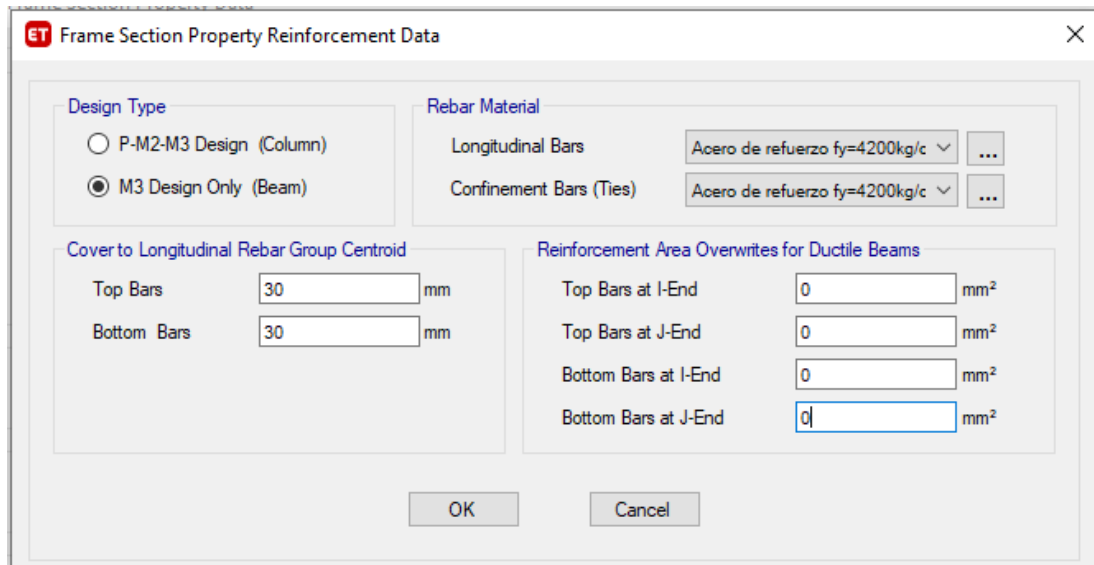
**Figura 41** Ingreso de características de viga 50x25cm

Se ingresa la inercia agrietada para vigas

**Figura 42** Ingreso de inercia agrietada para vigas

Se define que el elemento va a trabajar como viga y se ingresan las áreas de acero de acuerdo a los detalles de armado que se encuentran en los planos estructurales, es importante simular el área de acero con las que se formaran las Rótulas plásticas, por

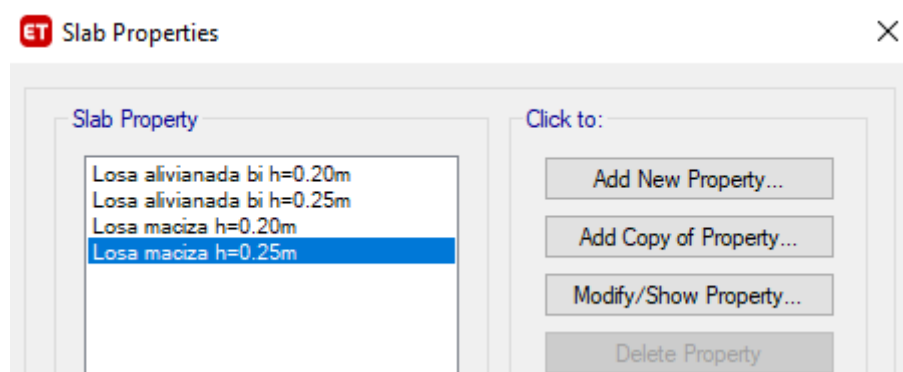
tanto, se ha extraído el área de acero de la parte superior de las vigas como de la parte inferior. Las áreas de acero consideradas se muestran en anexos en la sección 8.2.2



**Figura 43** Designación de la sección para que trabaje como viga

#### 4.10.3. Losa

Se ingresan las secciones de las losas según como está conformado cada nivel de piso, se tienen losas alivianadas y macizas.



**Figura 44** Ingreso de losa al modelo

Se ingresan todas las características geométricas de la losa bidireccional alivianada, así como también el material que la va a conformar.

**ET Slab Property Data** ×

**General Data**

Property Name:

Slab Material:  ...

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

---

**Property Data**

Type:

Overall Depth:  mm

Slab Thickness:  mm

Stem Width at Top:  mm

Stem Width at Bottom:  mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis:  mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis:  mm

**Figura 45** Dimensiones losa bidireccional alivianada h=0.20m

**ET Slab Property Data** ×

**General Data**

Property Name:

Slab Material:  ...

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

---

**Property Data**

Type:

Overall Depth:  mm

Slab Thickness:  mm

Stem Width at Top:  mm

Stem Width at Bottom:  mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis:  mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis:  mm

**Figura 46** Dimensiones losa bidireccional alivianada h=0.25m

The screenshot shows the 'ET Slab Property Data' dialog box. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.  
In the 'General Data' section:  
- 'Property Name' is 'Losa maciza h=0.20m'.  
- 'Slab Material' is 'Hormigón f'c=280kg/cm2'.  
- 'Notional Size Data' has a 'Modify/Show Notional Size...' button.  
- 'Modeling Type' is 'Shell-Thin'.  
- 'Modifiers (Currently Default)' has a 'Modify/Show...' button.  
- 'Display Color' is a blue square with a 'Change...' button.  
- 'Property Notes' has a 'Modify/Show...' button.  
In the 'Property Data' section:  
- 'Type' is 'Slab'.  
- 'Thickness' is '200' mm.

**Figura 47** Dimensiones losa bidireccional maciza h=0.20m

The screenshot shows the 'ET Slab Property Data' dialog box. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.  
In the 'General Data' section:  
- 'Property Name' is 'Losa maciza h=0.25m'.  
- 'Slab Material' is 'Hormigón f'c=280kg/cm2'.  
- 'Notional Size Data' has a 'Modify/Show Notional Size...' button.  
- 'Modeling Type' is 'Shell-Thin'.  
- 'Modifiers (Currently Default)' has a 'Modify/Show...' button.  
- 'Display Color' is a red square with a 'Change...' button.  
- 'Property Notes' has a 'Modify/Show...' button.  
In the 'Property Data' section:  
- 'Type' is 'Slab'.  
- 'Thickness' is '250' mm.

**Figura 48** Dimensiones losa bidireccional maciza h=0.25m

### 4.11. Vista en planta por nivel

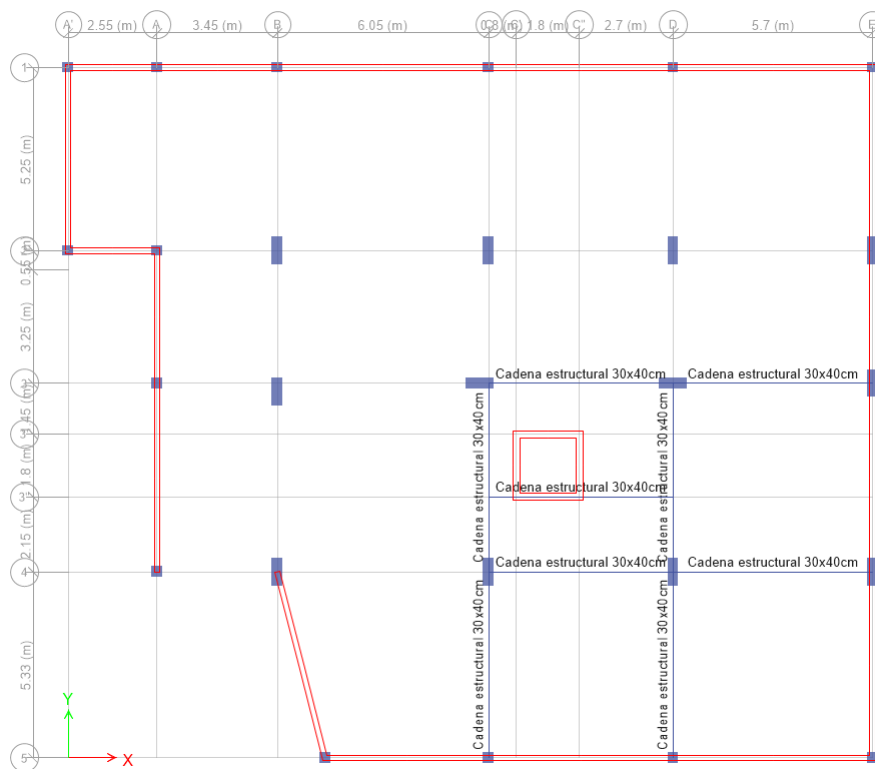


Figura 49 Vista en planta N-2.55m

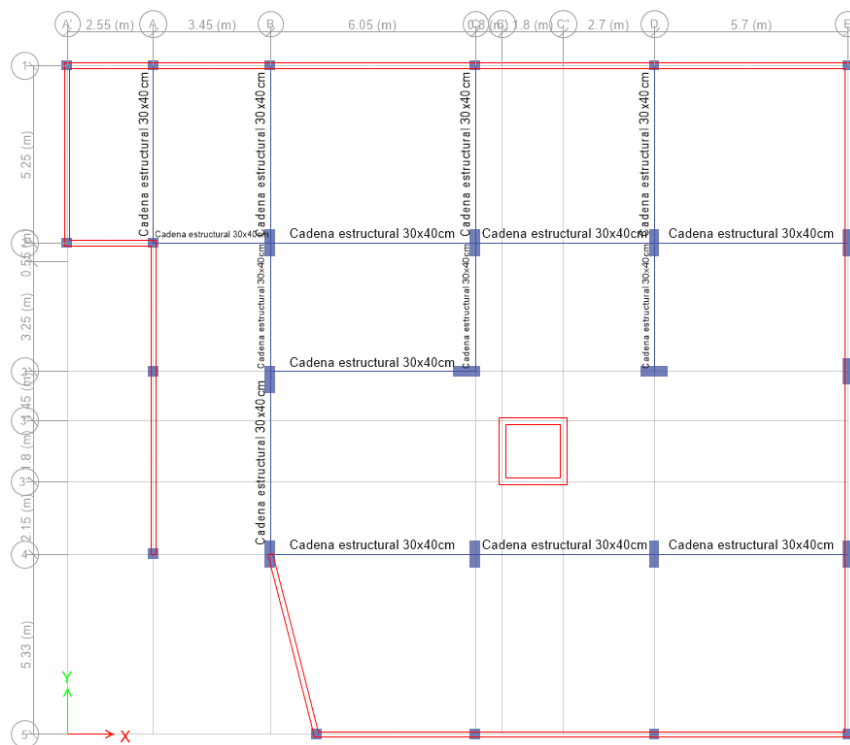
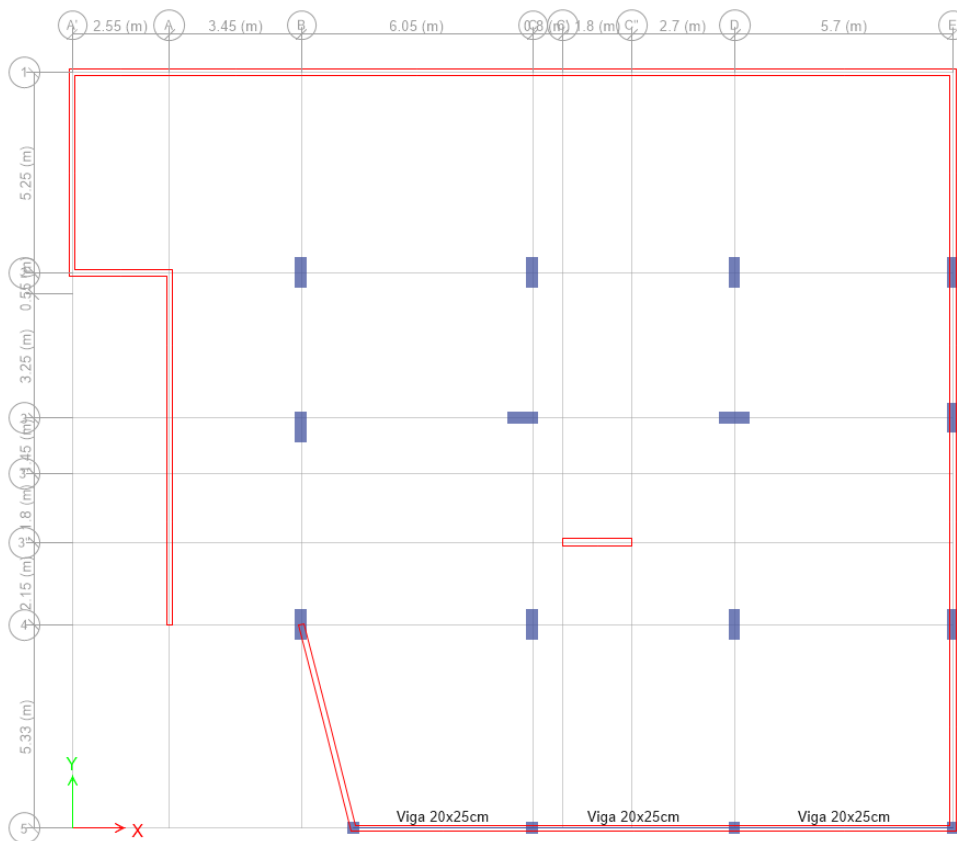


Figura 50 Vista en planta Nv-1.94m





**Figura 51** Vista en planta Nv 0.00m



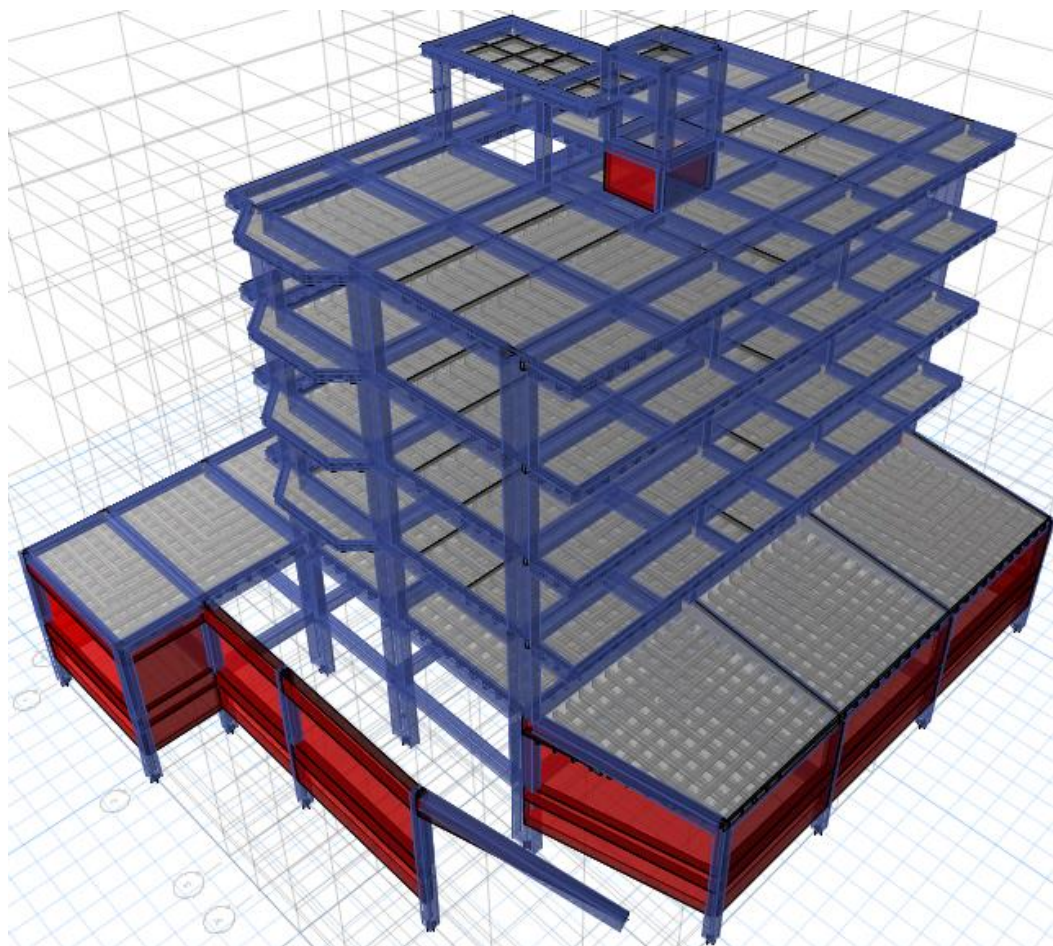
**Figura 52** Vista en planta Nv+0.72m





## 4.12. Modelo matemático

Una vez ingresadas todas las secciones se obtiene el modelo 3D de la estructura,

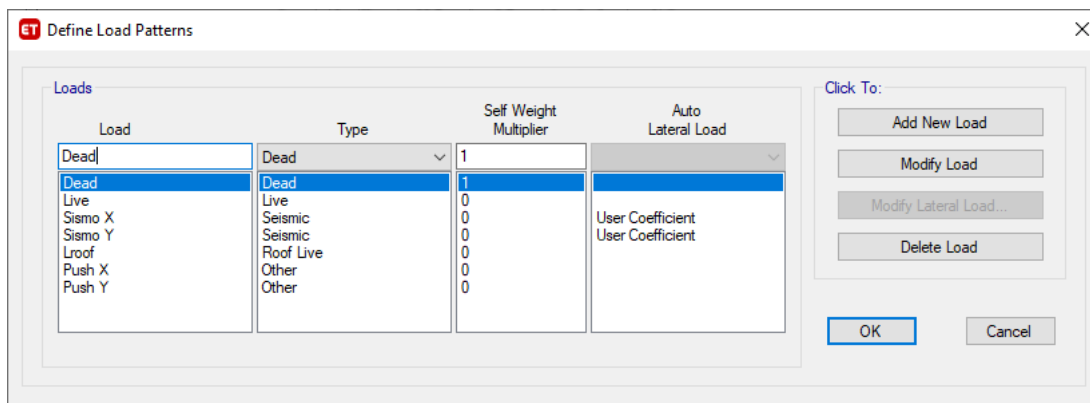


**Figura 57** Modelo 3D Modelo matemático

### 4.12.1. Cargas Estáticas

Se crean las cargas gravitacionales (muerta, viva y viva de techo), así como también se crean las cargas los sismos estáticos en ambas direcciones.

Para realizar el análisis estático no lineal se crean las cargas Push X y Push Y, que empezaran a actuar en la estructura a partir de la Carga gravitatoria no lineal.



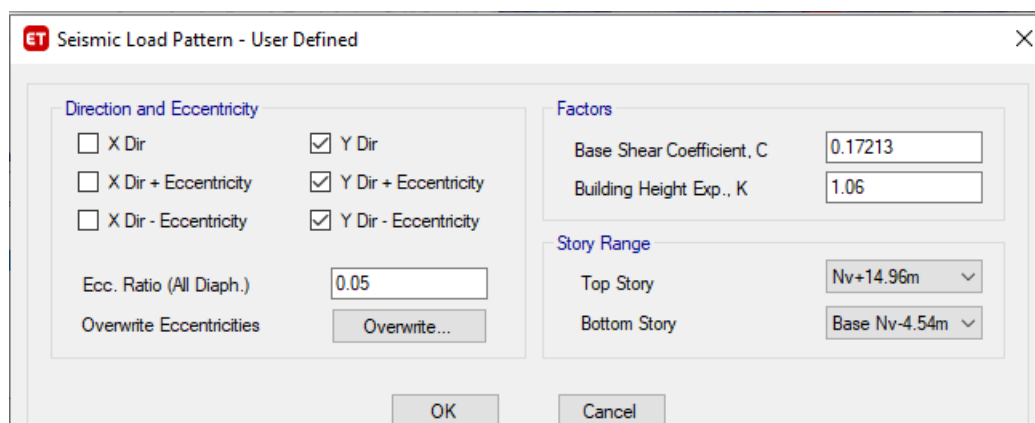
**Figura 58** Ingreso de cargas

#### 4.12.2. Cargas sismicas

Se coloca el coeficiente del cortante basal obtenido del análisis sísmico, impresos en la Tabla 15, sección 4.3, en el sismo en el sentido X e Y.



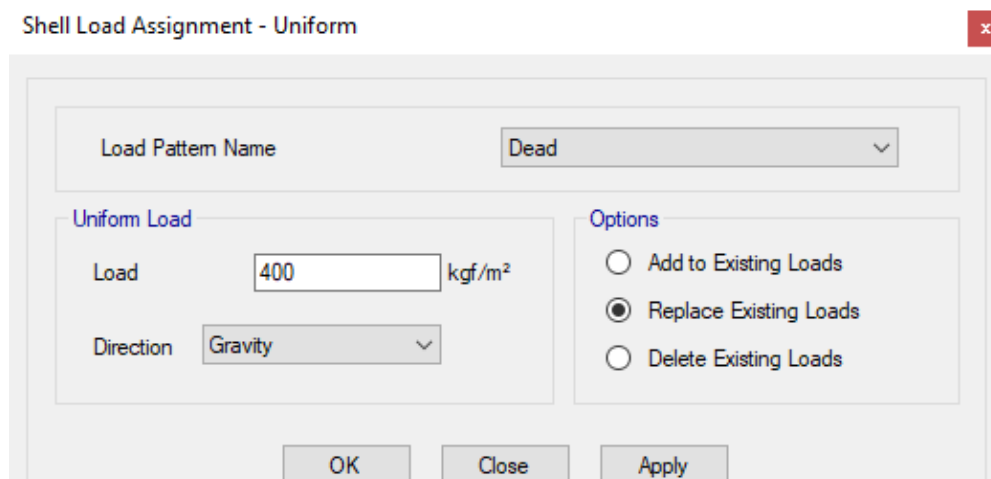
**Figura 59** Ingreso de coeficiente basal en dirección X



**Figura 60** Ingreso de coeficiente basal en dirección Y

### 4.13. . Carga Muerta

Se ingresa la sobrecarga calculada en la sección 4.6.1, ya que el peso de los elementos modelados sin calculados automáticamente por el programa.

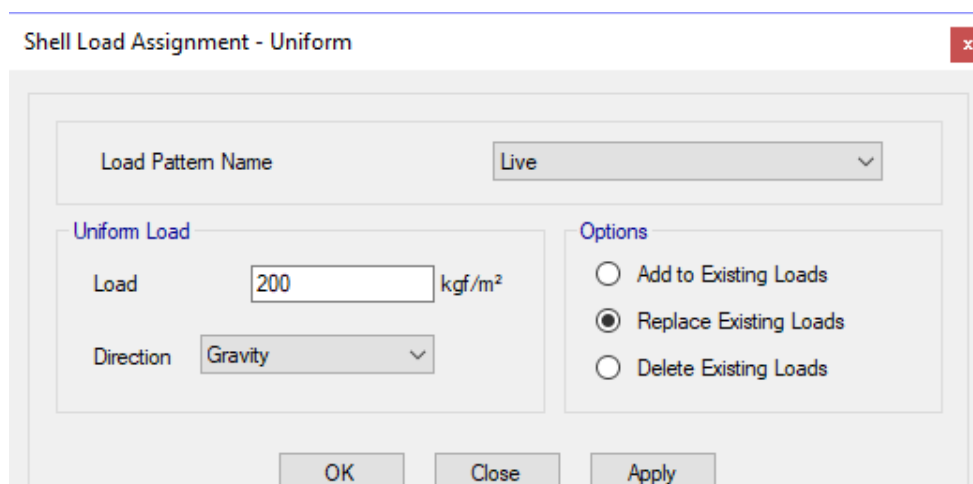


The screenshot shows a dialog box titled "Shell Load Assignment - Uniform". At the top right is a red close button with a white 'x'. Below the title bar, there is a "Load Pattern Name" dropdown menu set to "Dead". Underneath, there are two main sections: "Uniform Load" and "Options". In the "Uniform Load" section, the "Load" field contains the value "400" followed by the unit "kgf/m<sup>2</sup>", and the "Direction" dropdown menu is set to "Gravity". In the "Options" section, there are three radio buttons: "Add to Existing Loads" (unselected), "Replace Existing Loads" (selected), and "Delete Existing Loads" (unselected). At the bottom of the dialog, there are three buttons: "OK", "Close", and "Apply".

**Figura 61** Ingreso de carga muerta

### 4.14. Carga Viva

Se ingresa la carga viva para residencias multifamiliares, descritas en la sección 4.6.2.

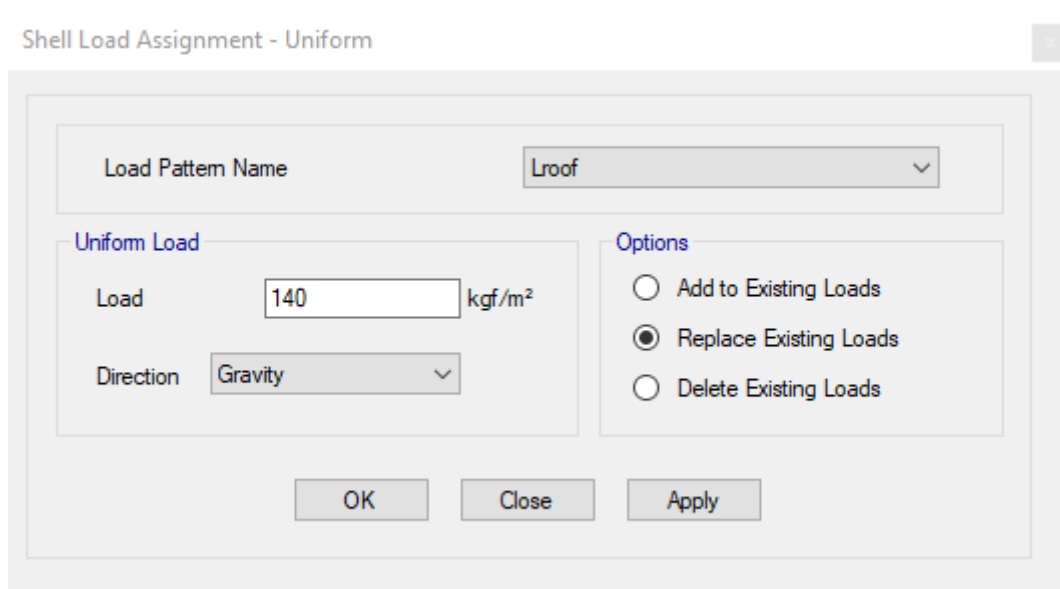


The screenshot shows a dialog box titled "Shell Load Assignment - Uniform". At the top right is a red close button with a white 'x'. Below the title bar, there is a "Load Pattern Name" dropdown menu set to "Live". Underneath, there are two main sections: "Uniform Load" and "Options". In the "Uniform Load" section, the "Load" field contains the value "200" followed by the unit "kgf/m<sup>2</sup>", and the "Direction" dropdown menu is set to "Gravity". In the "Options" section, there are three radio buttons: "Add to Existing Loads" (unselected), "Replace Existing Loads" (selected), and "Delete Existing Loads" (unselected). At the bottom of the dialog, there are three buttons: "OK", "Close", and "Apply".

**Figura 62** Ingreso de carga viva

#### 4.15. Carga de Techo (Lroof)

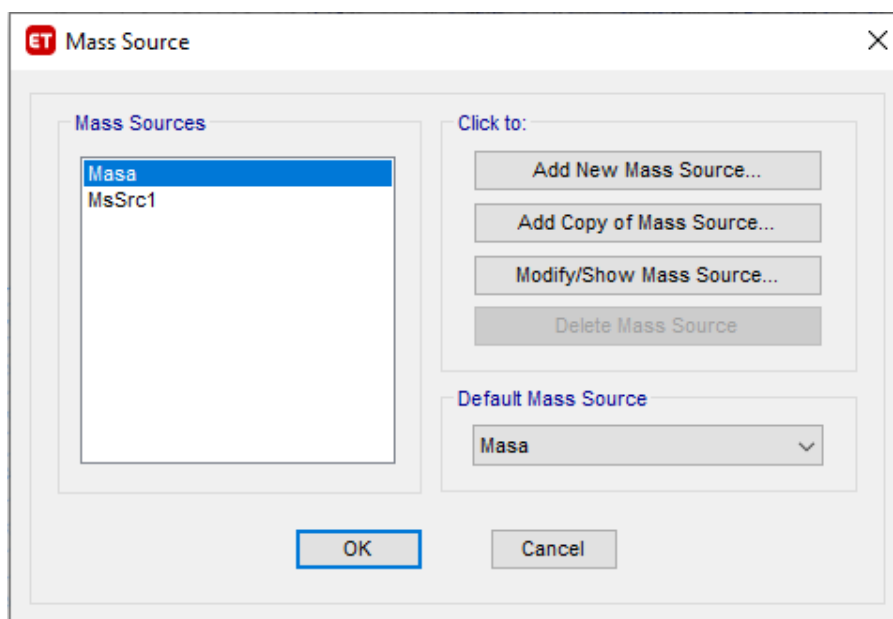
Se asigna la carga de techo a las terrazas propuestas en la sección 4.6.2.



**Figura 63** Ingreso de carga de techo

#### 4.16. Masa

Ingreso del factor Masa.



**Figura 64** Ingreso de la masa

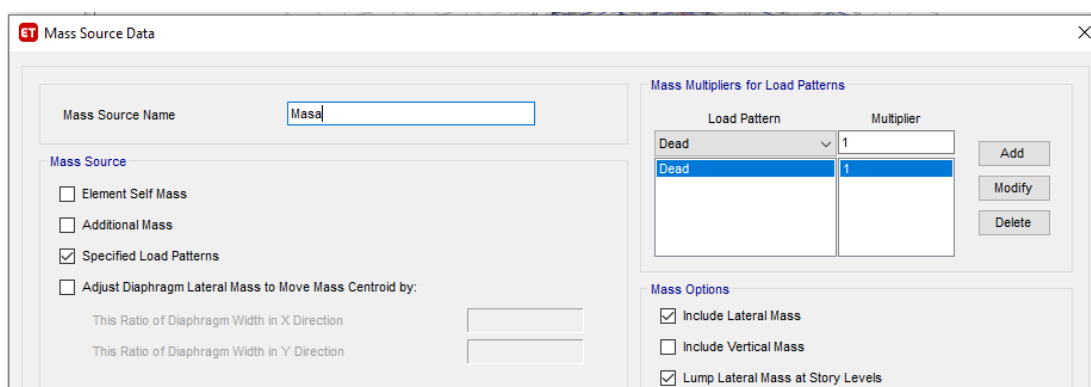
#### 4.17. Carga sísmica reactiva

La carga sísmica  $W$  representa la carga reactiva por sismo, independientemente del método de análisis se usará la siguiente carga sísmica reactiva  $W$ . (NEC-SE-DS, 2015)

##### 4.17.1. Caso general

$$W = D$$

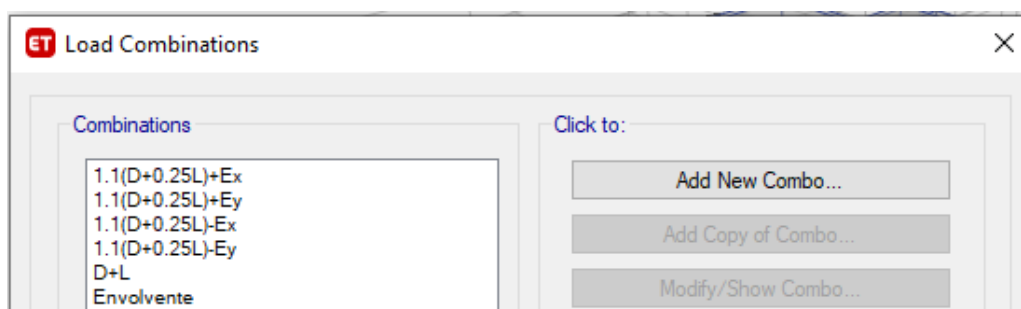
$D =$  carga muestra total de la estructura



**Figura 65** Ingreso de la carga reactiva

#### 4.18. Combinaciones de cargas

Una vez creadas las cargas se procede a crear las combinaciones de cargas propuestas en la sección 4.7.

