

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

UNIDAD ACADÉMICA: FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACION DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

"USO DE VARILLAS DE ALTA RESISTENCIA (GRADO 80) EN LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS MEDIANTE SISTEMAS ESTRUCTURALES DUALES."

NOMBRES:

CRISTINA JOHANNA NIETO MIÑO

HÉCTOR ANDRÉS PÉREZ BÁEZ

DIRECTOR:

ING. JUAN CARLOS GARCÉS

QUITO - ECUADOR

2015

DEDICATORIA

Cristina Nieto:

A mis padres, por la confianza que siempre depositaron en mí y por todo lo que me han brindado en la vida, por haber formado a la persona en la que me he convertido.

A mis hermanas, por ser un gran ejemplo en mi vida, por ayudarme a cumplir todo lo que me he propuesto.

Andrés Pérez:

A mis hermanos menores: Esteban, Mateo y Martin, para que siempre lleguen a cumplir las metas que se proponen,

A mis padres Héctor y Lorena, quienes toda mi vida me han apoyado en cada decisión que he tomado.

AGRADECIMIENTOS

Cristina Nieto:

Agradezco a Dios y a mis padres, Amelia y Milton por ser ese pilar tan fundamental en mi vida, por guiarme en mi camino y ayudarme a cumplir mis metas y sueños.

A mis hermanas María de Lourdes y Gabriela por esos consejos tan oportunos en momentos difíciles, por ser más que mis hermanas mis mejores amigas.

A toda mi familia y amigos por haber estado siempre junto a mí, en especial a mi tío Guillermo Miño por habernos ayudado a encaminar esta investigación.

A Andrés, por formar parte de esta etapa tan importante en mi vida y por todos los momentos que hemos compartido juntos.

A mis profesores, principalmente al Ing. Juan Carlos Garcés, director de esta investigación, quien nos ha compartido sus conocimientos y nos ha guiado hasta la culminación de la misma. A los ingenieros Patricio Castro y Oscar Jaramillo, revisores de esta investigación que con sus recomendaciones nos han permitido finalizar con éxito esta investigación.

Andrés Pérez:

En primer lugar agradezco a Dios, por la fortaleza que Él ha puesto en mí para perseverar en cada objetivo de mi vida.

Agradezco a mis padres quienes con esfuerzo y sacrificio me han provisto de todas las herramientas necesarias a lo largo de la carrera para poder culminarla con éxito,

A mi familia en general ya que cada consejo impartido ha sido por mi bienestar,

A Cristina, una mujer talentosa con quien he compartido momentos especiales en la realización de esta investigación, convirtiéndose en un soporte incondicional,

Al Ingeniero Juan Carlos Garcés, director de esta investigación quien ha sabido guiarnos paso a paso para poder lograr los objetivos propuestos,

A los ingenieros: Patricio Castro y Oscar Jaramillo, revisores de la investigación quienes con sus consejos y observaciones han pretendido la correcta finalización de esta investigación,

Al ingeniero Edgardo Fernández, representante de Novacero.SA con quien hemos concebido el tema de esta investigación.

RESUMEN

La siguiente investigación tiene como finalidad dar a conocer la factibilidad del uso de varillas corrugadas de alta resistencia en la construcción de edificios, mediante sistemas estructurales duales y las ventajas que ello implica. Para el completo entendimiento del tema se ha dado a conocer en el primer capítulo ciertos conceptos técnicos básicos así como las propiedades y comportamiento de los materiales considerados en los modelos estructurales.

En este estudio se aprovecha la versatilidad del hormigón armado al ser un material capaz de resistir esfuerzos de compresión gracias al concreto y de tracción gracias a las varillas de acero, basados en la compatibilidad de deformaciones de estos componentes, así el acero de refuerzo se encuentra en estado de fluencia.

Al ser el acero un material compuesto por una aleación de hierro y carbono cuyas propiedades y comportamiento pueden ser manejados de acuerdo a las necesidades, es necesario que las varillas corrugadas de alta resistencia cumplan con los requerimientos de ductilidad establecidos en las normas, tomando en cuenta que esta va a disminuir a medida que aumenta la resistencia del acero, razón por la cual la norma de diseño ACI 318S-14 restringe su uso en sistemas sísmicos especiales, por lo que basados en la norma ASCE 7-10, los modelos estructurales analizados son sistemas sísmicos intermedios dentro de un Sistema Estructural Dual compuesto por pórticos intermedios resistentes a momento y muros de corte especiales.

Debido a que el acero estructural utilizado en la construcción debe cumplir con las normas ASTM A615 y A706, es necesario el análisis del ensayo de tracción de las varillas grado 80 para comprobar que el acero cumple con las especificaciones y que puede ser usado como referencia para esta investigación.

Ecuador y específicamente Quito se encuentran en una zona altamente sísmica por lo que es necesario que las estructuras sean diseñadas bajo un criterio sismo-resistente el cual fue tomado en cuenta en el diseño de los modelos estructurales, los cuales consisten en dos grupos de edificios, uno

en el que se considera el uso de varillas de grado 60 y otro en el que se considera el uso de varillas de grado 80.

Finalmente se ha realizado un análisis comparativo tanto estructural: serviciabilidad y cumplimiento de normas, como económico: cantidad de materiales y costos. De esta manera se ha podido llegar a las conclusiones finales de la investigación.

ABSTRACT

The reason of the following investigation is to announce the possibility of usage of high strength deformed steel bars as concrete reinforcement of buildings in dual structural systems and all the benefits that this material incurs. For the topic's full understanding, the entire first chapter of the investigation involves some of the most important technical concepts and definitions as well as the properties and behavior of the materials considered in the structural models.

This study takes advantage of the reinforced concrete's versatility and its capacity to resist compression forces thanks to concrete itself and tension forces due steel bars; based on the deformations' compatibility theory between both materials, the steel reinforcement would be working from its yielding point.

Due steel is composed by iron and a carbon alloy, which properties and behavior could be manipulated according to specific needs, high strength deformed steel bars should meet the ductility requirements established in the design codes, keeping in mind that ductility would decrease as the steel's strength increases, therefore the design code ACI 318-14 forbids its usage on special seismic systems, because of this and based on the ASCE 7-10 design code, the analyzed structural models are intermediate seismic systems from a dual structural system composed by intermediate moment frames and special shear walls.

As a matter of fact, steel bars for concrete reinforcement should meet the ASTM A 615 and A 706 standards, therefore it is necessary to perform an analysis of the results of the tension test applied on the high strength steel bars (grade 80) to check if the requirements are met so they could be considered in the structural models of the investigation.

Ecuador, and more specifically Quito is located on a high seismic zone therefore every building should be designed under a seismic-resistant criteria, which properly was considered in every structural model design of this investigation, The models were divided in two groups of buildings, one

considering the usage of grade 60 steel bars, and the other one considering the usage of grade 80 steel bars.

Finally to take out conclusion and recommendations, it has been performed a structural and economic comparative analysis between the two groups where the evaluated parameters were: serviceability, meeting of standards, material’s quantities and costs.

TABLA DE CONTENIDOS

DEDICATORIA I
AGRADECIMIENTOS II
RESUMEN IV
ABSTRACT VI
INDICE DE FIGURAS XVI
INDICE DE TABLAS XVII
INDICE DE ECUACIONES XVIII
1. INTRODUCCIÓN 1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1
1.2. OBJETIVOS 2
1.2.1. Objetivo General 2
1.2.2. Objetivos Específicos: 2
1.3. HIPÓTESIS 3
1.4. EXPOSICIÓN DEL PROCEDIMIENTO TÉCNICO 3
1.4.1. Metodología 3
1.4.2. Técnicas 3
1.4.2.1 Investigación Documental: 3
1.4.2.2 Procesamiento de Datos: 4
1.5. SEÑALAMIENTO SINTÉTICO DE LOS CONTENIDOS DE CADA CAPÍTULO 4
1.5.1. Materiales a utilizarse en los modelos estructurales. 4
1.5.1.1. Acero. 5
1.5.1.1.1. Normativa. 5
1.5.1.1.2. Varillas Corrugadas de Acero Grado 60. (420 MPa) 6
1.5.1.1.3. Propiedades Mecánicas del Acero grado 60: 6
1.5.1.1.4. Varillas corrugadas de acero grado 80. (550 mpa) 7
1.5.1.1.5. Propiedades Mecánicas del acero grado 80 7
1.5.1.2. Hormigón 7
1.5.2. Análisis de resultados de los ensayos realizados por NOVACERO en las varillas de alta resistencia de acuerdo a las normas ASTM-A615/A615M y ASTM-A706/A706M. 8
1.5.3. Diseño Sismo-resistente 8
1.5.4. Modelos Estructurales 9
1.5.5. Sistema Estructural Escogido 10
1.5.5.1. Distribuciones de Muros de Corte 10
2. CAPITULO I: MATERIALES 13

2.1. CONCEPTOS IMPORTANTES 13
2.1.1. Módulo de elasticidad 13
2.1.2. Límite de proporcionalidad 13
2.1.3. Criterio Sismo-resistente 13
2.1.4. Sistema Estructural 13
2.1.5. Serviciabilidad 13
2.1.6. Definición de Acero 13
2.1.7. Acero de refuerzo 13
2.1.8. Varillas corrugadas 14
2.1.9. Alargamiento 14
2.1.10. Deformación elástica 14
2.1.11. Deformación plástica 14
2.1.12. Resistencia: 14
2.1.13. Resistencia a la fluencia 14
2.1.14. Ductilidad 14
2.1.15. Dureza 14
2.1.16. Tenacidad 15
2.1.17. Módulo de Elasticidad del acero o Límite de proporcionalidad 15
2.2. MATERIALES A UTILIZARSE EN LOS MODELOS ESTRUCTURALES 15
2.2.1. Hormigón Armado 15
2.2.1.1. Ante una carga de compresión 16
2.2.1.2. Ante una carga de tracción 18
2.2.2. Acero 19
2.2.2.1. Acero de alta resistencia 20
2.2.2.2. Métodos para la fabricación de acero de alta resistencia 20
2.2.2.2.1. Trabajo en frío 20
2.2.2.2.2. Micro - Aleación 20
2.2.2.3. Varillas de acero 21
2.2.2.4. Varillas micro-aleadas de NOVACERO 23
2.2.2.4.1. Normativa. 23
2.2.2.4.2. Normativa Para El Acero De Refuerzo 25
2.2.2.5. Varillas Corrugadas de Acero Grado 60. (420 MPa) 28
2.2.2.5.1. Ductilidad en el acero grado 60 29
2.2.2.5.2. Ductilidad en muros de corte 30
2.2.2.5.3. Límite de Fluencia 30
2.2.2.5.4. Máxima Resistencia a Tensión 31

2.2.2.5.5. Alargamiento 32
2.2.2.6. Acero grado 80 33
2.2.2.6.1. Ductilidad del Acedo grado 80 33
2.2.2.6.2. Límite de Fluencia 34
2.2.2.6.3. Máxima Resistencia a Tensión 35
2.2.2.6.4. Alargamiento 36
2.2.3. Hormigón 38
2.2.3.1. Propiedades del hormigón fresco: 38
2.2.3.1.1. Trabajabilidad 38
2.2.3.1.2. Homogeneidad 38
2.2.3.1.3. Principales Propiedades del Hormigón Endurecido: 38
2.2.3.1.4. Densidad 38
2.2.3.1.5. Resistencia Mecánica 39
2.2.3.1.6. Durabilidad 39
2.2.3.1.7. Porosidad 39
2.2.3.1.8. Permeabilidad 39
2.2.3.1.9. Módulo de elasticidad del hormigón 39
2.2.3.1.10. Ductilidad del Hormigón 39
2.2.3.2. Hormigón Estructural f'c=280 kg/cm$^{2.}$ 40
3. CAPITULO II: ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE TENSIÓN DE VARILLAS PROPORCIONADOS POR NOVACERO.S.A. 41
3.1. RESULTADOS DE ENSAYOS DE TENSIÓN DE VARILLAS PROPORCIONADOS POR NOVACERO.S.A. 41
3.1.1. Varillas corrugadas de acero grado 60. 41
3.1.2. Varillas corrugadas de acero grado 80. 43
3.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS POR NOVAERO EN LAS VARILLAS DE ALTA RESISTENCIA DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM-A615/A615M Y ASTM-A706/A706M. 45
3.2.1. Varillas corrugadas de acero grado 60 45
3.2.2. Varillas corrugadas de acero grado 80 46
4. CAPITULO III: DISENO SISMO RESISTENTE 47
4.1. OBJETIVOS DE UN DISEÑO SISMO - RESISTENTE 48
4.2. SISMICIDAD EN EL ECUADOR 49
4.3. APLICACIÓN DEL CRITERIO SISMO - RESISTENTE Y SIMBOLOGÍA UTILIZADA 52
4.3.1. Pre-diseño conceptual de los edificios 52
4.3.2. Selección de los materiales utilizados 52
4.3.3. Selección del sistema estructural 52

4.3.4. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales 52
4.3.5. Criterios de Diseño Sísmico. 53
4.3.6. Zona sísmica (z) 53
4.3.7. Sismo de Diseño (DE) 53
4.3.8. Categoría de Riesgo (I, II, III ó IV) 53
4.3.9. Coeficiente de Modificación de Respuesta (R) 53
4.3.10. Factor de Importancia Sísmica (I_e) 54
4.3.11. Clase de Suelo 54
4.3.12. Coeficientes de Sitio (F_a y F_v) 55
4.3.13. Parámetros de Aceleraciones Espectrales de Respuesta ante el MCE_R 56
4.3.14. Parámetros de Aceleraciones Espectrales asignados ante el MCE_R 56
4.3.15. Aceleraciones Espectrales para Diseño (S_{DS} y S_{D1}) 56
4.3.16. Categoría de diseño Sísmico 56
4.3.17. Asignación de Cargas. 57
4.3.18. Métodos de Análisis. 57
4.3.18.1. Análisis estático: Carga estática Equivalente. 57
4.3.18.1.1. Periodo Fundamental Aproximado 59
4.3.18.1.2. Espectro Inelástico de Diseño 60
4.3.18.2. Análisis Dinámico: Análisis Espectral de la Respuesta Modal. 60
4.3.18.2.1. Espectro Elástico de Diseño 61
4.3.18.2.2. Cálculo de deflexiones (du) y derivas (dr) 63
4.3.18.2.3. Revisión de torsión en planta. 63
4.3.19. Columna Fuerte- Viga Débil 64
4.3.20. Diseño sismo resistente de elementos estructurales y combinación de carga 65
5. CAPITULO IV: MODELOS ESTRUCTURALES 68
5.1. SISTEMA ESTRUCTURAL ESCOGIDO 68
5.2. DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CORTE 70
5.3. EDIFICIO DE 5 PISOS Y DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CORTE (A) 73
5.3.1. Prediseño 73
5.3.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016. 78
5.3.3. Asignación de Cargas 79
5.3.4. Modelo de Elementos finitos (Mallado) 81
5.3.5. Verificación de Reacciones por Peso Propio, Carga Muerta y Carga Viva. 82
5.3.6. Análisis Estático 82
5.3.6.1. Corte Basal Estático 82

5.3.7. Modos de vibración 83
5.3.8. Análisis Dinámico. 84
5.3.8.1. Corte Basal Dinámico en X y en Y 84
5.3.8.2. Serviciabilidad 84
5.3.8.2.1. Cálculo de derivas y revisión de torsión en planta. 84
5.3.8.2.2. Revisión de deflexiones en vigas. 87
5.3.9. Diseño Sismo-Resistente de elementos estructurales 89
5.3.9.1. Utilización de Varillas Grado 60 89
5.3.9.1.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas 89
Armado Teórico. 89
5.3.9.1.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas 92
5.3.9.1.3. Verificación de Corte en el Nudo: 99
5.3.9.1.4. Diseño Sismo - Resistente de muros de corte para ambos modelos estructurales. 104
5.3.10. Utilización de Varillas grado 80. 108
5.3.10.1. Optimización de Secciones en base a la utilización de Varillas grado 80. 108
5.3.10.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016. 109
5.3.10.3. Análisis del modelo estructural: 110
5.3.10.3.1. Serviciabilidad 111
5.3.10.4. Diseño Sismo – Resistente de elementos estructurales: 114
5.3.10.4.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas: 114
5.3.10.4.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas 116
5.3.10.4.3. Verificación de corte en Nudos 125
5.4. EDIFICIO DE 7 PISOS Y DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CORTE b. 129
5.4.1. Prediseño 129
5.4.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016. 129
5.4.3. Asignación De Cargas 131
5.4.4. Modelo de Elementos finitos (Mallado). 132
5.4.5. Verificación de Reacciones por Peso Propio, Carga Muerta y Carga Viva. .. 132
5.4.6. Análisis Estático 132
5.4.6.1. Corte Basal Estático 132
5.4.7. Modos de vibración 133
5.4.8. Análisis Dinámico. 134
5.4.8.1. Corte Basal Dinámico en X y en Y 134
5.4.8.2. Serviciabilidad 135
5.4.8.2.1. Cálculo de derivas y Revisión de Torsión en planta. 135