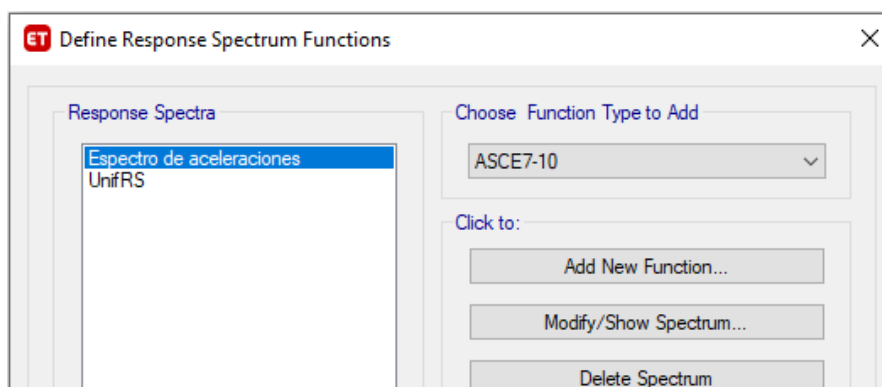


**Figura 66** Ingreso de combinaciones de cargas



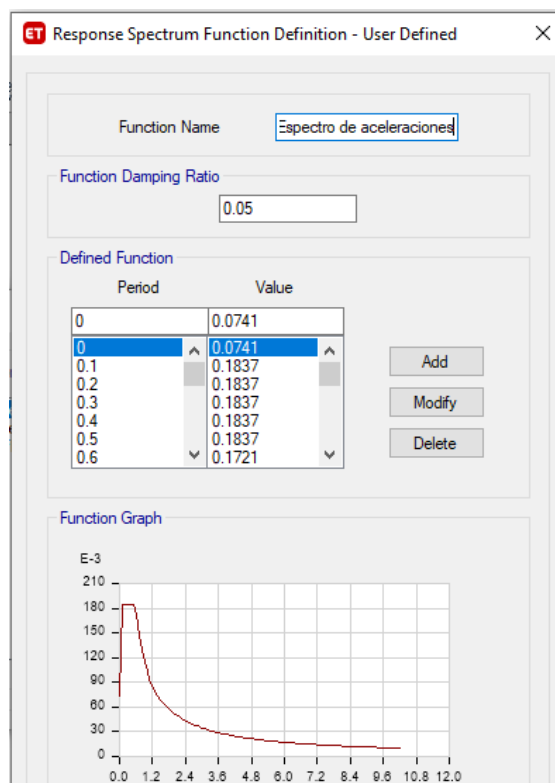
#### 4.19. Espectro de respuesta

Para realizar el análisis dinámico de la estructura se coloca los parámetros del espectro calculado anteriormente, las nuevas versiones del software vienen cargados con la NEC -15.



**Figura 67** Ingreso de Espectro de aceleraciones de respuesta

Se ingresan los factores obtenidos en la Tabla 15, sección 4.3.

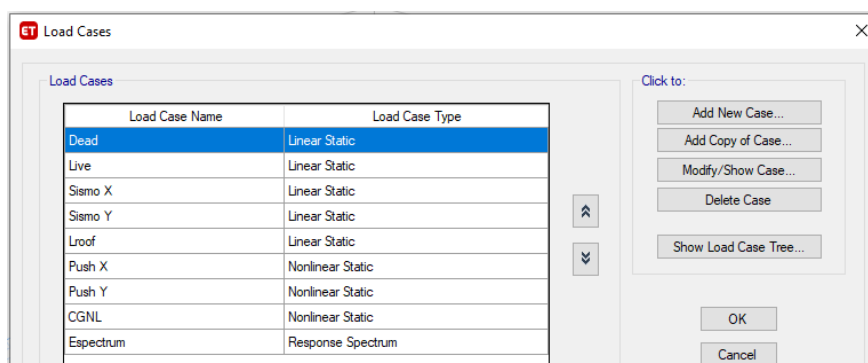


**Figura 68** Espectro de diseño

## 4.20. Casos de carga

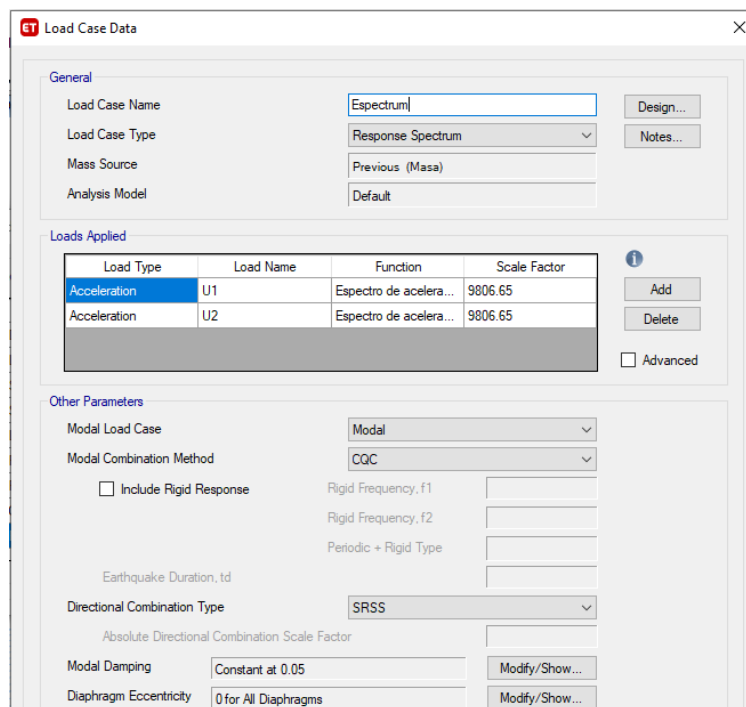
Para continuar con el análisis dinámico, se crea la función con la que se corre el espectro.

Se crea también el estado de carga gravitatoria no lineal que servirá para poder aplicar las cargas no lineales laterales (Pushover X y Pushover Y).



**Figura 69** Ingreso al análisis dinámico y casos de carga no lineales

Se coloca el espectro en los dos primeros modos de vibrar, en los dos sentidos.



**Figura 70** Ingreso de aceleraciones

## 4.21. Efecto P-Delta

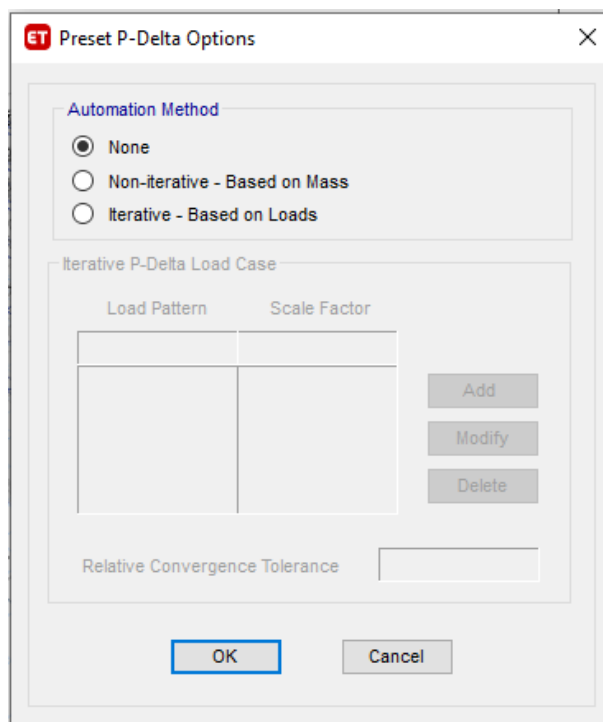
Tabla 21 Índices de estabilidad Qi en sentido X

Story	Direction	Drift	P	DERIVA	VX	Z	$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$	CONDICIÓN
			tonf		tonf	m		
Nv+14.96m	X	0.005766	2.76	3.46%	-1.43	14.96	0.061738	ESTABLE
Nv+13.88m	X	0.006111	14.33	3.67%	-6.80	13.88	0.069023	ESTABLE
Nv+12.76m	X	0.006340	11.22	3.80%	-0.63	12.76	0.485521	INESTABLE
Nv+11.36	X	0.006934	164.25	4.16%	-61.87	11.36	0.041523	ESTABLE
Nv+8.70m	X	0.007672	406.20	4.60%	- 114.81	8.7	0.061227	ESTABLE
Nv+6.04m	X	0.007301	648.16	4.38%	- 150.77	6.04	0.070799	ESTABLE
Nv+3.38m	X	0.004888	890.11	2.93%	- 170.20	3.38	0.057661	ESTABLE
Nv+0.72m	X	0.001280	1240.79	0.77%	- 174.75	0.72	0.075739	ESTABLE
Nv 0.00m	X	0.000774	405.45	0.46%	- 321.55	0	0.003018	ESTABLE
Nv-1.94m	X	0.000485	1314.86	0.29%	- 292.10	-1.94	0.021474	ESTABLE
Nv-2.55m	X	0.000416	1104.33	0.25%	- 287.81	-2.55	0.009674	ESTABLE
Cim muros Nv-3.54m	X	0.002153	68.20	1.29%	-41.79	-3.54	-0.005955	ESTABLE

Tabla 22 Índices de estabilidad Qi en sentido Y

Story	Direction	Drift	P	DERIVA	VY	Z	$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$	CONDICIÓN
			tonf		tonf	m		
Nv+14.96m	Y	0.001696	2.76	1.02%	-1.4305	14.96	0.018159	ESTABLE
Nv+13.88m	Y	0.001827	14.33	1.10%	-6.7988	13.88	0.020636	ESTABLE
Nv+12.76m	Y	0.001203	11.22	0.72%	-9.3241	12.76	0.006206	ESTABLE
Nv+11.36	Y	0.004388	164.25	2.63%	-61.8687	11.36	0.026276	ESTABLE
Nv+8.70m	Y	0.005263	406.20	3.16%	-114.81	8.7	0.042002	ESTABLE
Nv+6.04m	Y	0.005275	648.16	3.17%	- 150.7686	6.04	0.051152	ESTABLE
Nv+3.38m	Y	0.003482	890.11	2.09%	- 170.2023	3.38	0.041075	ESTABLE
Nv+0.72m	Y	0.000499	1240.79	0.30%	- 174.7474	0.72	0.029526	ESTABLE
Nv 0.00m	Y	0.000465	405.45	0.28%	- 242.6737	0	0.002403	ESTABLE
Nv-1.94m	Y	0.000344	1314.86	0.21%	- 177.1573	-1.94	0.025113	ESTABLE
Nv-2.55m	Y	0.000813	1104.33	0.49%	- 188.9861	-2.55	0.028792	ESTABLE
Cim muros Nv-3.54m	X	0.002153	68.20	1.29%	-25.5183	-3.54	-0.009752	ESTABLE

Como los índices de estabilidad son menores a 0.1 no se consideran efectos P-Delta.



**Figura 71** Ingreso de efecto P-Delta

#### 4.22. Modos de vibrar y periodos de vibración

ET Modal Direction Factors							
File Edit Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Direction Factors							
Filter: None							
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
	Modal	1	0.893	0.992	0.001	0	0.006
	Modal	2	0.725	0.003	0.977	0	0.021
▶	Modal	3	0.562	0.01	0.023	0	0.967
	Modal	4	0.466	0.101	0.001	0	0.897
	Modal	5	0.256	0.386	0.008	0	0.606
	Modal	6	0.214	0.926	0.035	0	0.039
	Modal	7	0.189	0.044	0.942	0	0.015
	Modal	8	0.149	0.074	0.027	0	0.899
	Modal	9	0.14	0.602	0.138	0	0.26
	Modal	10	0.129	0.091	0.859	0	0.05
	Modal	11	0.113	0.264	0.004	0	0.733
	Modal	12	0.1	0.834	0.013	0	0.153

**Figura 72** Periodos y modos de vibración

Se tiene para el primer modo de vibración un desplazamiento en X, para el segundo modo se tiene un desplazamiento Y, y para el tercer modo se tiene torsión.

#### 4.2.3. Derivas

Se muestra la deriva máxima obtenida del análisis sísmico en los dos sentidos para calcular cual es la deriva máxima.

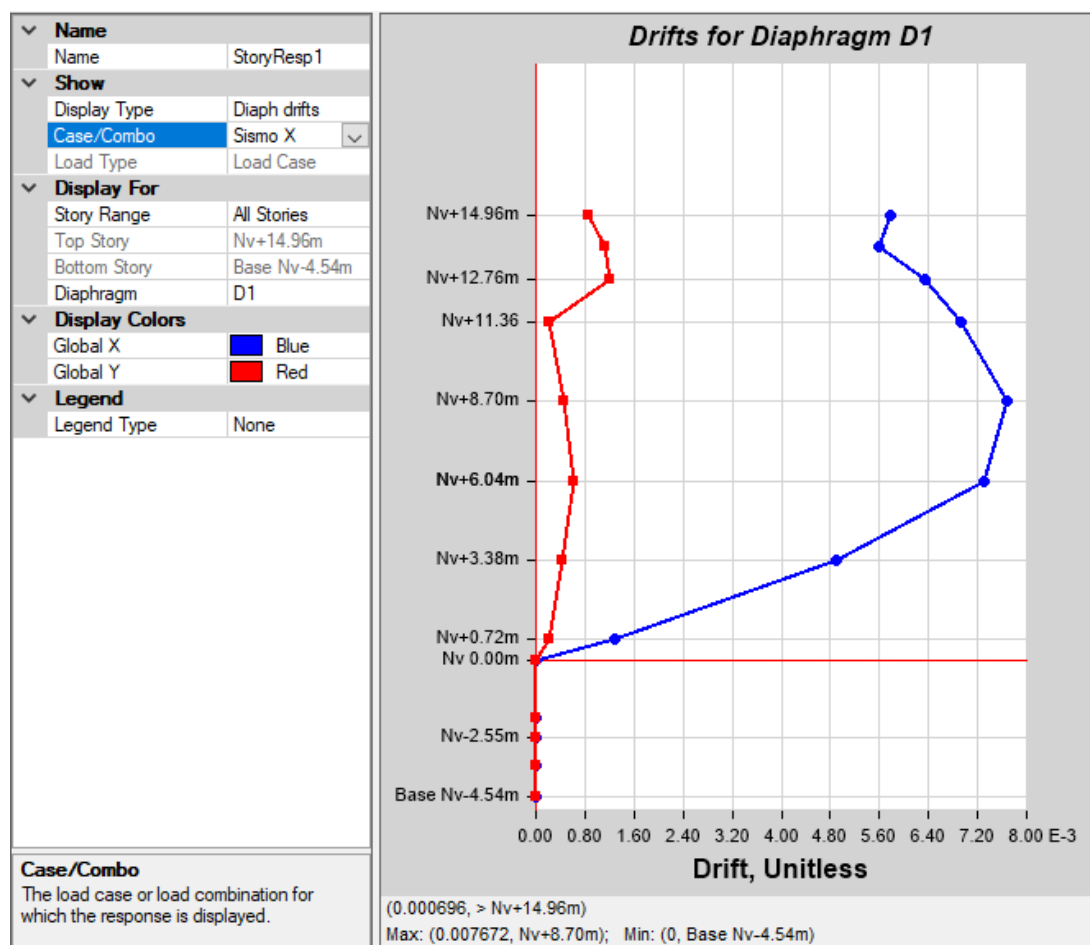
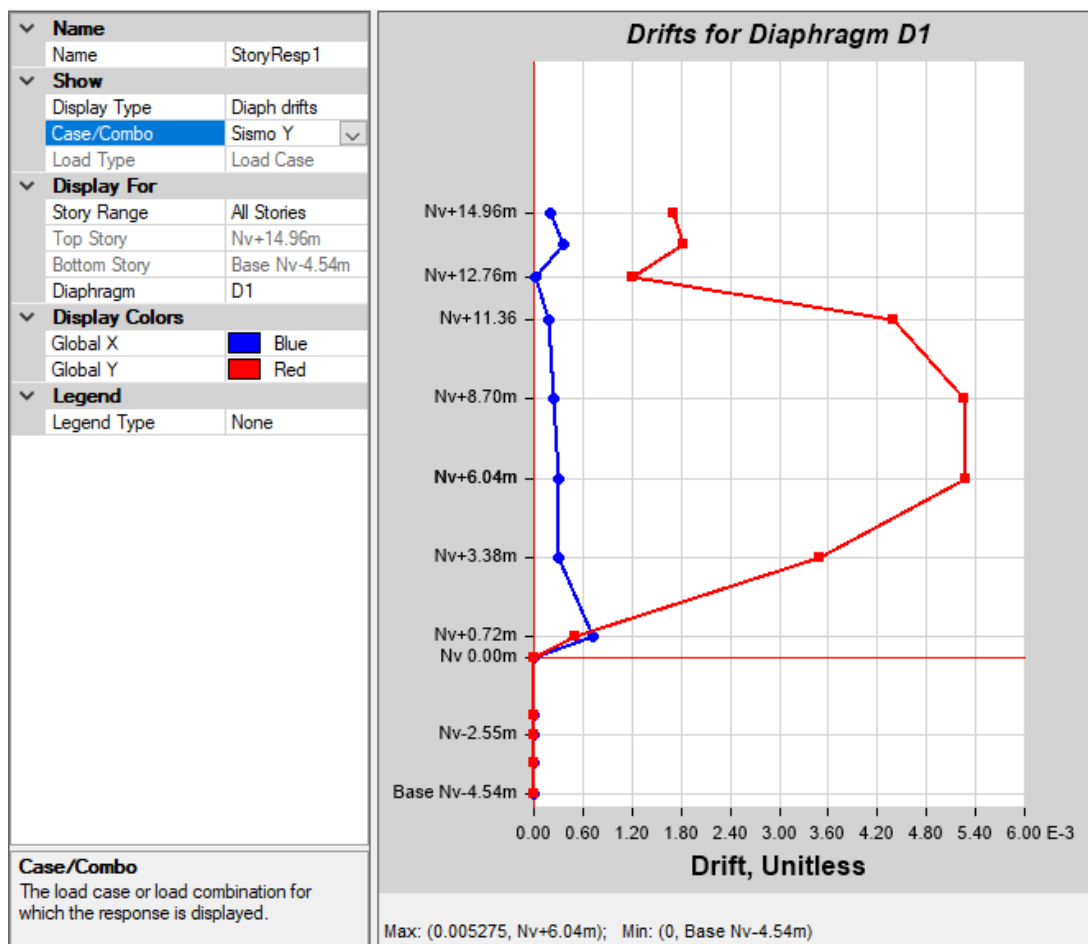


Figura 73 Deriva de piso en el sentido X

#### MÁXIMA DERIVA EN X

$$\Delta m = \Delta E * R * 0.75 = 0.007672 * 8 * 0.75 = 0.046032 = 4.60\%$$



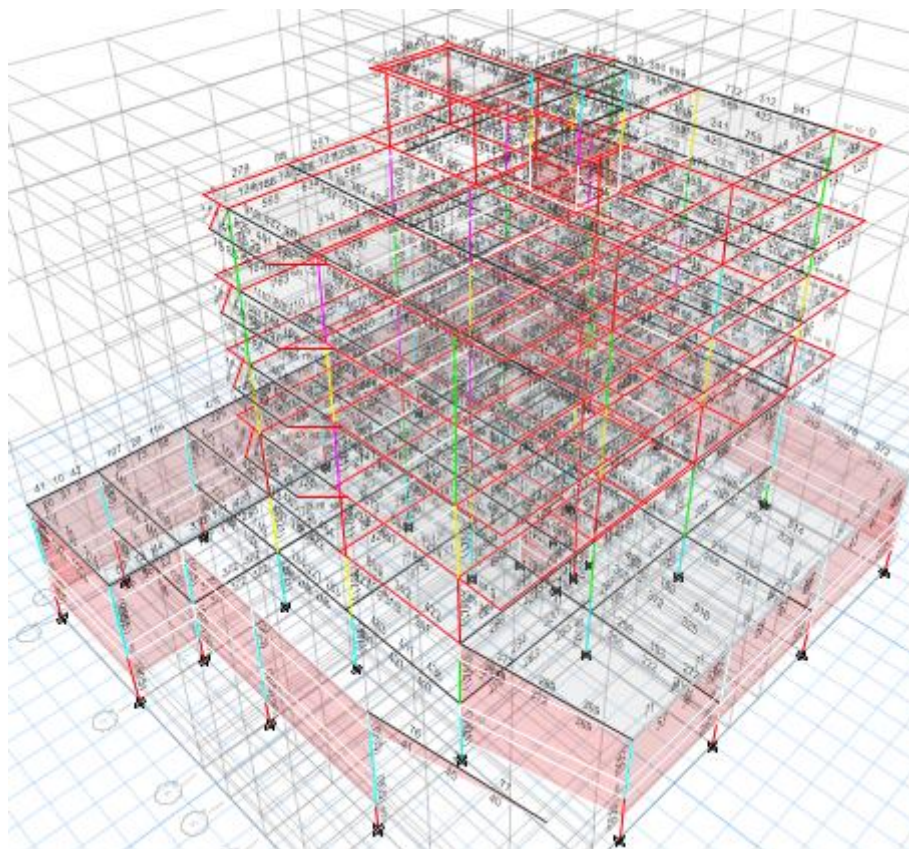
**Figura 74** Deriva de piso en el sentido Y

#### MÁXIMA DERIVA EN Y

$$\Delta m = \Delta E * R * 0.75 = 0.005275 * 8 * 0.75 = 0.03165 = 3.165\%$$

#### **4.24. Corrida del modelo**

Ingresada toda la información necesaria, se hace una ejecución rápida del modelo, para chequear inicialmente sus modos de vibrar y observar cómo se está comportando la estructura visualmente, determinando que está actuando correctamente, después de eso se realiza un análisis mandando a diseñar el concreto, chequeando los resultados de las cuantías, observando que en vigas han superado sus límites.



**Figura 75** Chequeo de cuantías de acero longitudinal en vigas y columnas

#### 4.25. Derivas de piso

En la **Tabla 23** se muestra las derivas de obtenidas en cada piso obtenidas a partir de los resultados arrojados por sismo en X e Y, como muestra la **Figura 76**, las secciones que fallan en el diseño del concreto son en su mayoría vigas, pero debido a los excesivos desplazamientos se concluye que las columnas también deben ser reforzadas para aumentar la rigidez de la estructura y reducir las derivas.

**Tabla 23** Derivas de piso en sentido X

Story	Output	Case Type	Directio n	Drift	X	Y	Z	DERIV A	CHEQUE O
	Case				m	m	m		
Nv+14.96	Sismo	LinStati		0.00576	12.8		14.9		
m	X	c	X	6	5	7.48	6	3.46%	<b>ERROR</b>



Nv+13.88 m	Sismo X	LinStati c	X	0.00611 1	14.6 5	7.48	13.8 8	3.67%	ERROR
Nv+12.76 m	Sismo X	LinStati c	X	0.00634 0	13.7 5	7.48	12.7 6	3.80%	ERROR
Nv+11.36	Sismo X	LinStati c	X	0.00693 4	6 6	15.75 5	11.3 6	4.16%	ERROR
Nv+8.70m	Sismo X	LinStati c	X	0.00767 2	23.0 5	15.75 5	8.7	4.60%	ERROR
Nv+6.04m	Sismo X	LinStati c	X	0.00730 1	23.0 5	15.75 5	6.04	4.38%	ERROR
Nv+3.38m	Sismo X	LinStati c	X	0.00488 8	23.0 5	14.53	3.38	2.93%	ERROR
Nv+0.72m	Sismo X	LinStati c	X	0.00128 0	23.0 5	10.73	0.72	0.77%	OK
Nv 0.00m	Sismo X	LinStati c	X	0.00077 4	23.0 5	10.73	0	0.46%	OK
Nv-1.94m	Sismo X	LinStati c	X	0.00048 5	6	14.53	-1.94	0.29%	OK
Nv-2.55m	Sismo X	LinStati c	X	0.00041 6	2.55	10.73	-2.55	0.25%	OK
Cim muros Nv-3.54m	Sismo X	LinStati c	X	0.00215 3	12.0 5	19.78	-3.54	1.29%	OK

**Tabla 24** Derivas de piso en sentido Y

Story	Output Case	Case Type	Directio n	Drift	X	Y	Z	DERIV A	CHEQUE O
					m	m	m		
Nv+14.96 m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00169 6	12.8 5	7.48	14.9 6	1.02%	OK

Nv+13.88 m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00182 7	12.8 5	9.28	13.8 8	1.10%	OK
Nv+12.76 m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00120 3	12.8 5	7.48	12.7 6	0.72%	OK
Nv+11.36	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00438 8	6 6	15.75 5	11.3 6	2.63%	ERROR
Nv+8.70m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00526 3	6 6	15.75 5	8.7	3.16%	ERROR
Nv+6.04m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00527 5	6 6	15.75 5	6.04	3.17%	ERROR
Nv+3.38m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00348 2	6 6	10.48	3.38	2.09%	ERROR
Nv+0.72m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00049 9	12.0 5	19.78	0.72	0.30%	OK
Nv 0.00m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00046 5	12.0 5	19.78	0	0.28%	OK
Nv-2.55m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00034 4	2.55 6	19.78	-2.55	0.21%	OK
Cim muros Nv-3.54m	Sismo Y	LinStati c	Y	0.00081 3	0 6	19.78	-3.54	0.49%	OK

#### 4.26. Cuantías

El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, ó cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis siguientes:

- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para

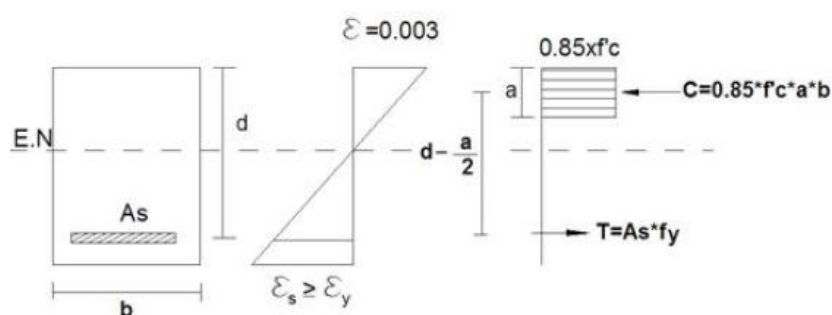
las vigas de gran altura, que necesitan emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones unitarias

- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.
- La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de Hormigón reforzado sometidos a flexión y a carga axial
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el hormigón y la deformación unitaria en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos. Estos requisitos se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, definida como sigue: o Un esfuerzo en el hormigón 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  $a = \beta_1 \cdot c$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.
- La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro,  $c$ , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para  $f'_c$  entre 17 y 28 MPa, el factor  $\beta_1$  se debe tomar como 0.85. Para  $f'_c$  superior a 28 MPa,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65 (NEC-SE-HM, 2015).

Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro,

**$\beta_1$**  Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (mm)

**$a$**  Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm)



**Figura 76** Esfuerzos y deformaciones en viga

#### 4.26.1. Vigas

##### 4.26.1.1. Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{min} = 0.0033333$$

(NEC-SE-HM, 2015)

##### 4.26.1.2. Cuantía máxima

$$\rho_{calculado} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho b = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003}$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6000}{\frac{4200}{218819.7889} + 6000}$$

$$\rho b = 0.036124$$

$$\rho_{calculado} = 0.5 * 0.036124$$

$$\rho_{calculado} = 0.01806$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

(NEC-SE-HM, 2015)

#### 4.26.2. Columna

##### 4.26.2.1. Cuantía mínima

$$\rho_{min} = 1\% = 0.01$$

(NEC-SE-HM, 2015)

##### 4.26.2.2. Cuantía máxima

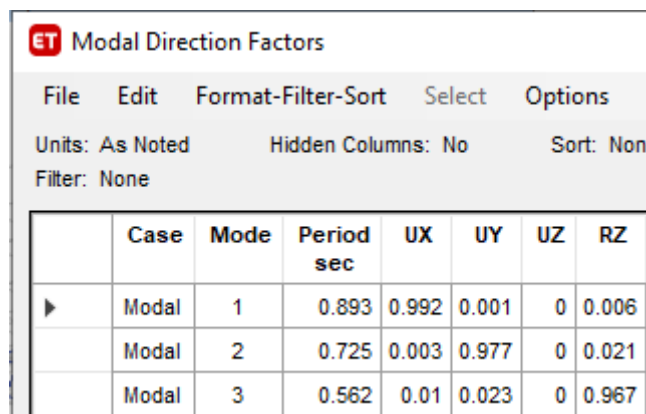
$$\rho_{max} = 3\% = 0.03$$

(NEC-SE-HM, 2015)

De la revisión que se a realizado a los armados de los elementos estructurales, se ha podido verificar que si cumplen con los armados minimos que exige la norma.

#### 4.27. Modos de vibración

Se chequea los tres primeros modos de vibración, Modo 1 (Desplazamiento en X), Modo 2 (Desplazamiento en Y), Modo 3 (Rotación).



The screenshot shows a software window titled "ET Modal Direction Factors". It contains a menu bar with "File", "Edit", "Format-Filter-Sort", "Select", and "Options". Below the menu bar, it displays "Units: As Noted", "Hidden Columns: No", and "Sort: Non". A "Filter: None" label is also present. The main content is a table with the following data:

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
▶	Modal	1	0.893	0.992	0.001	0	0.006
	Modal	2	0.725	0.003	0.977	0	0.021
	Modal	3	0.562	0.01	0.023	0	0.967

**Figura 77** Modos de vibración

#### 4.28. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

#### 4.28.1. Cortante basal (Método Estático)

ET Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient															
File Edit Format-Filter-Sort Select Options															
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient															
Filter: None															
	Name	Is Auto Load	X Dir?	X Dir Plus Ecc?	X Dir Minus Ecc?	Y Dir?	Y Dir Plus Ecc?	Y Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
	Sismo X	No	Yes	Yes	Yes	No	No	No	0.05	Nv+14.96m	Nv 0.00m	0.17213	1.06		
	Sismo X(1/3)	Yes	Yes	No	No	No	No	No	0.05	Nv+14.96m	Nv 0.00m	0.17213	1.06	1015.20606	174.7474
	Sismo X(2/3)	Yes	No	Yes	No	No	No	No	0.05	Nv+14.96m	Nv 0.00m	0.17213	1.06	1015.20606	174.7474
	Sismo X(3/3)	Yes	No	No	Yes	No	No	No	0.05	Nv+14.96m	Nv 0.00m	0.17213	1.06	1015.20606	174.7474
	Sismo Y	No	No	No	No	Yes	Yes	Yes	0.05	Nv+14.96m	Nv 0.00m	0.17213	1.06		
	Sismo Y(1/3)	Yes	No	No	No	Yes	No	No	0.05	Nv+14.96m	Nv 0.00m	0.17213	1.06	1015.20606	174.7474
	Sismo Y(2/3)	Yes	No	No	No	No	Yes	No	0.05	Nv+14.96m	Nv 0.00m	0.17213	1.06	1015.20606	174.7474
	Sismo Y(3/3)	Yes	No	No	No	No	No	Yes	0.05	Nv+14.96m	Nv 0.00m	0.17213	1.06	1015.20606	174.7474

Figura 78 Cortante basal (Método Estático)

#### 4.28.2. Cortante basal (Método Dinámico)

ET Story Forces												
File Edit Format-Filter-Sort Select Options												
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Forces												
Filter: ([Story] = 'Nv 0.00m') AND ([Output Case] = 'Espectrum')												
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
	Nv 0.00m	Espectrum	LinRespSpec	Max		Top	18.3525	119.0516	105.731	1766.5158	186.2923	318.3117
	Nv 0.00m	Espectrum	LinRespSpec	Max		Bottom	18.3526	119.1139	105.018	1767.3049	382.4605	536.1936

Figura 79 Cortante basal (Método Dinámico)

Tabla 25 Resumen Cortantes Basales

<b>Método Estático</b>	<b>Sismo X (T)</b>	174.7474
	<b>Sismo Y (T)</b>	174.7474
<b>Método Dinámico</b>	<b>Espectro X (T)</b>	119.1139
	<b>Espectro Y (T)</b>	105.018

**Sentido X**

***Cortante Basal Dinámico > 0.85 \* Cortante Basal Estático***

$$119.1139 > 0.85 * 174.7474$$

$$119.1139 > 148.53529$$

*No Cumple*

**Sentido Y**

***Cortante Basal Dinámico > 0.85 \* Cortante Basal Estático***

$$105.018 > 0.85 * 174.7474$$

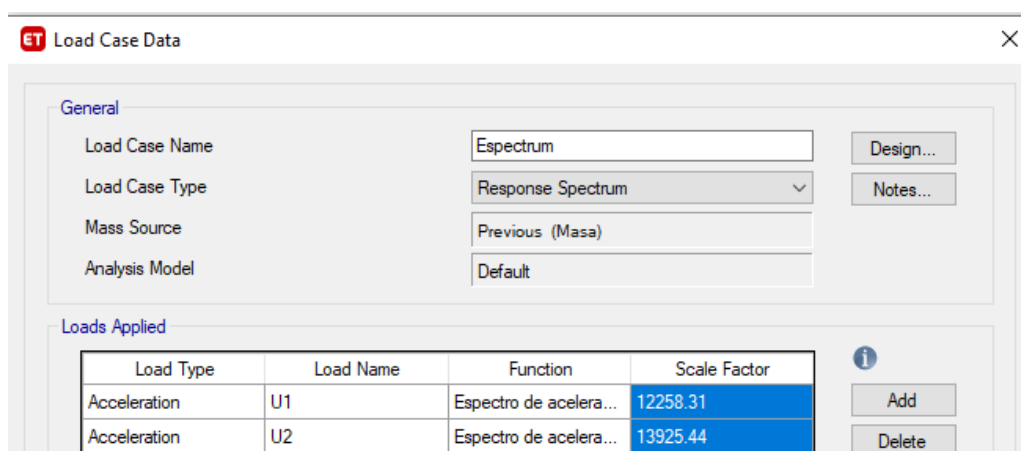
$$105.018 > 148.53529$$

*No Cumple*

Por lo tanto, se ha procedido a realizar un ajuste en el cortante dinámico

$$Factor X = 1.25$$

$$Factor Y = 1.42$$



**Figura 80** Corrección de factores en espectro dinámico



ET Story Forces												
File Edit Format-Filter-Sort Select Options												
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Forces												
Filter: ([Story] = 'Nv 0.00m') AND ([Output Case] = 'Espectrum')												
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
	Nv 0.00m	Espectrum	LinRespSpec	Max		Top	25.5158	148.9898	150.0044	2398.1047	259.8481	407.783
▶	Nv 0.00m	Espectrum	LinRespSpec	Max		Bottom	25.516	149.0782	148.9988	2398.5323	540.1375	677.6878

**Figura 81** Nuevos cortantes dinámicos

### Sentido X

$$149.0782 > 148.53529$$

*Cumple*

### Sentido Y

$$148.9988 > 148.53529$$

*Cumple*

## 4.29. Análisis estático no lineal (Método Pushover)

### 4.29.1. Carga Gravitacional No lineal

Para definir el estado de carga gravitacional no lineal se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- El estado de carga debe tener una condición inicial de cero.
- El FEMA 356 recomienda utilizar un factor de 1 para las cargas muertas y un factor de 1.25 para las cargas vivas
- Se debe crear la carga como una no lineal estática.
- Solo es necesario guardar los resultados para el estado final (Final State Only).