5.4.8.2.2. Revisión de deflexiones en vigas. 137
5.4.9. Diseño Sismo - Resistente de elementos estructurales 137
5.4.9.1. Utilización de varillas de grado 80 137
5.4.9.1.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas 137
5.4.9.1.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas 139
5.4.9.1.3. Verificación de Corte en Nudos: 146
5.4.9.1.4. Diseño Sismo - Resistente de muros de corte para ambos modelos estructurales. 147
5.4.10. Utilización de Varillas grado 80. 150
5.4.10.1. Optimización de Secciones en base a la utilización de Varillas grado 80. 150
5.4.10.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016. 151
5.4.10.3. Análisis del modelo estructural: 152
5.4.10.3.1. Serviciabilidad: 153
5.4.10.4. Diseño Sismo - Resistente de elementos estructurales: 156
5.4.10.4.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas: 156
5.4.10.4.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas 158
5.4.10.4.3. Verificación de corte en Nudos: 165
5.5. EDIFICIO DE 10 PISOS Y DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CORTE c. 167
5.5.1. Prediseño 167
5.5.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016. 168
5.5.3. Asignación de Cargas 169
5.5.4. Modelo de Elementos finitos (Mallado). 170
5.5.5. Verificación de Reacciones por Peso Propio, Carga Muerta y Carga Viva. .. 171
5.5.6. Análisis Estático 171
5.5.6.1. Corte Basal Estático 171
5.5.7. Modos de vibración 172
5.5.8. Análisis Dinámico. 173
5.5.8.1. Corte Basal Dinámico en X y en Y 173
5.5.8.2. Serviciabilidad 174
5.5.8.2.1. Cálculo de derivas y Revisión de Torsión en planta. 174
5.5.8.2.2. Revisión de deflexiones en vigas. 176
5.5.9. Diseño Sismo - Resistente de elementos estructurales: 177
5.5.9.1. Utilización de Varillas de grado 80 177
5.5.9.1.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas 177
5.5.9.1.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas 179
5.5.9.1.3. Verificación de corte en Nudos: 185

5.5.9.1.4. Diseño sismo resistente de Muros de Corte para ambos modelos estructurales. 187
5.5.10. Utilización de Varillas grado 80. 192
5.5.10.1. Optimización de Secciones en base a la utilización de Varillas grado 80. 192
5.5.10.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016. 193
5.5.10.3. Análisis del modelo estructural: 194
5.5.10.3.1. Serviciabilidad: 195
5.5.10.4. Diseño Sismo - Resistente de elementos estructurales: 198
5.5.10.4.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas: 198
5.5.10.4.2. Diseño Sismo – Resistente de Vigas 200
5.5.10.4.3. Verificación de Corte en Nudos: 205
6. CAPITULO V: ANÁLISIS COMPARATIVO DE CARÁCTER ESTRUCTURAL ENTRE LOS MODELOS REALIZADOS CON VARILLAS DE GRADO 60 Y CON VARILLAS DE GRADO 80. 209
6.1. EDIFICIO DE 5 PISOS 209
6.1.1. Comentarios: 210
6.1.1.1. Dimensiones de las secciones. 210
6.1.1.2. Distribución del refuerzo en columnas y vigas. 211
6.1.1.3. Resistencia nominal de columnas y vigas. 212
6.1.1.4. Peso del edificio y Corte basal. 213
6.1.1.5. Cumplimiento de seriviciabilidad. 213
6.2. EDIFICIO DE 7 PISOS 214
6.2.1. Comentario: 215
6.2.1.1. Dimensiones de las secciones. 215
6.2.1.2. Distribución del refuerzo en vigas y columnas. 215
6.2.1.3. Resistencia nominal de vigas y columnas. 216
6.2.1.4. Peso del edificio y Corte basal. 217
6.2.1.5. Cumplimiento de seriviciabilidad. 217
6.3. Edificio De 10 Pisos 218
6.3.1. Comentario: 219
6.3.1.1. Dimensiones de las secciones. 219
6.3.1.2. Distribución del refuerzo en vigas y columnas. 219
6.3.1.3. Resistencia nominal de vigas y columnas. 220
6.3.1.4. Peso del edificio y Corte basal. 221
6.3.1.5. Cumplimiento de seriviciabilidad. 221
7. CAPITULO VI: ANÁLISIS COMPARATIVO DE CARÁCTER ECONÓMICO ENTRE LOS MODELOS REALIZADOS CON VARILLAS DE GRADO 60 Y CON VARILLAS DE GRADO 80. 222
7.1. CANTIDADES DE OBRA 222

7.2. LISTA DE MATERIALES 223
7.2.1. Utilización de varillas de GRADO 60 223
7.2.2. Utilización de varillas de GRADO 80 224
7.3. CANTIDADES DE OBRA Y COSTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO VARILLAS GRADO 60 226
7.4. CANTIDADES DE OBRA Y COSTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO VARILLAS GRADO 80 227
7.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS COSTOS OBTENIDOS PARA CADA MODELO ESTRUCTURAL 227
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 229
9. BIBLIOGRAFÍA 238

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Esfuerzo Vs Deformación: Hormigón y Acero en el rango elástico..... 16
Figura 2. Esfuerzo Vs Deformación: Hormigón inelástico y acero elástico..... 17
Figura 3. Esfuerzo Vs Deformación: Hormigón inelástico y acero inelástico..... 17
Figura 4. Deformación unitaria máxima del hormigón armado 18
Figura 5. Varillas Corrugadas de Acero 22
Figura 6. Esfuerzo Vs deformación varillas grado 60 30
Figura 7. Límite de Fluencia de varillas grado 60 31
Figura 8. Esfuerzo Vs Deformación de varillas grado 80..... 36
Figura 9. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento..... 41
Figura 10. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento..... 42
Figura 11. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento..... 43
Figura 12. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento..... 44
Figura 13. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento..... 44
Figura 14. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento..... 45
Figura 15. Distribución de las principales Zonas volcánicas 50
Figura 16. Interacción entre placas tectónicas 51
Figura 17. Falla de Quito 52
Figura 18. Espectro inelástico de diseño..... 60
Figura 19. Espectro elástico de diseño..... 61
Figura 20. Armado final de Columna, Edificio 5 pisos, Varilla grado 60 92
Figura 21. Armado final de Columna, Edificio 5 pisos, Varilla grado 80 116
Figura 22. Diferencia de costos de los elementos estructurales (vigas y columnas)..... 228

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Diámetros de fabricación de Varillas corrugadas 22
Tabla 2. Número de Varillas corrugadas [Diámetros de fabricación] 26
Tabla 3. Requerimientos de Tensión 26
Tabla 4. Número de Varillas corrugadas [Diámetros de fabricación] 27
Tabla 5. Requerimientos de Tensión 28
Tabla 6. Diámetros comerciales de Novacero.SA 28
Tabla 7. Limite de fluencia permisible, Máxima Resistencia a tensión y Alargamiento máximo de Varillas grado 60 32
Tabla 8. Limite de fluencia permisible, Máxima Resistencia a tensión y Alargamiento máximo de Varillas grado 80 35
Tabla 9. Comparación de Alargamiento máximo entre varillas de grado 60 y 80 37
Tabla 10. Categoría de Riesgo Sísmico 53
Tabla 11. Factor de Importancia según la categoría de riesgo 54
Tabla 12. Tipo de Suelo 55
Tabla 13. Coeficientes de Sitio 55
Tabla 14. Categoría de Diseño sísmico 56
Tabla 15. Métodos de Análisis permitidos 57
Tabla 16. Valores de x y Ct según en tipo de estructura 60
Tabla 17. Derivas Permisibles. 63
Tabla 18. Refuerzo Corrugado No Pre-esforzado. Capítulo 20 Refuerzo de Acero, Propiedades, Durabilidad y Embebidos 68
Tabla 19. Coeficientes de Diseño y Coeficientes de Reducción de Respuesta Sísmica por Sistema Estructural, Capitulo 12 69
Tabla 20. Distribución de Muros de Corte 70
Tabla 21. Asignación de Carga Viva 80
Tabla 22. Deflexión máxima admisible calculada 89
Tabla 23. Optimización de Vigas y Columnas, Edificio 5 pisos, Varillas grado 80 108
Tabla 24. Optimización de Vigas y Columnas, Edificio 7 pisos, Varillas grado 80 150
Tabla 25. Optimización de Vigas y Columnas, Edificio 10 pisos, Varillas grado 80. 192
Tabla 26. Análisis comparativo de carácter estructural entre los modelos realizados con varillas de grado 60 y con varillas de grado 80. Edificio 5 Pisos 210
Tabla 27. análisis comparativo de carácter estructural entre los modelos realizados con varillas de grado 60 y con varillas de grado 80. Edificio 7 Pisos 214
Tabla 28. análisis comparativo de carácter estructural entre los modelos realizados con varillas de grado 60 y con varillas de grado 80. Edificio 10 Pisos 218
Tabla 29. Precio Unitario de Materiales en consideración 222
Tabla 30. Análisis Comparativo de Carácter Económico de los modelos 228

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Aceleraciones espectrales para diseño 56
Ecuación 2. Corte Basal Estático 57
Ecuación 3. Coeficiente de Respuesta Sísmica 58
Ecuación 4. Limites superiores del Coeficiente de Respuesta Sísmica 58
Ecuación 5. Límite inferior del Coeficiente de Respuesta Sísmica 59
Ecuación 6. Límite inferior del Coeficiente de Respuesta Sísmica condicionando S1 59
Ecuación 7. Periodo Fundamental Aproximado 59
Ecuación 8. Aceleración Espectral de diseño 62
Ecuación 9. Aceleración Espectral de diseño para periodos mayores a Ts, y menores o iguales a TL 62
Ecuación 10. Aceleración Espectral de diseño Para periodos mayores a TL. 62
Ecuación 11. Columna Fuerte – Viga Débil 64
Ecuación 12. Corte Nominal en el Nudo (Otros Casos) 100

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, en la construcción de edificios de hormigón armado se ha venido utilizando como acero de refuerzo, varillas de grado 60 ya que este material se encuentra disponible comúnmente en el mercado y las normas constructivas ACI 318S-14 tanto como la ASCE 7-10 permiten su utilización en todos los sistemas estructurales. Según las mismas normas, el uso de varillas de alta resistencia (grado 80) está permitido en la construcción de edificios únicamente si se emplea un sistema estructural dual, es decir una combinación entre muros de corte especiales y pórticos resistentes a momento intermedios.

La Empresa NOVACERO.S.A, fabricante y pionera en la implementación de soluciones en acero en el país, ha logrado conseguir una aleación de varilla que alcanza una resistencia de 725.81 MPa y un límite de fluencia de 557.13 MPa que corresponde a un grado 80.

La razón de esta disertación es realizar un análisis comparativo entre un grupo de modelos estructurales en los que se utilice acero de refuerzo grado 60 con otro grupo en los que se utilice acero de refuerzo grado 80. Este análisis comparativo de carácter estructural y económico indica la factibilidad de la implementación de varillas de alta resistencia (grado 80) en el mercado y como material de construcción de edificios mediante sistemas estructurales duales.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Esta investigación consiste en realizar un análisis comparativo entre un grupo de modelos estructurales en los que se utilice acero de refuerzo grado 60 con otro grupo en los que se utilice acero de refuerzo grado 80, basado en las normas ACI 318S-14 y ASCE 7-10 para encontrar las ventajas que conllevan la implementación de un nuevo material con mayor resistencia pero cuya ductilidad limita su uso en todos los sistemas estructurales.

Los resultados que se obtengan mediante esta investigación pueden determinar la factibilidad económica que implica construir un edificio con un sistema estructural dual utilizando en los pórticos resistentes a momento

intermedios varillas de acero grado 80 ya que ello significaría un ahorro de materiales al disminuir las secciones.

La disertación tiene como fin responder la siguiente interrogante:

¿Cómo el uso de varillas de alta resistencia (grado 80) como acero de refuerzo en la construcción de un edificio mediante un sistema estructural dual, puede significar una disminución de costos al compararlo con otro en el que se utilicen varillas grado 60 y al mismo tiempo que éste sea seguro?

Esta investigación está enfocada únicamente para edificios construidos mediante sistemas estructurales duales debido a que el uso de varillas de alta resistencia no es permitido para los demás sistemas estructurales. Nótese que las normas ACI 318S-14 y ASCE 7 también permiten la utilización de varillas de alta resistencia en la construcción de otros tipos de estructuras como por ejemplo: puentes, estribos, cimentaciones, etc. Pero estas estructuras no estarán contempladas en esta disertación.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Analizar la factibilidad del uso de varillas de alta resistencia en la construcción de edificios mediante sistemas estructurales duales y las ventajas que ello conlleva.

1.2.2. Objetivos Específicos:

- Realizar un análisis de los resultados obtenidos después de someter tanto a las varillas de grado 60 como a las de grado 80 a un ensayo de tensión para comparar su respuesta y ductilidad, y así verificar que estos materiales cumplan con los requerimientos establecidos en las normas ASTM-A615/A615M y ASTM-A706/A706M.
- Realizar tres modelos en los que se utilice varillas de grado 60 como acero de refuerzo, utilizando diferentes distribuciones de los muros de corte y analizar su comportamiento.
- Realizar tres modelos en los que se utilice varillas de grado 80 como acero de refuerzo, utilizando diferentes distribuciones de los muros de corte y analizar su comportamiento.

- Comparar y diferenciar el comportamiento que tendrá cada estructura de los diferentes modelos en parámetros de uso y serviciabilidad.
- Optimizar las secciones para todos los casos y realizar un análisis de precios unitarios para determinar el costo de cada estructura y de esta manera verificar si es económicamente factible el uso de varillas de alta resistencia en la construcción de edificios.

1.3. HIPÓTESIS

La utilización de varillas de alta resistencia en la construcción de edificios mediante un sistema estructural dual tendrá como resultado una estructura más liviana ya que el tamaño de las secciones de vigas y columnas disminuirá, lo que implicará un ahorro en material por lo tanto en costo.

1.4. EXPOSICIÓN DEL PROCEDIMIENTO TÉCNICO.

1.4.1. Metodología

Se ha utilizado el método deductivo, ya que esta investigación parte de datos generales considerados válidos, obtenidos mediante ensayos experimentales y de acuerdo a lo especificado en las normas de diseño norteamericanas ACI 318S-14 y ASCE 7-10, condiciones que han sido modeladas en un programa computacional para así llegar a conclusiones específicas que determinan la factibilidad del uso de varillas corrugadas de alta resistencia en la construcción de edificios mediante sistemas estructurales duales.

1.4.2. Técnicas

Las técnicas para desarrollar esta investigación son:

1.4.2.1 Investigación Documental:

- Toda la información que concierne al diseño estructural se apoya en la recopilación de antecedentes e información técnica que se encuentra en los códigos de diseño americanos ACI 318S-14 y ASCE 7-10, que vienen a ser fuentes documentales bibliográficas impresas de orden mayor.

- En lo que tiene que ver con los ensayos de tracción realizados a las varillas corrugadas de acero tanto de grado 80 como 60, esta información se la ha obtenido directamente del fabricante NOVACERO.SA y dichos datos han sido comparados con las normas americanas de materiales:

(a) ASTM A615M – acero al carbón

(b) ASTM A706M – acero de baja aleación.

1.4.2.2 Procesamiento de Datos:

- El análisis del diseño estructural que contempla el desarrollo de modelos se lo llevó a cabo utilizando el software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, el cual permite analizar el comportamiento de cada estructura bajo condiciones específicas dadas y así optimizar las secciones.
- El diseño sismo – resistente de elementos estructurales se lo ha realizado con la ayuda del programa S-Concrete 11, el cual es muy versátil y bastante compatible con el programa antes mencionado, Robot Structural Analysis.
- Se han utilizado hojas electrónicas de Microsoft Excel con el objetivo de facilitar el cálculo del refuerzo tanto longitudinal (grado 60 y 80) como trasversal para realizar su posterior comparación.
- La comparación de los resultados obtenidos se la ha realizado mediante la utilización de herramientas estadísticas del programa computacional Microsoft Excel.

1.5. SEÑALAMIENTO SINTÉTICO DE LOS CONTENIDOS DE CADA CAPÍTULO

1.5.1. Materiales a utilizarse en los modelos estructurales.

El material que se ha utilizado más comúnmente a lo largo del tiempo en nuestro país es el hormigón armado, esto se debe a la versatilidad que posee el hormigón, a la alta resistencia a la compresión y la a la absorción de esfuerzos de tracción que provee el acero.

La versatilidad del hormigón armado se debe a que cuando actúa una o varias cargas sobre él, las deformaciones en las varillas de acero son

similares a las del hormigón que las rodea (Principio de Compatibilidad de Deformaciones), esto ha sido explicado y comprobado experimentalmente por el ACI.

Las Estructuras modeladas en esta investigación, están conformadas por hormigón armado y barras de acero corrugado de grado 60 y grado 80. Para realizar estos modelos es necesario conocer y comprender las características y el comportamiento de los materiales para que los modelos sean diseñados de forma económica, segura y funcional.

1.5.1.1. Acero.

El acero es una aleación compuesta por hierro, carbono y varios elementos químicos que hacen de este, un material de gran utilidad para fines de estructurales. Las varillas de acero vienen en un amplio número de diámetros desde 10mm hasta 57mm y presentan ciertas corrugaciones que aumentan su adherencia con el hormigón impidiendo que estas se deslicen.

Las propiedades mecánicas del acero son de gran importancia ya que presentan una combinación de resistencia a tracción, compresión, rigidez y ductilidad que permiten la absorción de los esfuerzos de la estructura.

En la actualidad se vienen utilizando barras con esfuerzos de fluencia de 60 ksi y las barras con esfuerzos de fluencia mayores como 75 o 80 ksi se han venido implementando en el uso de columnas. Los diferentes tipos de barras se han diferenciado específicamente por su punto de fluencia, su módulo de elasticidad y resistencia máxima, los cuales deberán cumplir con las especificaciones ASTM A615 y A706.

1.5.1.1.1. Normativa.

Los materiales representados en los modelos estructurales y específicamente el acero deben cumplir con la normativa y especificaciones respectivas para que estos funcionen de manera adecuada.

La norma ACI-318S-14, en su capítulo 20: Refuerzo de Acero, propiedades, durabilidad y embebidos, sección 20.2.1.3 señala que: “Las barras corrugadas deben cumplir con (a) hasta (e):”

(a) ASTM A615M – acero al carbón

(b) ASTM A706M – acero de baja aleación.
(c) ASTM A996M – acero de rieles y ejes, barras tipo R (No es el caso).
(d) ASTM A955M – acero inoxidable (No es el caso).
(e) ASTM A1035M – acero cromado bajo en carbón (No es el caso).

1.5.1.1.2. Varillas Corrugadas de Acero Grado 60. (420 MPa)

Son varillas compuestas por una aleación de hierro y carbono, utilizadas como refuerzo para el concreto debido a que éstas absorben los esfuerzos de tracción en el conjunto denominado hormigón armado. Este material se encuentra comúnmente en el mercado y es el más utilizado en la construcción de estructuras de hormigón armado debido a que el código ACI 318S-14 permite su utilización en sistemas sísmicos especiales y a su vez la norma ASCE 7-10 lo permite en todos los sistemas estructurales debido a la alta ductilidad del material.

Se las denomina como grado 60 debido a que su límite de fluencia es de 60 ksi en el sistema inglés, que corresponde a 420 MPa en el sistema internacional.

1.5.1.1.3. Propiedades Mecánicas del Acero grado 60:

- El acero grado 60 dentro de su composición química presenta un bajo contenido en carbono, por esta razón es un material bastante dúctil, propiedad que resulta ser de gran importancia en un diseño sismo-resistente ya que dichas varillas tienen una alta capacidad de disipación de energía, de esta manera la estructura responde satisfactoriamente ante el sismo de diseño, advirtiendo el colapso de la estructura.
- Su límite de fluencia es de 60 ksi, y este determina el fin del rango elástico del material representado por una línea recta en donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad del material que es aproximadamente igual a 29000ksi o 200000 MPa.
- Las normas ASTM indican dentro de sus requerimientos que el acero de refuerzo grado 60 debe tener una mínima resistencia a la tensión, tanto para varillas corrugadas no soldables como para varillas corrugadas

soldables, este corresponde al esfuerzo mínimo que el material debe soportar antes de fallar y está especificado en el capítulo I de esta investigación.

- De la misma manera la normas ASTM indican dentro de sus requerimientos un mínimo porcentaje de alargamiento en 200mm u 8 pulgadas, tanto para varillas corrugadas no soldables, como para las varillas soldables dependiendo de su diámetro después de ser sometidas a un ensayo de tracción y cuyos valores están detallados en el capítulo I de esta investigación.

1.5.1.1.4. Varillas corrugadas de acero grado 80. (550 mpa)

El acero de alta resistencia, grado 80 requiere un proceso especial de fabricación, una baja aleación de acero estructural con carbono que es controlado para cumplir requisitos de soldadura. Para que el acero alcance esta resistencia se puede seguir procedimientos físicos con procedimientos de templado o químicos, mediante aleaciones.

La utilización de este acero de refuerzo de resistencia mayor puede reducir la congestión de varillas, mejorando los procesos de constructibilidad de las estructuras siempre y cuando cumplan con los requisitos de tracción establecidos en las especificaciones ASTM A615 y A706.

1.5.1.1.5. Propiedades Mecánicas del acero grado 80

- La ductilidad en acero de refuerzo de alta resistencia, es menor que para aceros de baja resistencia, esto se debe al aumento de resistencia que adquiere este material, por lo que si deseamos usar este refuerzo en elementos con uniones dúctiles se debe conocer la demanda de ductilidad requerida.
- El concepto límite de fluencia no es aplicable para acero de alta resistencia ya que no presenta un límite elástico definitivo por lo que se necesita de otros medios para su determinación.
- El alargamiento es el porcentaje de incremento en longitud luego del ensayo de tracción con relación a la longitud inicial, este alargamiento dependerá del diámetro que tengan las varillas.

1.5.1.2. Hormigón

El hormigón es un material compuesto que consiste en una mezcla de cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos. En los modelos estructurales de esta investigación se ha considerado el uso de un hormigón de peso normal y resistencia a la compresión igual a 280 kg/cm$^{2.}$, el cual consiste en una mezcla de arena y grava de origen natural, cemento portland y agua potable, cuyo peso unitario es de 2.3 t/m^3. En el caso del hormigón armado, su peso unitario se lo considera igual a 2.4 t/m^3.

Propiedades del hormigón fresco:

- Trabajabilidad
- Homogeneidad

Principales Propiedades del Hormigón Endurecido:

- Densidad: 2.3 t/m^3
- Resistencia Mecánica: 280 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad del hormigón: 252671.328 kg/cm^2

1.5.2. Análisis de resultados de los ensayos realizados por NOVACERO en las varillas de alta resistencia de acuerdo a las normas ASTM-A615/A615M y ASTM-A706/A706M.

Las propiedades de las varillas de acero corrugado así como su comportamiento frente a las cargas son de gran importancia para la realización de los modelos estructurales ya que el comportamiento del material es reflejado en el comportamiento de la estructura frente a las cargas.

El acero de refuerzo grado 60 y grado 80 que será representado en los modelos deberán cumplir con los requerimientos mínimos para resistencia última, límites de fluencia y elongación detallados en las especificaciones ASTM A615 y A706 para esto es necesario realizar un análisis de los resultados a los ensayos de tracción provistos por NOVACERO S.A. y determinar si el acero cumple con los requerimientos.

1.5.3. Diseño Sismo-resistente

Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad debido a su ubicación geodinámica en donde existe una interacción entre tres placas

tectónicas que son: la plaza de Nazca, la placa Sudamericana y el bloque Norandino; esto se ve reflejado en los sismos de importante magnitud ocurridos en las últimas décadas que ocasionaron daños a gran escala y cuantiosas pérdidas humanas, por ello es necesario que las estructuras sean diseñadas bajo un criterio sismo resistente.

Para que un edificio de hormigón armado sea considerado sismo-resistente, éste debe tener un apropiado y claramente definido sistema resistente ante fuerzas laterales, proporcionado y detallado para resistir adecuadamente las exigencias del sismo de diseño.

El diseño sismo-resistente de una estructura consiste básicamente en conformarla por un sistema estructural que tenga la rigidez, resistencia y capacidad para deformarse necesarias para resistir los efectos producidos por el sismo de diseño con un comportamiento aceptable, lo que se logra mediante un detallamiento apropiado de manera que la estructura responda dúctilmente. Debido a la importancia del diseño sismo-resistente se ha dedicado el capítulo III al tratamiento de este tema.

1.5.4. Modelos Estructurales

Para llegar a obtener los resultados esperados de esta investigación, se han llevado a cabo seis modelos estructurales que se dividen en dos grupos. El primero consiste en tres edificios de hormigón armado, uno de 5 pisos, otro de 7 pisos y otro de 10 pisos, en los cuales se ha considerado la utilización de varillas corrugadas de acero grado 60, cada uno con una distribución distinta de muros de corte. El segundo grupo consiste de igual manera en tres edificios de hormigón armado, uno de 5 pisos, otro de 7 pisos y otro de 10 pisos, en los cuales se ha considerado la utilización de varillas corrugadas de acero grado 80, cada uno con una distribución distinta de muros de corte pero correspondiente al primer grupo:

Grupo 1: Refuerzo con acero grado 60	
# Pisos	Distribucion de muros de corte
5	a
7	b
10	c

Grupo 2: Refuerzo con acero grado 80	
# Pisos	Distribucion de muros de corte
5	a
7	b
10	c

De esta manera se facilita el análisis comparativo tanto estructural como económico en cada par de modelos estructurales.

1.5.5. Sistema Estructural Escogido

Un sistema estructural es un conjunto de elementos estructurales que se combinan de tal manera que permiten aprovechar las características particulares de cada elemento. Al ser el propósito de esta investigación el análisis de factibilidad del uso de varillas corrugadas de acero grado 80 en la construcción de edificios, se debe recalcar que dicho material tiene una ductilidad limitada, razón por la cual los códigos de diseño americanos ACI 318S-14 y ASCE 7-10 permiten el uso de este material en sistemas sísmicos intermedios, por esta razón se ha escogido para los modelos estructurales un Sistema Estructural Dual (E.2):

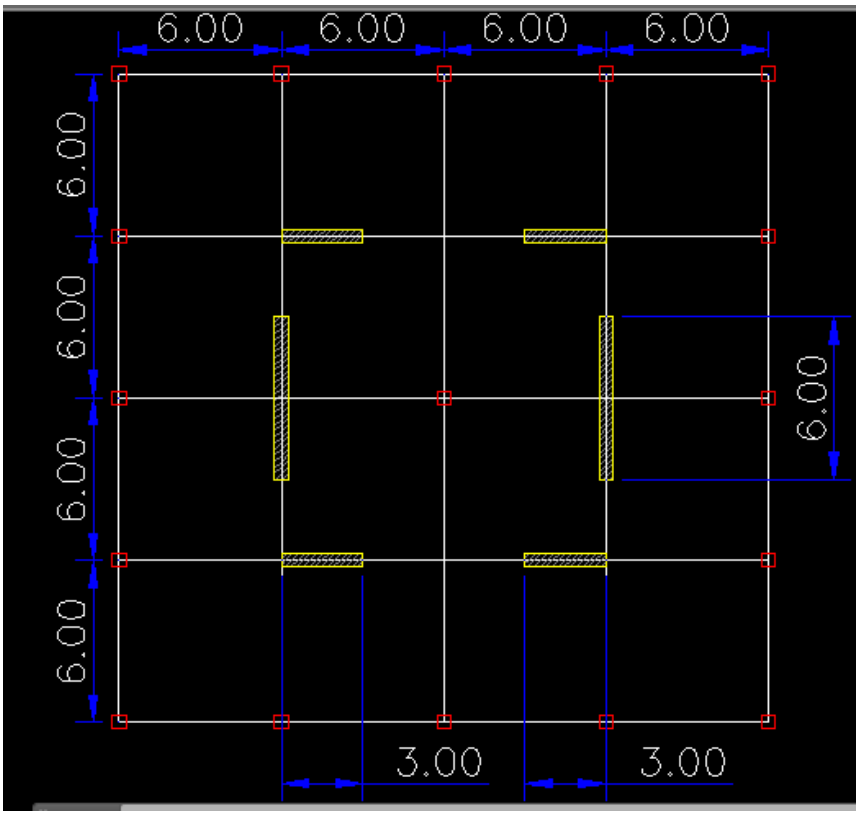
"Sistemas Duales con Pórticos Intermedios Resistentes a Momento capaces de Resistir al menos el 25% de las Fuerzas Sísmicas prescritas; con Muros de Corte Especiales"

Nota: Los muros de corte especiales están diseñados con acero de refuerzo grado 60 en ambos grupos debido a la alta ductilidad que estos elementos estructurales requieren, esto limita el uso de varillas de alta resistencia únicamente en los pórticos intermedios resistentes a momento del grupo dos.

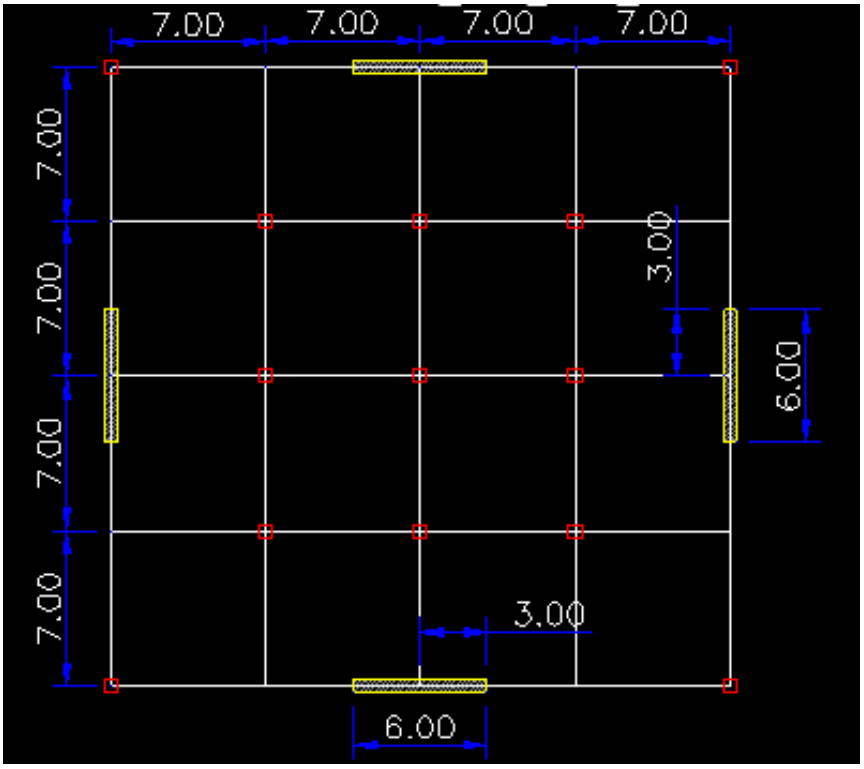
1.5.5.1. Distribuciones de Muros de Corte

Con fines comparativos se han realizado 3 configuraciones de muros de corte:

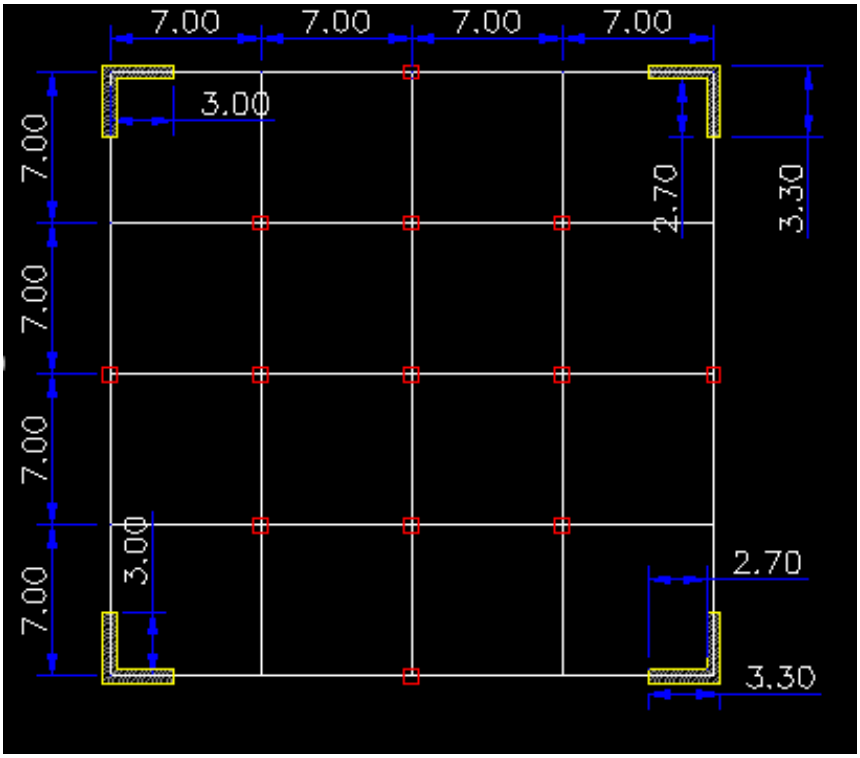
a) Esta distribución se utiliza en los edificios de 5 pisos de los grupos uno y dos.



b) Esta distribución se utiliza en los edificios de 7 pisos de los grupos uno y dos.



c) Esta distribución se utiliza en los edificios de 10 pisos de los grupos uno y dos.



2. CAPITULO I: MATERIALES

2.1. CONCEPTOS IMPORTANTES

2.1.1. Módulo de elasticidad

Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad.

2.1.2. Límite de proporcionalidad

Es la parte recta de la curva esfuerzo deformación

2.1.3. Criterio Sismo-resistente

La ductilidad se considera como una reserva de la capacidad resistente de la estructura y se ve reflejada en el coeficiente R.

2.1.4. Sistema Estructural

Conjunto de elementos estructurales que se combinan de tal manera que permiten aprovechar las características particulares de cada elemento.

2.1.5. Serviciabilidad

Los sistemas estructurales y sus miembros estructurales deben estar diseñados de manera que tengan una rigidez adecuada para limitar deflexiones, vibraciones, derivas laterales o cualquier tipo de deformaciones que de alguna manera afecten el uso y comportamiento de edificios u otras estructuras.

2.1.6. Definición de Acero

Material compuesto por una aleación de hierro y carbono cuyas propiedades pueden ser manejadas de acuerdo a las necesidades específicas mediante tratamientos con calor, trabajo mecánico, o mediante aleaciones.

2.1.7. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo para el concreto consiste de varillas, alambres y mallas de alambres soldados, los cuales se fabrican de acuerdo con las normas ASTM.

2.1.8. Varillas corrugadas

Para incrementar la adherencia entre el acero y el concreto se laminan proyecciones llamadas corrugaciones en la superficie de la varilla.

2.1.9. Alargamiento

Variación de la longitud con relación a la longitud original después de realizarse el ensayo de tensión, esta se expresa por lo general en porcentaje.

2.1.10. Deformación elástica

Se da cuando después de aplicada una carga de tracción la probeta de acero se deforma levemente pero regresa a su longitud original una vez retirada la carga.

2.1.11. Deformación plástica

Una vez producida la deformación la probeta de acero no retoma su longitud inicial al retirar la carga.

2.1.12. Resistencia:

Es la carga máxima que va a soportar una probeta de acero antes de que se produzca la rotura.

2.1.13. Resistencia a la fluencia

Es la carga máxima que soporta el material dentro del rango elástico antes de pasar al rango plástico y cambiar su comportamiento.

2.1.14. Ductilidad

Es la capacidad de un material para deformarse sin romperse. La deformación del acero a partir de la fluencia es denominada ductilidad. La ductilidad permite disipar la energia de deformacion que imponen las fuerzas sismicas, la ductilidad de cierta forma advierte las deformaciones antes del colapso.

2.1.15. Dureza

Es la resistencia que presenta el acero a ser penetrado. Varía de acuerdo a su composición química.

2.1.16. Tenacidad

Es la capacidad del acero para absorber energía en grandes cantidades.

2.1.17. Módulo de Elasticidad del acero o Límite de proporcionalidad

Es la relación entre la carga y la deformación que ella produce. Mediante este valor se puede identificar el material siempre y cuando la relación esfuerzo-deformación este dentro del rango elástico.