- Para el análisis se puede utilizar los parámetros no lineales que están por defecto.

**ET Load Case Data**

**General**

Load Case Name: CGNL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [ ]

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

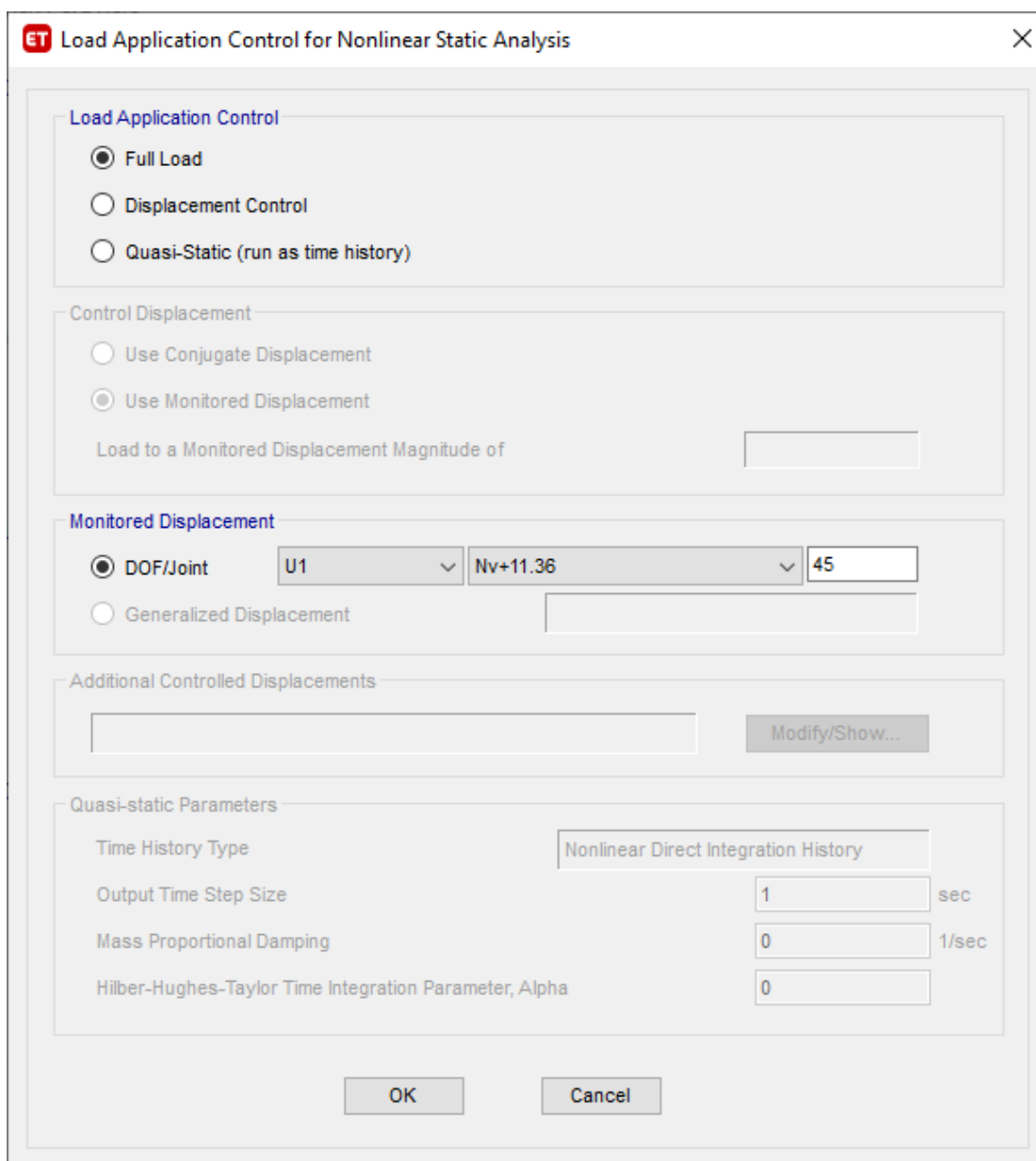
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

**Figura 82** Definición de Carga Gravitacional No Lineal

Para poder controlar la aplicación de carga para el análisis no lineal estático, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Para los casos de cargas gravitatorias se hace un control sobre toda la carga (Full Load)
- Se monitorea el desplazamiento en el punto de aplicación de las cargas y se determina un nodo de control.
- Se debe crear el nodo de control en el último piso donde se tenga masa considerable o de igual proporción que la mayoría de pisos.



**Figura 83** Punto de control de CGNL

#### 4.29.2. Cargas Pushover

Para definir la carga Pushover se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- El estado de carga debe continuar después del estado definido para CGNL.
- Se debe trabajar con los modos de vibración que producen los desplazamientos en la dirección que se está creando la carga. En este modelo se ha procedido a trabajar con el modo de vibración 1 para el Pushover en X y el modo de vibración 2 para

el Pushover en Y, ya que son los modos que coinciden con los desplazamientos en X y Y.

- Se debe crear la carga como una no lineal estática.
- Se debe trabajar con un factor de carga para el Pushover de 1.
- Se debe colocar un dispositivo de control de desplazamiento
- Para poder trabajar con varios ciclos de carga lateral es necesario que se almacenen datos de múltiples estados de carga.
- Para el análisis se puede utilizar los parámetros no lineales que están por defecto.

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: Push X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

**Figura 84** Definición de Carga Lateral Push X

Para la aplicación de carga se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Se debe colocar un dispositivo de control en el nudo del último piso en donde se tiene masa considerable o de igual proporción que los demás pisos.
- Se debe monitorear el desplazamiento de la estructura a partir de un desplazamiento máximo definido para el dispositivo de control. Para este análisis se ha definido en 1.5 veces la deriva máxima permisible
- Se debe definir la dirección de carga según sea la dirección de la carga lateral que se quiere aplicar, U1 y U2.

***Desplazamiento de control = 1.5 \* 2% \* altura del punto de control***

$$Desplazamiento\ de\ control = 1.50 * 2.00\% * 11.36m$$

$$Desplazamiento\ de\ control = 340.8mm$$

**Figura 85** Definición del control de carga lateral Pushover X

**ET Load Case Data**

**General**

Load Case Name: Push Y [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

**Figura 86** Definición de Carga Lateral Push Y

**ET Load Application Control for Nonlinear Static Analysis**

**Load Application Control**

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

**Control Displacement**

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 340.8 mm

**Monitored Displacement**

DOF/Joint: U2 [Nv+11.36] 45

Generalized Displacement

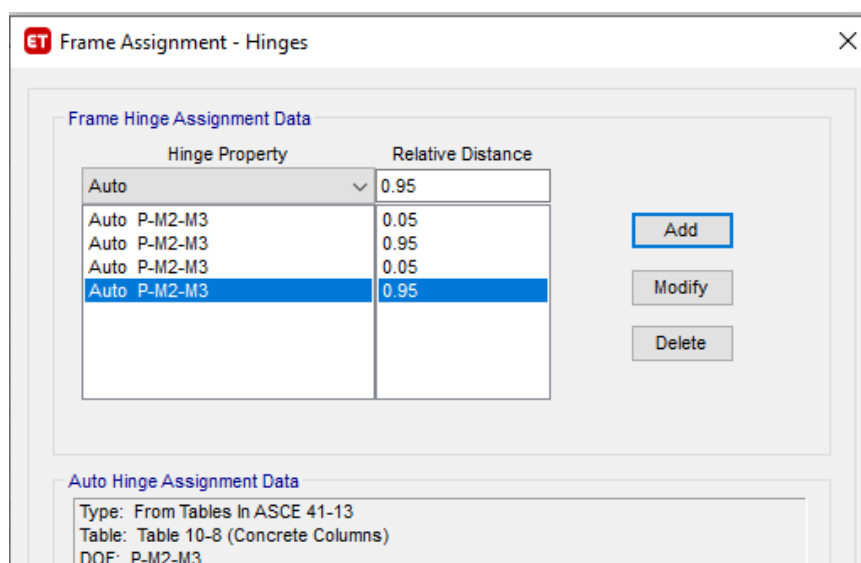
**Figura 87** Definición del control de carga lateral Pushover Y

#### 4.30. Rótulas Plásticas

Para definir las Rótulas plásticas se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se han asignado rótulas en un porcentaje de longitud de los elementos que simule su proximidad hacia los extremos. Para el análisis se ha optado por colocar una proximidad de 5% y 95%.
- Se han colocado Rótulas plásticas únicamente en los elementos en donde se espera que se formen las Rótulas plásticas, esto quiere decir que no se han colocado Rótulas en las vigas de borde ni en las vigas secundarias.
- Se ha optado por tomar los valores de las tablas 10-7, 10-8 del ASCE 41-13 para vigas y columnas de concreto respectivamente.
- Para columnas se ha colocado los grados de libertad referentes a la carga axial y los dos momentos P-M2-M3.
- Para las vigas se ha colocado los grados de libertad referentes a M3.
- Para las columnas se ha elegido la condición de falla para flexión y corte.
- Los casos de carga que se han aplicado respectivamente son los de Push X y Push Y, tanto para columnas como para vigas.

### 4.30.1. Rótulas en columnas



**Figura 88** Asignación de rótulas en columnas

Auto Hinge Type  
 From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table  
 Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom  
 M2     P-M2     Parametric P-M2-M3  
 M3     P-M3  
 M2-M3     P-M2-M3

P and V Values From  
 Case/Combo    Push X  
 User Value  
 V2  tonf    V3  tonf

Concrete Column Failure Condition  
 Condition i - Flexure     Condition iii - Shear  
 Condition ii - Flexure/Shear     Condition iv - Development

Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w * s)$   
 From Current Design  
 User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

**Figura 89** Ingreso de parámetros de rótulas en columnas en sentido X



**Figura 90** Ingreso de parámetros de rótulas en columnas en sentido Y

#### 4.30.2. Rótulas en vigas

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.05
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95

Auto Hinge Assignment Data  
 Type: From Tables In ASCE 41-13  
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i  
 DOF: M3

**Figura 91** Asignación de rótulas en vigas

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type  
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table  
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom  
 M2  
 M3

V Value From  
 Case/Combo Push X  
 User Value V2  tonf

Transverse Reinforcing  
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio  $(p - p') / p_{balanced}$   
 From Current Design  
 User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

**Figura 92** Ingreso de parámetros de rótulas en vigas en sentido X

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type  
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table  
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom  
 M2  
 M3

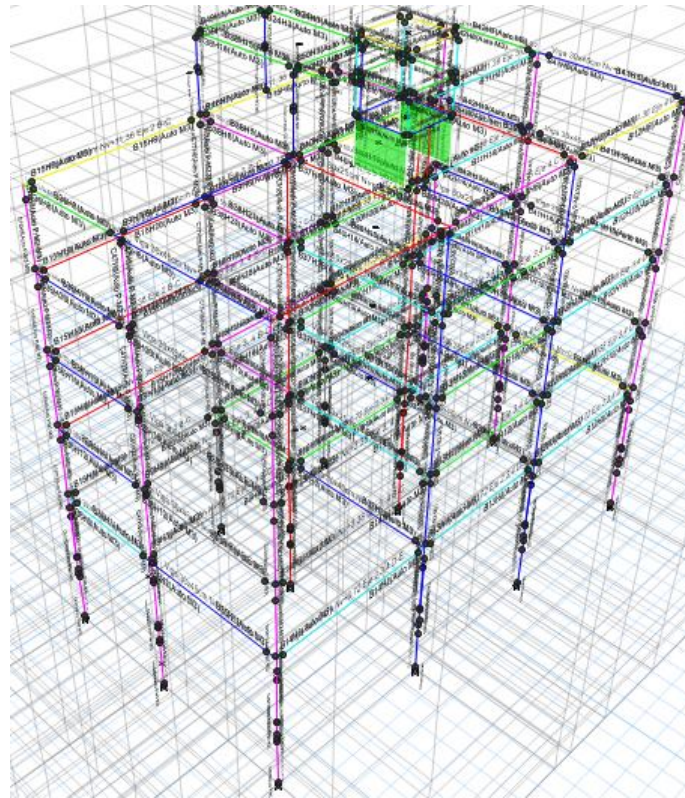
V Value From  
 Case/Combo Push Y  
 User Value V2  tonf

Transverse Reinforcing  
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio  $(p - p') / p_{balanced}$   
 From Current Design  
 User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity  
 Drops Load After Point E  
 Is Extrapolated After Point E

**Figura 93** Ingreso de parámetros de rótulas en vigas en sentido Y



**Figura 94** Elementos estructurales en los cuales se espera se formen rótulas plásticas

#### 4.31. Formación de las Rótulas plásticas a partir de los casos de carga Push X y Push Y

Durante el avance de los casos de carga se va a notar que la formación de Rótulas se va dando de la mano de la aparición de diferentes colores, los cuales están representados en la siguiente escala



**Figura 95** Escala grafica del estado de deformación de las Rótulas con los niveles desempeño

Donde:

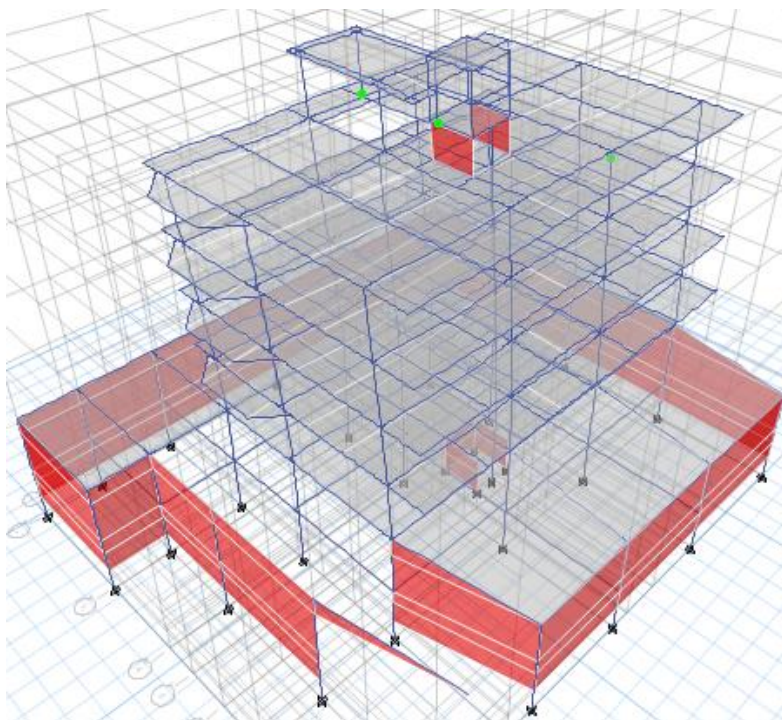
- **IO:** Nivel de ocupación inmediata.
- **LS:** Nivel de seguridad de vida.

- **CP:** Nivel de colapso preventivo.

**Nivel de ocupación inmediata:** el nivel de diseño de nivel 1 tiene una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años, aproximadamente corresponde a un periodo de retorno promedio de 72 años. Bajo un terremoto con esta probabilidad de excedencia no deberá haber daño, no se necesita reparar la estructura y no deberían ser afectadas las operaciones normales de la estructura.

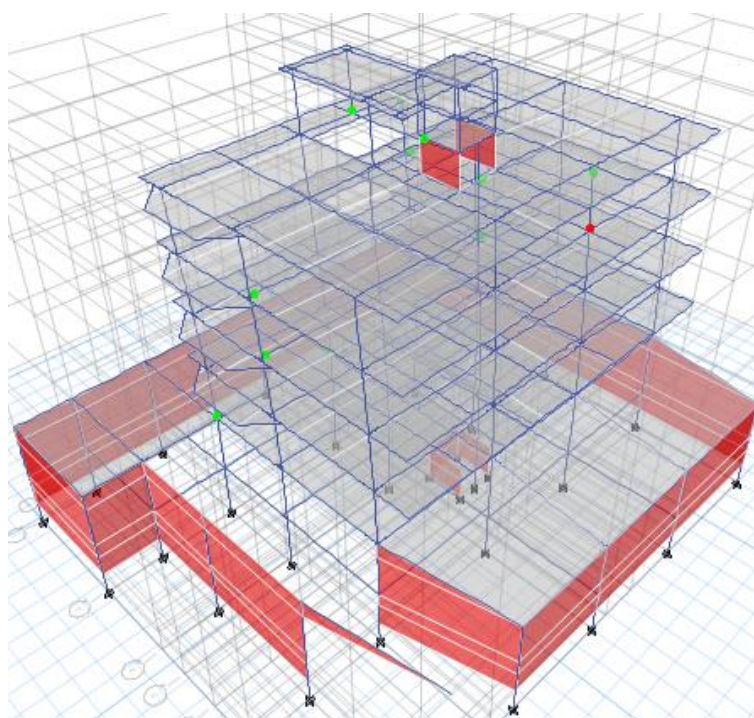
**Nivel de seguridad de vida:** el nivel de diseño de nivel 2 tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, aproximadamente corresponde a un periodo de retorno promedio de 475 años. Los daños reparables están permitidos bajo un terremoto con esta probabilidad de excedencia, y las operaciones normales pueden suspenderse mientras se llevan a cabo las reparaciones.

**Nivel de colapso preventivo:** el nivel de diseño de nivel 3 tiene una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, aproximadamente corresponde a un periodo de retorno promedio de 2500 años. La estructura no debe colapsar bajo este terremoto con esta probabilidad de ocurrencia, pero puede que no sea posible reconstruir económicamente la estructura después del terremoto.

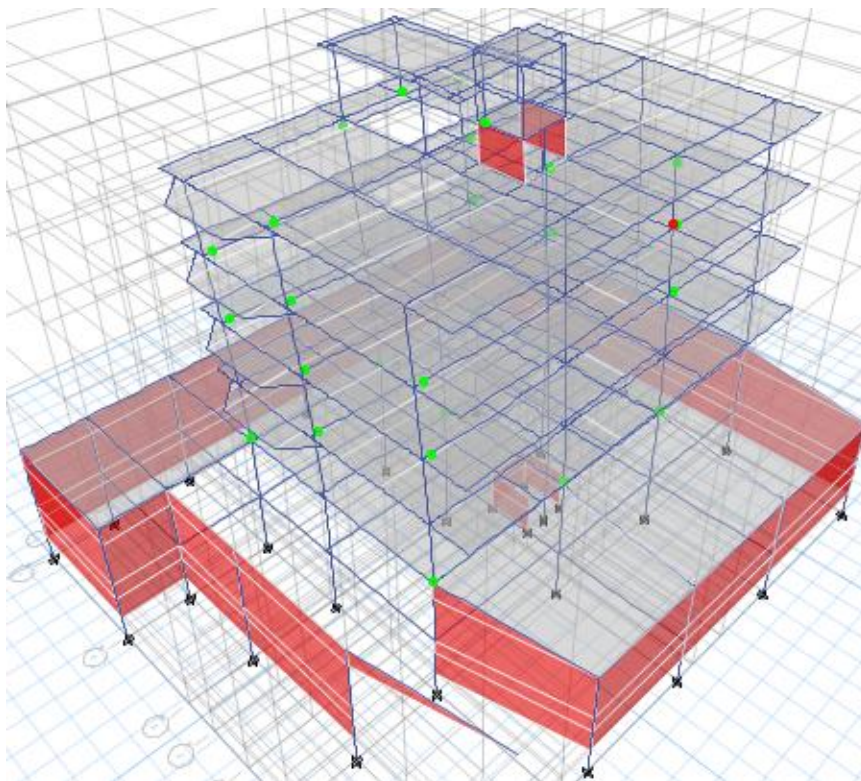


**Figura 96** Formación de Rótulas plásticas debido a Push X (Paso 5/8) desplazamiento de dispositivo de control en techo: 203.3939mm

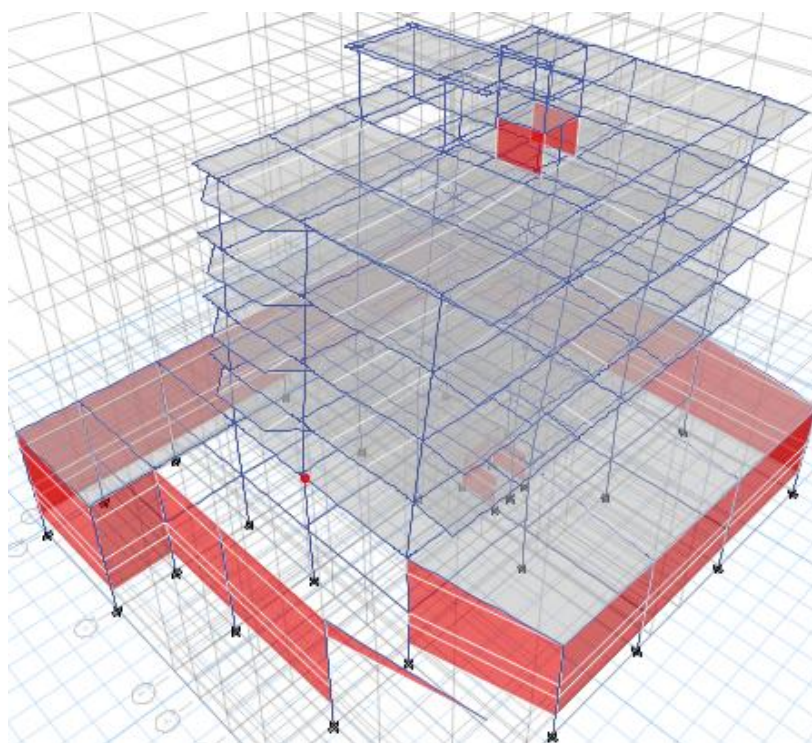
Para el paso 5 de carga, empieza a notarse la formación de Rótulas en las columnas, pero a un nivel que no representa un peligro estructural.



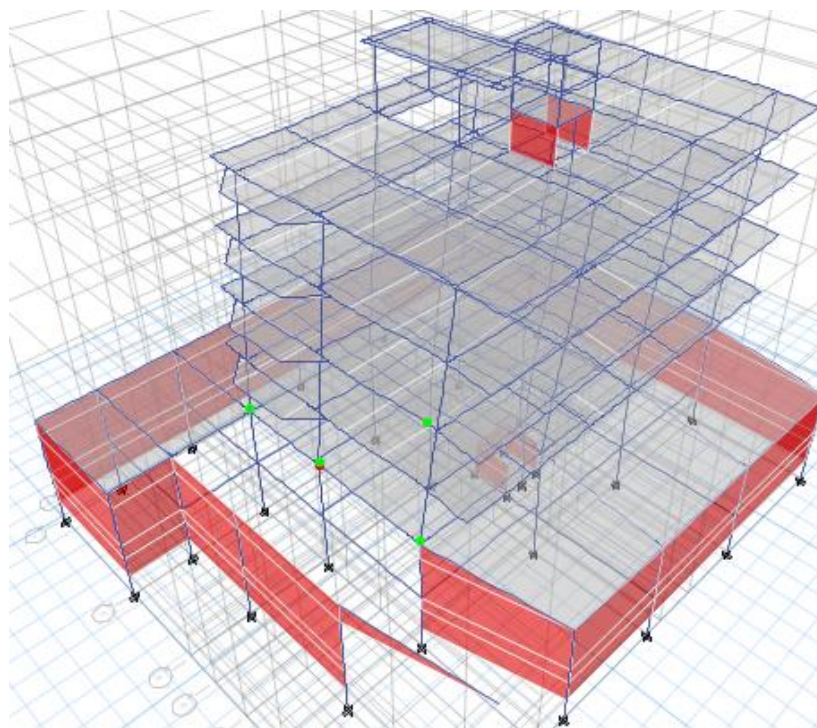
**Figura 97** Formación de Rótulas plásticas debido a Push X (Paso 7/8) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 304.3333mm



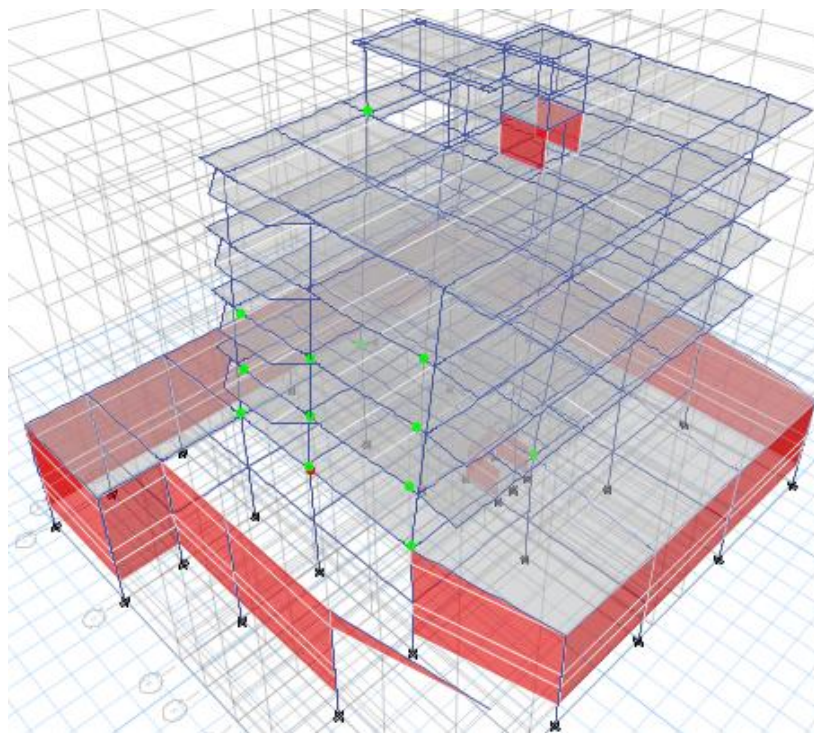
**Figura 98** Formación de Rótulas plásticas debido a Push X (Paso 8/8) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 347.8872mm



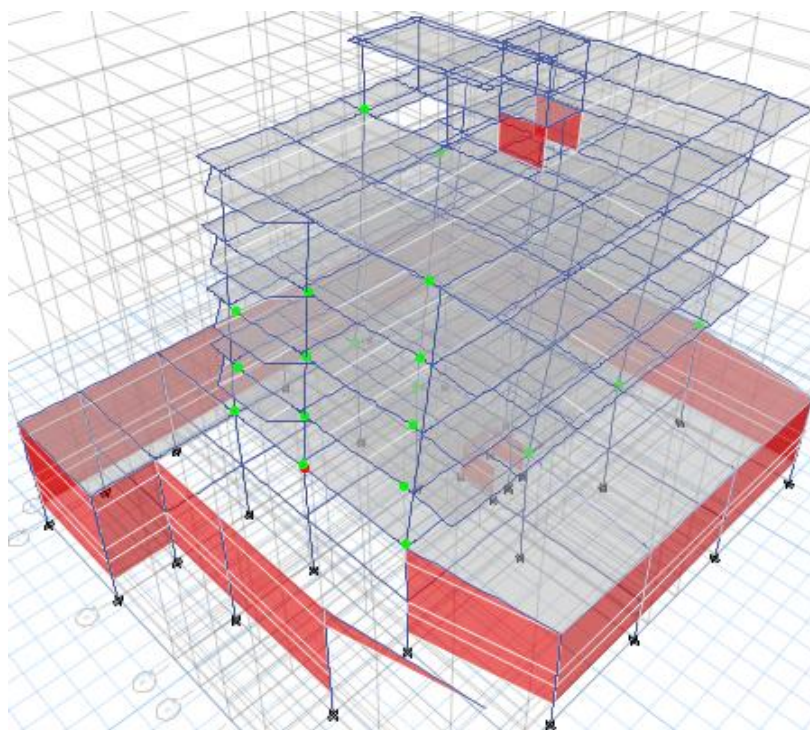
**Figura 99** Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 3/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 129.9043mm



**Figura 100** Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 4/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 174.9526mm

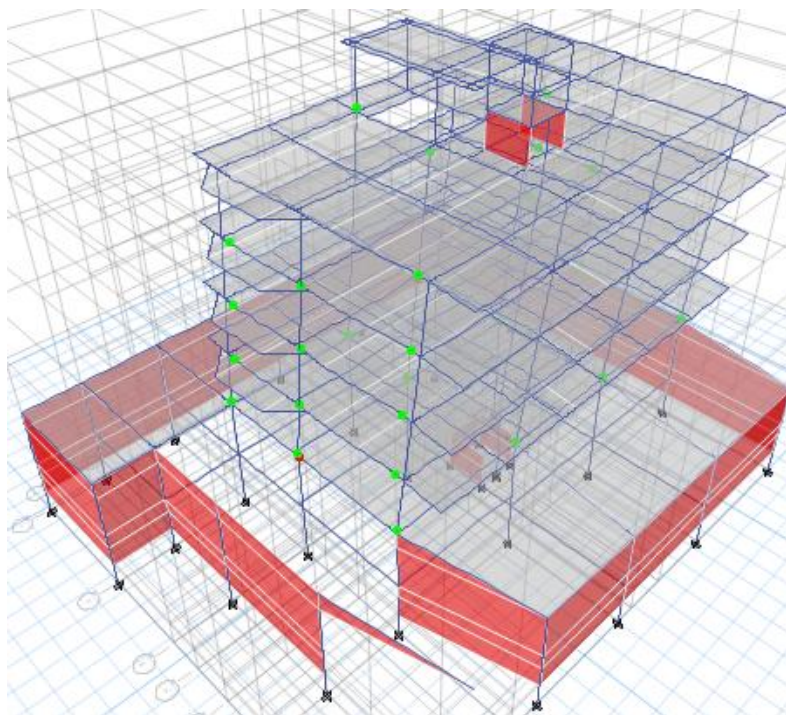


**Figura 101** Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 5/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 209.8419mm

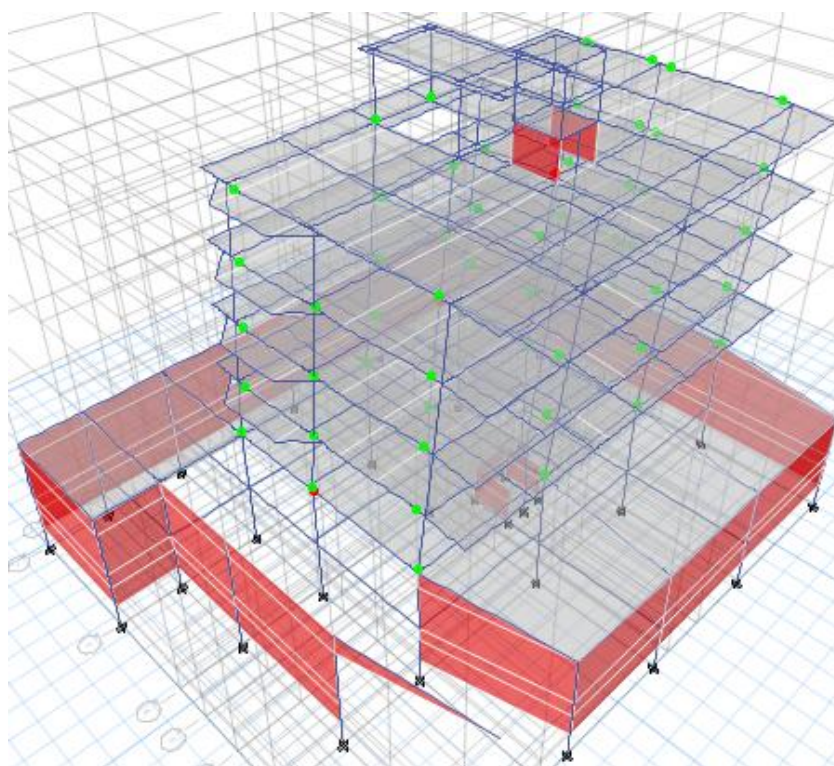


**Figura 102** Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 6/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 228.6884mm





**Figura 103** Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 7/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 260.5043mm



**Figura 104** Formación de Rótulas plásticas debido a Push Y (Paso 30/30) desplazamiento en dispositivo de control en techo: 314.0878mm

## CAPÍTULO 5. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En el siguiente capítulo se presentan los resultados del análisis no lineal realizado a la estructura de hormigón armado; para el análisis estático no lineal se presenta la curva de capacidad en la cual se muestra la comparación del desplazamiento en el nodo de control versus el cortante basal que produce ese desplazamiento, donde se estima la resistencia y la ductilidad de la edificación.

### 5.1. Curvas de capacidad

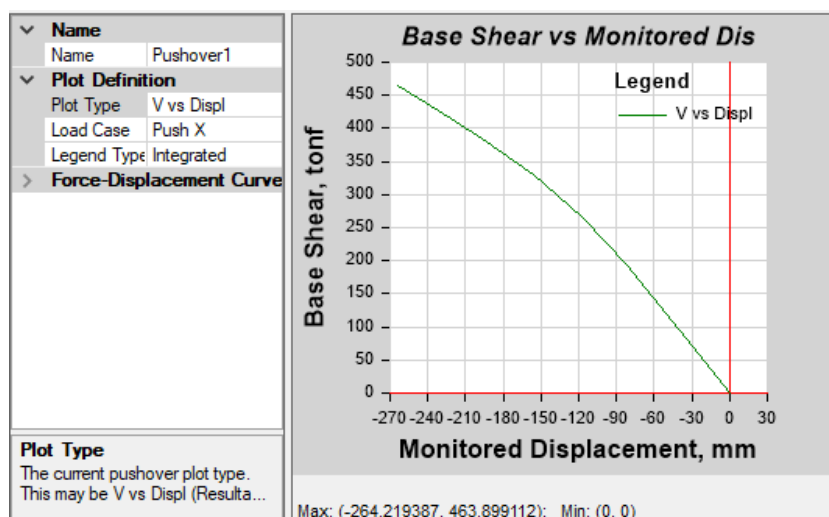


Figura 105 Curva de capacidad Sentido X

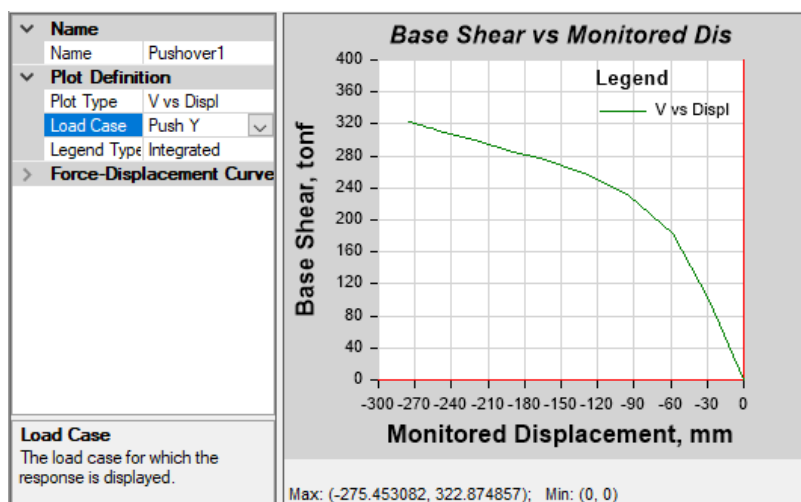


Figura 106 Curva de capacidad Sentido Y

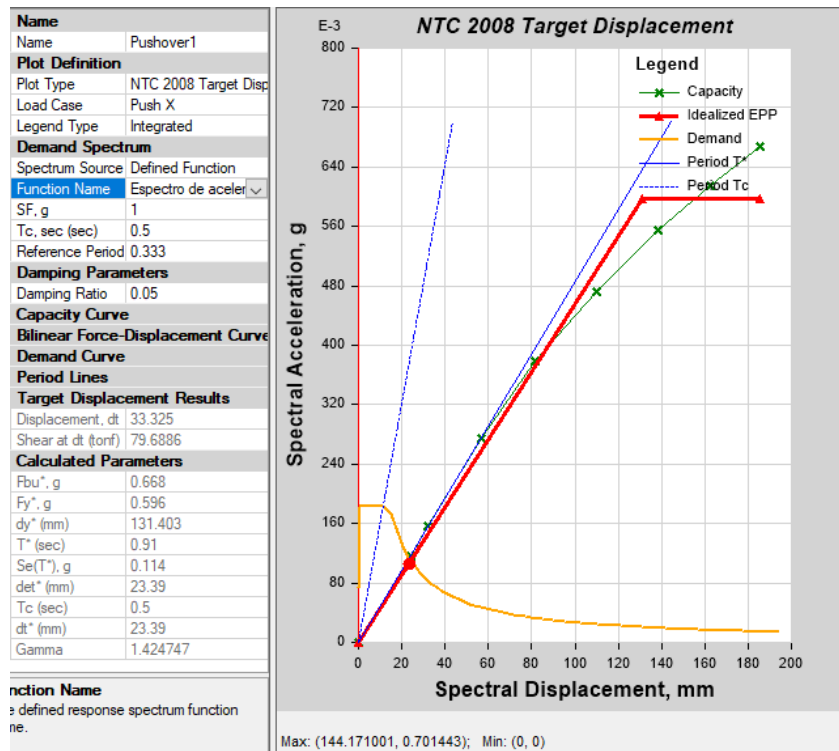


Figura 107 Punto de desempeño en sentido X

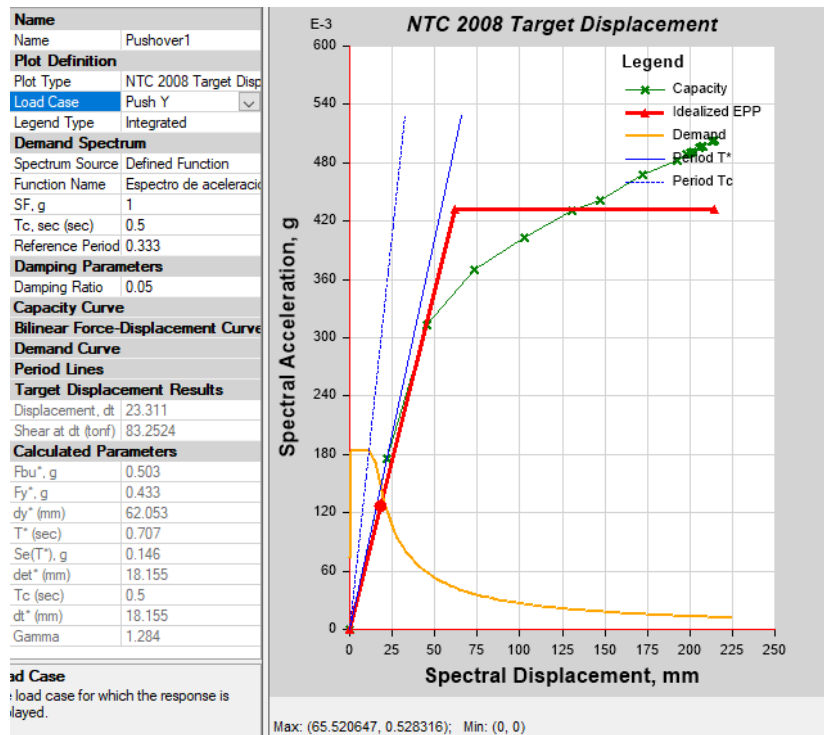


Figura 108 Punto de desempeño en sentido X

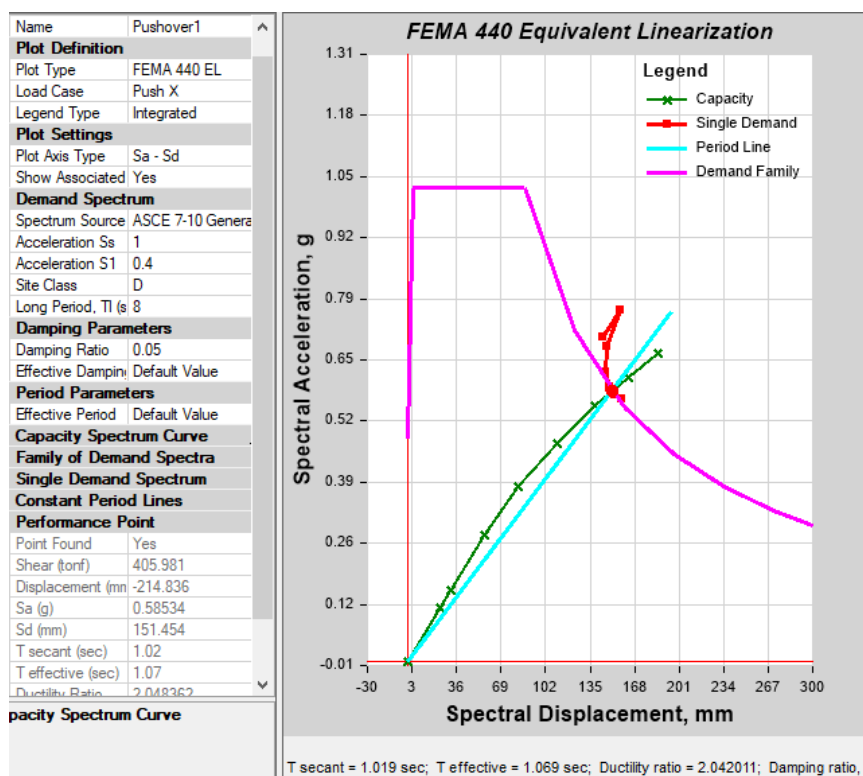
Las figuras 106 y 107, nos muestran las curvas de capacidad del edificio ante los movimientos sísmicos, los cuales son representados por un patrón de cargas laterales con el propósito de simular un evento sísmico real.

Estas curvas representan el comportamiento global de la estructura en términos de rigidez y ductilidad. El aumento gradual de la carga produce un desgaste de resistencia a cada paso mientras pierde rigidez. Por lo tanto, si comparamos las dos curvas entre sí, podemos concluir que la pendiente de la curva en el sentido Y está disminuyendo, de esta forma la dirección X muestra que la rigidez del edificio es mayor en esa dirección en comparación con la dirección Y.

Además, cada figura nos indica la cantidad de energía (área bajo la curva) que la edificación es capaz de disipar durante el evento.

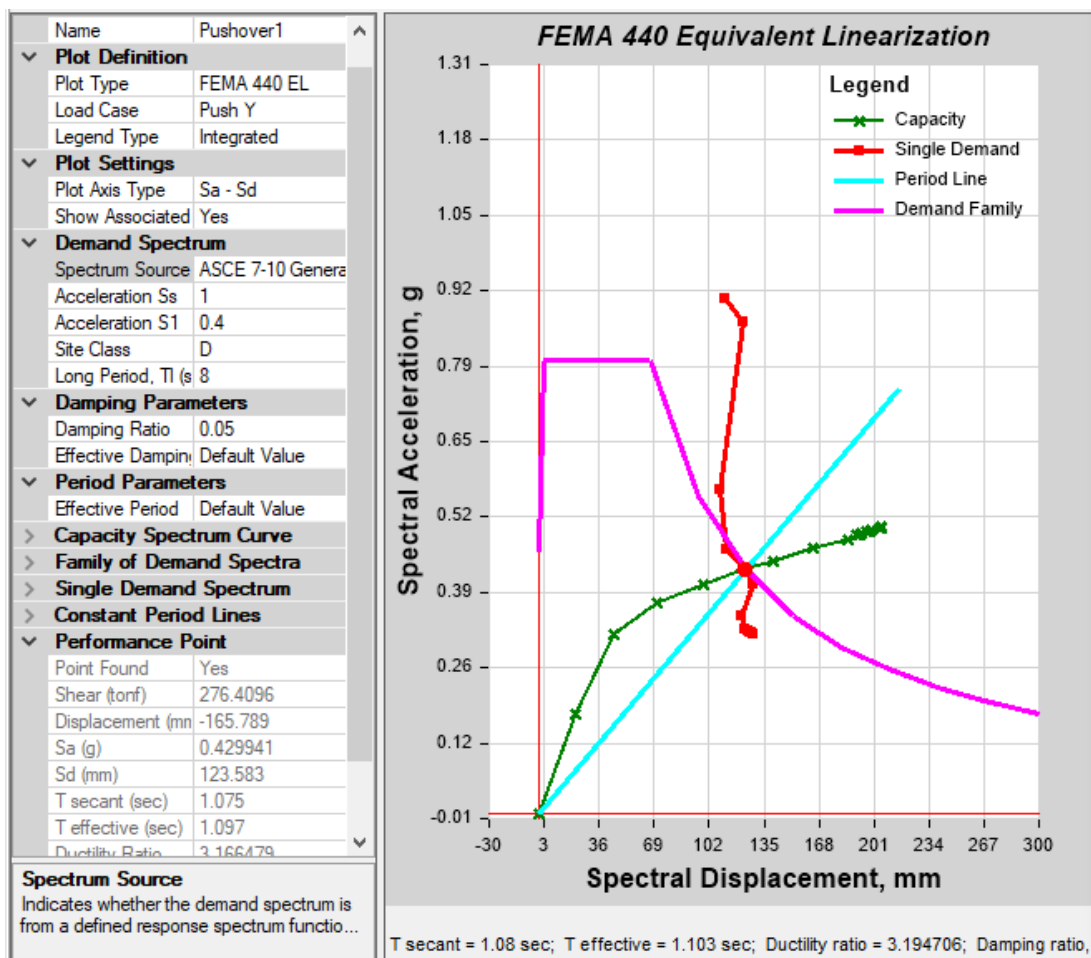
## **5.2. Puntos de desempeño**

El valor del punto de desempeño se obtuvo a partir de cruzar la curva de capacidad con el espectro de diseño (curva de demanda). En las figuras 108 y 109 se muestran los puntos de desempeño obtenidos para cada sentido.



**Figura 109** Punto de desempeño Sentido X

El punto de desempeño fue de 21.48cm para una aceleración espectral de 0.58534(g), la deriva máxima obtenida es 4.60%, el punto de desempeño se encuentra después de su etapa máxima de resistencia (cortante basal máximo), es decir la estructura no soportará el movimiento sísmico de diseño, ya que las rótulas plásticas se han formado antes de llegar al desplazamiento objetivo, degradando la estructura principalmente en las vigas, como se muestran en las figuras 97 a la figura 102, el daño crítico se centra en una columna por lo cual al ser afectada no se obtiene el desempeño esperado.



**Figura 110** Punto de desempeño Sentido Y

El punto de desempeño fue de 16.58cm para una aceleración espectral de 0.429941 (g), la deriva máxima obtenida es 3.10%.

Del análisis estático se obtuvo que deriva máxima en el sentido X es 4.60% y en el sentido Y es 3.17%, por lo tanto, está por encima de la deriva máxima permitida en la norma NEC-15 que es de 2.00%.

En función del desplazamiento objetivo planteado de 2.5%, mayorado con un factor de 1.5 y trabajado con un total de 3.75%, se concluye que las derivas alcanzadas se encuentran dentro del nivel de desempeño de prevención de colapso, ya que se no se alcanzó el desplazamiento objetivo, esto a que algunas superaron el máximo de su resistencia.

La secuencia de falla de la estructura en estudio se ha producido primeramente en las vigas, sin llegar al desplazamiento objetivo se han formado unas pocas rótulas en las columnas, sin afectar mayormente a la estructura.

Las primeras Rótulas se han producido cuando la estructura ha entrado al quinto ciclo de carga Push X en el sentido X y para el sentido Y se han formado al entrar al tercer ciclo de carga cuando se ha aplicado la carga Push Y.

Para las dos direcciones, el edificio se comporta de tal manera que se mantiene entre los puntos de desempeño IO (ocupación inmediata) a LS (seguridad de vida). Sin embargo, durante la aplicación de carga se han formado rótulas en algunas columnas, las cuales se han ubicado en un nivel de desempeño CP (Prevención de colapso).

El punto de desempeño resulta de la intersección entre el espectro de demanda (solicitaciones sísmicas) y la curva de capacidad (disposición de la estructura para resistir cargas).

El punto de desempeño se encuentra luego de su etapa de máxima resistencia (cortante basal máximo), como se muestra en las figuras 108 y 109, la capacidad máxima en desplazamiento de la estructura X y Y sobrepasa los puntos de desempeño, es decir la estructura no soportará el movimiento sísmico de diseño dado que ha sufrido gran degradación de rigidez y resistencia produciendo deformaciones especialmente en los elementos estructurales viga.

La curva de capacidad de una estructura es similar a la curva de fluencia de un material rígido, en donde inicialmente se tiene un tramo de comportamiento lineal, hasta alcanzar un esfuerzo de fluencia. Después de esto existe una degradación hasta que finalmente el material (estructura), falla.

La metodología PUSHOVER busca determinar el comportamiento después de sobrepasar el rango elástico hasta el momento de falla de la estructura.

Observando los gráficos de linealización NTC 2008 en el apartado 5.1, en donde podemos ver los puntos de desempeño para cada sentido, los cuales se ubican donde se cruzan la curva de la demanda con la curva de capacidad, gráficamente podemos determinar las coordenadas del punto de desempeño en sentido X ( $S_a/S_d$  y sus respectivos valores: 0.701443/144.171001) y para el sentido Y ( $S_a/S_d$  y sus respectivos valores: 0.607216/75.305596). La proyección del valor  $S_d$  (espectro de desplazamiento), indica el valor máximo que puede desplazarse el techo de la estructura sin que pierda considerablemente sus características de resistencia.

Los valores del punto de desempeño nos dan una respuesta del edificio global. Para ir al detalle y poder ser más precisos en el análisis PUSHOVER se ha revisado la secuencia de formación de Rótulas plásticas a medida que se han incrementado los ciclos de carga.



## CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. Conclusiones

- El análisis Pushover, es una forma sencilla de investigar el comportamiento no lineal de un edificio, el cual a base de ciclos de carga podemos ir ubicando como se forman las rótulas en los diferentes elementos estructurales, para finalmente medir el grado de desempeño que tienen los mismos. Este tipo de análisis nos da una buena aproximación de cómo sería el comportamiento en la vida real, ya que ayuda a prevenir los mecanismos de falla.
- Se realizó la evaluación sísmica ante los niveles de desempeño estructural que tenemos en la NEC-15, concluyendo que la estructura tiene un punto de desempeño cercano al de prevención de colapso, ya que durante el análisis se han formado primeramente las Rótulas plásticas en las columnas.
- Para validar el modelo numérico del edificio y comprobar los niveles de desempeño, se configuró al modelo de tal manera que se intentó representar la estructura lo más cercana a la realidad como lo es su geometría, secciones, armado y propiedades mecánicas de los materiales.
- Se ha procedido a realizar el análisis no lineal estático, obteniendo la demanda sísmica según la NEC 15; el procedimiento empleado fue el de Pushover, el cual nos permitió obtener las curvas de demanda vs. capacidad y así poder encontrar el punto de desempeño.
- El resultado del análisis realizado es medianamente satisfactorio pues no cumple con los objetivos de un nivel de Ocupación Inmediata y se acerca más al nivel de Prevención de Colapso, que durante un evento sísmico de gran magnitud podría implicar daños graves a la estructura.

- El presente trabajo de titulación ha sido desarrollado con el propósito que pueda ser usado como un manual para análisis Pushover, ya que se muestra el paso a paso realizado para el estudio del edificio, desde el ingreso de materiales hasta el análisis final de resultados, esto servirá como una guía para realizar otros análisis estructurales.

## **6.2. Recomendaciones**

- Después de realizar el análisis del edificio y haber concluido que ha sobrepasado el rango elástico, se puede decir que la estructura durante un evento sísmico podría degradarse rápidamente. Cuando los elementos principales pierden resistencia, transfieren sus solicitaciones a otros elementos en mejor estado para lograr que la estructura global conserve su estabilidad, al alcanzar el punto de desempeño la estructura se hace inestable y es necesario realizar un reforzamiento para evitar pérdidas tanto de vidas, como económicas.
- Para futuros análisis se podría complementar este tipo de estudios midiendo la resistencia de los materiales y verificando el armado real colocados en el edificio, ya que este análisis se realizó con la información obtenida directamente de los planos de construcción. También se recomienda realizar ensayos de vibración ambiental, para medir las vibraciones de las estructuras producidas por excitaciones de carácter ambiental, como los son las producidas por el tránsito de vehículos y el viento para calibrar aún más cualquier modelo estructural.
- Se recomienda realizar un reforzamiento estructural a las columnas en las cuales se tiene un desempeño no favorable para la edificación, ya que son las que limitan el correcto comportamiento estructural, se propone incrementar las secciones de las columnas como primera opción, o también se podría incorporar muros estructurales como una propuesta alterna, las dos opciones ayudarán a reducir

desplazamientos laterales para de esa forma mejorar el desempeño de la estructura.

## CAPÍTULO 7. BIBLIOGRAFÍA

ACNUR. (2016). *ACNUR PI*. Obtenido de ACNUR PI:

<https://www.acnur.org/terremoto-en-ecuador-un-ano-despues/#:~:text=La%20intensidad%20del%20terremoto%20se,pa%C3%ADs%20y%20su%20medio%20ambiente.>

Aguar Falconí, R. (2014). Carga rectangular equivalente. En A. F. Roberto, *Análisis Matricial de Estructuras con CEINCI - LAB* (págs. 95-96). Quito-Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

AGUILAR, M. A. (2010). DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL. En M. A. AGUILAR, *DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL* (pág. 16). MONTERREY.

NEC-SE-DS. (2015). *Peligro sísmico, Diseño simoresistente*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NEC-SE-HM. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

## CAPÍTULO 8. ANEXOS

### 8.1. Determinación del Cortante Basal de Diseño según CEC 2000

#### 8.1.1. Periodo de vibración

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

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

$T$  Período de vibración.

**Tabla 26** Valores de  $C_t$  y  $\alpha$

Tipo de estructura	$C_t$
Para pórticos de acero	0.09
Para pórticos especiales de hormigón armado	0.08
Para pórticos de hormigón y muros estructurales	0.06

$$T = 0.06 * (14.96)^{3/4}$$

$$T = 0.4564 \text{ s}$$

#### 8.1.2. Zonas sísmicas y valores de factor (Z)

**Tabla 27** Determinación del factor Z

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40

### 8.1.3. Coeficiente de Suelo (S y Cm)

**Tabla 28** Determinación de S y Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.00	2.50
S2	Suelos intermedios	1.20	3.00
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.50	2.80
S4	Condiciones especiales de suelo	2.00	2.50

### 8.1.4. Factor de Importancia (I)

**Tabla 29** Determinación I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones Esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50

Estructuras de Ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación v otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

### 8.1.5. Coeficiente de Configuración en Planta ( $\Phi_{pi}$ )

**Tabla 30** Determinación de  $\Phi_{pi}$

TIPO	DESCRIPCIÓN DE LAS IRREGULARIDADES EN PLANTA	$\Phi_{pi}$
1	<p><b>Irregularidad torsional</b></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de frecuencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código (CEC 2000).</p>	0.90
2	<p><b>Entrantes excesivos en las esquinas</b></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la</p>	0.90

	<p>estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
3	<p><b>Discontinuidad en el sistema de piso</b></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0.90
4	<p><b>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</b></p> <p>Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0.80
5	<p><b>Ejes estructurales no paralelos</b></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0.90
6	<p><b>Sistema de piso flexible</b></p> <p>Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.</p>	-



### 8.1.6. Coeficiente de Configuración en Elevación ( $\Phi_{ei}$ )

**Tabla 31** Determinación de  $\Phi_{ei}$

<b>Tipo</b>	<b>Descripción de las irregularidades en elevación</b>	<b>Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda <math>\Phi_{ei}</math></b>	<b>Sistemas duales o con diagonales <math>\Phi_{ei}</math></b>
1	<b>Piso blando (irregularidad en rigidez)</b> 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.	0.90	1.00
2	<b>Irregularidad en la distribución de las masas</b> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0.90	1.00
3	<b>Irregularidad geométrica</b> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0.90	1.00

4	<p><b>Des alineamiento de ejes verticales</b> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.</p>	0.80	0.90
5	<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</b> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	0.80	1.00
6	<p><b>Columnas cortas</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	-	-

$$\phi_E = 0.90$$

$$\phi_P = 0.90$$

### 8.1.7. Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural (R)

**Tabla 32** Determinación de R

Sistema Estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12.0
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10.0
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10.0
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10.0
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *	9.0
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8.0
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructura de aluminio.	7.0
Estructuras de madera.	7.0
Estructura de mampostería reforzada o confinada.	5.0
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada.	3.0

### 8.1.8. Cálculo del Coeficiente (C)

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

$$C = \frac{1.25 * 1.20^{1.20}}{0.4564}$$

$$C = 3.4086$$

**Nota:** El valor de C calculado con la formula no debe exceder al valor de Cm establecido en la sección 8.1.3, por lo tanto el valor de C asumido es igual a 3.00.

### 8.1.9. Cortante Basal de Diseño (V)

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \Phi_p * \Phi_e} * W$$

$$V = \frac{0.40 * 1.00 * 3.00}{10.00 * 0.90 * 0.90} * W$$

$$V = 0.148148 * W$$

## 8.2. Determinación de áreas de acero

### 8.2.1. Áreas de acero en columnas

UBICACION	(B-2),(E-2),(B-3),(E-3),(B-4),(E-4)
ARM. LONGITUD.	8 Ø18mm Mc.140 6Ø20mm Mc.141
ARM. TRANSV.	1Est.Ø12mm@7,5cm Y @15cm Mc.150 1V1.Ø12mm@7,5cm hasta 0.8m Mc.151 1V2.Ø8mm@15cm Y@7,5cm Mc.152 "INTERCALADA"
DIMENSIONES	30 cm x 80 cm
<p>N + 11,36 m</p> <p>N -4,54 m</p> <p>LÍNEA ENTRECORTADA "INTERCALADA" ESC 1:10</p>	
TIPO / CANTIDAD	TIPO C1 ( 6 UNIDADES)

Distribución del acero	Número de varillas (u)	Diámetro de varillas (mm)	Área de acero Parcial (mm <sup>2</sup> )	Área de acero Total (mm <sup>2</sup> )
En esquinas	4.00	20.00	1256.64	1256.64
Longitudinal	2.00	20.00	628.32	2664.07
	8.00	18.00	2035.75	

UBICACION	(C-2),(D-2)
ARM. LONGITUD.	14 Ø16mm Mc142
ARM. TRANSV.	1Est.Ø12mm@7,5cm Y @15cm Mc.150 1V1.Ø12mm@7,5cm hasta 0.8m Mc.151 1V2.Ø8mm@15cm Y@7,5cm Mc.152 "INTERCALADA"
DIMENSIONES	30 cm x 80 cm
	<p style="text-align: center;">LINEA ENTRECORTADA "INTERCALADA" ESC 1:10</p>
TIPO / CANTIDAD	TIPO C2 ( 2 UNIDADES)

Distribución del acero	Número de varillas (u)	Diámetro de varillas (mm)	Área de acero Parcial (mm <sup>2</sup> )	Área de acero Total (mm <sup>2</sup> )
En esquinas	4.00	16.00	804.25	804.25
Longitudinal	10.00	16.00	2010.62	2010.62

UBICACION	(C-3),(D-3)
ARM. LONGITUD.	14 Ø16mm Mc142
ARM. TRANSV.	1Est.Ø10mm@7,5cm Y @15cm Mc.150
	1V1.Ø12mm@7,5cm hasta 0.8m Mc.151
	1V2.Ø8mm@15cm Y@7,5cm Mc.152 "INTERCALADA"
DIMENSIONES	80 cm x 30 cm
TIPO / CANTIDAD	TIPO C2 ( 2 UNIDADES)

Distribución del acero	Número de varillas (u)	Diámetro de varillas (mm)	Área de acero Parcial (mm <sup>2</sup> )	Área de acero Total (mm <sup>2</sup> )
En esquinas	4.00	16.00	804.25	804.25
Longitudinal	10.00	16.00	2010.62	2010.62

UBICACION	(A'-1),(A-1),(B-1),(C-1),(D-1),(E-1),(A'-1'), (A-1'),(B'-5),(C-5),(D-5),(E-5)
ARM. LONGITUD.	8 Ø12mm Mc144
ARM. TRANSV.	1Est.Ø10mm @ 15cm Mc. 153
DIMENSIONES	30 cm x 30 cm
<p style="text-align: center;">ESC 1:10</p>	
TIPO / CANTIDAD	TIPO C3 ( 12 UNIDADES)

Distribución del acero	Número de varillas (u)	Diámetro de varillas (mm)	Área de acero Parcial (mm <sup>2</sup> )	Área de acero Total (mm <sup>2</sup> )
En esquinas	4.00	12.00	452.39	452.39
Longitudinal	4.00	12.00	452.39	452.39



UBICACION	(C-4), (D-4)
ARM. LONGITUD.	14 Ø16mm Mc143
ARM. TRANSV.	1Est. Ø12mm@7,5cm Y @15cm Mc.150 1V1. Ø12mm@7,5cm hasta 0.8m Mc.151 1V2. Ø8mm@15cm Y@7,5cm Mc.152 "INTERCALADA"
DIMENSIONES	30 cm x 80 cm
TIPO / CANTIDAD	TIPO C2 (2 UNIDADES)

Distribución del acero	Número de varillas (u)	Diámetro de varillas (mm)	Área de acero Parcial (mm <sup>2</sup> )	Área de acero Total (mm <sup>2</sup> )
En esquinas	4.00	16.00	804.25	804.25
Longitudinal	10.00	16.00	2010.62	2010.62

UBICACION	(C-2),(C"-2),(C-3),(C"-3)
ARM. LONGITUD.	8 Ø12mm Mc502
ARM. TRANSV.	1 E Ø 10mm @ 7,5cm Y 15cm Mc 500 2V3.Ø10mm@ 7,5cm hasta 0.75m Mc.503
DIMENSIONES	30 cm x 30 cm
	<p>ESC 1:10</p>
TIPO / CANTIDAD	TIPO C3 ( 4 UNIDADES)

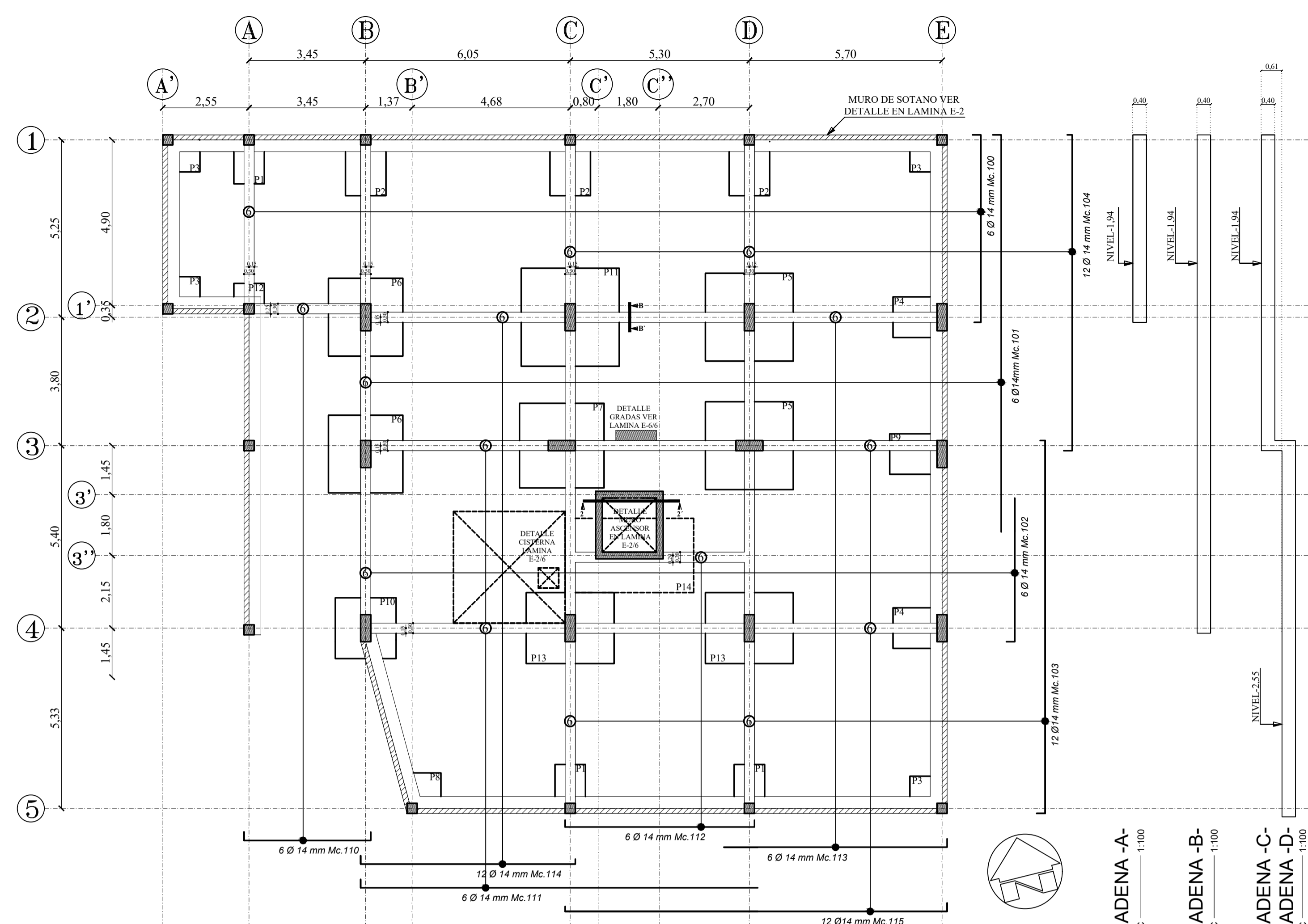
Distribución del acero	Número de varillas (u)	Diámetro de varillas (mm)	Área de acero Parcial (mm <sup>2</sup> )	Área de acero Total (mm <sup>2</sup> )
En esquinas	4.00	12.00	452.39	452.39
Longitudinal	4.00	12.00	452.39	452.39

UBICACION	(C-2),(C''-2),(C-3),(C''-3)
ARM. LONGITUD.	8 Ø12mm Mc501
ARM. TRANSV.	1 E Ø 10mm @ 7,5cm Y 15cm Mc 500 2 V3. Ø10mm @ 7,5cm hasta 0.8m Mc.503
DIMENSIONES	30 cm x 30 cm
TIPO / CANTIDAD	TIPO C3 ( 4 UNIDADES)

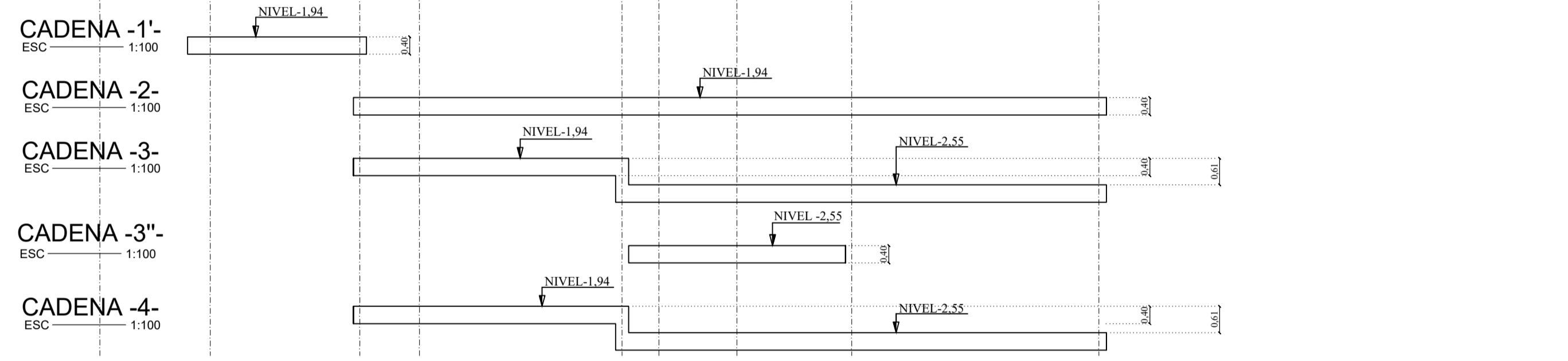
Distribución del acero	Número de varillas (u)	Diámetro de varillas (mm)	Área de acero Parcial (mm <sup>2</sup> )	Área de acero Total (mm <sup>2</sup> )
En esquinas	4.00	12.00	452.39	452.39
Longitudinal	4.00	12.00	452.39	452.39

### **8.2.2. Áreas de acero en vigas**

Se adjuntan planos de construcción.