2.2. MATERIALES A UTILIZARSE EN LOS MODELOS ESTRUCTURALES

2.2.1. Hormigón Armado

En la realización de los modelos estructurales se han considerado como materiales el acero y el hormigón, ya que considerando las propiedades que brindan estos materiales conformamos el conjunto denominado hormigón armado, el cual permitirá resistir las solicitaciones que tenga la estructura tanto de compresión como de tensión. No queda de más decir que la resistencia que tiene una estructura depende de la resistencia que tengan los materiales que la conforman además de la disposición de sus elementos y de otros factores que se deberán considerar.

El acero es un material con una compleja composición química que hace de este uno de los materiales más utilizados en la construcción de estructuras; este material presenta una serie de propiedades como es la resistencia a la tensión, a la compresión, su gran rigidez y la ductilidad que conjuntamente con el hormigón le permiten resistir las solicitaciones de carga que se presentan en la estructura.

Por otro lado el hormigón es el material de gran importancia en la conformación de una estructura de hormigón armado ya que representa un mayor porcentaje de la misma y es quien recubre al acero, lo que permite que ante la presencia de una carga las deformaciones del acero sean similares a las del hormigón cumpliendo así el Principio de compatibilidad de deformaciones, lo que permitirá que el hormigón armado se comporte como un solo material y soporte las cargas aplicadas.

Cuando al hormigón armado se le aplica una carga a compresión los materiales que lo componen, se van a acortar con la misma magnitud como indica el Principio de compatibilidad de deformaciones ya mencionado. En los siguientes diagramas mostrados, se indica el comportamiento que va a tener el hormigón armado.

2.2.1.1. Ante una carga de compresión

- Hormigón elástico y acero elástico: Es la parte de la gráfica de esfuerzo-deformación tanto del acero como del hormigón en donde se identifica claramente una línea recta, es decir los materiales están dentro del rango elástico.

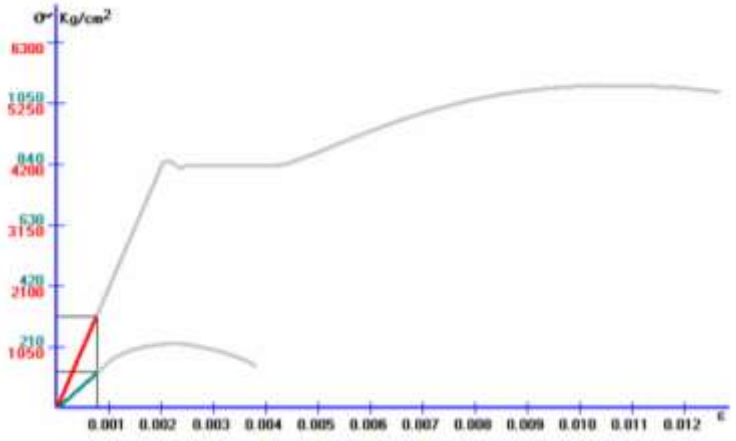


Figura 1 Esfuerzo Vs Deformación: Hormigón y Acero en el rango elástico.

- Hormigón inelástico y acero elástico: Comprende la parte de la curva esfuerzo-deformación del hormigón en donde se denota el límite del rango elástico y comienza el rango plástico representado por una línea curva, por otra parte en la gráfica de esfuerzo-deformación del acero, el material aún se encuentra en el rango elástico (línea recta).

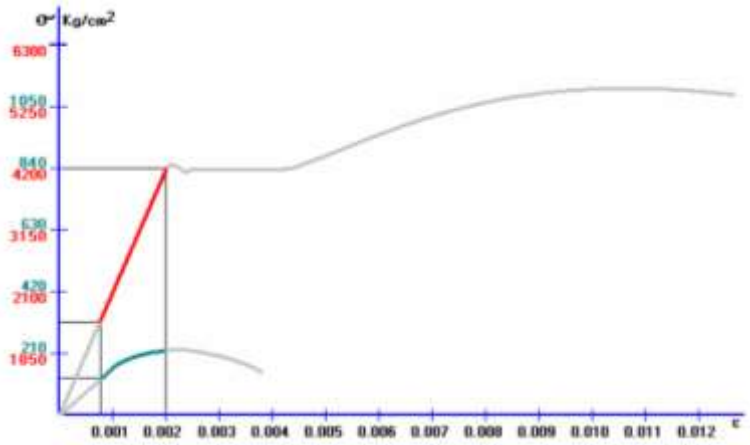


Figura 2. Esfuerzo Vs Deformación: Hormigón inelástico y acero elástico

- Hormigón inelástico y acero inelástico: Comprende la parte de la gráfica de esfuerzo-deformación del acero donde se denota el límite de su rango elástico, es decir el acero ha entrado en fluencia.

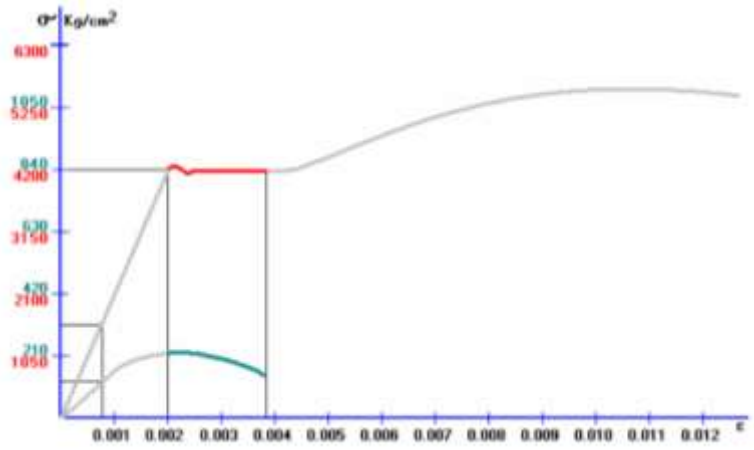


Figura 3. Esfuerzo Vs Deformación: Hormigón inelástico y acero inelástico

Dado que el hormigón armado trabaja como un solo cuerpo, sumando la resistencia del acero y del hormigón obtenemos la siguiente gráfica de esfuerzo deformación, en cual las deformaciones unitarias máximas son de 0.003 como indica el código ACI 318S-14.

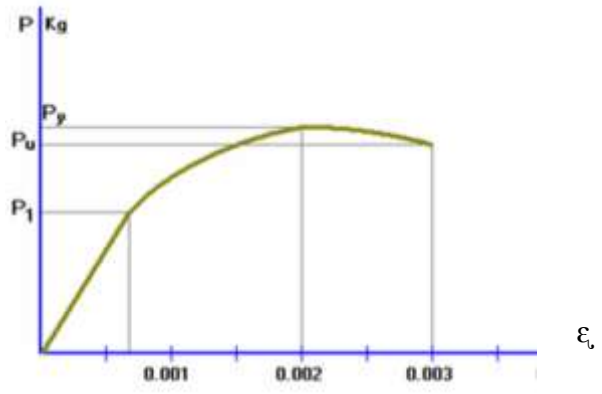


Figura 4. Deformación unitaria máxima del hormigón armado

2.2.1.2. Ante una carga de tracción

El comportamiento del acero es similar al descrito ante una carga de compresión, mientras que el hormigón resiste apenas un 10% (aproximadamente) de su capacidad a compresión, superado esto, el hormigón se fractura.

Gracias a estos estudios, el código ACI-318S-14 permite una deformación unitaria máxima del hormigón de 0.003, lo que quiere decir que en el conjunto denominado hormigón armado, el acero de refuerzo se encuentra en estado de fluencia.

La combinación de las propiedades de estos dos materiales conformarán una estructura tal que pueda que pueda resistir las solicitaciones de carga que en esta se presenten; deberá ser funcional, es decir teniendo deflexiones, fisuras y vibraciones dentro de los límites tolerables y también deberá proveer seguridad, teniendo una capacidad portante mayor a la requerida.

En la actualidad se han venido produciendo materiales con mayor resistencia tanto para el acero como para el hormigón; esta tendencia ha hecho posible la producción de aceros de refuerzo que presentan una resistencia a la fluencia mucho mayor que en los aceros comúnmente utilizados. Estos materiales de alta resistencia permiten implementar elementos de menor sección transversal y por tanto disminuir las cargas muertas y aumentar los espacios útiles.

Es importante tomar en cuenta que las altas deformaciones unitarias de las varillas de acero de refuerzo de alta resistencia producirían grietas en el hormigón cuya resistencia a la tensión es baja; esto ocasionaría afectaciones al acero ya que las grietas lo expondrían a las condiciones ambientales produciendo corrosión. Por esta razón la resistencia a la fluencia del acero se ve limitada a aceros de alta resistencia de grado 80 (550 Mpa) y el comúnmente utilizado acero grado 60 (420 Mpa), lo que se ve reflejado en las normas ACI 318S-14 y en las especificaciones ASTM A 615/ A615M y ASTM A706/A706M utilizadas para esta investigación. Los aceros de mayor resistencia se los utiliza generalmente para la elaboración de hormigón pre-esforzado.

Las estructuras modeladas en el capítulo IV de esta investigación se realizarán considerando varillas de refuerzo de dos resistencias, grado 60 y grado 80 y un hormigón estructural con una resistencia a la compresión igual a 280 kg/ cm^2.

2.2.2. Acero

El acero es una aleación compuesta por hierro, carbono y otros elementos químicos que en diferentes proporciones, tratamientos de calor o trabajo mecánico permiten que el material adquiera sus propiedades básicas como la es la resistencia, la soldabilidad y la ductilidad. Esto es lo que hace que este material sea utilizado para fines estructurales.

El acero es utilizado en todo el mundo para la construcción de estructuras gracias a sus grandes ventajas como son la resistencia a esfuerzos de tensión y de compresión. La resistencia a la fluencia en el acero es quince veces más que la resistencia a la compresión del hormigón estructural y la resistencia a la tensión es cien veces mayor que en el hormigón.

A pesar de que el acero es considerado como un material para resistir a la tensión, en un elemento que se encuentre sujeto a esfuerzos de compresión como una columna, el acero resistirá los momentos flectores y si se desea reducir la sección del elemento, el acero también va a resistir los esfuerzos de compresión.

El acero de refuerzo para estructuras de hormigón consiste en varillas, alambres y mallas electro soldadas, los cuales son fabricados bajo las especificaciones ASTM y deberán cumplir los requerimientos descritos en las mismas.

2.2.2.1. Acero de alta resistencia

2.2.2.2. Métodos para la fabricación de acero de alta resistencia

2.2.2.2.1. Trabajo en frío

Es un método de producción de acero de refuerzo de alta resistencia llevado a cabo bajo temperaturas de recristalización. Este proceso genera dislocación y movimientos dentro de la estructura del cristal. Una dislocación es un defecto o irregularidad cristalográfica dentro de una estructura de cristal. La presencia de estas dislocaciones afecta fuertemente límite de elasticidad y ductilidad. El trabajo en frío elimina una meseta de rendimiento y endurece el acero. Si bien es cierto el trabajo en frío mejora la resistencia a la deformación, pero a la vez reduce la ductilidad y la relación de esfuerzo-deformación, por lo que generalmente no es un medio adecuado para la producción de refuerzo de alta resistencia para los miembros que resisten los efectos del terremoto.

2.2.2.2.2. Micro - Aleación

El acero de alta resistencia se puede obtener añadiendo pequeñas cantidades de Titanio (Ti), Niobio (Nb), Vanadio (V) o Vanadio- Nitrógeno (Ni), proceso conocido como micro-aleación. Las Micro-aleaciones forman carburos intermetálicos que producen el fortalecimiento de grano fino y de endurecimiento por precipitación, el fortalecimiento de grano fino se produce en los límites de grano durante el procesamiento termo-mecánico, lo cual produce un tamaño de grano muy fino en el producto de acero, en general, mientras más fino sea el grano, mayor será la resistencia a la fluencia. Cuando estos carburos intermetálicos se dispersan a través de los granos de ferrita, se producen las dislocaciones, lo que eleva aún más la resistencia a la fluencia del material, este mecanismo se conoce como endurecimiento por precipitación.

Es Importante indicar que el acero micro aleado posee un alto límite elástico y bajo contenido en carbono, el bajo contenido de carbono disminuirá la resistencia del acero, lo cual se compensa con la adición de los microaleantes.

- La micro-aleación con Titanio contribuye a endurecimiento por precipitación, pero su fuerte tendencia a combinarse con el oxígeno, azufre y nitrógeno hace que sea difícil controlar los efectos.
- La micro aleación con Niobio es ampliamente utilizada en la producción de hojas y tiras de acero, en el que la temperatura en el extremo de la producción es relativamente baja y la deformación es alta. La producción del acero de refuerzo requiere altas temperaturas de laminación y menos deformación, esto hace al micro-aleación de niobio ineficaz para la producción de refuerzo de alta resistencia.
- La micro aleación de vanadio o vanadio-nitrógeno se utiliza en todo el mundo para el desarrollo de acero de refuerzo. Además el vanadio incrementa la resistencia a la fluencia debido a la precipitación de carburos y nitruros.

2.2.2.3. Varillas de acero

Las varillas de acero estructural son utilizadas como refuerzo para estructuras de hormigón armado, se las fabrica en forma de barras circulares y en diferentes diámetros como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 1. Diámetros de fabricación de Varillas corrugadas

Bar Size, No. U.S. (Metric)	Nominal Diameter, in (mm)	Nominal Area, in^2 (mm^2)
3 (10)	0.375 (9.5)	0.11 (71)
4 (13)	0.500 (12.7)	0.20 (129)
5 (16)	0.625 (15.9)	0.31 (199)
6 (19)	0.750 (19.1)	0.44 (284)
7 (22)	0.875 (22.2)	0.60 (387)
8 (25)	1.000 (25.4)	0.79 (510)
9 (29)	1.128 (28.7)	1.00 (645)
10 (32)	1.270 (32.3)	1.27 (819)
11 (36)	1.410 (35.8)	1.56 (1006)
14 (43)	1.693 (43.0)	2.25 (1452)
18 (57)	2.257 (57.3)	4.00 (2581)

TABLE a.1 ASTM Standard Reinforcement Bar Sizes (after ASTM A615)

Fuente: libro: Moehle, Jack. (2015). Seismic Desingn of Reinforced Concrete Buildings. New York: McGraw-Hill.

Antiguamente las varillas de acero utilizadas presentaban una superficie lisa, esto no permitía que el hormigón tenga una buena adherencia con el acero; por esta razón ya desde hace varios años se han venido utilizando varillas de acero corrugadas, las cuales permiten que exista una buena adherencia de estos dos materiales y consecuentemente que estos se deformen de manera conjunta.



Figura 5. Varillas Corrugadas de Acero

Las varillas también pueden ser diferenciadas por su punto de fluencia, su módulo de elasticidad y resistencia máxima, existiendo diferentes grados de resistencia como son el grado 40 (280 Mpa.) y el grado 60 (420 Mpa.), las varillas con esfuerzos de fluencia mayores como el grado 80 (550 Mpa).

Es importante tomar en cuenta las propiedades mecánicas del acero ya que de estas dependerá en gran parte el comportamiento de una estructura de hormigón armado frente a diferentes solicitaciones de carga ya que presentan una combinación de resistencia a tracción, compresión, rigidez y ductilidad que permiten la absorción de los esfuerzos.

El acero de refuerzo considerado en los modelos estructurales de la investigación consiste en varillas corrugadas de acero grado 60 y 80, las cuales son fabricadas mediante un proceso de micro aleación.

2.2.2.4. Varillas micro-aleadas de NOVACERO

Las varillas corrugadas microaleadas de Novacero se las obtiene a partir de la adición de Vanadio (V) como agente microaleante, más una composición química comprendida por Carbono equivalente (Ceq), Carbono (C), Manganeso (Mn), Azufre (S), Silicio (Si), Molibdeno (Mo), Níquel (Ni), Cobre (Cu), Estaño (Sn) y Aluminio (Al) que combinados en proporciones específicas dan como resultado un acero que brinda excelentes propiedades mecánicas y físicas que a su vez satisfacen las normas de materiales requeridas.

Es Importante indicar que el acero micro aleado de Novacero tiene un alto límite elástico y bajo contenido en carbono, lo que implica que el material posea excelentes propiedades de tenacidad, flexibilidad y soldabilidad

2.2.2.4.1. Normativa.

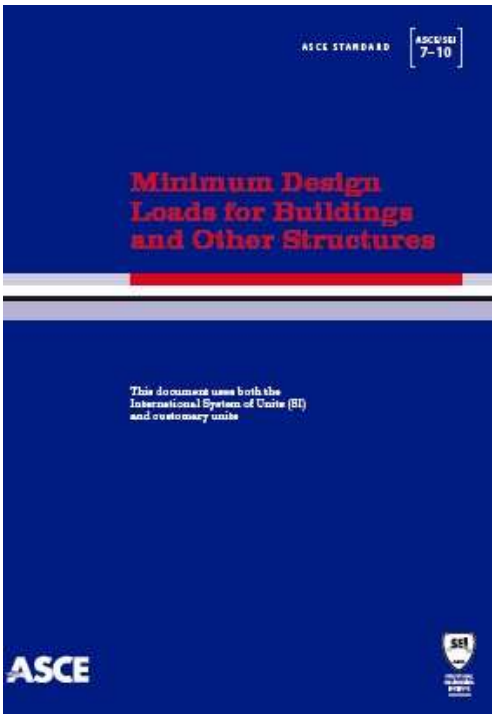
El diseño de los modelos estructurales de esta investigación se lo ha realizado en base a dos códigos de diseño americanos:

1. ACI 318S-14: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario: Publicado por el Instituto Americano del Concreto (ACI), este código contiene los requerimientos básicos de materiales, diseño y detallamiento de edificaciones de concreto estructural así como también aborda sistemas estructurales, miembros y conexiones. Entre los temas cubiertos en esta norma están: diseño y construcción por esfuerzos admisibles, serviciabilidad y durabilidad, combinaciones de carga, factores de reducción de carga, métodos de análisis

estructural, límites de deflexiones, longitudes de desarrollo del refuerzo, etc. Toda la información que provee este código es fruto de muchísimos años de estudio y experimentación.



2. ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and other Structures: Preparada por la división de códigos y actividades normativas del instituto de ingeniería estructural perteneciente a la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), esta norma contiene los requerimientos de diseño estructural en general así como también los medios para determinar las diferentes cargas como por ejemplo: muerta, viva, del suelo, viento, sismo, etc., así como también sus distintas combinaciones. Los ingenieros estructurales, arquitectos y quienes se dedican a la preparación y administración de códigos de construcción locales saben que los requisitos de carga estructurales son esenciales para su práctica.



De la misma manera, los materiales considerados en los modelos estructurales deben cumplir con la normativa vigente y especificaciones respectivas en cada caso para que estos se comporten de manera adecuada según los códigos de diseño respectivos.

2.2.2.4.2. Normativa Para El Acero De Refuerzo

La norma ACI 318S-14, en su capítulo 20: Refuerzo de Acero, propiedades, durabilidad y embebidos, sección 20.2.1.3 señala que: “Las barras corrugadas deben cumplir con (a) hasta (e)” siendo:

(a) ASTM A615M – acero al carbón.
(b) ASTM A706M – acero de baja aleación.
(c) ASTM A996M – acero de rieles y ejes, barras tipo R (No es el caso).
(d) ASTM A955M – acero inoxidable (No es el caso).
(e) ASTM A1035M – acero cromado bajo en carbón (No es el caso).

Por lo tanto las varillas corrugadas analizadas en la investigación deben cumplir con los requisitos de tracción especificados en:

a) ASTM A615: Especificaciones Estándar de Varillas de Acero Lisas y Corrugadas para Refuerzo del Hormigón. Publicada por la Asociación Americana para Pruebas y Materiales (ASTM), esta especificación cubre a las varillas de acero al carbón lisas y corrugadas que serán utilizadas para refuerzo de hormigón, esta provee sus dimensiones estándar y designaciones:

Tabla 2. Número de Varillas corrugadas [Diámetros de fabricación]

A 615/A 615M

TABLE 1 Deformed Bar Designation Numbers, Nominal Weights [Masses], Nominal Dimensions, and Deformation Requirements

Bar Designation No.[A]	Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m]	Nominal Dimensions[B]			Deformation Requirements, in. [mm]		
		Diameter, in. [mm]	Cross-Sectional Area, in.^{2} [mm^2]	Perimeter, in. [mm]	Maximum Average Spacing	Minimum Average Height	Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter)
3 [10]	0.376 [0.560]	0.375 [9.5]	0.11 [71]	1.178 [29.9]	0.262 [6.7]	0.015 [0.38]	0.143 [3.6]
4 [13]	0.668 [0.994]	0.500 [12.7]	0.20 [129]	1.571 [39.9]	0.350 [8.9]	0.020 [0.51]	0.191 [4.9]
5 [16]	1.043 [1.552]	0.625 [15.9]	0.31 [199]	1.963 [49.9]	0.437 [11.1]	0.028 [0.71]	0.239 [6.1]
6 [19]	1.502 [2.235]	0.750 [19.1]	0.44 [284]	2.356 [59.8]	0.525 [13.3]	0.038 [0.97]	0.286 [7.3]
7 [22]	2.044 [3.042]	0.875 [22.2]	0.60 [387]	2.749 [69.8]	0.612 [15.5]	0.044 [1.12]	0.334 [8.5]
8 [25]	2.670 [3.973]	1.000 [25.4]	0.79 [510]	3.142 [79.8]	0.700 [17.8]	0.050 [1.27]	0.383 [9.7]
9 [29]	3.400 [5.060]	1.128 [28.7]	1.00 [645]	3.544 [90.0]	0.790 [20.1]	0.056 [1.42]	0.431 [10.9]
10 [32]	4.303 [6.404]	1.270 [32.3]	1.27 [819]	3.990 [101.3]	0.889 [22.6]	0.064 [1.63]	0.487 [12.4]
11 [36]	5.313 [7.907]	1.410 [35.8]	1.56 [1006]	4.430 [112.5]	0.987 [25.1]	0.071 [1.80]	0.540 [13.7]
14 [43]	7.65 [11.38]	1.693 [43.0]	2.25 [1452]	5.32 [135.1]	1.185 [30.1]	0.085 [2.16]	0.648 [16.5]
18 [57]	13.60 [20.24]	2.257 [57.3]	4.00 [2581]	7.09 [180.1]	1.58 [40.1]	0.102 [2.59]	0.864 [21.9]

[A]Bar numbers are based on the number of eighths of an inch included in the nominal diameter of the bars [bar numbers approximate the number of millimetres of the nominal diameter of the bar].
[B]The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

Fuente: (Norma: American Society for Testing and Materials. Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement. ASTM A 615/A 615M. West Conshohocken, PA, USA: ASTM, 2008.)

Así como también sus requerimientos de tracción y alargamiento:

Tabla 3. Requerimientos de Tensión

A615/A615M – 12

TABLE 2 Tensile Requirements

	Grade 40 [280][A]	Grade 60 [420]	Grade 75 [520]	Grade 80 [550]
Tensile strength, min, psi [MPa]	60 000 [420]	90 000 [620]	100 000 [690]	105 000 [725]
Yield strength, min, psi [MPa]	40 000 [280]	60 000 [420]	75 000 [520]	80 000 [550]
Elongation in 8 in. [200 mm], min, %				
Bar Designation No.				
3 [10]	11	9	7	7
4, 5 [13, 16]	12	9	7	7
6 [19]	12	9	7	7
7, 8 [22, 25]	...	8	7	7
9, 10, 11 [29, 32, 36]	...	7	6	6
14, 18 [43, 57]	...	7	6	6

[A] Grade 40 [280] bars are furnished only in sizes 3 through 6 [10 through 19].

Fuente: (Norma: American Society for Testing and Materials. Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement. ASTM A 615/A 615M. West Conshohocken, PA, USA: ASTM, 2008)

Hay que recalcar que esta norma no cubre especificaciones de soldabilidad por lo que se debe tener mucho cuidado al seleccionar este material.

b) ASTM A706: Especificaciones Estándar de Varillas de Acero de baja aleación (Soldables) Lisas y Corrugadas para Refuerzo del Hormigón. Publicada por la Asociación Americana para Pruebas y Materiales (ASTM), esta especificación cubre a las varillas de baja aleación, lisas y corrugadas para el refuerzo del hormigón, destinados a aplicaciones donde las propiedades mecánicas restrictivas y una cierta composición química son requeridas para la compatibilidad con aplicaciones de tracción controlada o para mejorar la soldabilidad lo que básicamente implica un menor contenido de carbono. Al igual que la anterior norma, esta provee también las dimensiones estándar y las especificaciones numéricas de las varillas:

Tabla 4. Número de Varillas corrugadas [Diámetros de fabricación]

A 706/A 706M

TABLE 1 Deformed Bar Designation Numbers, Nominal Weights [Masses], Nominal Dimensions, and Deformation Requirements

Bar Designation No.[A]	Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m]	Nominal Dimensions[B]			Deformation Requirements, in. [mm]		
		Diameter, in. [mm]	Cross-Sectional Area in.^{2} [mm^2]	Perimeter, in. [mm]	Maximum Average Spacing	Minimum Average Height	Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter)
3 [10]	0.376 [0.560]	0.375 [9.5]	0.11 [71]	1.178 [29.9]	0.262 [6.7]	0.015 [0.38]	0.143 [3.6]
4 [13]	0.668 [0.994]	0.500 [12.7]	0.20 [129]	1.571 [39.9]	0.350 [8.9]	0.020 [0.51]	0.191 [4.9]
5 [16]	1.043 [1.552]	0.625 [15.9]	0.31 [199]	1.963 [49.9]	0.437 [11.1]	0.028 [0.71]	0.239 [6.1]
6 [19]	1.502 [2.235]	0.750 [19.1]	0.44 [284]	2.356 [59.8]	0.525 [13.3]	0.038 [0.97]	0.286 [7.3]
7 [22]	2.044 [3.042]	0.875 [22.2]	0.60 [387]	2.749 [69.8]	0.612 [15.5]	0.044 [1.12]	0.334 [8.5]
8 [25]	2.670 [3.973]	1.000 [25.4]	0.79 [510]	3.142 [79.8]	0.700 [17.8]	0.050 [1.27]	0.383 [9.7]
9 [29]	3.400 [5.060]	1.128 [28.7]	1.00 [645]	3.544 [90.0]	0.790 [20.1]	0.056 [1.42]	0.431 [10.9]
10 [32]	4.303 [6.404]	1.270 [32.3]	1.27 [819]	3.990 [101.3]	0.889 [22.6]	0.064 [1.63]	0.487 [12.4]
11 [36]	5.313 [7.907]	1.410 [35.8]	1.56 [1006]	4.430 [112.5]	0.987 [25.1]	0.071 [1.80]	0.540 [13.7]
14 [43]	7.65 [11.38]	1.693 [43.0]	2.25 [1452]	5.32 [135.1]	1.185 [30.1]	0.085 [2.16]	0.648 [16.5]
18 [57]	13.60 [20.24]	2.257 [57.3]	4.00 [2581]	7.09 [180.1]	1.58 [40.1]	0.102 [2.59]	0.864 [21.9]

[A] Bar numbers are based on the number of eighths of an inch included in the nominal diameter of the bars [bar numbers approximate the number of millimetres of the nominal diameter of the bar].

[B] The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

Fuente: (Norma: American Society for Testing and Materials. Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Pain Bars for Concrete Reinforcement. ASTM A 706/A 706M. West Conshohocken, PA, USA: ASTM, 2008)

Así como también sus requerimientos de tracción y alargamiento:

Tabla 5. Requerimientos de Tensión

TABLE 2 Tensile Requirements

Tensile strength, min, psi [MPa]	80 000 [550][A]
Yield strength, min, psi [MPa]	60 000 [420]
Yield strength, max, psi [MPa]	78 000 [540]
Elongation in 8 in. [203.2 mm], min, %	
Bar Designation Nos.	
3, 4, 5, 6 [10, 13, 16, 19]	14
7, 8, 9, 10, 11 [22, 25, 29, 32, 36]	12
14, 18 [43, 57]	10

[A] Tensile strength shall not be less than 1.25 times the actual yield strength.

Fuente: (Norma: American Society for Testing and Materials. Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Pain Bars for Concrete Reinforcement. ASTM A 706/A 706M. West Conshohocken, PA, USA: ASTM, 2008)

2.2.2.5. Varillas Corrugadas de Acero Grado 60. (420 MPa)

El grupo número uno de modelos estructurales de esta investigación contempla el uso de varillas corrugadas de acero micro-aleado grado 60 cuyo fabricante es NOVACERO.SA, material que se encuentra comúnmente en el mercado y es el más utilizado en la construcción de estructuras de hormigón armado en general debido a sus excelentes propiedades de tenacidad, flexibilidad y soldabilidad ya que es la única varilla que permite realizar uniones soldadas con material de aporte sin necesidad de precalentamiento.

En el país, se las fabrica en longitudes de seis, nueve y doce metros en los siguientes diámetros comerciales:

Tabla 6. Diámetros comerciales de Novacero.SA

ÁREAS Y PESO

ϕ	Área por varilla	Pesos Nominales	
mm	cm²	kg/m	kg/12m
8	0.50	0.395	4.74
10	0.79	0.617	7.40
12	1.13	0.888	10.66
14	1.54	1.208	14.50
16	2.01	1.578	18.94
18	2.55	1.998	23.98
20	3.14	2.466	29.59
22	3.80	2.984	35.81
25	4.91	3.853	46.24
28	6.16	4.834	58.01
32	8.04	6.313	75.76

Fuente: (http://www.novacero.com/catalogo-productos/cpvarilla-microaleada/varilla-recta.html#especificaciones- técnicas)

Se las cataloga como grado 60 debido a que su límite de fluencia es de 60 ksi en el sistema inglés, que corresponde a 420 MPa en el sistema internacional. Para que estas varillas puedan ser utilizadas en la construcción, deben cumplir con las especificaciones de las normas: ASTM A615/A615M y/o ASTM A706/A706M, las cuales presentan determinados requerimientos básicos de resistencia a la tracción, límite de fluencia, alargamiento, etc. indicados en el numeral anterior: Normativa.

Esta varilla corrugada presenta una alta ductilidad, es por esto que el código de diseño ACI 318S-14 permite su utilización en sistemas sísmicos especiales y a su vez la norma ASCE 7-10 lo permite en todos los sistemas estructurales brindando un gran desempeño en un diseño sismo-resistente, por estas razones esta varilla es fabricada comúnmente por lo que se la encuentra fácilmente en el mercado.

2.2.2.5.1. Ductilidad en el acero grado 60

Considerando que la ductilidad es la capacidad de un material para deformarse manteniendo el mismo nivel de carga sin fallar, en el caso del acero la deformación a partir de la fluencia es denominada ductilidad. Particularmente el acero grado 60 por su bajo contenido en carbono es un material bastante ductil lo cual es muy importante en un diseno sismo-resistente por la alta capacidad de discipacion de energia de este material al mismo tiempo que en caso de un sismo de gran magnitud, esta propiedad advierte el colapso de la estructura.

Convenientemente la ductilidad se puede medir despues de un ensayo de tracción como lo indica la norma ASTM 370: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products (Métodos de ensayo Estandar y Definiciones para Pruebas Mecánicas en productos de acero) en donde los parametros evaluados son la deformación en la falla, y la reducción de área en la fractura, dichos parametros se obtienen después de traccionar el material y medirlo juntando las partes de la probeta.

En la siguiente figura se puede observar una gráfica de Esfuerzo Vs. Deformación, de varillas de distintos grados que cumplen con las normas

ASTM mencionadas anteriormente. Póngase especial atención a las varillas de grado 60.

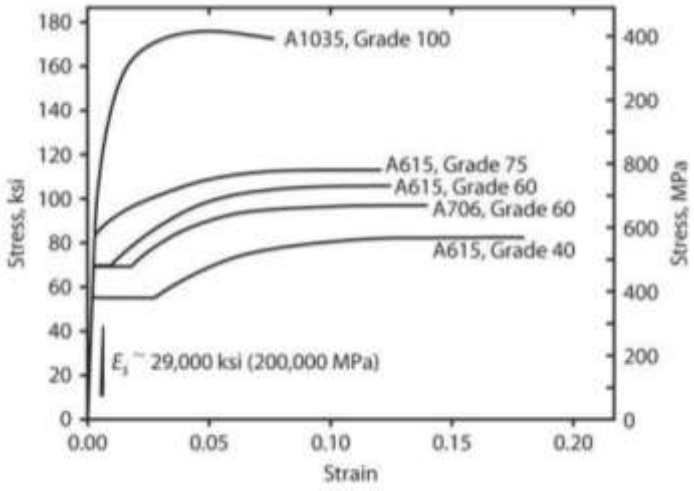


Figura 6. Esfuerzo Vs deformación varillas grado 60

Nota: El límite de fluencia tanto para varillas que cumplen con la norma ASTM A615 (varillas no soldables) como para aquellas que cumplen con la norma ASTM A706 (varillas soldables) es el mismo y corresponde a un valor un tanto mayor a 60 ksi, pero la meseta de la ultima es más larga por lo tanto más dúctil, esto se debe a su menor contenido de carbono lo que la vuelve soldable.

2.2.2.5.2. Ductilidad en muros de corte

Los muros de corte interiores y exteriores así como su Sistema de anclaje deben ser diseñados para resistir una fuerza igual al 40% del SDS (Aceleración espectral de diseño para un periodo corto) multiplicado por el peso del muro, que es perpendicular a la superficie, con una mínima fuerza del 10% del peso de la pared. Las interconexiones de los elementos del muro y las conexiones al Sistema de pórticos resistentes deberán tener suficiente ductilidad, capacidad rotacional, o capacidad para resistir contracción, cambios de temperatura y asentamientos diferenciales de la cimentación, combinadas con cargas sísmicas.

2.2.2.5.3. Límite de Fluencia

Es la carga máxima que soporta la varilla de acero dentro del rango elástico antes de pasar al rango plástico, para el caso de las varillas de

acero grado 60, este no puede ser menor a 60 ksi en sistema inglés o 420 MPa en sistema internacional. El límite de fluencia demarca el fin del rango elástico del material representado por una línea recta en donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad del material, que en caso del acero de grado 60 es aproximadamente 29000ksi o 200000 MPa.

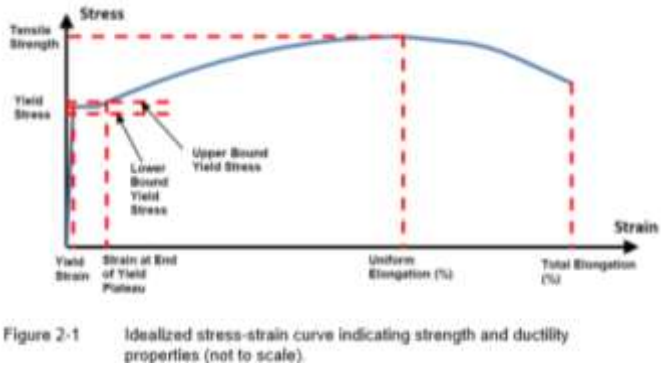


Figure 2-1 Idealized stress-strain curve indicating strength and ductility properties (not to scale).

Figura 7. Límite de Fluencia de varillas grado 60

2.2.2.5.4. Máxima Resistencia a Tensión

Es el esfuerzo máximo que soporta el material antes de la falla, pasado este limite el material empezará a perder su capacidad de carga y posterior a esto se dará la rotura. Para el acero grado 60, las normas ASTM indican dentro de sus requerimientos, una mínima resistencia a la tensión, tanto para varillas corrugadas no soldables, como para las varillas soldables y estos son:

Según la norma ASTM A615/A615M (para varillas corrugadas no soldables) la mínima resistencia a la tensión es de 90 000 psi en sistema inglés o 620 MPa en sistema internacional.

Según la norma ASTM A706/A706M (para varillas corrugadas soldables) la mínima resistencia a la tensión es de 80 000 psi en sistema inglés o 550 MPa en sistema internacional.