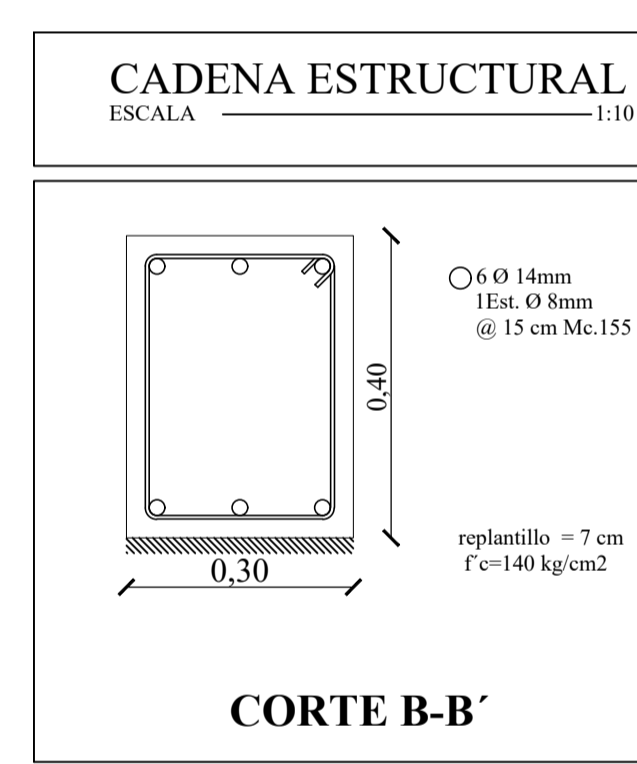
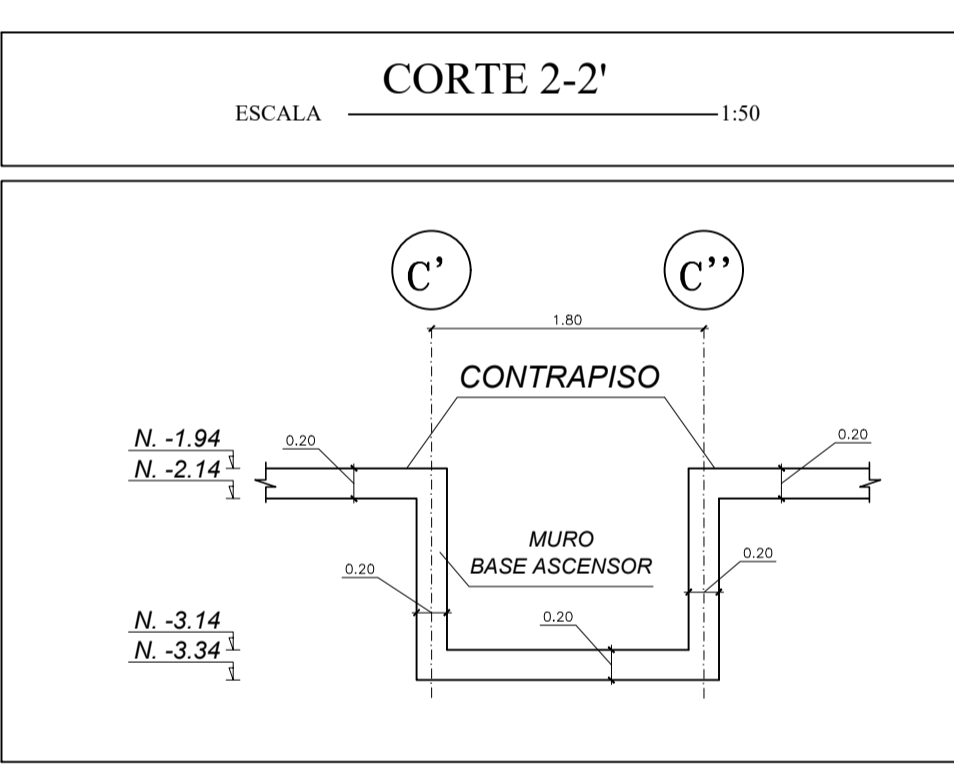
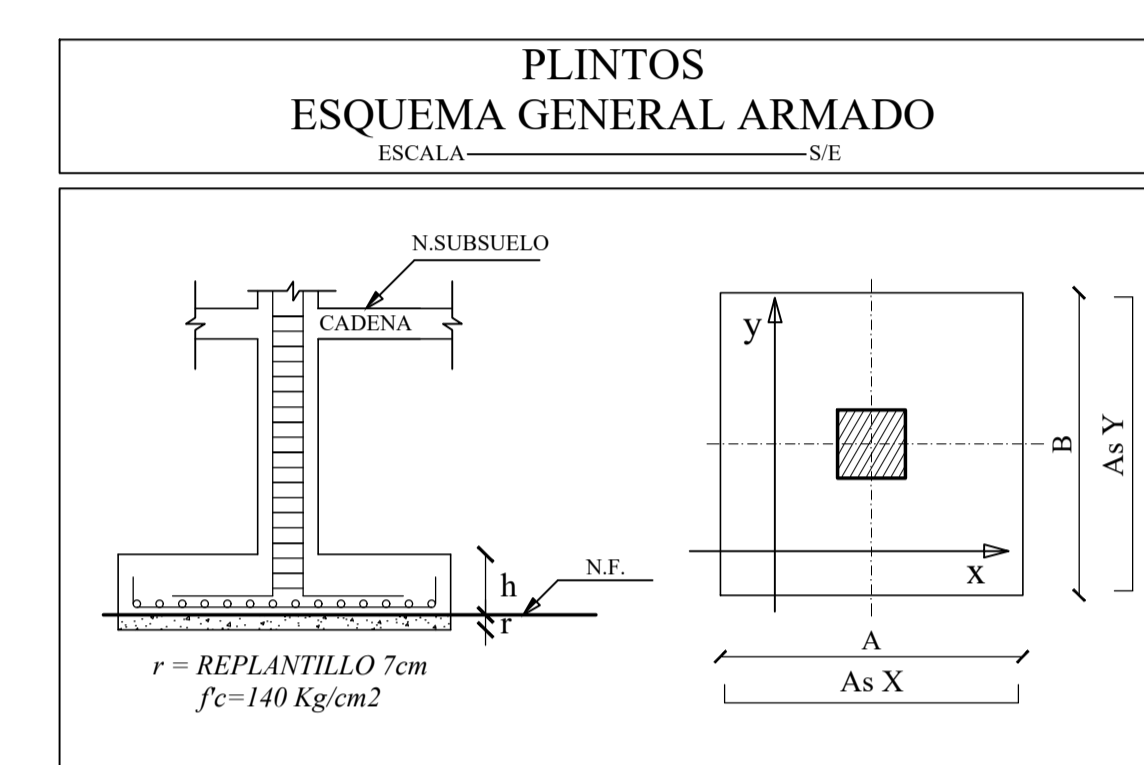


**PLANTA DE CIMENTACION**  
ESCALA 1:100



**CUADRO DE PLINTOS**

TIPO	A	B	h	N.F.	As X	As Y	ΣAs X	ΣAs Y	No.
P1	0,90	1,45	0,30	-4,54	1 Ø 12mm @ 14cm Mc 120	1 Ø 12mm @ 12cm Mc 121	10 Ø 12mm	7 Ø 12mm	3
P2	1,20	1,80	0,30	-4,54	1 Ø 12mm @ 14cm Mc 122	1 Ø 12mm @ 13cm Mc 123	13 Ø 12mm	9 Ø 12mm	3
P3	1,10	1,10	0,30	-4,54	1 Ø 12mm @ 13cm Mc 124	1 Ø 12mm @ 13cm Mc 124	8 Ø 12mm	8 Ø 12mm	4
P4	1,60	1,20	0,30	-4,54	1 Ø 16mm @ 20cm Mc 125	1 Ø 16mm @ 20cm Mc 126	6 Ø 16mm	8 Ø 16mm	2
P5	2,60	2,60	0,45	-4,54	1 Ø 16mm @ 15cm Mc 127	1 Ø 16mm @ 15cm Mc 127	17 Ø 16mm	17 Ø 16mm	2
P6	2,30	2,20	0,40	-4,54	1 Ø 16mm @ 17cm Mc 128	1 Ø 16mm @ 17cm Mc 129	13 Ø 16mm	13 Ø 16mm	2
P7	2,50	2,50	0,45	-4,54	1 Ø 16mm @ 15cm Mc 130	1 Ø 16mm @ 15cm Mc 130	16 Ø 16mm	16 Ø 16mm	1
P8	1,00	1,20	0,30	-4,54	1 Ø 12mm @ 13cm Mc 131	1 Ø 12mm @ 14cm Mc 132	9 Ø 12mm	7 Ø 12mm	1
P9	1,70	1,20	0,30	-4,54	1 Ø 16mm @ 20cm Mc 133	1 Ø 16mm @ 22cm Mc 134	6 Ø 16mm	8 Ø 16mm	1
P10	1,80	1,80	0,40	-4,54	1 Ø 16mm @ 18cm Mc 135	1 Ø 16mm @ 18cm Mc 135	10 Ø 16mm	10 Ø 16mm	1
P11	2,90	2,90	0,50	-4,54	1 Ø 16mm @ 13cm Mc 136	1 Ø 16mm @ 13cm Mc 136	21 Ø 16mm	21 Ø 16mm	1
P12	0,90	0,90	0,30	-4,54	1 Ø 12mm @ 14cm Mc 137	1 Ø 12mm @ 14cm Mc 137	7 Ø 12mm	7 Ø 12mm	1
P13	2,60	2,10	0,40	-5,00	1 Ø 16mm @ 15cm Mc 138	1 Ø 16mm @ 16cm Mc 139	14 Ø 16mm	16 Ø 16mm	2
P14	3,80	2,20	0,50	-5,00	1 Ø 20mm @ 13cm Mc 140	1 Ø 18mm @ 17cm Mc 141	17 Ø 20mm	22 Ø 18mm	1



**CUADRO DE COLUMNAS**  
ESCALA INDICADAS

UBICACION	ARM. LONGITUD.	ARM. TRANSV.	DIMENSIONES	TIPO / CANTIDAD
(B-2),(E-2),(B-3),(E-3),(B-4),(E-4)	8 Ø 18mm Mc 140 60x20mm Mc 141	1 Est. Ø 12mm @ 7,5cm Y @ 15cm Mc 150 1 V1. Ø 12mm @ 7,5cm hasta 0,8m Mc 151 1 V2. Ø 8mm @ 15cm Y @ 7,5cm Mc 152 "INTERCALADA"	30 cm x 80 cm	TIPO C1 (6 UNIDADES)
(C-2),(D-2)	14 Ø 16mm Mc 142	1 Est. Ø 12mm @ 7,5cm Y @ 15cm Mc 150 1 V1. Ø 12mm @ 7,5cm hasta 0,8m Mc 151 1 V2. Ø 8mm @ 15cm Y @ 7,5cm Mc 152 "INTERCALADA"	30 cm x 80 cm	TIPO C2 (2 UNIDADES)
(C-3),(D-3)	14 Ø 16mm Mc 142	1 Est. Ø 10mm @ 7,5cm Y @ 15cm Mc 150 1 V1. Ø 12mm @ 7,5cm hasta 0,8m Mc 151 1 V2. Ø 8mm @ 15cm Y @ 7,5cm Mc 152 "INTERCALADA"	80 cm x 30 cm	TIPO C2 (2 UNIDADES)
(A'-1),(A-1),(B-1),(C-1),(D-1),(E-1),(A'-1)	8 Ø 12mm Mc 144	1 Est. Ø 10mm @ 15cm Mc 153	30 cm x 30 cm	TIPO C3 (12 UNIDADES)
(C'-4),(D-4)	14 Ø 16mm Mc 143	1 Est. Ø 12mm @ 7,5cm Y @ 15cm Mc 150 1 V1. Ø 12mm @ 7,5cm hasta 0,8m Mc 151 1 V2. Ø 8mm @ 15cm Y @ 7,5cm Mc 152 "INTERCALADA"	30 cm x 80 cm	TIPO C2 (2 UNIDADES)

**PLANILLA DE ACEROS**

Mc	Ø (mm)	TIPO	L <sup>o</sup>	DIMENSIONES					LONGITUD	PARCIAL	TOTAL
				a	b	c	d	g			
CADENA DE CIMENTACION "SENTIDO X"											
100	14	C	6	5,50	2 x 0,15				5,80	34,80	
101	14	L	6	11,75	0,15				11,90	71,40	
102	14	L	6	4,25	0,15				4,40	26,40	
103	14	C	12	10,90	2 x 0,15				11,20	134,40	
104	14	C	12	9,30	2 x 0,15				9,65	115,80	
CADENA DE CIMENTACION "SENTIDO Y"											
110	14	C	6	3,75	2 x 0,15				4,05	24,30	
111	14	L	6	11,75	0,15				11,90	71,40	
112	14	C	6	5,60	2 x 0,15				5,90	35,40	
113	14	L	6	6,60	0,15				6,75	40,50	
114	14	C	12	6,25	2 x 0,15				6,55	78,60	
115	14	C	12	11,20	2 x 0,15				11,50	138,00	
PLINTOS											
120	12	C	30	0,85	2 x 0,10				1,05	31,50	
121	12	C	21	1,40	2 x 0,10				1,60	33,60	
122	12	C	39	1,15	2 x 0,10				1,35	52,65	
123	12	C	27	1,75	2 x 0,10				1,95	52,65	
124	12	C	64	1,05	2 x 0,10				1,25	118,40	
125	16	C	12	1,55	2 x 0,10				1,75	21,00	
126	16	C	16	1,15	2 x 0,10				1,35	21,60	
127	16	C	68	2,55	2 x 0,10				2,75	187,00	
128	16	C	26	2,25	2 x 0,10				2,45	63,70	
129	16	C	26	2,15	2 x 0,10				2,35	61,10	
130	16	C	32	2,45	2 x 0,10				2,65	84,80	
131	12	C	9	0,85	2 x 0,10				1,15	10,35	
132	12	C	7	1,15	2 x 0,10				1,35	9,45	
133	16	C	6	1,85	2 x 0,10				1,85	11,10	
134	16	C	8	1,15	2 x 0,10				1,35	10,80	
135	16	C	20	1,75	2 x 0,10				1,95	39,00	
136	16	C	42	2,85	2 x 0,10				3,05	128,10	
137	12	C	14	0,85	2 x 0,10				1,05	14,70	
138	16	C	28	2,55	2 x 0,10				2,75	77,00	
139	16	C	32	2,05	2 x 0,10				2,25	72,00	
140	20	C	17	3,75	2 x 0,10				3,95	67,15	
141	18	C	22	2,05	2 x 0,10				2,25	49,50	
COLUMNAS											
140	18	L	48	16,90	0,25				17,15	823,20	
141	20	L	36	16,90	0,25				17,15	617,40	
142	16	L	56	16,90	0,25				17,15	960,40	
143	18	L	28	17,30	0,25				17,55	491,40	
144	20	L	96	5,20	0,25				5,45	523,20	
ESTRIBOS Y VINCHAS											
150	12	O	1932	2 x 0,24	2 x 0,74				2 x 0,10	216	
151	12	I	1500	0,74					2 x 0,10	0,94	
152	8	I	966	0,24					2 x 0,10	0,44	
153	10	O	354	2 x 0,24	2 x 0,24				2 x 0,10	1,16	
155	8	O	742	2 x 0,24	2 x 0,34				2 x 0,10	1,36	

**RESUMEN DE MATERIALES**

DIAMETRO	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
LONGITUD	425,04	445,44	5962,82	771,00	1737,60	1364,10	1207,75	0,00	0,00	0,00	0,00
PESO	167,71	274,63	5290,88	931,89	2742,52	2724,90	2678,49	0,00	0,00	0,00	0,00
ACERO DE REFUERZO			f <sub>y</sub> = 4200								
HORMIGÓN			f <sub>c</sub> = 140								
HORMIGÓN			f <sub>c</sub> = 280								
HORMIGÓN			f <sub>c</sub> = 280								
HORMIGÓN			f <sub>c</sub> = 280								
TOTAL 15113,82 Kg											

PROYECTO: ESCALA: **INDICADAS** FECHA: **MARZO 2008** DIBUJO: **RGTGA**

CONTIENE: **PLANTA DE "CIMENTACION Y PLINTOS"** LAMINA: **E-1/6**  
**CUADRO DE "COLUMNAS"**  
**DETALLES Y CORTES**

PROPIETARIO: CALCULISTA:



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

**ACERO ESTRUCTURAL PARA HORMIGÓN ARMADO**  
 Acero congalado laminado en caliente, esfuerzo de fluencia f<sub>y</sub> = 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 Deformación mínima a la rotura = 18 %  
 Diámetros en mm: 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32.  
 Tolerancias mínimas: Si no están especificados en planos, 50 veces el diámetro de la varilla.  
 Gancho: 10d.  
 Soldas: De acuerdo a normas AAS, D-12, I-61.  
 Espaciamientos mínimos: Columnas (3cm), vigas y losas (3cm), muros (2cm).  
 Recubrimientos mínimos: Losas (3 cm), muros (4cm), cimentaciones y superficies en contacto con agua (7cm).  
 En el resumen de materiales se incrementa al acero un 12% por desperdicios.

**HORMIGÓN**  
 Resistencia en cilindros estándar de 6" de diámetro y 12" de altura a las 28 días: f<sub>c</sub> = 280 kg/cm<sup>2</sup>  
 Tamaño máximo de agregado: 1"  
 Consistencia del hormigón (descuento en el cono): de 5 a 10 cm.  
 Pruebas de resistencia del hormigón: No menos de 6 probetas por cada 120 m<sup>3</sup> de hormigón o 450 m<sup>2</sup> de superficie o no menos de 6 por día.  
 ESPESOR PROTECTOR: f<sub>c</sub> = 230kg/cm<sup>2</sup>.  
 Debe ser verificado en obra.

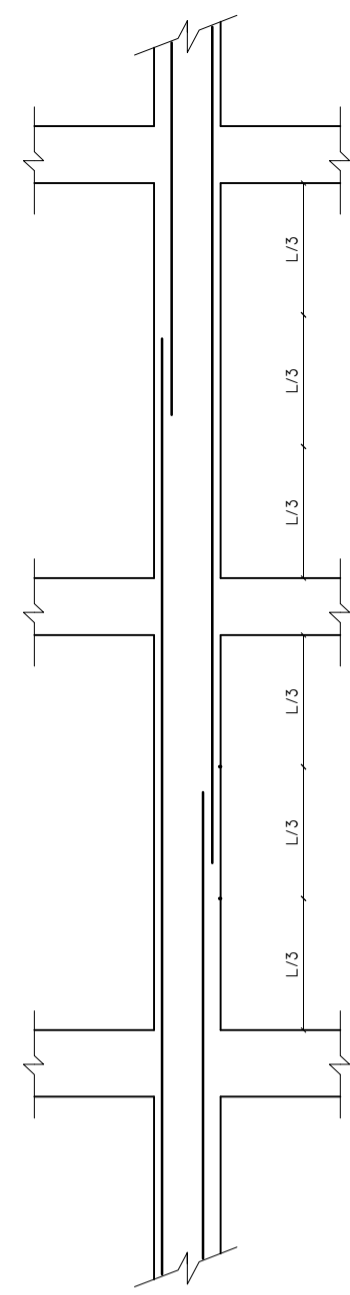
**ARRIOSTRAMIENTOS PARA PAREDES**  
 Arriostramientos horizontales (20x20cm): Si no están especificados en planos, se colocarán de tal manera que la altura máxima de pared sin arriostramiento sea 2,00m.  
 Arriostramientos verticales (20x20cm): Si no están especificados en planos, se colocarán de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostramiento sea 4,00m.

NOTA: Los niveles son referencias y los mismos deben ser ajustados de acuerdo a la necesidad en obra.

**SELLOS MUNICIPALES**

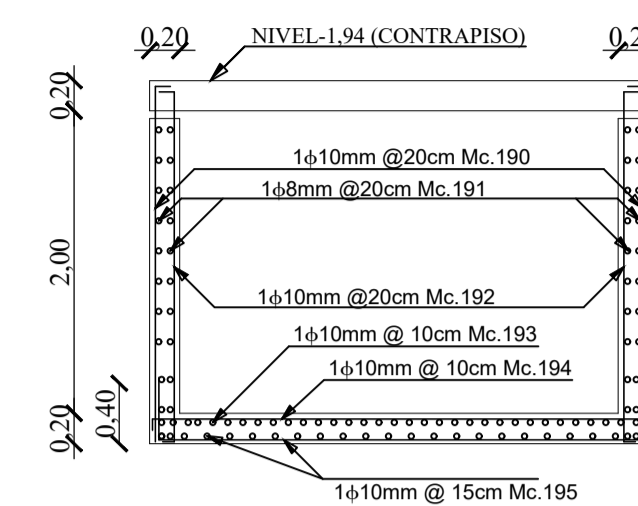
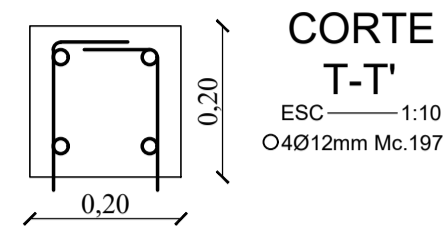
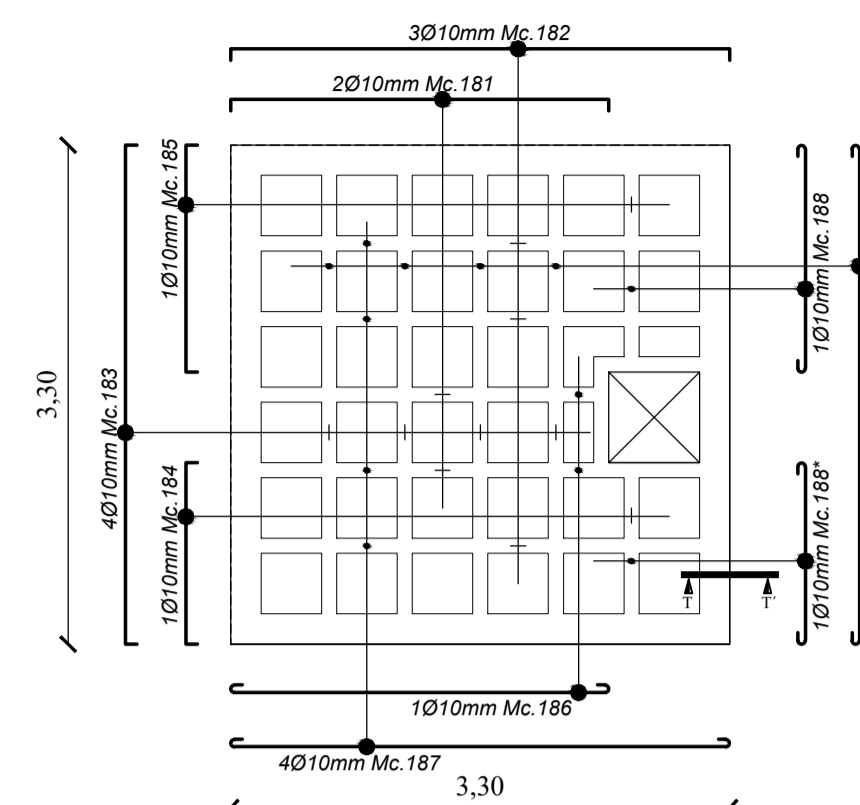
# DETALLE DE TRASLAPES

ESCALA 1:50



# CISTERNA

ESCALA INDICADAS

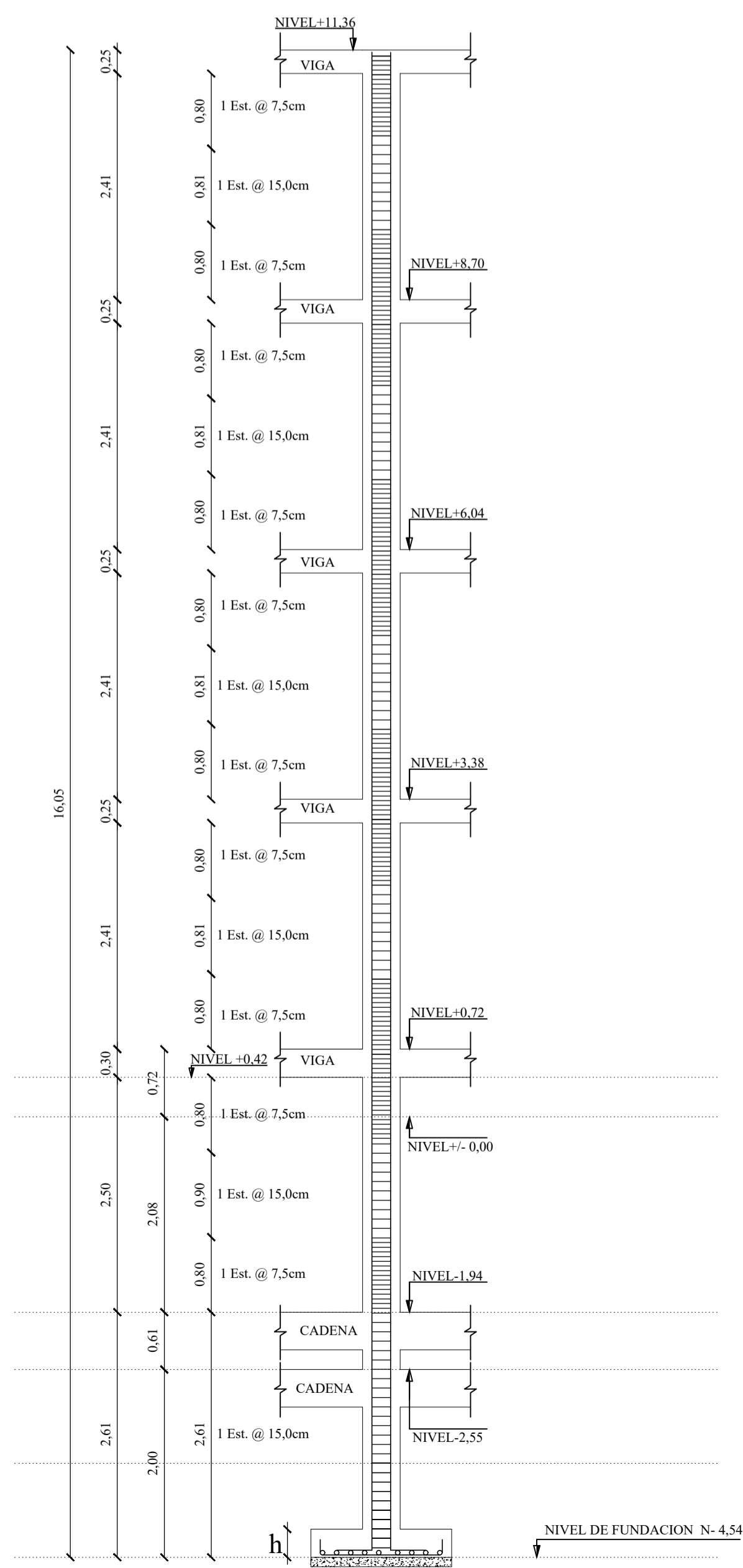


CORTE TRANSVERSAL DE CISTERNA  
ESCALA 1:50

LOSA CUBIERTA CISTERNA H=0,20m  
ESCALA 1:50

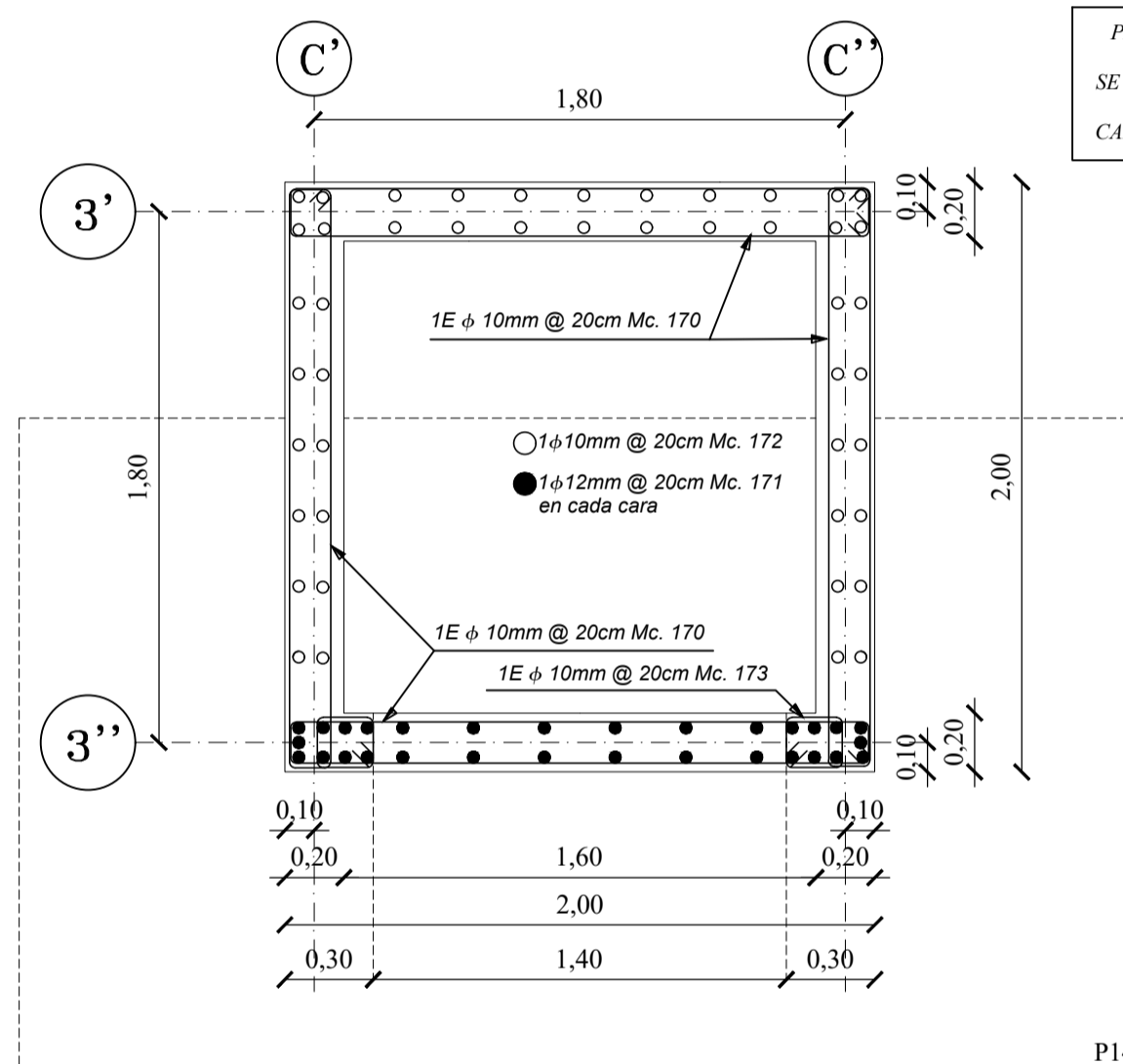
# DISTRIBUCION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