Tabla 7. Limite de fluencia permisible, Máxima Resistencia a tensión y Alargamiento máximo de Varillas grado 60.

Type of Steel	ASTM Designation	Grade Designation	Minimum Yield Strength, psi (MPa)	Minimum Tensile Strength, psi (MPa)	Minimum Elongation in 8 in (200 mm)	
					Bar No.	Elongation, %
Carbon-steel deformed bars	A615	40 (280)	40,000 (280)	60,000 (420)	3 (10)	11
					4–6 (13-19)	12
		60 (420)	60,000 (420)	90,000 (620)	3–6 (10-19)	9
					7, 8 (22, 25)	8
					9–18 (29–57)	7
		75 (520)	75,000 (520)	100,000 (690)	3–8 (10–25)	7
		80 (550)	80,000 (550)	105,000 (725)	9–18 (29–57)	6
Low-alloy steel deformed bars	A706	60 (420)	60,000 (420) [78,000 (540) maximum]	80,000* (550)	3–6 (10–19)	14
					7–11 (22–36)	12
					14, 18 (43, 57)	10
		80 (550)	80,000 (550) [98,000 (675) maximum]	100,000* (690)	3–6 (10–19)	12
					7–11 (22–36)	12
					14, 18 (43, 57)	10

Fuente: (Libro: Moehle, Jack. Seismic Desingn of Reinforced Concrete Buildings. New York: McGraw-Hill, 2015)

2.2.2.5.5. Alargamiento

Es la variación de la longitud con relación a la longitud original después de realizarse un ensayo de tensión, por lo general se la mide en 8 pulgadas o 200 mm y se la expresa en porcentaje. Para el acero grado 60, las normas ASTM indican dentro de sus requerimientos, un mínimo alargamiento en 200mm, tanto para varillas corrugadas no soldables, como para las varillas soldables dependiendo de su diámetro y estos son:

Según la norma ASTM A615/A615M (para varillas corrugadas no soldables) el mínimo alargamiento es:

Diámetro (mm)	Alargamiento Mínimo en 200mm (%)
10 a 19	9
22, 25	8
29 a 57	7

Según la norma ASTM A706/A706M (para varillas corrugadas soldables) el mínimo alargamiento es:

Diámetro (mm)	Alargamiento Mínimo en 200mm (%)
10 a 19	14
22 a 36	12
43, 57	10

Nota: El alargamiento mínimo es diferente para cada diámetro debido a que en un ensayo de tracción, el diámetro va disminuyendo a medida que la deformación aumenta, lo contrario sucede con el esfuerzo que soporta la probeta ya que a menor área (diámetro), mayor será el esfuerzo.

2.2.2.6. Acero grado 80

El acero grado 80 o acero de alta resistencia requiere un proceso de fabricación distinto al usualmente realizado para aceros de menor resistencia. El grupo número dos de modelos estructurales de esta investigación contempla el uso de varillas corrugadas de acero micro-aleado grado 80 cuyo fabricante es NOVACERO.SA

En general la utilización de acero de refuerzo de alta resistencia, permite implementar elementos de menor sección aumentando las luces de la estructura y disminuyendo la carga muerta, también reduce la congestión de varillas, mejorando los procesos de constructibilidad de las estructuras, esto se podrá realizar siempre y cuando el material cumpla con los requisitos de tracción establecidos en las especificaciones ASTM A615 y A706.

El acero de refuerzo grado 80 fue incluido por primera vez en las especificaciones ASTM A615/A615M del año 2009 Especificación estándar para varillas lisas y corrugadas de acero al carbono para refuerzo de hormigón (ASTM, 2009a), y A706/A706M, Especificación Estándar para varillas de acero lisas y corrugadas de Baja Aleación para hormigón armado (ASTM, 2009b). Estas varillas de refuerzo ya se fabrican en Estados Unidos pero únicamente bajo demanda para proyectos específicos; a medida que aumente la demanda de las varillas y las especificaciones para la misma, se espera que su disponibilidad en el mercado crezca.

2.2.2.6.1. Ductilidad del Acedo grado 80

La ductilidad en una barra de acero es la capacidad que tiene el elemento de deformarse sin que ocurra la falla una vez que se haya

superado el límite elástico. La ductilidad es la que nos indica mediante las grandes deformaciones que la estructura está próxima a colapsar.

Cuando utilizamos acero de alta resistencia es importante tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Si se desea utilizar acero de alta resistencia para miembros con uniones dúctiles es necesario conocer la demanda de ductilidad los elementos y evaluar si el acero es apto para este uso.
- Cuando se incorpora acero de refuerzo de alta resistencia a un elemento, la rigidez de dicho elemento debería ser reducida de forma que el incremento de deformación elástica se dé antes de que ocurra la fluencia. Esto nos da como resultado que las demandas netas de deformación inelástica sean menores, para el acero de refuerzo grado 80 estas demandas no son sustancialmente menores que para el acero de refuerzo grado 60.

2.2.2.6.2. Límite de Fluencia

El concepto de límite de fluencia es aplicable al acero de refuerzo que presenta un incremento de deformación sin un incremento de esfuerzo, el cual generalmente solo ocurre en acero de refuerzo de baja resistencia.

El acero de refuerzo grado 80 así como otros aceros de refuerzo de alta resistencia normalmente no tienen un límite de elasticidad definitivo, por tal razón es necesario acudir a otros medios para para definir el límite elástico. La especificación ASTM A370 define la resistencia a la fluencia como el esfuerzo al cual un material exhibe una desviación específica del límite de proporcionalidad del esfuerzo a tensión. Por esta razón la resistencia a la fluencia puede ser determinada por el método offset 2% o el método de extensión bajo la carga, descrito en las especificaciones ASTM A370.

Las especificaciones ASTM presentan los siguientes requerimientos para los límites de fluencia:

- Según la norma ASTM A615/A615M (para varillas corrugadas no soldables) el límite de fluencia mínimo es de 80 000 psi en sistema inglés o 550MPa en sistema internacional.
- Según la norma ASTM A706/A706M (para varillas corrugadas soldables) el límite de fluencia mínimo es de 98 000 psi en sistema inglés o 675 MPa en sistema internacional.

Tabla 8. Limite de fluencia permisible, Máxima Resistencia a tensión y Alargamiento máximo de Varillas grado 80

Type of Steel	ASTM Designation	Grade Designation	Minimum Yield Strength, psi (MPa)	Minimum Tensile Strength, psi (MPa)	Minimum Elongation in 8 in (200 mm)	
					Bar No.	Elongation, %
Carbon-steel deformed bars	A615	40 (280)	40,000 (280)	60,000 (420)	3 (10)	11
					4–6 (13-19)	12
		60 (420)	60,000 (420)	90,000 (620)	3–6 (10-19)	9
					7, 8 (22, 25)	8
					9–18 (29–57)	7
		75 (520)	75,000 (520)	100,000 (690)	3–8 (10–25)	7
		80 (550)	80,000 (550)	105,000 (725)	9–18 (29–57)	6
Low-alloy steel deformed bars	A706	60 (420)	60,000 (420) [78,000 (540) maximum]	80,000* (550)	3–6 (10–19)	14
					7–11 (22–36)	12
					14, 18 (43, 57)	10
		80 (550)	80,000 (550) [98,000 (675) maximum]	100,000* (690)	3–6 (10–19)	12
					7–11 (22–36)	12
					14, 18 (43, 57)	10

Fuente: (Libro: Moehle, Jack. Seismic Desingn of Reinforced Concrete Buildings. New York: McGraw-Hill, 2015)

2.2.2.6.3. Máxima Resistencia a Tensión

La resistencia a la tensión es definida como el máximo esfuerzo o el pico de la curva esfuerzo –deformación, pasando este punto el material va perdiendo su capacidad de carga y a continuación se produce la falla o también se lo puede obtener mediante la relación de la carga máxima que el espécimen soporta sobre el área nominal de la varilla.

En el siguiente digrama esfuerzo-deformación se puede observar que el máximo esfuerzo de tensión (pico de la curva) del acero de refuerzo grado 80 está dentro del los valores mínimos indicados por las normas ASTM y se

puede observar que su comportamiento es similar al acero de refuerzo grado 60.

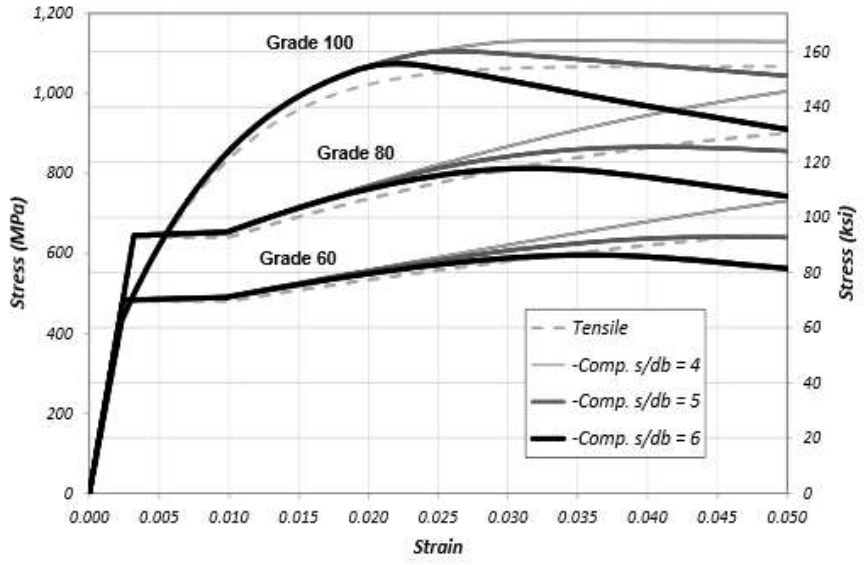


Figura 8. Esfuerzo Vs Deformación de varillas grado 80

Las especificaciones ASTM indican los requerimientos de resistencia mínima que las varillas deberán cumplir para ser aceptadas.

- Según la norma ASTM A615/A615M (para varillas corrugadas no soldables) la mínima resistencia a la tensión es de 90 000 psi en sistema inglés o 620 MPa en sistema internacional.
- Según la norma ASTM A706/A706M (para varillas corrugadas soldables) la mínima resistencia a la tensión es de 80 000 psi en sistema inglés o 550 MPa en sistema internacional.

2.2.2.6.4. Alargamiento

El alargamiento o elongación de una varilla, es el porcentaje que se incrementa la longitud de la varilla con relación a la longitud inicial. Para las varillas de acero grado 80, las especificaciones ASTM indican dentro de sus requerimientos, un mínimo alargamiento en 200mm, tanto para varillas corrugadas no soldables, como para las varillas soldables dependiendo de su diámetro y estos son:

Según la norma ASTM A615/A615M (para varillas corrugadas no soldables) el mínimo alargamiento es:

Diámetro (mm)	Alargamiento Mínimo en 200mm (%)
10 a 25	7
29 a 57	6

Según la norma ASTM A706/A706M (para varillas corrugadas soldables) el mínimo alargamiento es:

Diámetro (mm)	Alargamiento Mínimo en 200mm (%)
10 a 19	12
22 a 36	12
43, 57	10

Nota: Los requerimientos de alargamiento en el acero de grado 80 son menores que en el acero grado 60 debido a su reducida ductilidad.

El alargamiento es una medida importante para determinar la capacidad que tiene el acero de refuerzo para ser usado en elementos sismo-resistentes. Aunque el porcentaje de alargamiento total necesario no sea el mismo en todos los casos para grado 60 y para grado 80, para las varillas de tamaño 7, 8, 9, 10, 11, 14 y 18 los requerimientos son los mismos. Estos tamaños son más propensos a ser utilizados para el refuerzo longitudinal primaria; por lo tanto son más probables a ceder en miembros que resisten efectos sísmicos.

Tabla 9. Comparación de Alargamiento máximo entre varillas de grado 60 y 80

Property	Grade 60	Grade 80
Elongation in 8 in, minimum		
Bar size:		
3, 4, 5, 6	14%	12%
7, 8, 9, 10, 11	12%	12%
14, 18	10%	10%

Fuente: (Libro: Moehle, Jack. Seismic Desingn of Reinforced Concrete Buildings. New York: McGraw-Hill, 2015).

2.2.3. Hormigón

El hormigón es un material compuesto que consiste en una mezcla de cemento Portland (el más utilizado en la construcción) o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos. El agregado grueso cosiste en partículas retenidas en el tamiz No. 4 y el agregado fino son todas las partículas que pasan dicho tamiz restringiendo aquellas que resultan ser muy finas. El agente que actúa como pegante de todas las partículas es el cemento cuya propiedad de adhesión se activa gracias al contacto con el agua, actualmente se añaden ciertos aditivos antes o durante la mezcla, los cuales pueden mejorar ciertas propiedades del hormigón como trabajabilidad, permeabilidad, resistencia, tiempo de fraguado, etc.

En los modelos estructurales de esta investigación se ha considerado el uso de un hormigón de peso normal y resistencia a la compresión igual a 280 kg/cm$^{2.}$, el cual consiste en una mezcla de arena y grava de origen natural, cemento portland y agua potable, cuyo peso unitario es de 2.3 t/m^3

2.2.3.1. Propiedades del hormigón fresco:

2.2.3.1.1. Trabajabilidad

Es la facilidad con la que puede distribuirse el hormigón dentro de los encofrados. Para esto se necesita una consistencia adecuada en la cual influye la cantidad de agua, agregados, cemento y aditivos.

2.2.3.1.2. Homogeneidad

Para fines prácticos se supone que el material que tiene las mismas propiedades en todos los puntos. Para lograr la homogeneidad se requiere de un buen amasado.

2.2.3.1.3. Principales Propiedades del Hormigón Endurecido:

2.2.3.1.4. Densidad

Es la cantidad de peso por unidad de volumen la cual varía dependiendo de la clase de agregados y la forma de colocación en obra. En esta investigación se tomó un valor de 2.3 t/m^3.

2.2.3.1.5. Resistencia Mecánica

Es la capacidad que tiene el hormigón para soportar cargas sin que este se agriete o se rompa. La resistencia a la compresión del hormigón que se considera en los modelos estructurales es de 280 kg/cm^2.

2.2.3.1.6. Durabilidad

Es la capacidad del hormigón para resistir el paso del tiempo.

2.2.3.1.7. Porosidad

Es la proporción de vacíos respecto de la masa total. Influye en la resistencia, la densidad, y la permeabilidad del Hormigón.

2.2.3.1.8. Permeabilidad

Es la capacidad de un material de ser atravesado por líquidos o gases. La impermeabilidad del Hormigón es importante para su resistencia a los ataques químicos. Esta impermeabilidad depende en parte del exceso de agua en el amasado y del posterior curado del Hormigón

2.2.3.1.9. Módulo de elasticidad del hormigón

El módulo de elasticidad representa la resistencia que tiene el hormigón a la deformación por compresión y está definido por la ecuación E=Esfuerzo/deformación. Este módulo de elasticidad va a variar dependiendo de la resistencia que tenga el hormigón y para nuestro caso, para un hormigón de resistencia de f'c = 280 kg/cm^2, el módulo de elasticidad será E= 252671.328 kg/cm^2.

2.2.3.1.10. Ductilidad del Hormigón

El hormigón es un material frágil, carece de esta propiedad, por lo que para estructuras es necesario el uso de hormigón armado ya que estarán sometidas a solicitaciones sísmicas, dinámicas, de impacto o redistribuciones de esfuerzos lo cual será superado con la ductilidad proporcionada por el acero.

2.2.3.2. Hormigón Estructural f'c=280 kg/cm$^{2.}$

Los requisitos para mezclas de concreto se basan en la filosofía de que éste debe proporcionar una resistencia y durabilidad adecuada. El código ACI 318S-14 indica un valor mínimo de f'c para hormigón estructural que es igual a 210 kg/cm^2, pero no indica un límite para un valor máximo, en este caso al utilizarse varillas de alta resistencia, se utilizará hormigón de resistencia a la compresión (f'c) igual a 280 kg/cm^2 cuyo módulo de elasticidad ha sido calculado en base a la ecuación 19.2.2.1b del mismo código: $15100\sqrt{f'c}$= 252671.328 kg/cm^2. En el caso del hormigón armado, su peso unitario se lo considera igual a 2.4 t/m^3, lo cual es comúnmente considerado en un diseño estructural.

3. CAPITULO II: ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE TENSIÓN DE VARILLAS PROPORCIONADOS POR NOVACERO.S.A.

3.1. RESULTADOS DE ENSAYOS DE TENSIÓN DE VARILLAS PROPORCIONADOS POR NOVACERO.S.A.

3.1.1. Varillas corrugadas de acero grado 60.

Después de realizar un ensayo de tracción de varillas en tres probetas de la colada No. 13072 y según la norma INEN 109-2009 correspondiente a la norma ASTM 370, la empresa NOVACERO.SA ha obtenido los siguientes resultados:

Probeta No. 1

Probeta No. 1 (13072)	RESULTADOS	NORMA ASTM A 615	CUMPLE	NORMA ASTM A706	CUMPLE
Diametro nominal (mm)	16.0000	16	SI	16	SI
Limite de Fluencia (Mpa)	451.9500	min 420	SI	420-540	SI
Resitencia Maxima (Mpa)	661.8900	min 620	SI	min 550	SI
Alargamiento (%)	15.5000	min 9%	SI	min 14%	SI

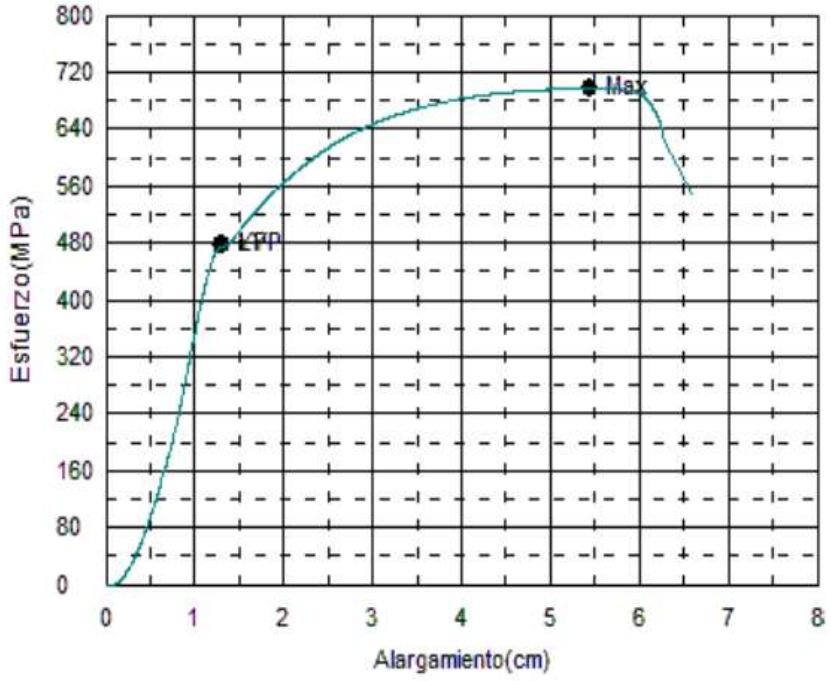


Figura 9. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

Probeta No. 2

Probeta No. 2 (13072)	RESULTADOS	NORMA ASTM A 615	CUMPLE	NORMA ASTM A706	CUMPLE
Diametro nominal (mm)	16.0000	16	SI	16	SI
Limite de Fluencia (Mpa)	489.0000	min 420	SI	420-540	SI
Resitencia Maxima (Mpa)	630.0500	min 620	SI	min 550	SI
Alargamiento (%)	19.5500	min 9%	SI	min 14%	SI

Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

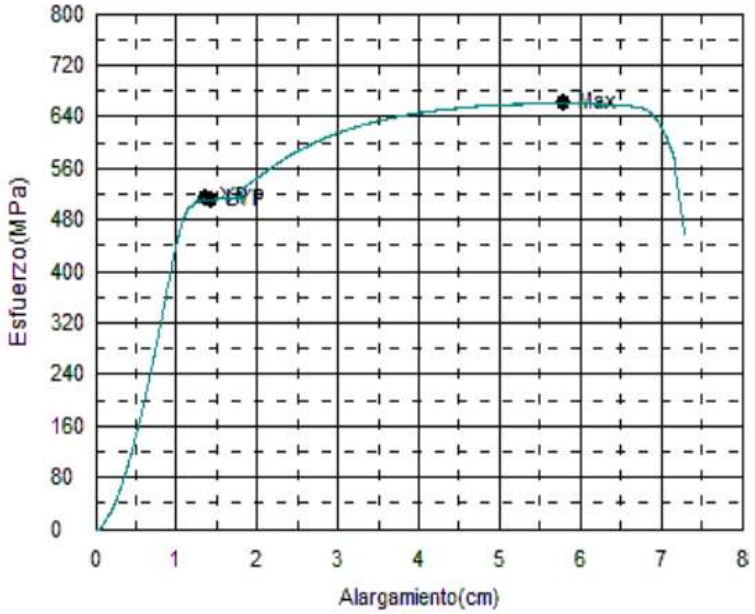


Figura 10. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

Probeta No. 3

Probeta No. 3 (13072)	RESULTADOS	NORMA ASTM A 615	CUMPLE	NORMA ASTM A706	CUMPLE
Diametro nominal (mm)	16.0000	16	SI	16	SI
Limite de Fluencia (Mpa)	496.6600	min 420	SI	420-540	SI
Resitencia Maxima (Mpa)	632.5400	min 620	SI	min 550	SI
Alargamiento (%)	19.9500	min 9%	SI	min 14%	SI

Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

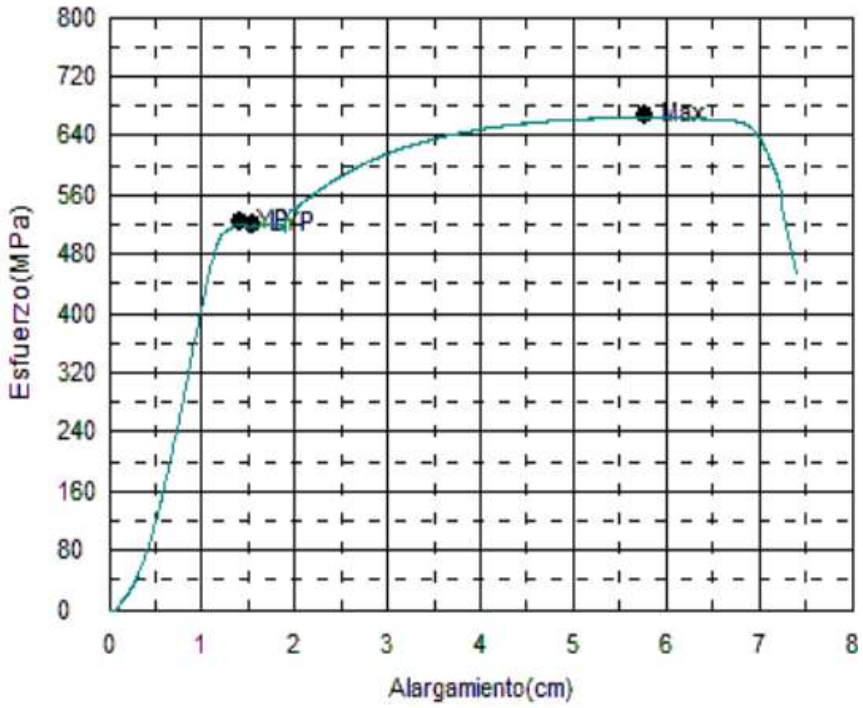


Figura 11. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

Nota: Todas las probetas corresponden a varillas micro aleadas corrugadas de acero grado 60 cuyo diámetro es 16mm. Los ensayos correspondientes a estos resultados se encuentran en el ANEXO#.

3.1.2. Varillas corrugadas de acero grado 80.

Después de realizar un ensayo de tracción de varillas en tres probetas de las coladas No. 6509 y No. 13287-P y según la norma INEN 109-2009 correspondiente a la norma ASTM 370, la empresa NOVACERO.SA ha obtenido los siguientes resultados:

Probeta No. 1

Probeta No. 1 (6509)	RESULTADOS	NORMA ASTM A 615	CUMPLE	NORMA ASTM A706	CUMPLE
Diametro nominal (mm)	16.0000	16	SI	16	SI
Limite de Fluencia (Mpa)	569.1300	min 550	SI	550-675	SI
Resitencia Maxima (Mpa)	748.7200	min 725	SI	min 690	SI
Alargamiento (%)	12.0000	min 7%	SI	min 12%	SI

Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

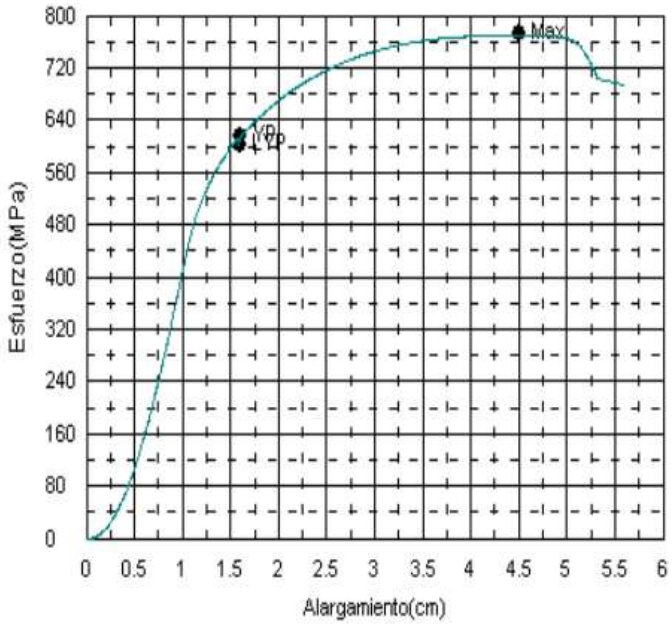


Figura 12. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

Probeta No. 2

Probeta No. 2 (6509)	RESULTADOS	NORMA ASTM A 615	CUMPLE	NORMA ASTM A706	CUMPLE
Diametro nominal (mm)	16.0000	16	SI	16	SI
Limite de Fluencia (Mpa)	570.7200	min 550	SI	550-675	SI
Resitencia Maxima (Mpa)	743.4500	min 725	SI	min 690	SI
Alargamiento (%)	12.0000	min 7%	SI	min 12%	SI

Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

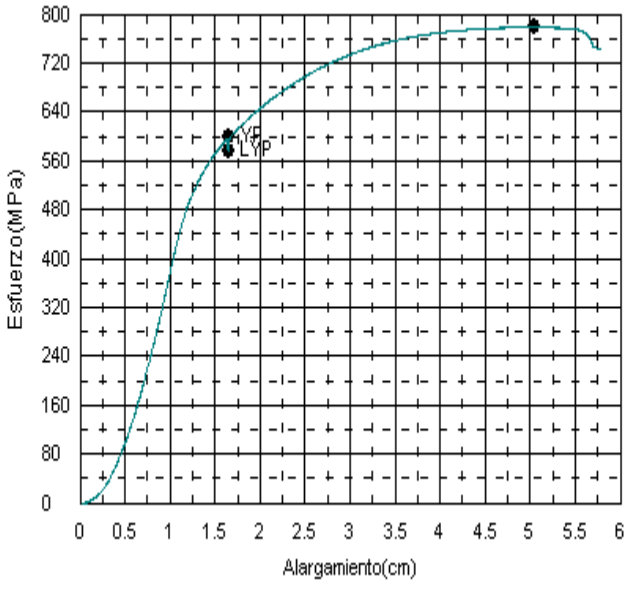


Figura 13. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

Probeta No. 3

Probeta No. 3 (13287-P)	RESULTADOS	NORMA ASTM A 615	CUMPLE	NORMA ASTM A706	CUMPLE
Diametro nominal (mm)	16.0000	16	SI	16	SI
Limite de Fluencia (Mpa)	553.6100	min 550	SI	550-675	SI
Resitencia Maxima (Mpa)	726.7400	min 725	SI	min 690	SI
Alargamiento (%)	16.2000	min 7%	SI	min 12%	SI

Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

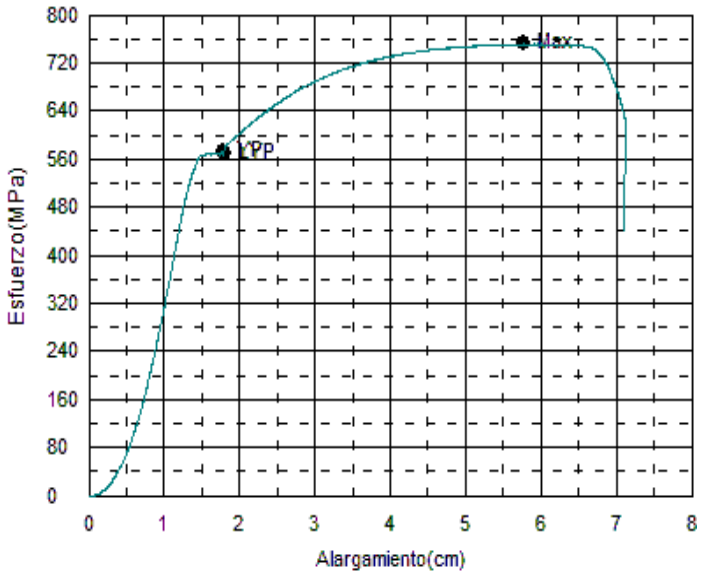


Figura 14. Gráfica de Esfuerzo Vs. Alargamiento

Nota: Todas las probetas corresponden a varillas micro aleadas corrugadas de acero grado 80 cuyo diámetro es 16mm. Los ensayos correspondientes a estos resultados se encuentran en el ANEXO#.

3.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS POR NOVAERO EN LAS VARILLAS DE ALTA RESISTENCIA DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM-A615/A615M Y ASTM-A706/A706M.

3.2.1. Varillas corrugadas de acero grado 60

De los resultados obtenidos en el ensayo de tracción en las tres probetas, se han promediado los siguientes resultados:

PROMEDIO (3 Probetas)	RESULTADOS	NORMA ASTM A 615	CUMPLE	NORMA ASTM A 706	CUMPLE
Diametro nominal (mm)	16.0000	16	SI	16	SI
Limite de Fluencia (Mpa)	479.2033	min 420	SI	420-540	SI
Resitencia Maxima (Mpa)	641.4933	min 620	SI	min 550	SI
Alargamiento (%)	18.3333	min 9%	SI	min 14%	SI

Como se puede observar, los ensayos realizados sobre las tres probetas muestran que el material cumple con los requerimientos establecidos en las especificaciones ASTM tal y como lo exige el código de diseño ACI 318S-14 por lo tanto el material es apto para ser utilizado como refuerzo del hormigón y para ser considerado en los modelos estructurales de esta investigación.

3.2.2. Varillas corrugadas de acero grado 80

De los resultados obtenidos en el ensayo de tracción en las tres probetas, se han promediado los siguientes resultados:

PROMEDIO (3 Probetas)	RESULTADOS	NORMA ASTM A 615	CUMPLE	NORMA ASTM A 706	CUMPLE
Diametro nominal (mm)	16.0000	16	SI	16	SI
Limite de Fluencia (Mpa)	564.4867	min 550	SI	550-675	SI
Resitencia Maxima (Mpa)	739.6367	min 725	SI	min 690	SI
Alargamiento (%)	13.4000	min 7%	SI	min 12%	SI

Como se puede observar, los ensayos realizados sobre las tres probetas muestran que el material cumple con los requerimientos establecidos en las especificaciones ASTM tal y como lo exige el código de diseño ACI 318S-14 por lo tanto el material es apto para ser utilizado como refuerzo del hormigón y para ser considerado en los modelos estructurales de esta investigación.

4. CAPITULO III: DISENO SISMO RESISTENTE

Para que la estructura de un edificio de hormigón armado sea considerada sismo resistente, esta debe estar conformada por un sistema estructural, cuya rigidez, resistencia y capacidad para deformarse se combinen de manera apropiada para resistir los efectos producidos por el sismo de diseño, comportándose aceptablemente, esto se logra mediante un detallamiento apropiado para que la estructura tenga la capacidad de responder dúctilmente.

La experiencia, investigación, programas computacionales y desarrollos conceptuales han guiado a avances importantes en la práctica de la ingeniería sismo resistente desde 1970. Hoy en día un ingeniero tiene a su disponibilidad una gran variedad de procedimientos que pueden ser usados para su asistencia ante sismos y diseño de edificios. Estos están contenidos en códigos de diseño estándares, guías, y literatura en general a cerca de ingeniería estructural sismo resistente.

La práctica de construcciones sismo resistentes de hormigón armado es hoy en día muy común en el medio. El diseño de cualquier edificio comienza con un diseño conceptual, en el cual los sistemas estructurales y materiales son identificados y configurados. Una vez que el sistema estructural ha sido identificado y aproximadamente dimensionado, se procede a realizar un análisis y diseño estructural para verificar que el edificio se comporte de acuerdo a los objetivos para los que fue diseñado, generalmente esto se hace cumpliendo los requerimientos del código de diseño.

El diseño conceptual se refiere a un diseño preliminar en donde los sistemas estructurales son seleccionados, configurados y dimensionados aproximadamente. El sistema estructural debe coincidir dentro del espacio y funcionalidad del edificio, mientras que al mismo tiempo debe proveer una adecuada ruta de carga para cargas anticipadas, incluyendo la gravedad, viento y cargas sísmicas. La selección del concepto estructural es una responsabilidad clave del ingeniero estructural, ya que al seleccionar un buen concepto estructural se puede simplificar el análisis estructural, diseño

y revisión del proceso, al mismo tiempo que provee un alto grado de confianza de que los objetivos del comportamiento de la estructura serán alcanzados.

El sistema estructural ideal para un edificio sismo resistente es compacto y simétrico, con una rigidez y resistencia uniformemente distribuidas tanto en altura como transversalmente en el plano, y sin irregularidades causadas por discontinuidades y elementos estructurales fuera de plano.

Un sistema resistente sísmico de hormigón armado es complejo ya que su comportamiento depende de la correcta implementación de requerimientos de diseño durante la construcción. Es por eso que se debe realizar una inspección al momento de la colocación del refuerzo por un inspector calificado, el inspector debe estar bajo la supervisión de un profesional responsable por el diseño estructural, ya que el inspector debe verificar el trabajo y la conformación del refuerzo que fue aprobado en el plano estructural y las especificaciones que deben estar de acuerdo con los requisitos del código de diseño.

4.1. OBJETIVOS DE UN DISEÑO SISMO - RESISTENTE

- El objetivo principal de un diseño sismo resistente es la protección de vidas a través del impedimento del colapso de una estructura.

- Otro objetivo del diseño sismo resistente es garantizar la funcionalidad de la estructura después de un evento símico en estructuras esenciales, aunque en la actualidad se ha observado una tendencia internacional de protección de la propiedad de todo tipo de estructuras a además de lo mencionado anteriormente.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS-2014, dentro de la filosofía de diseño sismo resistente, establece los requisitos mínimos de diseño, los cuales son similares a los presentados en las normas de la mayoría de países ubicados en zonas de peligro sísmico y estos son:

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.

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.

4.2. SISMICIDAD EN EL ECUADOR

La actividad sísmica del Ecuador se debe a su ubicación geodinámica, donde interactúan tres placas tectónicas: la placa oceánica de Nazca, la Placa continental Sudamericana y el Bloque Norandino. Así, debido a la subducción de la placa oceánica bajo las dos placas continentales se identifican tres fuentes sísmicas:

- El fenómeno de subducción propiamente dicho.
- La deformación y movimiento relativo de las dos placas continentales debido al choque con la placa oceánica.
- La deformación en la placa oceánica subducida que es de carácter profundo.