ESCALA 1:50



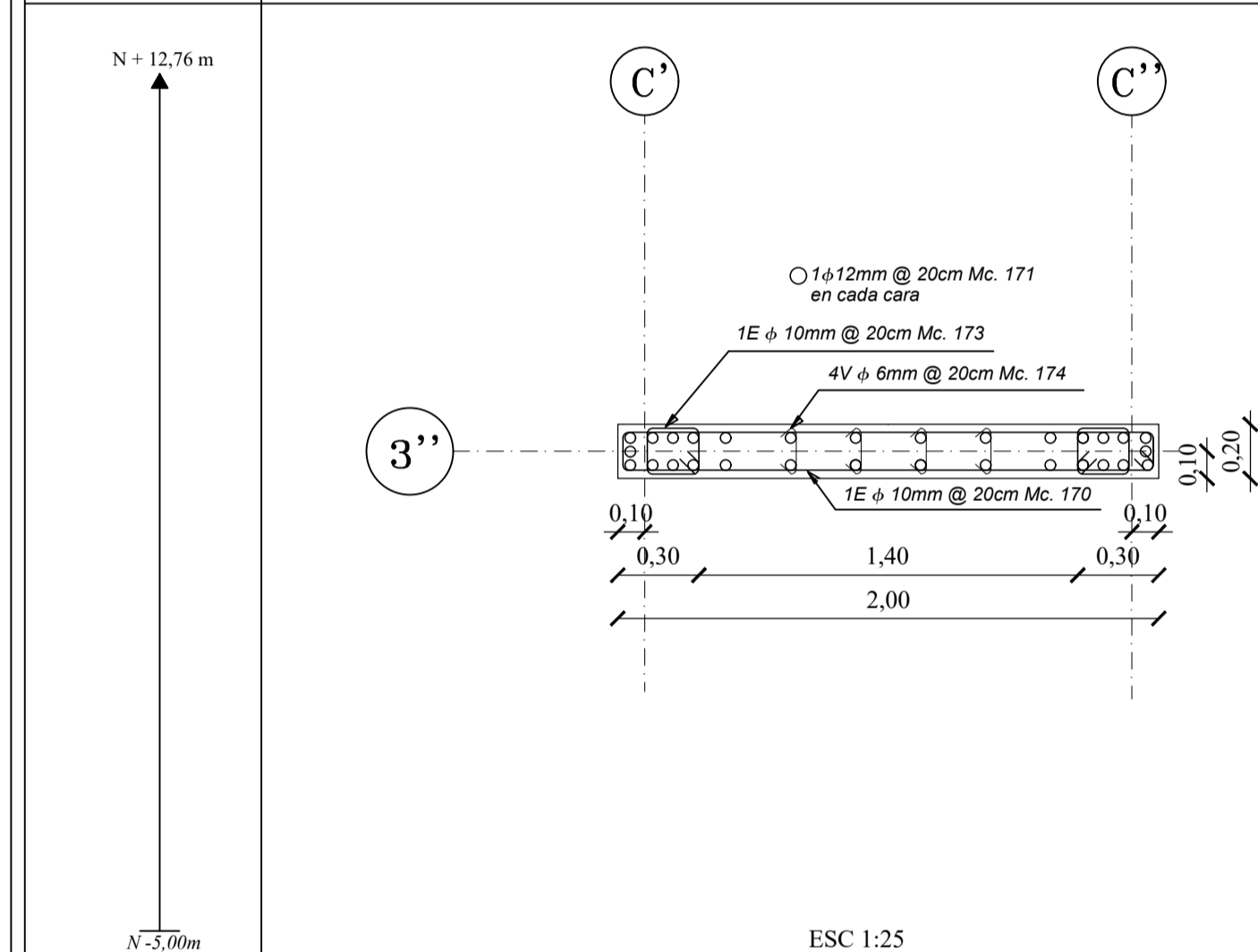
# MUROS BASE ASCENSOR

ESCALA 1:25



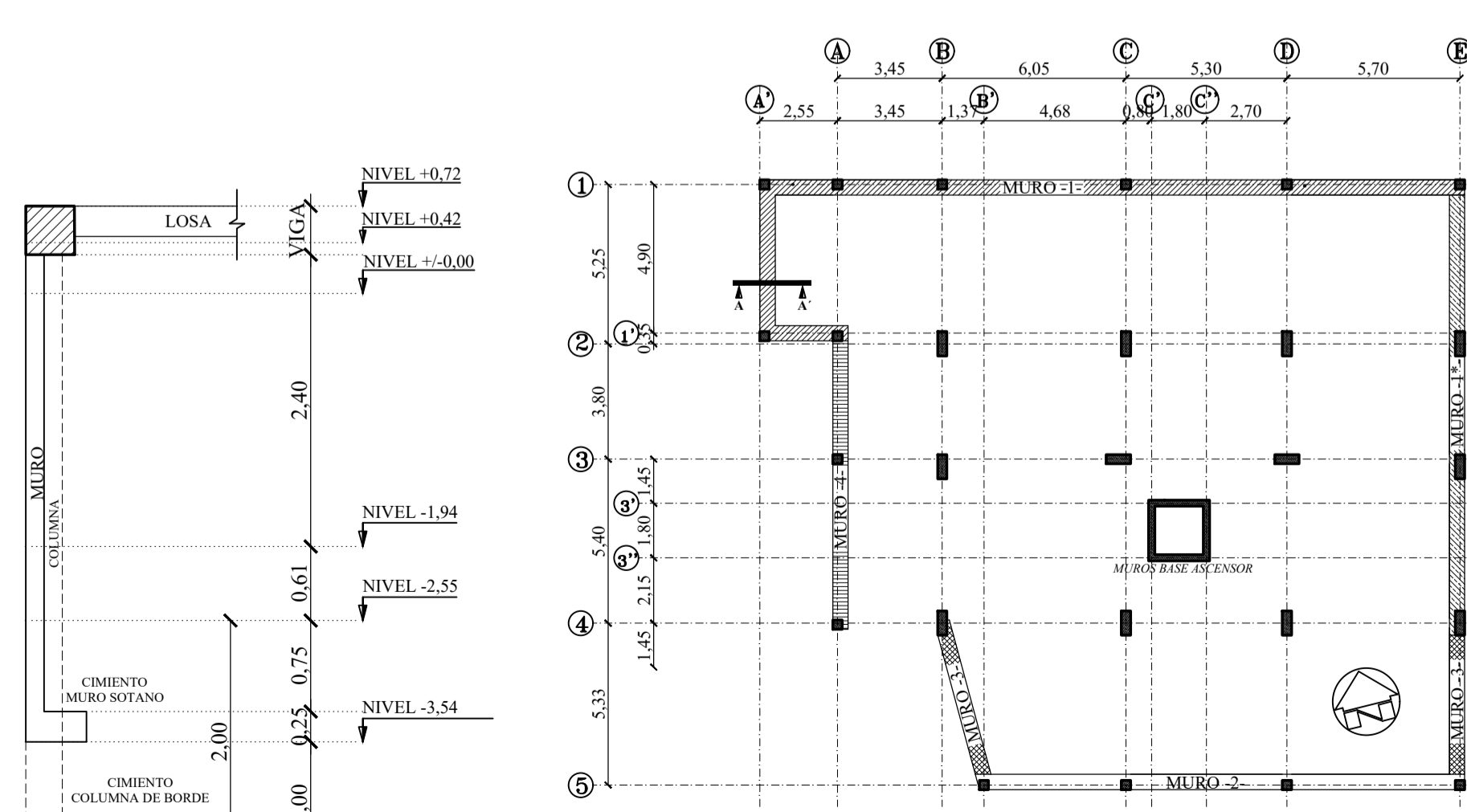
PARA EL DISEÑO DE LA LOSA BASE DEL ASCENSOR N-3.34, SE UTILIZARA 1 Ø 12mm @ 20cm Mc. 169 EN LOS DOS SENTIDOS EN CARA SUPERIOR Y EN CARA INFERIOR

UBICACION (C'-3''), (C''-3'')  
ARM. LONGITUD. 32 Ø 12mm Mc. 171  
ARM. TRANSV. INDICADAS  
DIMENSIONES INDICADAS



# MUROS DE SOTANO

ESCALA INDICADAS



CORTE REFERENCIAL A-A'  
ESCALA 1:50

DETALLE UBICACIÓN  
ESCALA 1:200

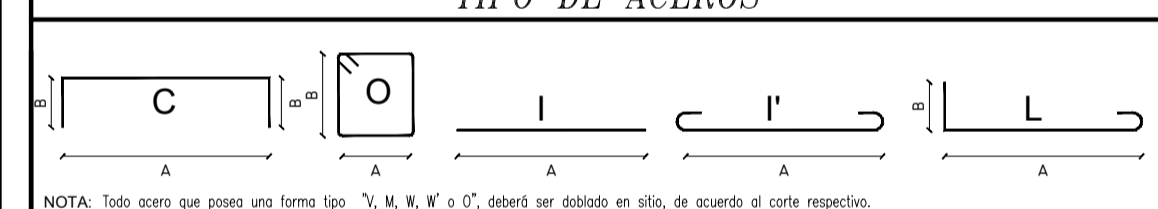
# PLANILLA DE ACEROS

Mc	a (mm)	TIPO	Nº	DIMENSIONES					LONGITUD			
				a	b	c	d	g	PARCIAL	TOTAL		
MUROS DE SOTANO												
160a	10	I	290	1	3.80					3.80	1102.00	
160b	10	I	150	1	3.10					3.10	465.00	
160c	10	I	98	1	3.40					3.40	333.20	
160d	10	I	88	1	3.80					3.80	334.40	
160e	10	I	123	1	3.70					3.70	455.10	
161	14	C	375	2	0.40	2	0.15			0.70	262.50	
162	10	I	30	1	74.55					74.55	2236.50	
163	10	I	3	1	74.55					74.55	223.65	
MURO BASE ASCENSOR MURO ASCENSOR												
169	12	I	40	1	1.96					1.96	78.40	
170	10	O	105	2	1.96	2	0.24		2	0.10	4.60	483.00
171	12	L	30	1	17.70	1	0.25			17.95	538.50	
172	12	L	16	1	1.20	1	0.25			1.45	23.20	
173	10	O	105	2	0.20	2	0.16		2	0.10	0.92	96.80
174	10	F	420	1	0.16				2	0.10	0.36	151.20
CISTERNA												
181	10	C	2	1	3.24	2	0.10			3.44	6.88	
182	10	C	3	2	0.58	2	0.10			1.96	4.08	
183	10	C	4	1	3.24	2	0.10			3.44	13.76	
184	10	C	1	1	1.20	2	0.10			1.40	1.40	
185	10	C	1	1	1.50	2	0.10			1.70	1.70	
186	10	F	1	1	3.24	2	0.10			3.44	3.44	
187	10	F	4	1	1.20	2	0.10			1.40	5.60	
188	10	F	1	1	1.50	2	0.10			1.70	1.70	
188*	10	F	1	1	1.00	2	0.10			2.20	2.20	
189	10	F	4	1	3.24	2	0.10			3.44	13.76	
190	10	L	58	1	2.34	1	0.15			2.49	144.42	
191	8	I	80	1	3.22					3.22	257.60	
192	10	L	58	1	2.34	1	0.15			2.49	144.42	
193	10	C	29	1	3.22	1	0.15			3.37	97.73	
194	10	C	29	1	3.22	1	0.15			3.37	97.73	
195	10	C	44	1	3.22	1	0.10			4.02	176.88	
197	12	C	16	1	3.25	2	0.40			3.45	55.20	

RESUMEN DE MATERIALES											
DIAMETRO	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
LONGITUD	257.80	6568.35	656.30	262.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO	101.64	4269.90	617.30	317.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ACERO DE REFORZAZO					fy =	4200					
											TOTAL 9105.85 kg
HORMIGÓN					fc =	210					BASE ASCENSOR 2.25 m³
HORMIGÓN					fc =	230					MURO CORTE 2.000.20 6.95 m³
HORMIGÓN					fc =	280					MURO DE SOTANO 46.35 m³
HORMIGÓN					fc =	240					CISTERNA 6.01 m³
					fc =	280					TOTAL 53.30 m³

PROYECTO:	ESCALA: INDICADAS	FECHA: MARZO 2008	DIBUJO: RGTGA
CONTIENE: CUADRO "DISTRIBUCION ESTRIBOS EN COLUMNAS" MURO DE CORTE Y MURO DE SOTANO CISTERNA DETALLES Y CORTES			LAMINA: E-2/6
PROPIETARIO:	CALCULISTA:		

# TIPO DE ACEROS



NOTA: Todo acero que posea una forma tipo 'L', 'H', 'W', 'U' o 'C', deberá ser dibujado en sitio, de acuerdo al corte respectivo.

# ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

**ACERO ESTRUCTURAL PARA HORMIGÓN ARMADO**  
Acero corrugado laminado en caliente, refuerzo de fluencia  $f_y = 42000 \text{ kg/cm}^2$   
Deformación mínima a la rotura = 18 %  
Dímetros en mm: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32.  
Tolerancias mínimas: Si no están especificados en planos, se colocará de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostramiento sea 2.00m.  
Arriostramientos verticales (20x20cm): Si no están especificados en planos, se colocará de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostramiento sea 4.00m.

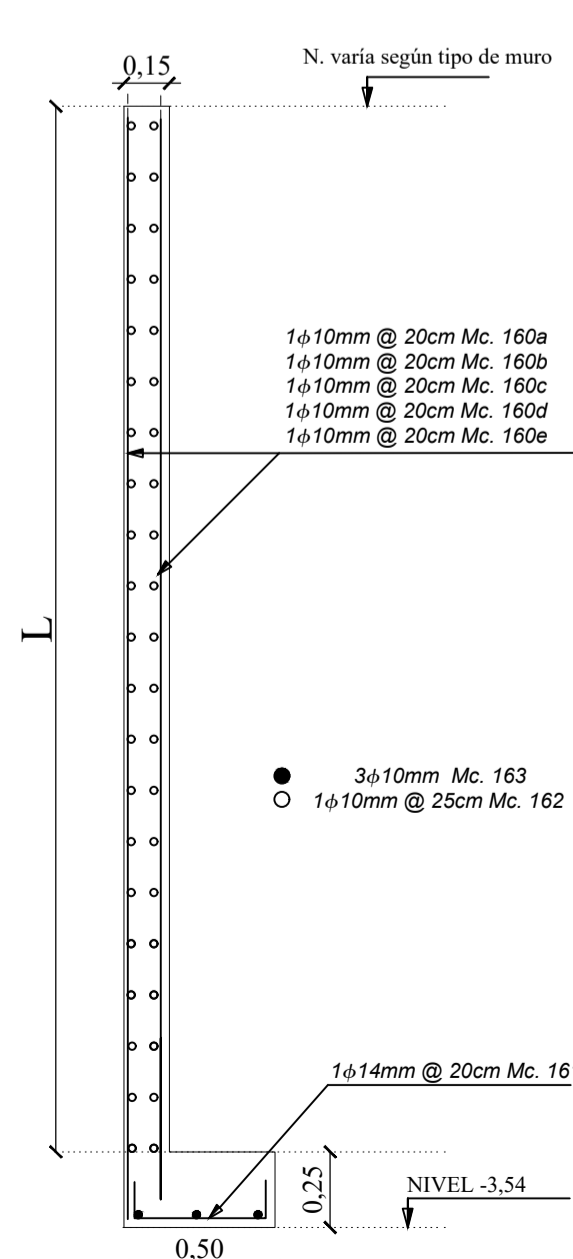
**HORMIGÓN**  
Resistencia en cilindros estándar de 6" de diámetro y 12" de altura o las 28 días:  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
Forma máxima de agregado: 1"  
Consistencia del hormigón (desmenu en el cono): de 5 a 10 cm.  
Pruebas de resistencia del hormigón: No menos de 6 probetas por cada 120 m³ de hormigón o 450 m² de superficie o no menos de 6 por día.  
ESPECIACIÓN REFORZAZO:  $f_y = 23 \text{ ton/m}^2$ .  
Debe ser verificado en obra.

**ARRIOSTRAMIENTOS PARA PAREDES**  
Arriostramientos horizontales (20x20cm): Si no están especificados en planos, se colocará de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostramiento sea 2.00m.  
Arriostramientos verticales (20x20cm): Si no están especificados en planos, se colocará de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostramiento sea 4.00m.

NOTA: Los niveles son referenciales y los mismos deben ser ajustados de acuerdo a la necesidad en obra.

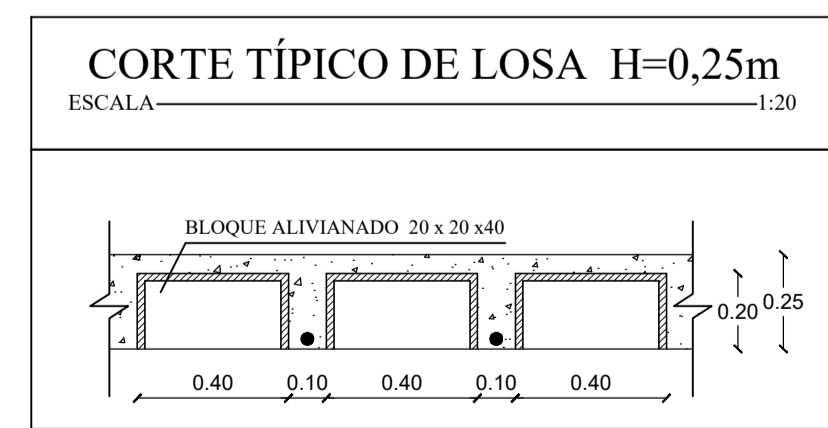
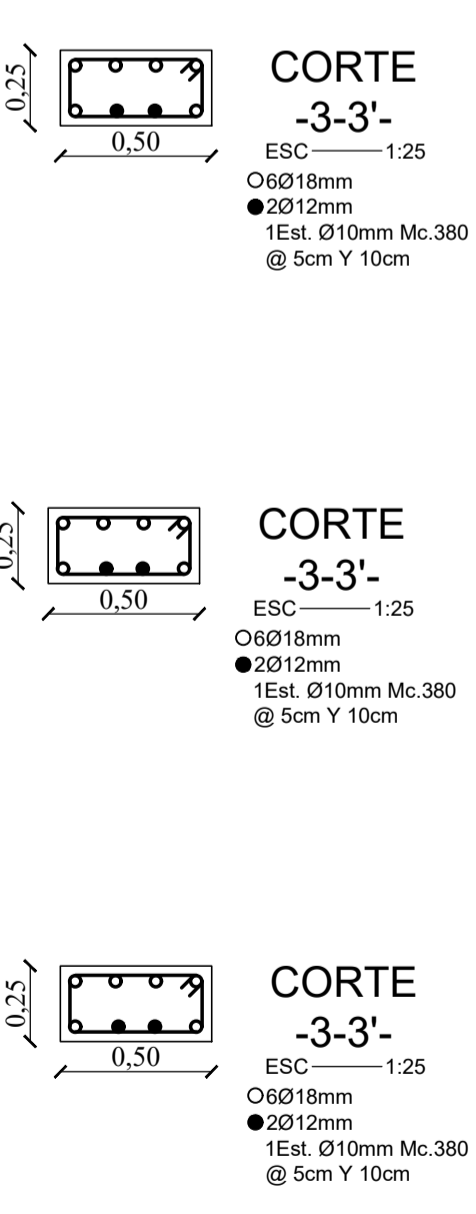
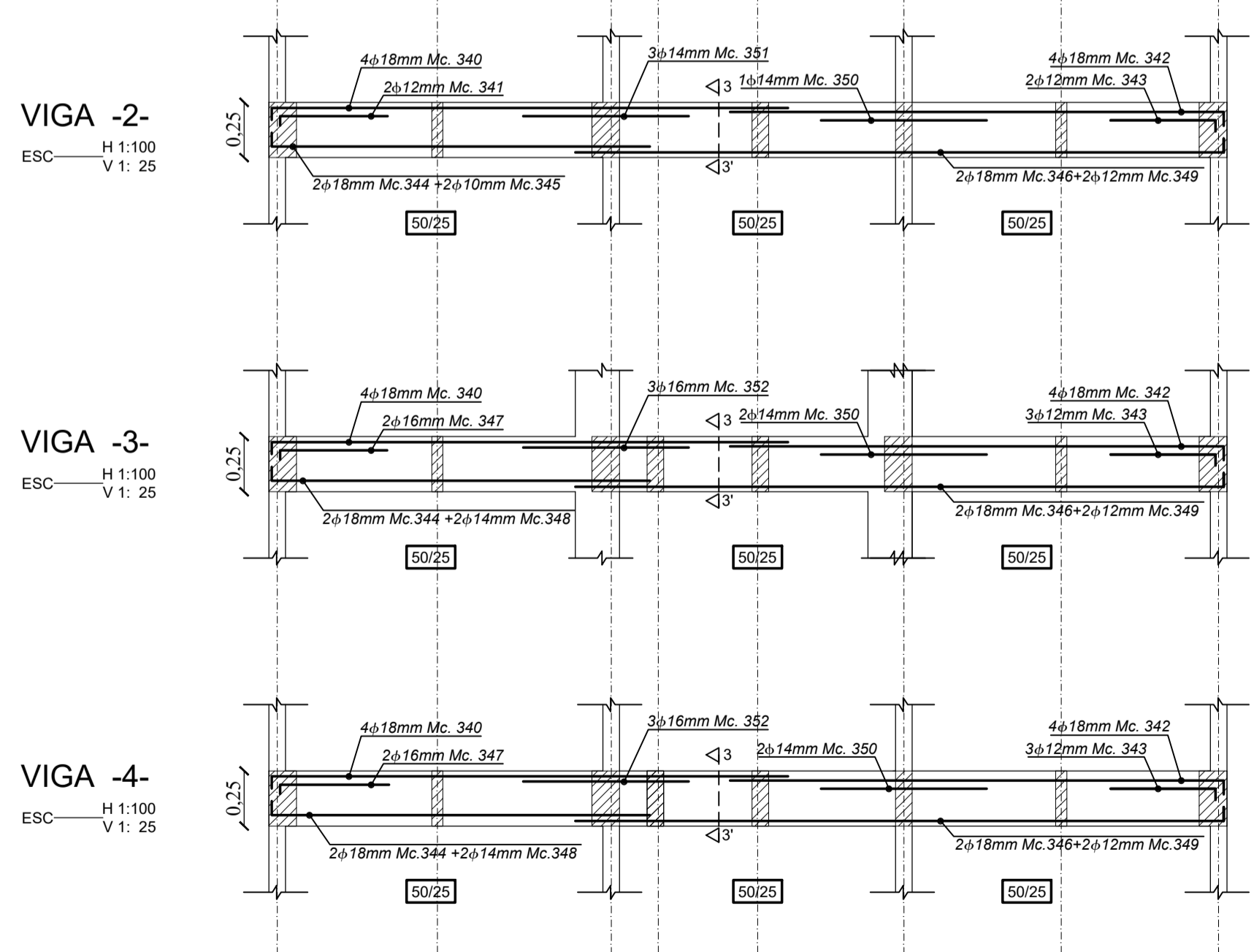
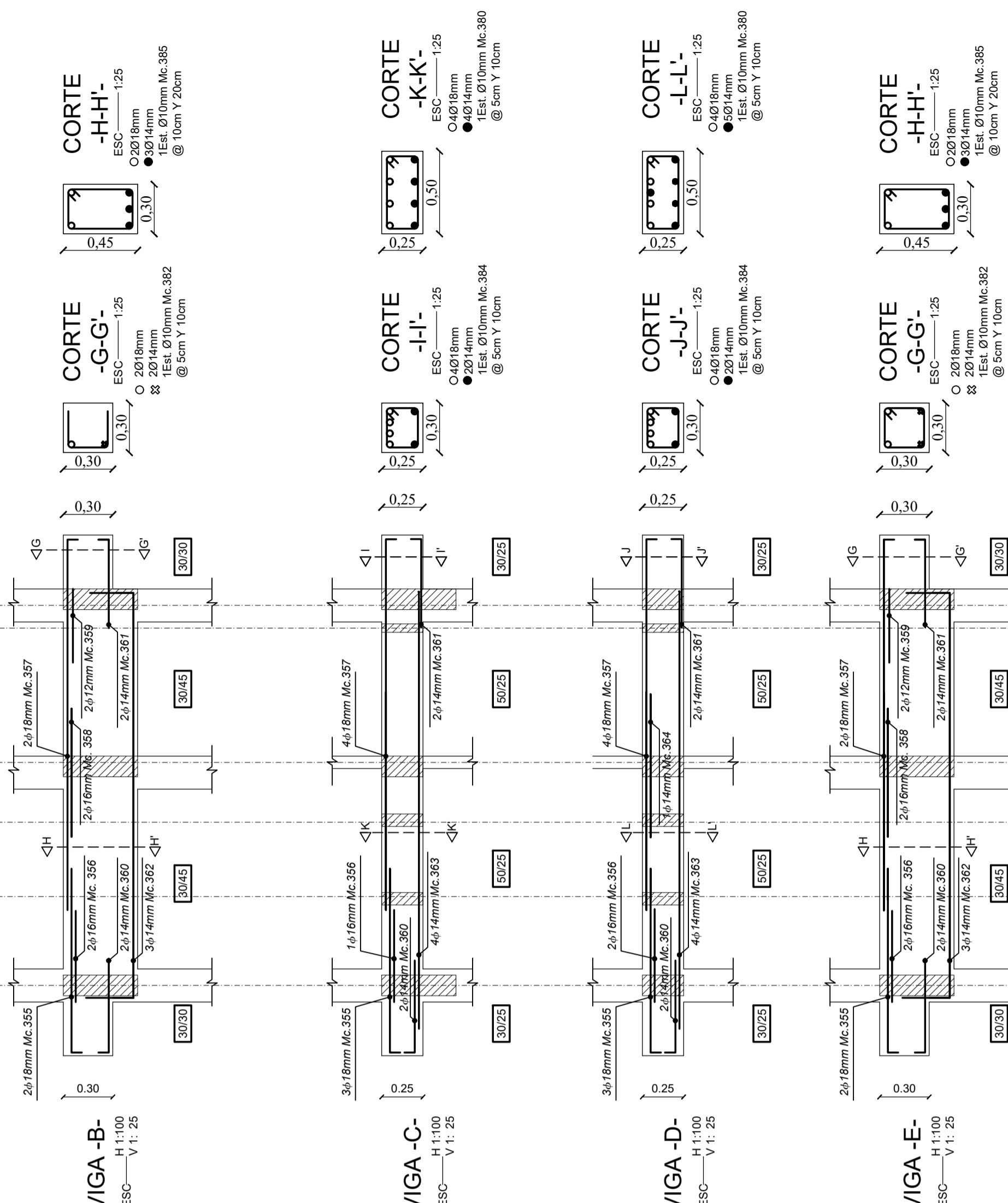
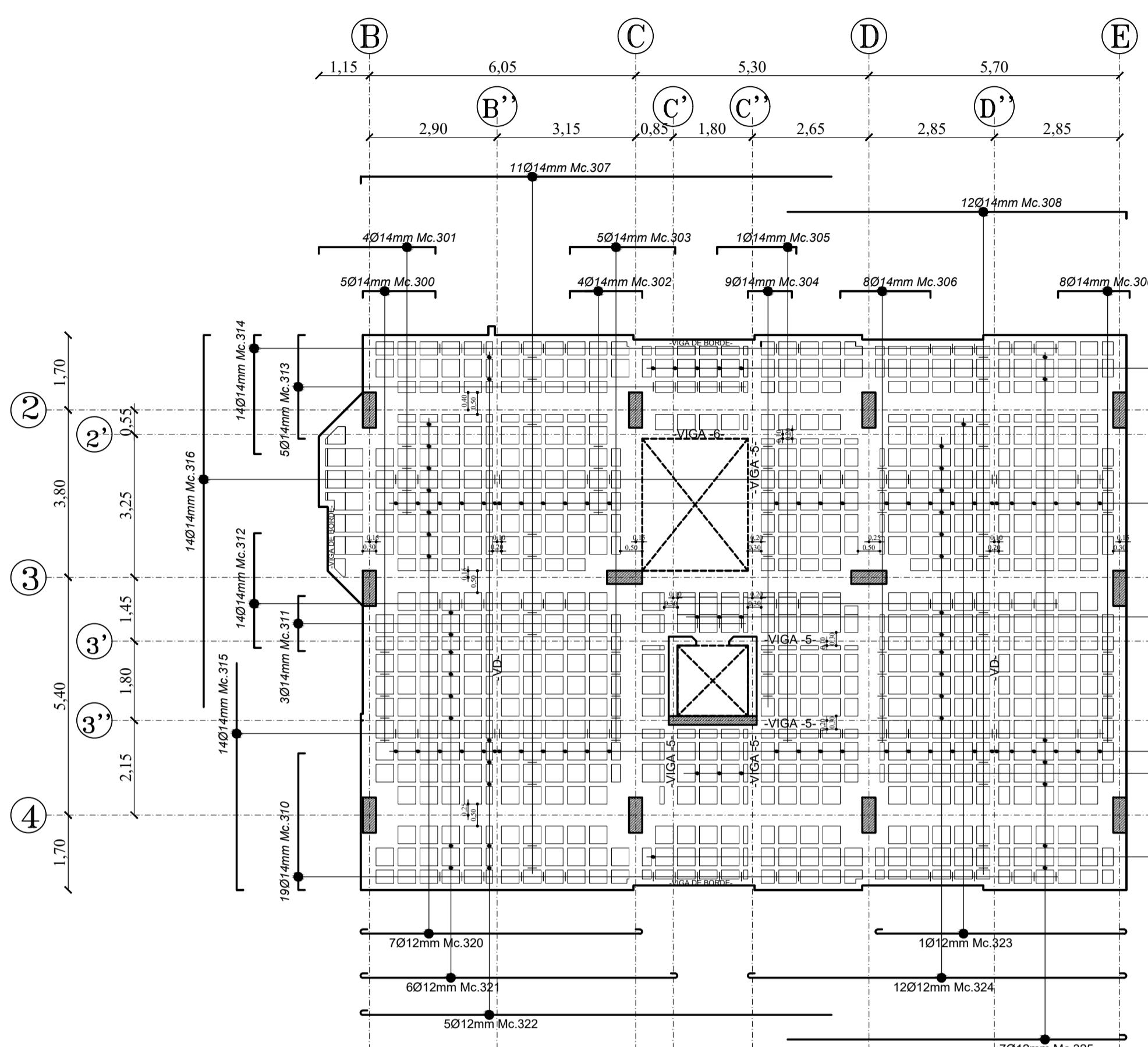
# SELLOS MUNICIPALES

LEYENDA	L (m)	OBSERV.
MURO -1- Mc. 160a	3.72	
MURO -1*- Mc. 160c	3.57	
MURO -2- Mc. 160b	3.00	
MURO -3- Mc. 160e	3.32/2.90	
MURO -4- Mc. 160d	3.72/1.0	PUEDA VARIAR O NO SEGUN NECESIDAD EN OBRA

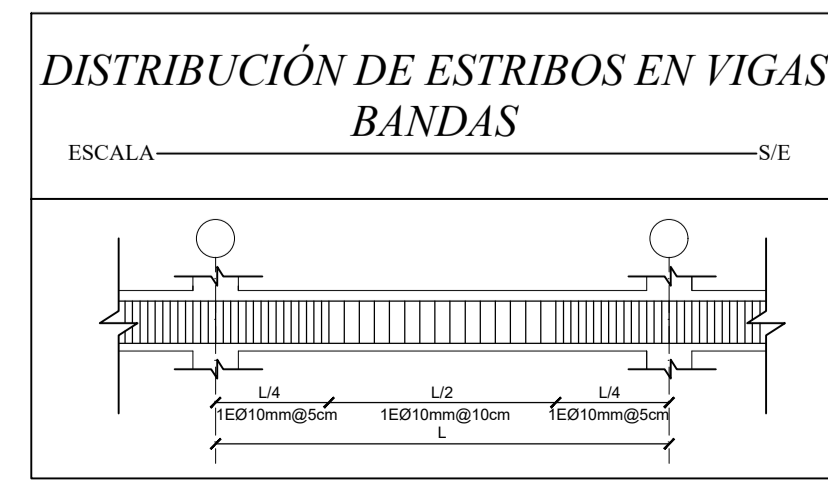
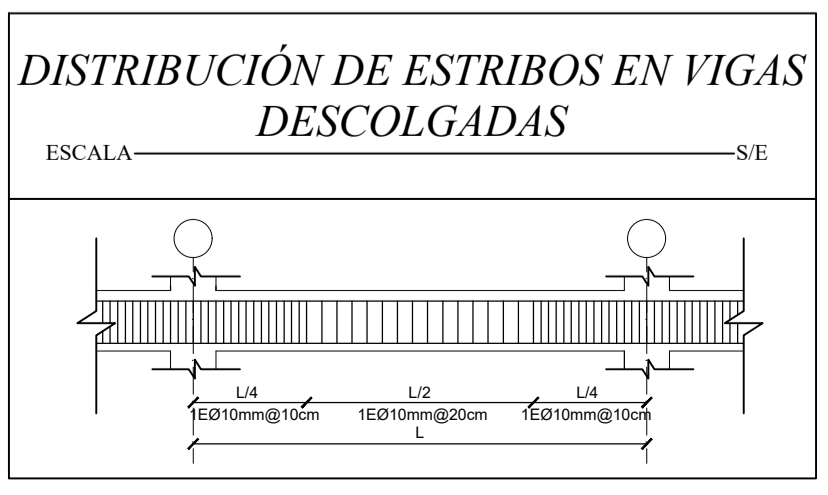




**LOSA ALIVIANADA H=0,25m**  
**NIVEL +3,38m; NIVEL+5,76m; NIVEL+8,70**  
 ESCALA 1:100



RESUMEN DE MATERIALES NIVELES +3,38 N+5,76 N+8,70											
DIAMETRO	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
LONGITUD	1025.00	835.98	2422.25	2724.15	407.43	1478.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO	752.08	4222.50	2176.98	3201.00	785.08	2950.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>										TOTAL 13879.72
BLOQUES 20X20X40	f <sub>c</sub> = 3500.00 unidades										
HORMIGÓN	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup> LOSA H=0,25m										51.75 m <sup>3</sup>
HORMIGÓN	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup> VIGAS										98.38 m <sup>3</sup>
											TOTAL 116.13 m <sup>3</sup>



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

**ACERO ESTRUCTURAL PARA HORMIGÓN ARMADO**  
 Acero corrugado laminado en caliente, esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 Deformación mínima a la rotura = 18 %  
 Diámetros en mm: 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32.  
 Trazados mínimos: Si no están especificados en planos: 50 veces el diámetro de la varilla.  
 Ganchos: 100°.  
 Soldas: De acuerdo a normas AWS, D-12, L-61.  
 Espaciamientos mínimos: Columnas (3cm), muros (5cm).  
 Refuerzos mínimos: Losas (3 cm); muros (4cm), orientaciones y superficies en contacto con agua (7cm).  
 En el resumen de materiales se incrementa al acero un 12% por desperdicio.

**HORMIGÓN**  
 Resistencia en cilindros estándar de 6" de diámetro y 12" de altura a los 28 días:  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 Consistencia del hormigón (desecado en el caso): de 5 a 10 cm.  
 Pruebas de resistencia del hormigón: No menos de 6 probetas por cada 120 m<sup>3</sup> de hormigón o 450 m<sup>2</sup> de superficie o no menos de 6 por día.  
 Debe ser verificado en obra.

**CAPACIDAD PORTANTE  $P_u = 23 \text{ ton/m}^2$ .**  
 Debe ser verificado en obra.

**ARRIOSTRAMIENTOS PARA PAREDES**  
 Arriostramientos horizontales (20x20cm): Si no están especificados en planos, se colocarán de tal manera que la altura mínima de pared sin arriostramiento sea 2.80m.  
 Arriostramientos verticales (20x20cm): Si no están especificados en planos, se colocarán de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostramiento sea 4.00m.

PLANILLA DE ACEROS NIVELES N+3,38 N+5,76 N+8,70											
Mc.	a (mm)	TIPO	Nº	DIMENSIONES					PARCIAL	TOTAL	
				a	b	c	d	g			
LOSA ALIVIANADA H=0,25m PUENTES SENTIDO X											
300	14	C	39	1,65	2 x 0,10				1,85	72,15	
301	14	C	12	2,65	2 x 0,10				2,85	34,20	
302	14	C	12	1,65	2 x 0,10				1,85	22,20	
303	14	C	15	2,40	2 x 0,10				2,60	39,00	
304	14	C	27	1,00	2 x 0,10				1,20	32,40	
305	14	C	3	1,80	2 x 0,10				2,00	6,00	
306	14	C	24	2,65	2 x 0,10				2,25	64,00	
307	14	L	33	10,70	1 x 0,10				10,80	356,40	
308	14	L	36	7,70	1 x 0,10				7,80	280,80	
LOSA ALIVIANADA H=0,25m PUENTES SENTIDO Y											
310	14	C	57	3,10	2 x 0,10				3,30	188,10	
311	14	C	9	1,25	2 x 0,10				1,45	13,05	
312	14	C	42	2,80	2 x 0,10				2,80	117,60	
313	14	C	15	2,35	2 x 0,10				2,55	38,25	
314	14	C	42	2,70	2 x 0,10				2,90	121,80	
315	14	L	42	5,10	1 x 0,10				5,20	218,40	
316	14	L	42	8,40	1 x 0,10				8,50	357,00	
LOSA ALIVIANADA H=0,25m NERVIOS SENTIDO X											
320	12	f	21	6,40	2 x 0,10				6,60	138,60	
321	12	f	18	7,20	2 x 0,10				7,40	153,20	
322	12	f	16	10,70	1 x 0,10				10,80	162,00	
323	12	f	3	5,70	2 x 0,10				5,90	17,70	
324	12	f	36	8,60	2 x 0,10				8,80	316,80	
325	12	f	21	7,70	1 x 0,10				7,80	163,80	
LOSA ALIVIANADA H=0,25m NERVIOS SENTIDO Y											
330	12	f	3	1,90	2 x 0,10				2,10	6,30	
331	12	f	9	3,95	2 x 0,10				4,15	37,35	
332	12	f	84	5,15	1 x 0,10				5,25	441,00	
333	12	f	9	1,70	2 x 0,10				1,90	17,10	
334	12	f	84	8,45	2 x 0,10				8,65	728,60	
335	12	f	15	2,40	2 x 0,10				2,60	39,00	
VIGAS PRINCIPALES SENTIDO X											
340	18	L	36	9,30	1 x 0,20				9,50	342,00	
341	18	L	6	1,50	1 x 0,20				1,70	10,20	
342	18	L	36	8,90	1 x 0,20				9,10	327,60	
343	12	L	24	1,50	1 x 0,20				1,70	40,80	
344	18	L	18	6,70	1 x 0,20				6,90	124,20	
345	10	L	6	6,70	1 x 0,20				6,90	41,40	
346	18	L	18	11,80	1 x 0,20				12,00	216,00	
347	16	L	12	1,50	1 x 0,20				1,70	20,40	
348	14	L	12	6,70	1 x 0,20				6,90	82,80	
349	12	L	15	11,80	1 x 0,20				12,00	180,00	
350	14	I	15	3,00					3,00	45,00	
351	14	I	9	3,00					3,00	27,00	
352	16	I	36	3,00					3,00	108,00	
VIGAS PRINCIPALES SENTIDO Y											
355	18	L	30	4,45	1 x 0,20				4,65	139,50	
356	16	I	21	2,20					2,20	46,20	
357	18	L	36	8,90	1 x 0,20				9,10	327,60	
358	16	I	12	3,00					3,00	36,00	
359	12	L	12	1,80					1,80	21,60	
360	14	L	24	2,00	1 x 0,20				2,20	52,80	
361	14	L	24	2,00	1 x 0,20				2,20	52,80	
362	14	L	18	9,80	1 x 0,20				10,00	180,00	
363	14	I	24	10,60					10,60	254,40	
364	14	L	3	3,00	1 x 0,20				3,20	9,60	
ESTRIBOS VIGAS											
380	10	O	2808	2 x 0,44	2 x 0,19				2 x 0,10	1,46	4099,68
381	10	O	240	2 x 0,14	2 x 0,19				2 x 0,10	0,86	206,40
382	10	O	252	2 x 0,24	2 x 0,24				2 x 0,10	1,16	292,32
383	10	O	696	2 x 0,24	2 x 0,19				2 x 0,10	1,06	737,76
384	10	O	252	2 x 0,24	2 x 0,19				2 x 0,10	1,06	267,12
385	8	O	762	2 x 0,24	2 x 0,39				2 x 0,10	1,46	1112,52
386	10	O	378	2 x 0,24	2 x 0,24				2 x 0,10	1,16	438,48
387	8	O	1044	2 x 0,09	2 x 0,19				2 x 0,10	0,76	793,44
VIGAS -5- a -6- VIGA DE BORDE											
391	14	C	12	1 x 5,30	2 x 0,20				5,70	68,40	
392	10	C	12	1 x 36,60	2 x 0,15				36,90	442,80	
393	16	C	12	1 x 23,50	2 x 0,20				23,90	286,80	

PROYECTO: \_\_\_\_\_ ESCALA: **INDICADAS** FECHA: **MARZO 2008** DIBUJO: **RGTGA**

CONTIENE: **LOSAS ALIVIANADA H=0,25m N+3,38m;N+5,76;N+8,70** LAMINA: **E-4/6**  
**VIGAS VARIAS SECCIONES**  
**ARMADO DE LOSA ALIVIANADA H=0,25m**  
**DETALLES Y CORTES**

PROPIETARIO: \_\_\_\_\_ CALCULISTA: \_\_\_\_\_

**TIPO DE ACEROS**

NOTA: Todo acero que posea un forma tipo 'L', 'W', 'W', 'U', 'Z', deberá ser doblado en sitio, de acuerdo al corte respectivo.  
 Los niveles son referencias y los mismos deben ser ajustados de acuerdo a la necesidad en obra.

**SELLOS MUNICIPALES**

**SELLOS MUNICIPALES**

\_\_\_\_\_

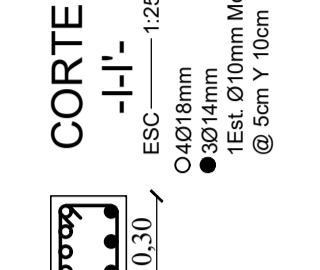
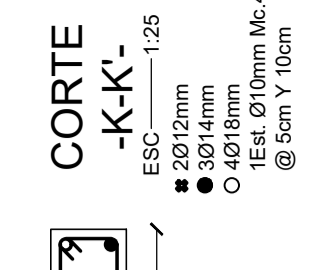
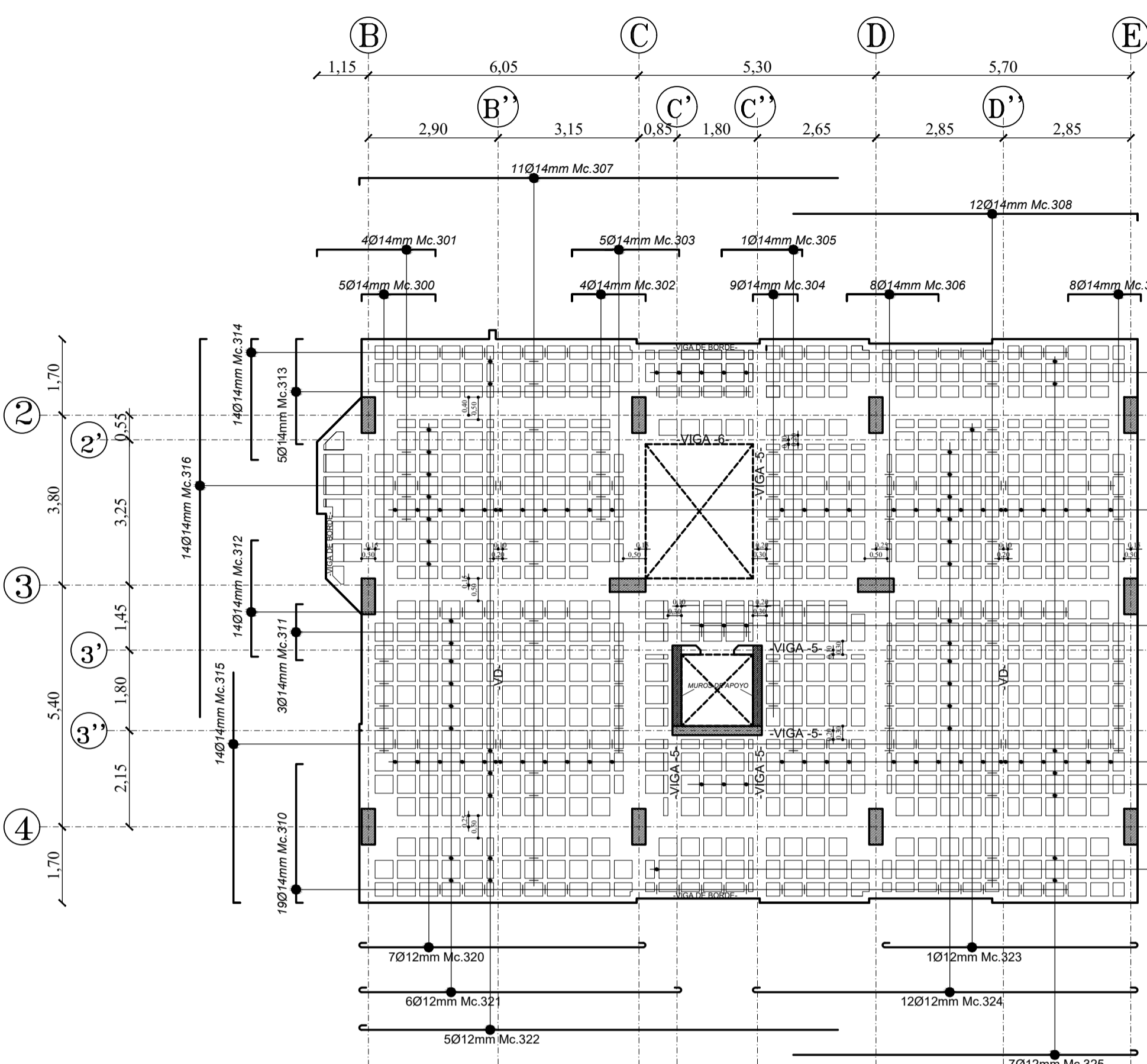
\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

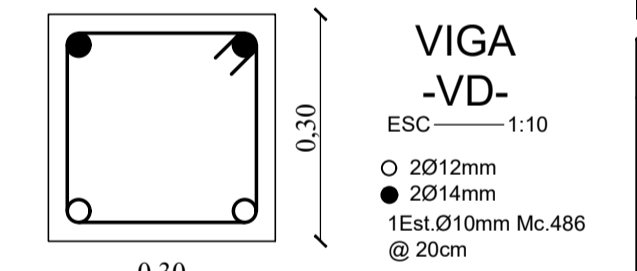
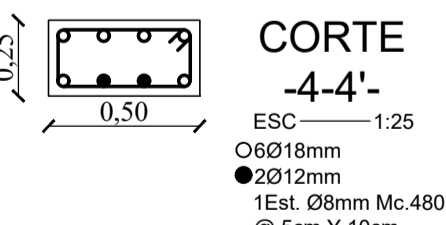
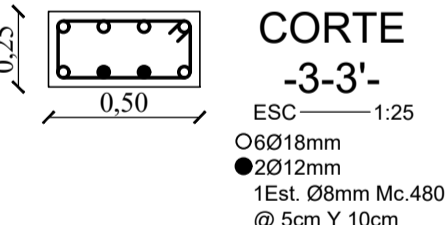
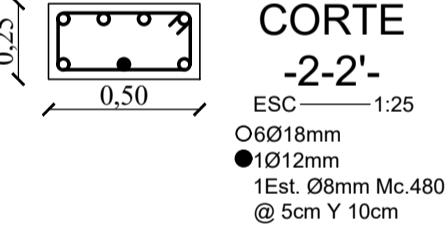
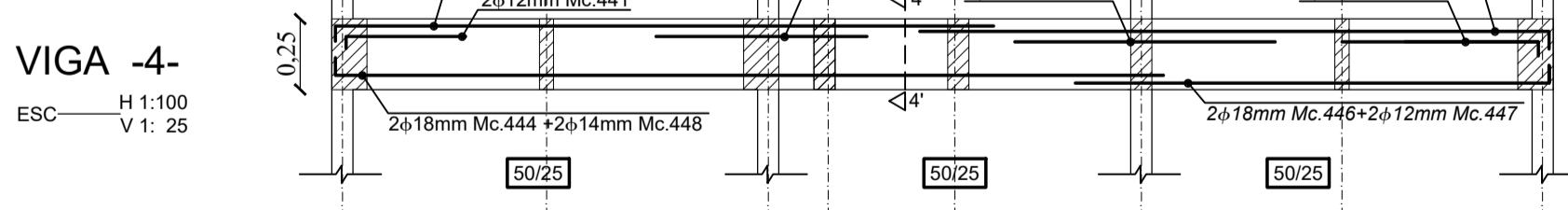
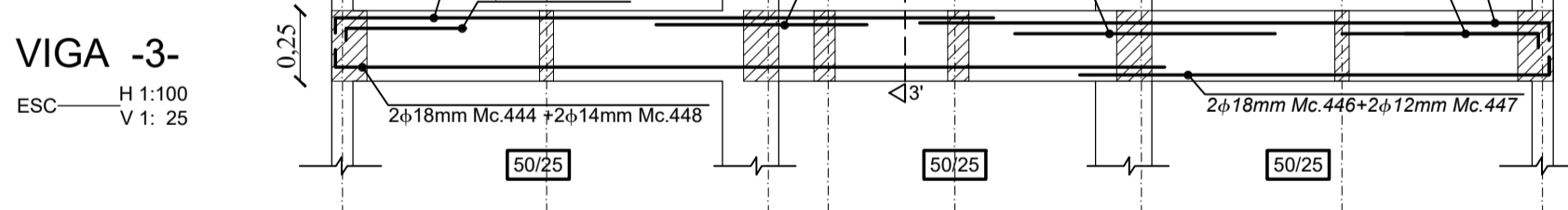
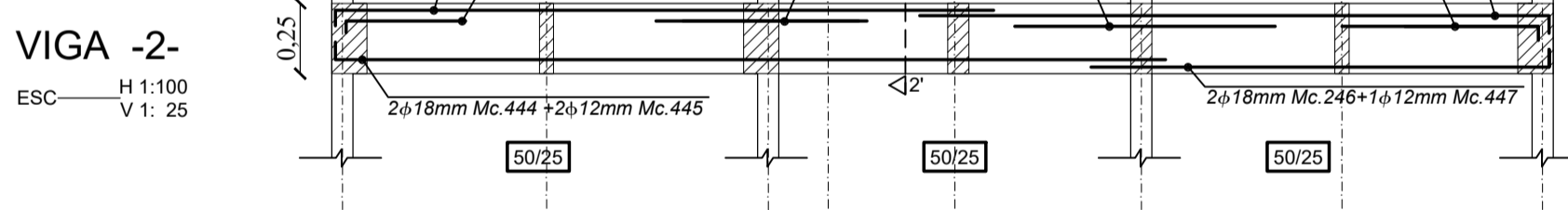
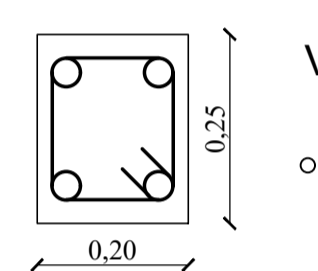
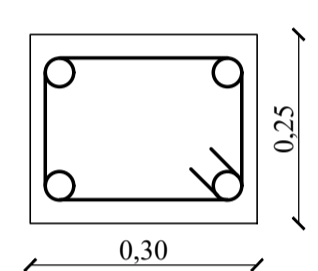
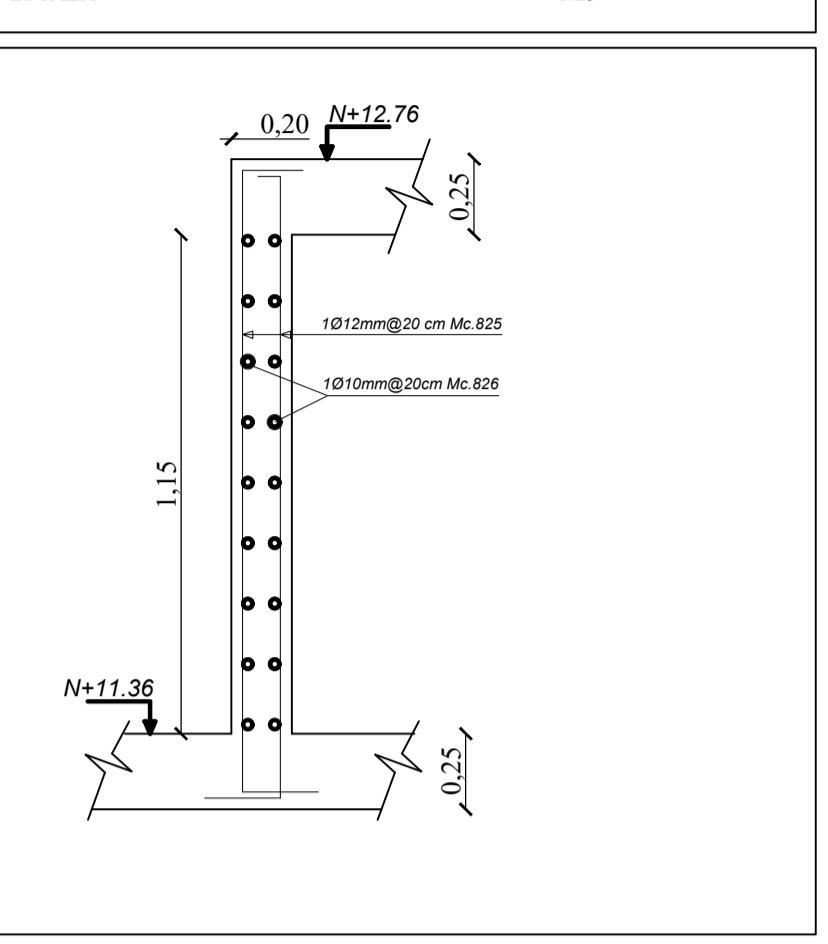


# LOSA ALIVIANADA H=0,25m NIVEL +11,36m

ESCALA 1:100



## CORTE MURO DE APOYO

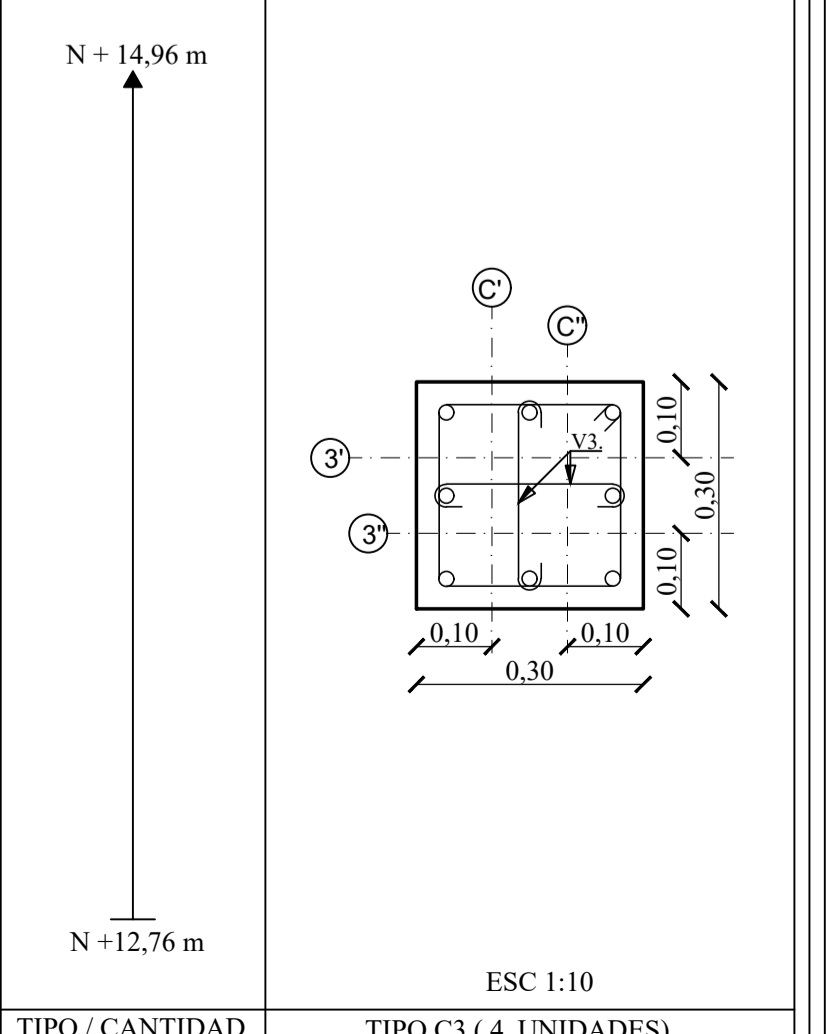


RESUMEN DE MATERIALES NIVEL +11,36m										
DIAMETRO	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32
LONGITUD	635.32	2562.96	1103.05	826.45	104.20	491.10	0.00	0.00	0.00	0.00
PESO	250.99	1574.00	979.30	998.69	164.46	981.01	0.00	0.00	0.00	0.00
ACERO DE REFUERZO	f <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup> TOTAL 4968.15 Kg									
MALLA ELÉCTROSCALADA PARA TEMPERATURA	f <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup> TOTAL 202.00m <sup>2</sup>									
ACERO DE REFUERZO	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup> LOSA H=0.25m									
HORMIGÓN	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup> VIGAS									
HORMIGÓN	f <sub>c</sub> = 280 Kg/cm <sup>2</sup> COLUMNAS									
HORMIGÓN	f <sub>c</sub> = 240 Kg/cm <sup>2</sup> MUROS APOYO									
HORMIGÓN	f <sub>c</sub> = 240 Kg/cm <sup>2</sup> Muros APOYO									

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
<b>ACERO ESTRUCTURAL PARA HORMIGÓN ARMADO</b> Acero compuesto laminado en caliente, estirado en fluencia: f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup> Deformación mínima a la rotura = 18 % Diámetros en mm: 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32. Tolerancias máximas: Si no están especificadas en planos: 50 veces el diámetro de la varilla. Granchos: 10db Soldados: De acuerdo a normas AWS, D-12, 1-42 Equipamientos mínimos: Columnas (20m), vigas y losas (7.5m), muros (5m) Recubrimientos mínimos: Losas (3 cm); muros (4cm), cimentaciones y superficies en contacto con agua (7cm). En el resumen de materiales se incrementa al acero un 12% por desperdicio.	<b>HORMIGÓN</b> Resistencia en cilindros estándar de 6" de diámetro y 12" de altura a los 28 días: f <sub>c</sub> = 280 kg/cm <sup>2</sup> Tamaño máximo de agregado: 1" Consistencia del hormigón (según en el con): de 5 a 10 cm. Pruebas de resistencia del hormigón: No menos de 6 probetas por cada 120 m <sup>3</sup> de hormigón a 450 m <sup>3</sup> de superficie o no menos de 6 por día. <b>CAPACIDAD PORTANTE</b> f <sub>r</sub> = 23 Ton/m <sup>2</sup> . Debe ser verificado en obra.
<b>ARRETIOS PARA PAREDES</b> Arretramientos horizontales (20x20cm): Si no están especificados en planos, se colocarán de tal manera que la altura máxima de pared sin arriostamiento sea 2.80m. Arretramientos verticales (10x10cm): Si no están especificados en planos, se colocarán de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostamiento sea 4.00m.	

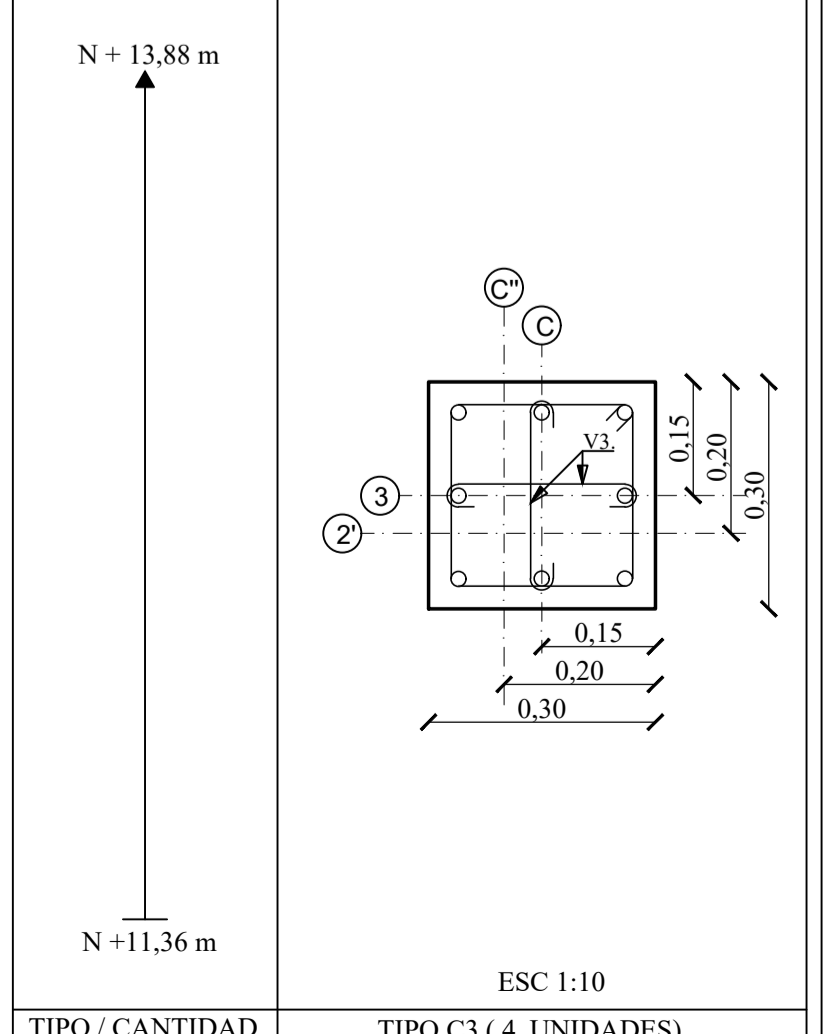
## COLUMNAS

UBICACION	(C-2),(C'-2),(C-3),(C'-3)
ARM. LONGITUD.	8 Ø12mm Mc502
ARM. TRANSV.	1 E Ø 10mm @ 7,5cm Y 15cm Mc 500 2 V3 Ø10mm @ 7,5cm hasta 0.75m Mc.503
DIMENSIONES	30 cm x 30 cm

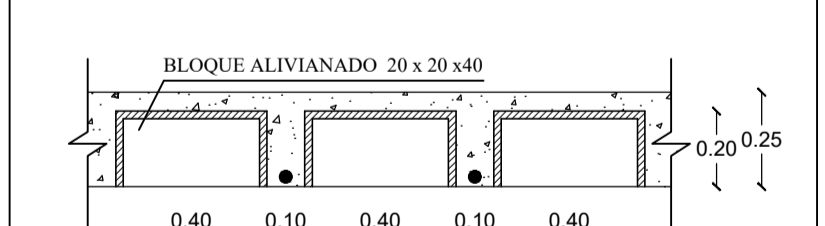


## CORTE TÍPICO DE LOSA H=0,25m

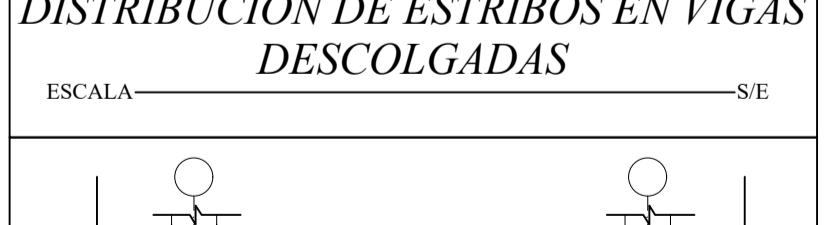
UBICACION	(C-2),(C'-2),(C-3),(C'-3)
ARM. LONGITUD.	8 Ø12mm Mc501
ARM. TRANSV.	1 E Ø 10mm @ 7,5cm Y 15cm Mc 500 2 V3 Ø10mm @ 7,5cm hasta 0.8m Mc.503
DIMENSIONES	30 cm x 30 cm



## DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS EN VIGAS DESCOLGADAS



## DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS EN VIGAS BANDAS



Mc	a (mm)	TIPO	Nº	DIMENSIONES					LONGITUD		
				a	b	c	d	g	PARCIAL	TOTAL	
LOSA ALIVIANADA H=0,25m PUENTES SENTIDO X N+11,36											
300	14	C	13	1.65	2	x	0.10			1.85	24.05
301	14	C	4	2.65	2	x	0.10			2.85	11.40
302	14	C	4	1.65	2	x	0.10			1.85	7.40
303	14	C	5	2.40	2	x	0.10			2.60	13.00
304	14	C	9	1.00	2	x	0.10			1.20	10.80
305	14	C	1	1.80	2	x	0.10			2.00	2.00
306	14	C	8	2.05	2	x	0.10			2.25	18.00
307	14	L	11	10.70	1	x	0.10			10.80	118.80
308	14	L	12	7.70	1	x	0.10			7.80	93.60

LOSA ALIVIANADA H=0,25m PUENTES SENTIDO Y											
310	14	C	19	3.10	2	x	0.10			3.30	62.70
311	14	C	3	1.25	2	x	0.10			1.45	4.35
312	14	C	14	2.60	2	x	0.10			2.80	39.20
313	14	C	5	2.35	2	x	0.10			2.55	12.75
314	14	C	14	2.70	2	x	0.10			2.90	40.60
315	14	L	14	5.10	1	x	0.10			5.20	72.80
316	14	L	14	8.40	1	x	0.10			8.50	119.00

LOSA ALIVIANADA H=0,25m NERVIOS SENTIDO X											
320	12	f	7	6.40	2	x	0.10			6.60	46.20
321	12	f	6	7.20	2	x	0.10			7.40	44.40
322	12	f	5	10.70	1	x	0.10			10.80	54.00
323	12	f	1	5.70	2	x	0.10			5.90	5.90
324	12	f	12	8.60	2	x	0.10			8.80	105.60
325	12	f	7	7.70	1	x	0.10			7.80	54.60

LOSA ALIVIANADA H=0,25m NERVIOS SENTIDO Y											
330	12	f	1	1.90	2	x	0.10			2.10	2.10
331	12	f	3	3.95	2	x	0.10			4.15	12.45
332	12	f	28	5.15	1	x	0.10			5.25	147.00
333	12	f	3	1.70	2	x	0.10			1.90	5.70
334	12	f	28	8.45	2	x	0.10			8.65	242.20
335	12	f	5	2.40	2	x	0.10			2.60	13.00

VIGAS PRINCIPALES. SENTIDO X											
440	18	L	12	9.30	1	x	0.20			9.50	114.00
441	12	L	5	1.50	1	x	0.20			1.70	8.50
442	18	L	12	8.90	1	x	0.20			9.10	109.20
443	12	L	5	1.50	1	x	0.20			1.70	8.50
444	18	L	6	11.80	1	x	0.20			12.00	72.00
445	12	L	2	11.80	1	x	0.20			12.00	24.00
446	18	L	6	6.50	1	x	0.20			6.70	40.20
447	12	L	5	6.50	1	x	0.20			6.70	33.50
448	14	L	4	11.80	1	x	0.20			12.00	48.00
449	12	L	7	3.00						3.00	21.00
450	14	L	6	3.00						3.00	18.00
451	16	L	3	3.00						3.00	9.00

VIGAS PRINCIPALES. SENTIDO Y											
455	18	L	10	4.45	1	x	0.20			4.65	46.50
456	12	L	6	2.20						2.20	13.20
457	18	L	12	8.90	1	x	0.20			9.10	109.20
458	12	L	2	1.80	1	x	0.20			2.00	4.00
459	12	L	6	3.00						3.00	18.00
460	14	L	8	2.90	1	x	0.20			2.20	17.60
461	14	L	4	2.00	1	x	0.20			2.20	8.80
462	14	C	6	9.80	2	x	0.20			10.20	61.20
463	12	L	6	11.40	1	x	0.20			11.60	69.60

ESTRIBOS N+11,36												
480	10	O	936	2	x	0.44	2	x	0.19		1.46	1366.56
481	10	O	80	2	x	0.14	2	x	0.10		0.66	68.80
482	10	O	84	2	x	0.24	2	x	0.24		1.16	97.44
483	10	O	232	2	x	0.24	2	x	0.19		1.06	245.92
484	10	O	84	2	x	0.24	2	x	0.19		1.06	89.04
485	8	O	254	2	x	0.24	2	x	0.39		2	370.84
486	10	O	124	2	x	0.24	2	x	0.24		2	114.84
487	8	O	348	2	x	0.24	2	x	0.19		0.76	264.48

VIGAS 5-6-VIGA BORDE- COLUMNAS N+11,36												
491	14	C	4	1	x	5.30	2	x	0.15		5.60	22.40
492	10	C	4	1	x	36.60	2	x	0.15		36.90	147.60
493	16	C	4	1	x	23.50	2	x	0.15		23.80	95.20
500	10	O	212	2	x	0.24	2	x	0.24		2	245.92
501	12	C	32	1	x	2.50	2	x	0.15		2.80	89.60
502	12	C	32	1	x	2.20	2	x	0.15		2.50	80.00
503	10	V	338	1	x	0.24	2	x	0.10		0.44	147.84

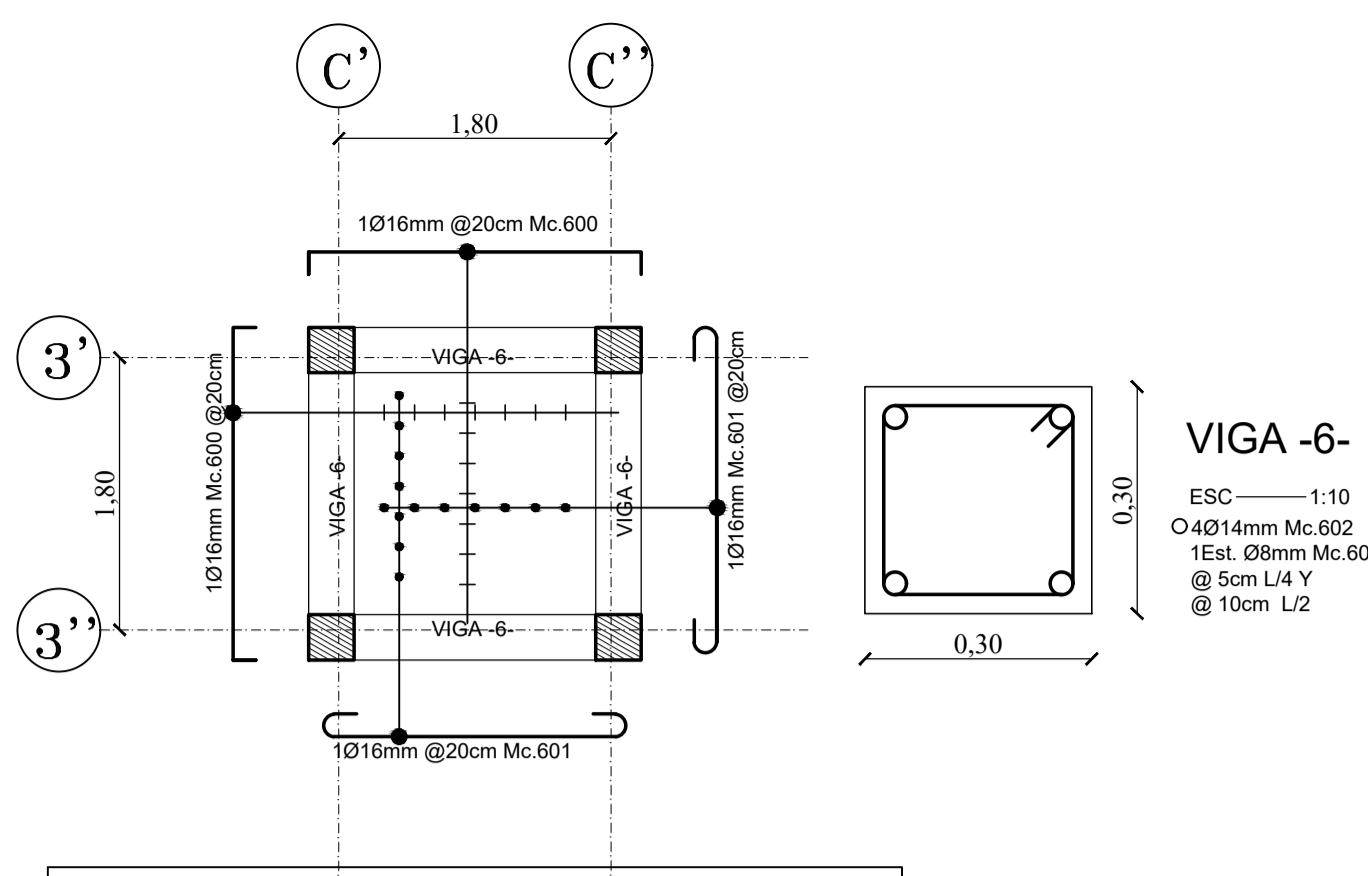
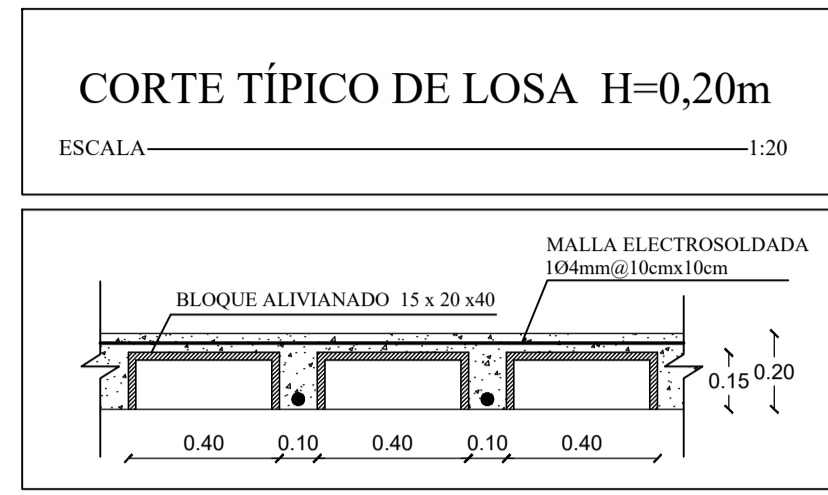
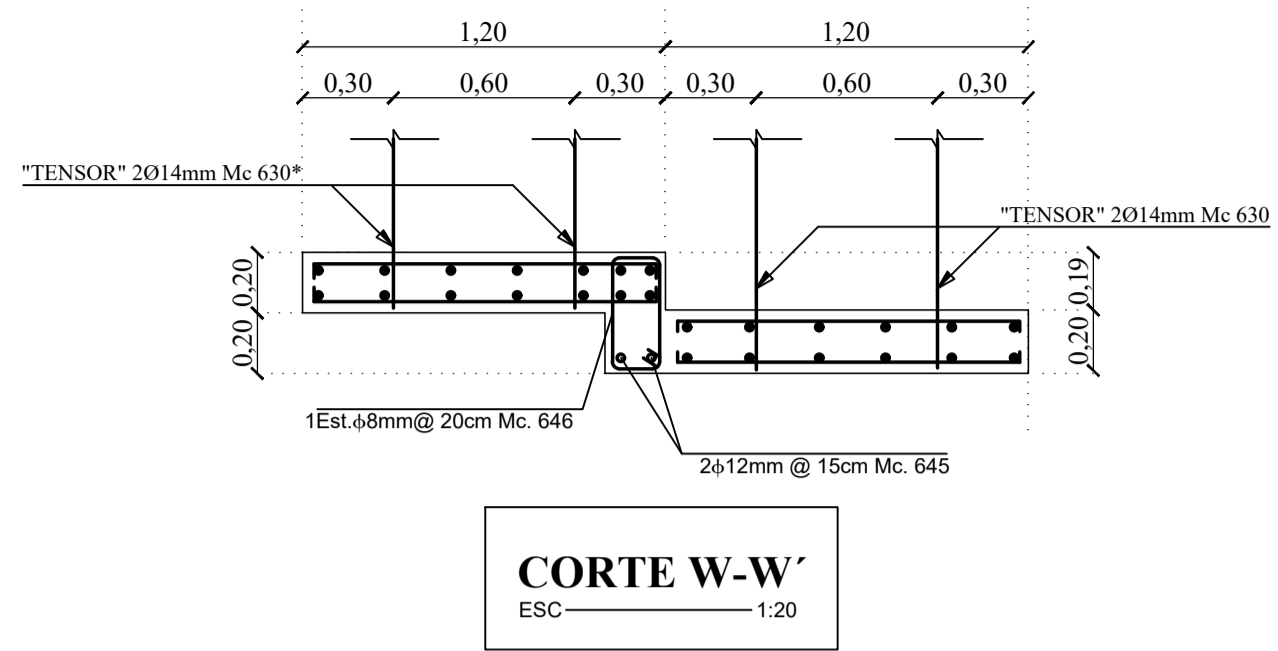
MURO DE APOYO												
825	12	C	36	1	x	1.60	2	x	0.20		2.00	72.00
826	10	C	28	1	x	1.94	2	x	0.10		2.14	59.92

PROYECTO:			
ESCALA:	INDICADAS	FECHA:	MARZO 2008
DIBUJO:	RGTGA	CALCULISTA:	

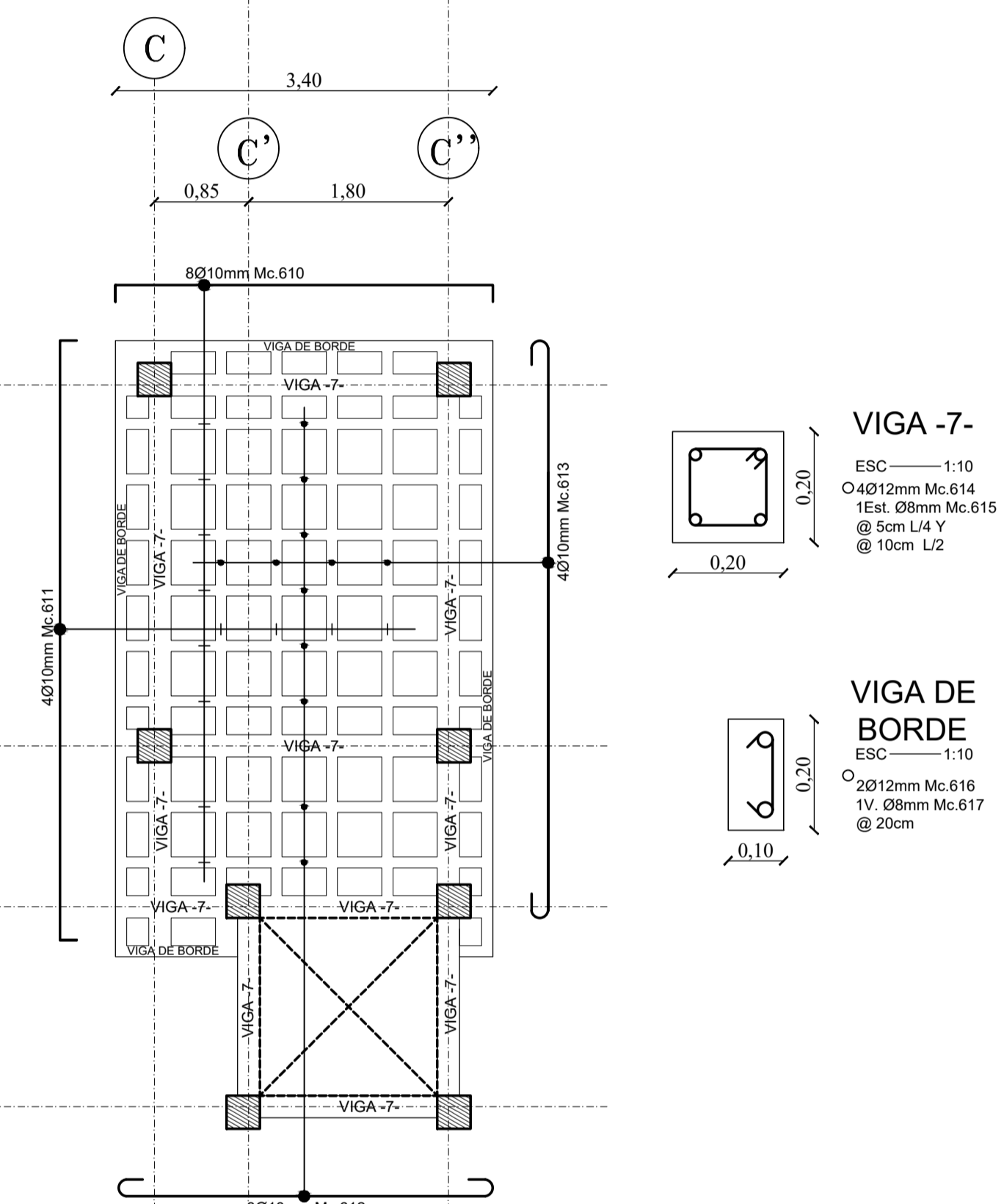
CONTIENE:		LAMINA:
LOSA N+11,36m VIGAS BANDA Y VIGAS DESCOLGADAS COLUMNAS TAPAGRADAS DETALLES Y CORTES		E-5/6

TIPO DE ACEROS	
C	O

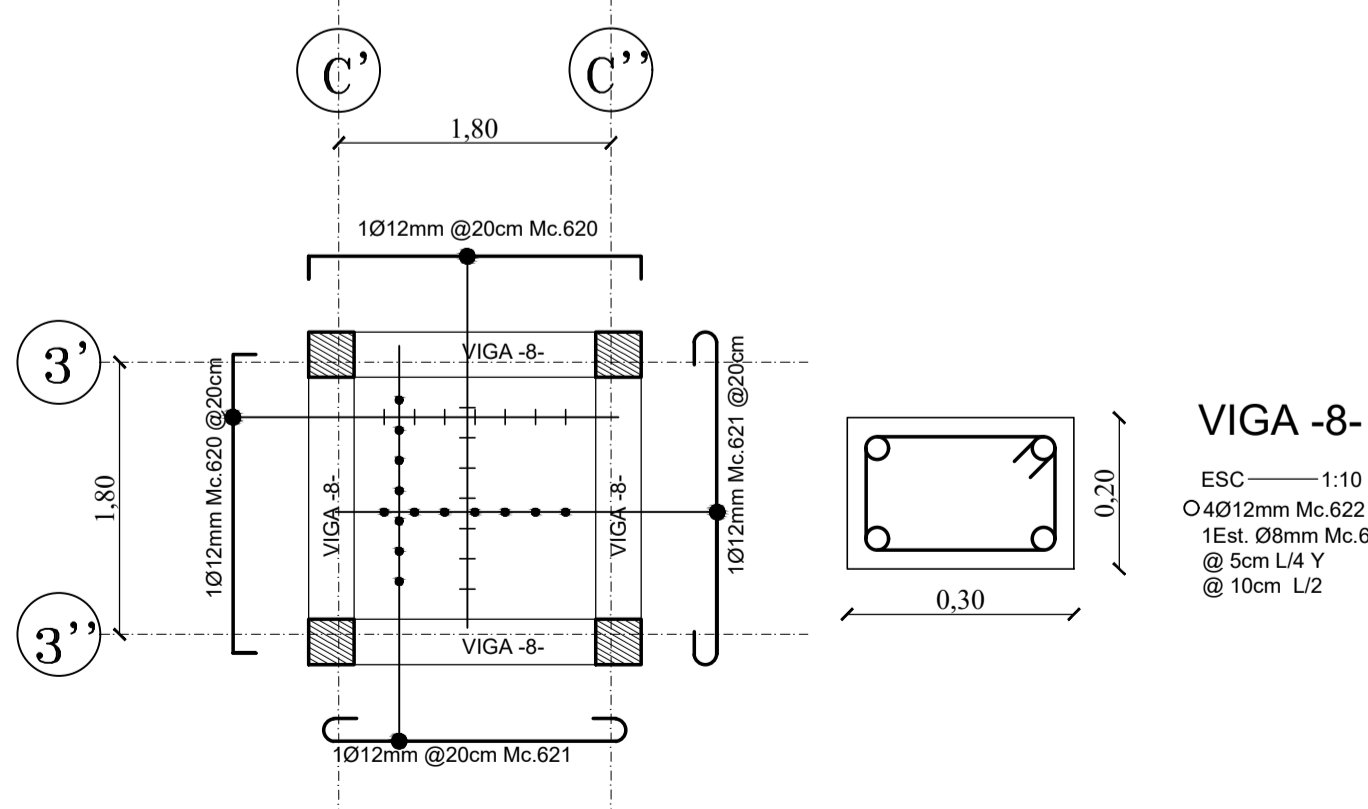
SELLOS MUNICIPALES	



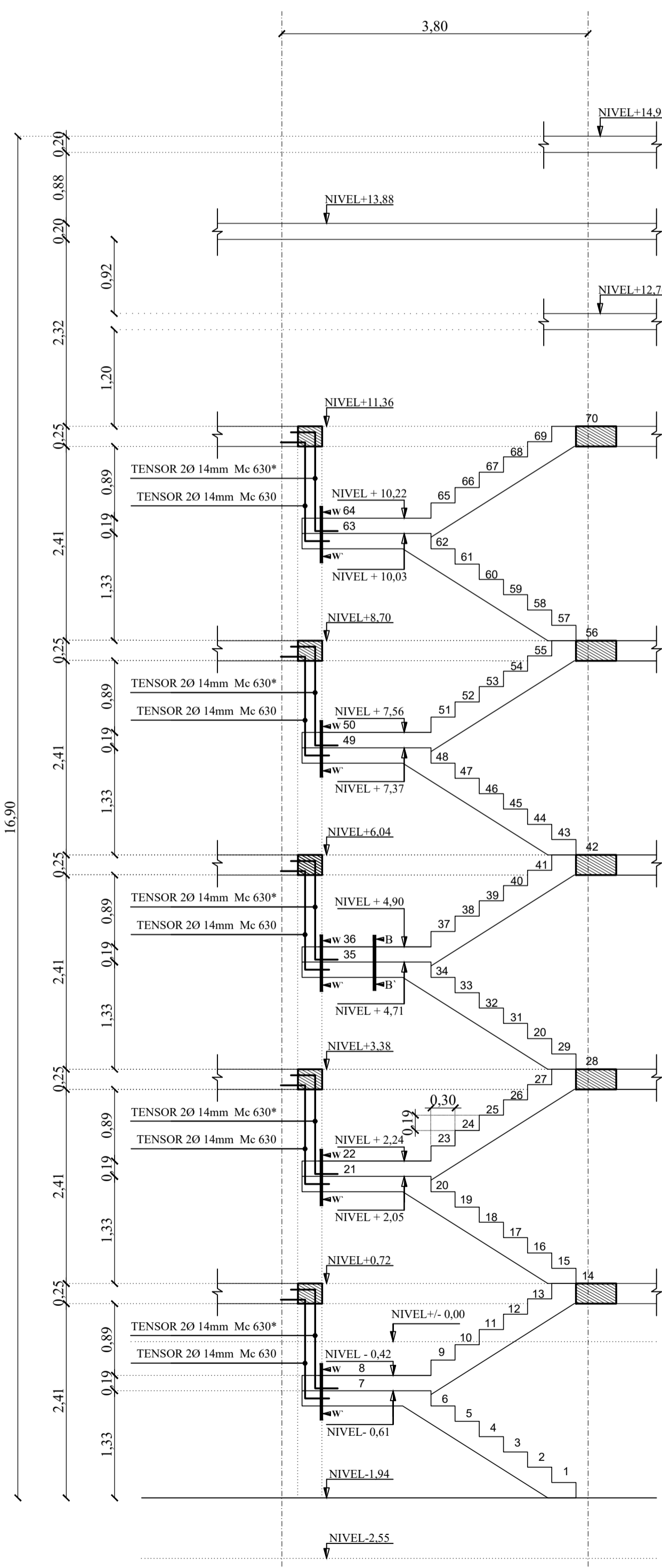
**LOSA MACIZA H=0,25m NIVEL +12,76**  
ESCALA 1:50



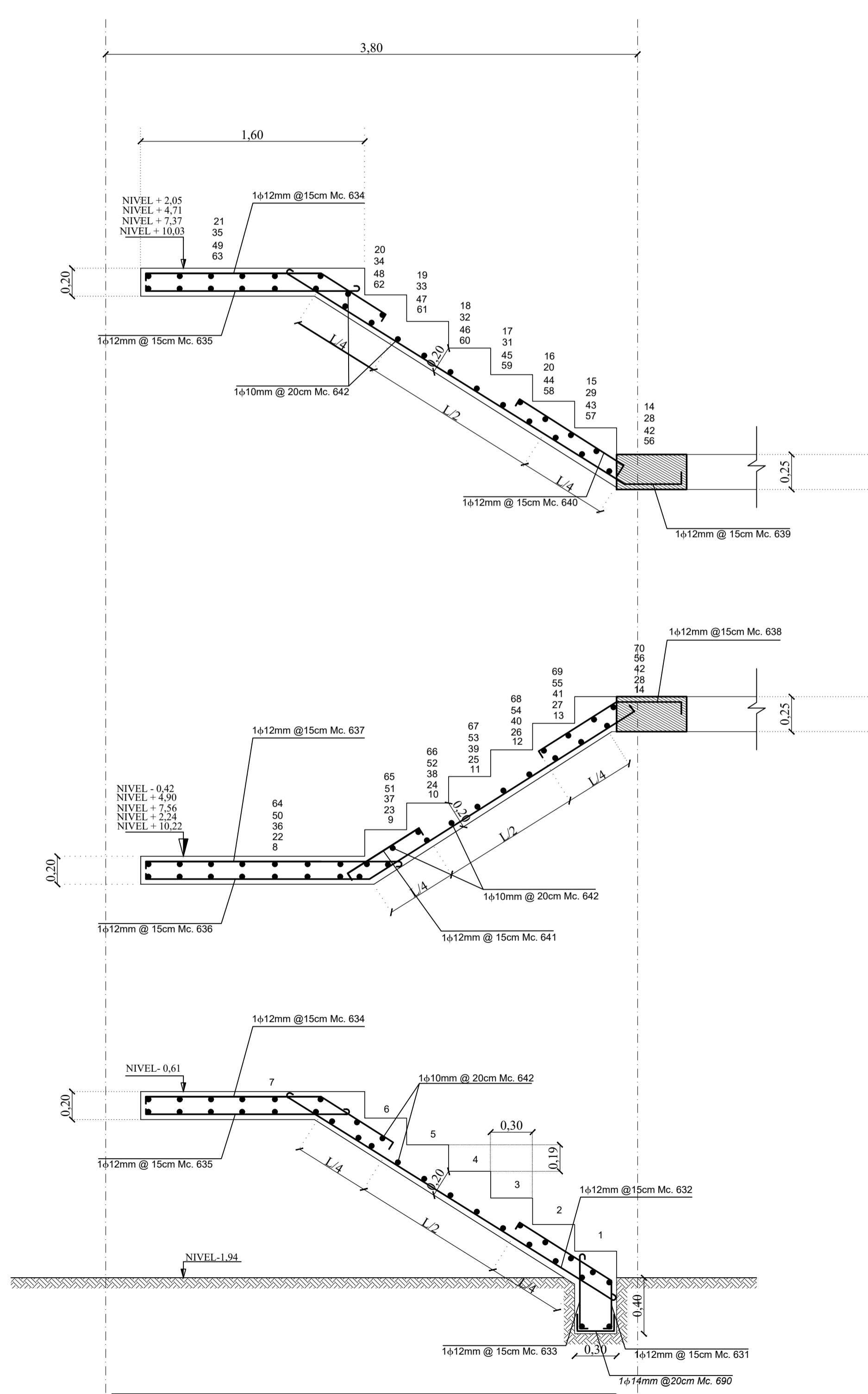
**LOSA ALIVIANADA H=0,20m NIVEL +13,88**  
ESCALA 1:50



**LOSA MACIZA H=0,20m NIVEL +14,96**  
ESCALA 1:50



**DETALLE DE GRADAS Y NIVELES**  
ESCALA 1:50



**DETALLE DE GRADAS**  
ESCALA 1:25

**PLANILLA DE ACEROS "TAPAGRADAS Y GRADAS"**

Mc	a (mm)	TIPO	Nº	DIMENSIONES					LONGITUD			
				a	b	c	d	g	PARCIAL	TOTAL		
LOSA MACIZA H=0,25m NIVEL +12,76m												
800	16	C	14	1 x	2.05	2 x	0.15			2.35	32.90	
801	16	I	14	1 x	2.05	2 x	0.10			2.25	31.50	
802	14	C	16	1 x	2.05	2 x	0.10			2.25	36.00	
603	8	O	96	2 x	0.24	2 x	0.24		2 x	0.10	1.16	111.36
LOSA ALIVIANADA H=0,20m NIVEL +13,88m												
610	10	C	4	1 x	3.35	2 x	0.10			3.55	28.40	
611	10	C	4	1 x	5.15	2 x	0.10			5.35	21.40	
612	10	I	8	1 x	3.35	2 x	0.10			3.55	28.40	
613	10	I	4	1 x	5.15	2 x	0.10			5.35	21.40	
614	12	C	4	1 x	25.00	2 x	0.10			25.20	100.80	
615	8	O	349	2 x	0.14	2 x	0.14		2 x	0.10	0.76	265.24
616	12	C	2	15.90	2 x	0.10				16.10	32.20	
617	8	V	80	1 x	0.14				2 x	0.10	0.34	27.20
LOSA MACIZA H=0,20m NIVEL +14,96m												
620	12	C	14	1 x	2.05	2 x	0.15			2.35	32.90	
621	12	I	14	1 x	2.05	2 x	0.10			2.25	31.50	
622	12	C	16	1 x	2.05	2 x	0.10			2.25	36.00	
623	8	O	96	1 x	0.24				2 x	0.10	0.56	55.68
GRADAS Y DESCANSO H=0,20m												
830	14	Z	10	1 x	1.45	2 x	0.75			2.95	29.50	
831	12	Z	9	1 x	0.45	1 x	0.75		1 x	0.10	1.30	11.70
832	12	I	9	1 x	2.65					2.80	25.20	
833	12	L	9	1 x	0.45	1 x	0.15			0.70	6.30	
834	12	Z	45	1 x	1.30	1 x	0.75			2.20	99.00	
835	12	C	45	1 x	1.50	2 x	0.10			1.85	83.25	
836	12	Z	45	1 x	1.50	1 x	2.30		2 x	0.10	4.00	180.00
837	12	C	45	1 x	1.50	2 x	0.10			1.85	83.25	
838	12	Z	45	1 x	1.50	1 x	0.75		2 x	0.10	2.45	110.25
839	12	Z	36	1 x	0.75	2 x	2.65		2 x	0.10	3.60	129.60
840	12	C	36	1 x	0.75	2 x	0.10			1.10	39.60	
841	12	C	45	1 x	0.75	2 x	0.10			2.10	94.50	
842	10	C	330	1 x	1.10				2 x	0.10	1.30	429.00
845	12	I	10	1 x	1.15					1.15	11.50	
846	10	O	30	2 x	0.15	2 x	0.34		2 x	0.10	1.18	35.40
860	14	C	6	1 x	0.25	2 x	0.10		2 x	0.10	0.65	3.90

**RESUMEN DE MATERIALES**

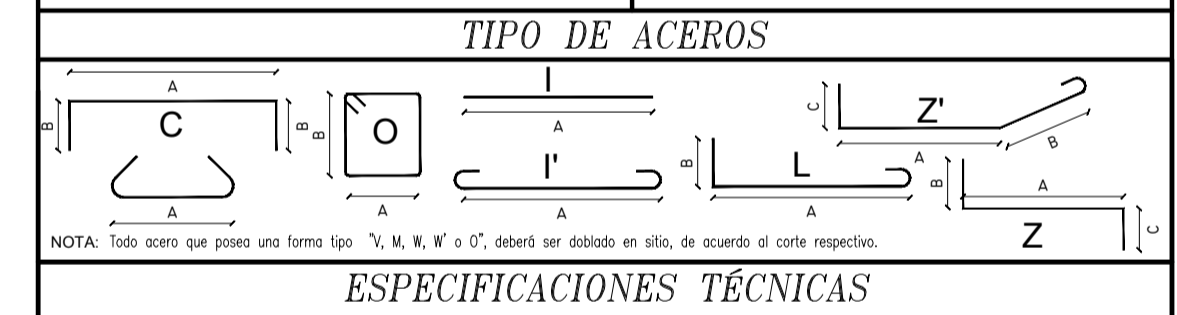
DIAMETRO	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
LONGITUD	455.48	1127.55	961.93	84.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
PESO	181.30	347.72	893.20	117.10	101.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>											
MALLA ELECTROSOLDADA PARA TEMPERATURA	fy = 10cm x 10cm = 16.00 m <sup>2</sup>											
HORMIGÓN	Fc = 280 Kg/cm <sup>2</sup>											
HORMIGÓN	Fc = 280 Kg/cm <sup>2</sup>											
BLOQUES 15X20X40	96.00 u											
TOTAL											1737.07	Kg
VIGAS Y DESCANSO											4.28	m <sup>3</sup>
GRADAS Y DESCANSO											8.75	m <sup>3</sup>
TOTAL											14.03	m <sup>3</sup>

PROYECTO: ESCALA: **INDICADAS** FECHA: **MARZO 2008** DIBUJO: **RGTGA**

CONTIENE: **LOSA MACIZA DE H=0,25m N+12,76**  
**LOSA ALIVIANADA H=0,20 N+13,88m**  
**LOSA MACIZA H=0,20 N+14,96m**  
**ARMADO DE ACEROS GRADAS Y DESCANSOS**  
**DETALLES Y CORTES**

PROPIETARIO: CALCULISTA:

**E-6/6**



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

**ACERO ESTRUCTURAL PARA HORMIGÓN ARMADO**  
Acero con grado limitado en carbono, esfuerzo de fluencia fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
Deformación mínima a la rotura = 18 %  
Diámetros en mm: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32.  
Tolerancias mínimas: Si no están especificadas en plantas, se colocará de tal manera que la altura mínima de pared sin arriostramiento sea 2.80m.  
Arriostramientos verticales (20x20cm): Si no están especificados en plantas, se colocará de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostramiento sea 4.00m.

**HORMIGÓN**  
Resistencia en cilindros estándar de 6" de diámetro y 12" de altura a las 28 días: f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>  
Tamaño máximo de agregado: 1"  
Consistencia del hormigón (desmenu en el cono): de 5 a 10 cm.  
Pruebas de resistencia del hormigón: No menos de 6 probetas por cada 120 m<sup>3</sup> de hormigón o 450 m<sup>2</sup> de superficie o no menos de 6 por día.  
ESPECIACIÓN: F'c = 23 ton/cm<sup>2</sup>.  
Debe ser verificado en obra.

**ARRIOSTRAMIENTOS PARA PAREDES**  
Arriostramientos horizontales (20x20cm): Si no están especificados en plantas, se colocará de tal manera que la altura mínima de pared sin arriostramiento sea 2.80m.  
Arriostramientos verticales (20x20cm): Si no están especificados en plantas, se colocará de tal manera que la longitud máxima de pared sin arriostramiento sea 4.00m.

NOTA: Los niveles son referenciados y los mismos deben ser ajustados de acuerdo a la necesidad en obra.

**SELLOS MUNICIPALES**