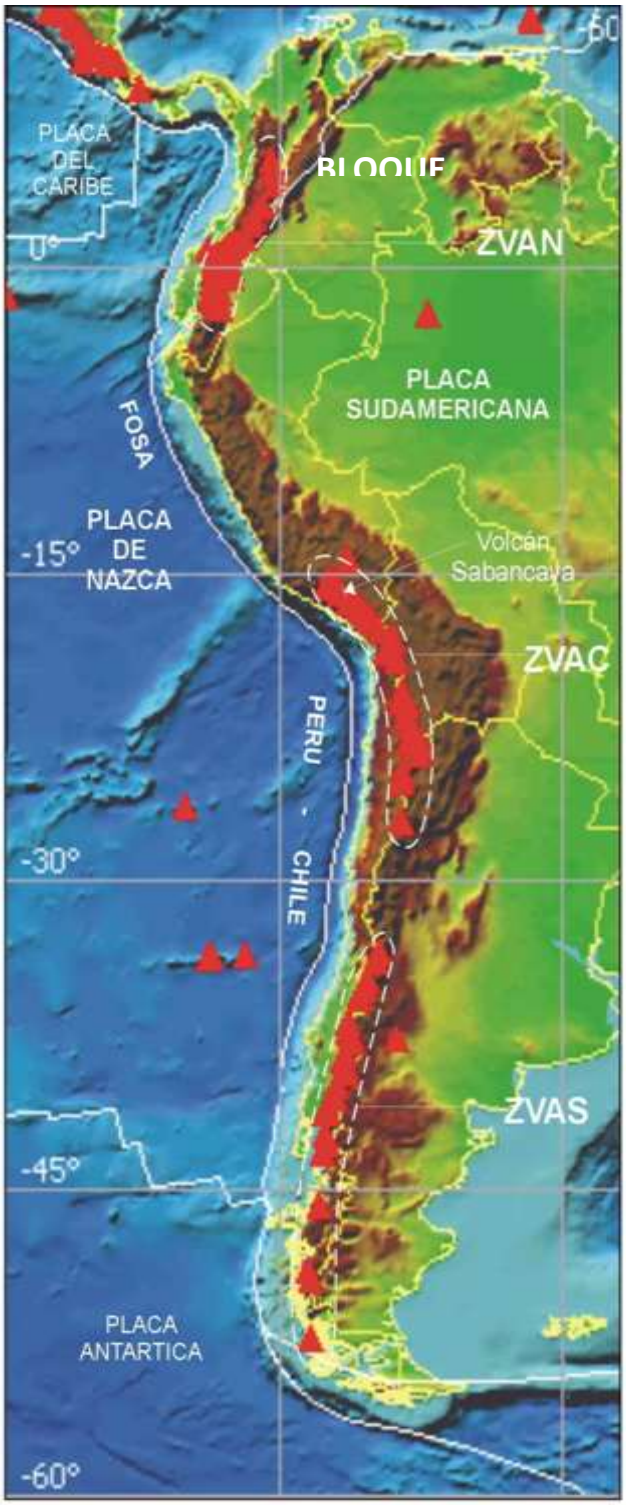


Figura 5.- *Distribución de las principales zonas volcánicas sobre la CordilleraOccidental de Sudamérica. El triángulo en rojo indica la ubicación del volcán Sabancaya (modificado de Francis y Silva, 1989; Dávila, 1998). ZVAN,ZVAC, ZVAS: Zona Volcánica de los Andes del Norte, Centro y del Sur respectivamente.*

Figura 15. Distribución de las principales Zonas volcánicas

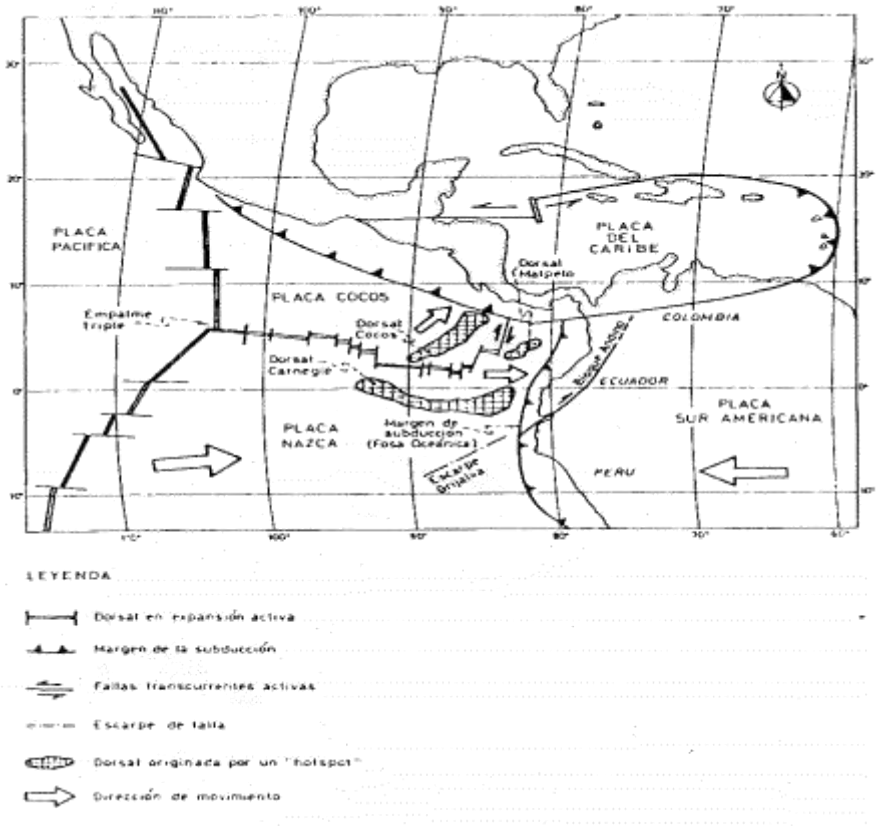


Figura 16. Interacción entre placas tectónicas

Por lo anteriormente mencionado, el Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad y esto se ve reflejado en los terremotos de gran magnitud ocurridos en las últimas décadas que ocasionaron daños a gran escala y cuantiosas pérdidas humanas; específicamente, la ciudad de Quito se encuentra asentada sobre una falla geológica consistente en una gran quebrada que atraviesa internamente toda la ciudad desde Santa Rosa en el sur hasta Calderón en el norte, y precisamente debido a la activación de esta falla, Quito soporto un temblor de 5.1 grados en la escala de Richter el pasado 12 de Agosto del 2014, hechos como estos demuestran la necesidad de que las estructuras sean diseñadas bajo un criterio sismo resistente.



Figura 17. Falla de Quito

4.3. APLICACIÓN DEL CRITERIO SISMO - RESISTENTE Y SIMBOLOGÍA UTILIZADA

A continuación se detalla el proceso de diseño y análisis efectuado sobre los modelos estructurales de esta investigación basados en la norma de diseño americana ASCE 7-10.

4.3.1. Pre-diseño conceptual de los edificios

4.3.2. Selección de los materiales utilizados

Como se mencionó anteriormente todos los modelos estructurales consideran la utilización de Hormigón armado.

4.3.3. Selección del sistema estructural

El sistema estructural escogido es un sistema estructural Dual con pórticos intermedios resistentes a momento capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas y utilizando muros de corte especiales. La justificación de la selección de este sistema se encuentra detallada en el capítulo IV de esta investigación.

4.3.4. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales

El pre-dimensionamiento de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros de corte) de cada modelo se encuentra definido en el capítulo IV de esta investigación.

4.3.5. Criterios de Diseño Sísmico.

4.3.6. Zona sísmica (z)

Representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

4.3.7. Sismo de Diseño (DE)

Efectos de un sismo igual a los dos tercios de los efectos que causaría el Sismo Máximo Considerado (MCE_R)

4.3.8. Categoría de Riesgo (I, II, III ó IV)

Es una categorización de edificios y otras estructuras para la determinación de cargas de inundaciones, viento, nieve, hielo y sismo basados en el riesgo asociado con un comportamiento inaceptable.

Tabla 10. Categoría de Riesgo Sísmico

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released.[a]	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

[a]Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Fuente: (Norma: American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

4.3.9. Coeficiente de Modificación de Respuesta (R)

Al asumir que la estructura se comportará de manera inelástica, las fuerzas de diseño definidas por la norma son considerablemente menores a las fuerzas correspondientes a la respuesta lineal para la intensidad del sismo esperado, por esta razón deben reducirse dividiendo esta fuerza para

el valor de R considerado, el cual varía según el sistema estructural escogido.

4.3.10. Factor de Importancia Sísmica (I_e)

Es un factor que toma en cuenta el grado de riesgo de la vida de las personas, salud y bienestar asociado con el daño a la propiedad, perdida de funcionalidad o del uso de la estructura que por sus características deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 11. Factor de Importancia según la categoría de riesgo

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads[a]

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_i	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

[a]The component importance factor, I_p, applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Fuente: (Norma: American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

4.3.11. Clase de Suelo

Se basa en las propiedades del suelo y se clasifican como suelo clase A, B, C, D, E ó F. En el caso de la ciudad de Quito se ha considerado un suelo clase C, característico en la zona.

Tabla 12. Tipo de Suelo

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
	Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: —Plasticity index $PI > 20$, —Moisture content $w \geq 40\%$, —Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf		
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

Fuente: (Norma: American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

4.3.12. Coeficientes de Sitio (F_a y F_v)

Estos coeficientes se los obtiene en las tablas 11.4-1 y 11.4-2 respectivamente de la norma ASCE 7-10 que están basadas en la clase de suelo y los Parámetros de Aceleraciones Espectrales asignados ante el MCE_R (S_S y S_1), si no se encuentran dichos valores en la tabla, se puede interpolar.

Tabla 13. Coeficientes de Sitio

Table 11.4-1 Site Coefficient, F_a

	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_S.

Table 11.4-2 Site Coefficient, F_v

	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1.

Fuente : (Norma: American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

4.3.13. Parámetros de Aceleraciones Espectrales de Respuesta ante el MCE_R

(S_{MS} para periodos cortos y S_{M1} para un periodo igual a 1 segundo).

4.3.14. Parámetros de Aceleraciones Espectrales asignados ante el MCE_R

(S_S para periodos cortos y S_1 para un periodo igual a 1 segundo).

4.3.15. Aceleraciones Espectrales para Diseño (S_{DS} y S_{D1})

Calculadas mediante las ecuaciones 11.4-3 y 11.4-4 de la norma ASCE 7-10.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \qquad (11.4\text{-}3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \qquad (11.4\text{-}4)$$

Ecuación 1. Aceleraciones espectrales para diseño

4.3.16. Categoría de diseño Sísmico

Deben asignarse de acuerdo al capítulo 11.6 de la norma ASCE 7-10, en donde se encuentran los requerimientos, excepciones y las siguientes tablas:

Tabla 14. Categoría de Diseño sísmico

Table 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short Period Response Acceleration Parameter

	Risk Category	
Value of S_{DS}	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \le S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \le S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \le S_{DS}$	D	D

Table 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-S Period Response Acceleration Parameter

	Risk Category	
Value of S_{D1}	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \le S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \le S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \le S_{D1}$	D	D

Fuente: (American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

4.3.17. Asignación de Cargas.

1. Peso Propio (PP).
2. Carga muerta (CM).
3. Carga viva (CV).
4. Modal.
5. Sismo en X (SX).
6. Sismo en Y (SY).

4.3.18. Métodos de Análisis.

En la tabla 12.6-1 de la norma ASCE 7-10 se indican los tipos de análisis permitidos según las características de la estructura:

Tabla 15. Métodos de Análisis permitidos

Table 12.6-1 Permitted Analytical Procedures

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Analysis, Section 12.8[a]	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9[a]	Seismic Response History Procedures, Chapter 16[a]
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding 2 stories above the base	P	P	P
	Structures of light frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

[a]P: Permitted; NP: Not Permitted; $T_s = S_{D1}/S_{DS}$.

Fuente: (Norma: American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

4.3.18.1. Análisis estático: Carga estática Equivalente.

Este método consiste básicamente en el cálculo del corte basal (V) en una dirección determinada, en este caso X y Y, en base a la ecuación 12.8-1 proporcionada por el código ASCE 7-10:

$$V = C_s W \qquad (12.8\text{-}1)$$

Ecuación 2. Corte Basal Estático

Donde:

C_S=Coeficiente de respuesta sísmica.

W=Peso efectivo.- Total de la carga muerta más cualquiera de las siguientes tres opciones:

a) En áreas utilizadas como almacenamiento, se deberá incluir al menos el 25% de la carga viva del piso.

b) El peso de las particiones o un mínimo de 50 kg/m^2 por área de piso (el que sea mayor).

c) El peso operativo de equipo permanente.

El cálculo del coeficiente de Respuesta Sísmica debe realizarse en base a la ecuación 12.8-2 de la norma ASCE 7-10:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \qquad (12.8\text{-}2)$$

Ecuación 3. Coeficiente de Respuesta Sísmica

Donde:

S_{DS}=Aceleración espectral de diseño en un periodo corto.

R=Factor de modificación de Respuesta.

I_e=Factor de Importancia.

Los límites de C_S de acuerdo a las ecuaciones 12.8-3 y 12.8-4 de la norma ASCE 7-10 son:

C_S no debería exceder de:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{for} \quad T \le T_L \qquad (12.8\text{-}3)$$

$$C_s = \frac{S_{D1}T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{for} \quad T > T_L \qquad (12.8\text{-}4)$$

Ecuación 4. Limites superiores del Coeficiente de Respuesta Sísmica

C_S no debería ser menor a:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \qquad (12.8\text{-}5)$$

Ecuación 5. Límite inferior del Coeficiente de Respuesta Sísmica

En estructuras localizadas en donde S_1 es mayor o igual a 0.6g, C_S no debe ser menor a:

$$C_s = 0.5 S_1 / (R/I_e) \qquad (12.8\text{-}6)$$

Ecuación 6. Límite inferior del Coeficiente de Respuesta Sísmica condicionando S1

Donde:

S_{D1}= Aceleración espectral de respuesta en un periodo igual a 1 segundo.

T=Periodo fundamental de la estructura.

T_L=Periodo largo de transición.

S_1= Aceleraciones Espectrales asignados ante el MCE_R en un periodo igual a 1 segundo.

4.3.18.1.1. Periodo Fundamental Aproximado

Este periodo puede ser determinado en base a la ecuación 12.8-7 de la norma ASCE 7-10:

$$T_a = C_t h_n^x \qquad (12.8\text{-}7)$$

Ecuación 7. Periodo Fundamental Aproximado

Donde:

h_n= Altura de la estructura

C_t y x se determinan en la tabla 12.8-2 de la norma ASCE 7-10.

Tabla 16. Valores de x y Ct según en tipo de estructura

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	x
Pórticos a Momento de Acero	0.0724	0.80
Pórticos a Momento de Hormigón	0.0466	0.90
Pórticos de Acero arriostrados excéntricamente	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas	0.0488	0.75

Fuente: (American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

4.3.18.1.2. Espectro Inelástico de Diseño

Mediante este espectro y dependiendo del rango en que se encuentre el T_a calculado, se puede obtener C_S para el cálculo del corte basal.

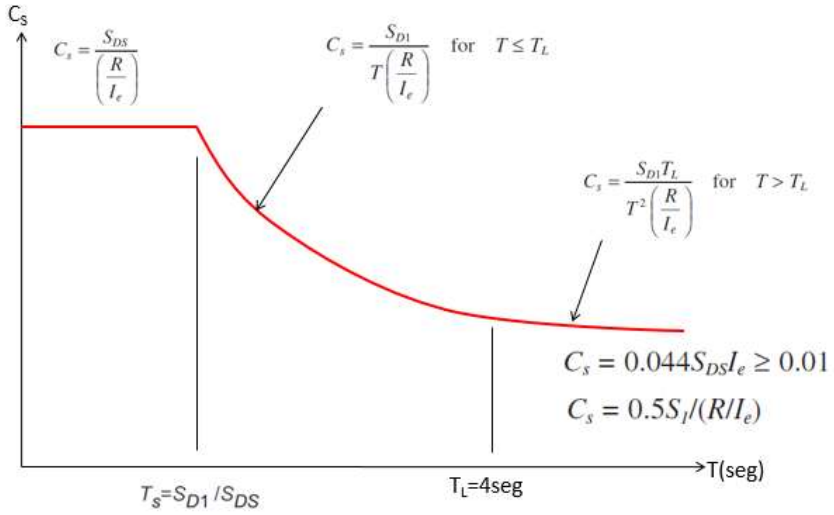


Figura 18. Espectro inelástico de diseño

4.3.18.2. Análisis Dinámico: Análisis Espectral de la Respuesta Modal.

Para la realización de este análisis se debe determinar los modos naturales de vibración de la estructura, aquí se debe incluir un suficiente número de modos para obtener una combinación en la participación de las masas modales de al menos el 90% de la masa total en cada dirección ortogonal de la respuesta considerada en el modelo.

El valor de cada parámetro de interés, incluyendo derivas de piso, reacciones y fuerzas en los elementos, para cada modo de vibración será calculado utilizando el espectro de respuesta dividido para (R/I_e). Los valores de deriva y desplazamientos serán multiplicados por la cantidad (C_d/I_e).

El valor de cada parámetro de interés será el resultado de combinar los modos de vibración usando cualquiera de los dos métodos siguientes:

- Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)
- Combinación cuadrática completa (CQC)

El corte basal obtenido en este análisis dinámico (Vdin) deberá calcularse para cada una de las direcciones ortogonales utilizando el período fundamental de vibración de la estructura (Tdin), pero considerando el límite superior definido por ($C_u * T_a$).

Cuando la respuesta modal combinada para el corte basal (Vt) sea menor que el 85% del corte basal (V) calculado usando el método de la fuerza estática equivalente, las fuerzas, serán multiplicadas por (0.85 V/Vt).

Por otro lado cuando S1 es igual o mayor a 0.6g y el corte basal (Vt) es menor que el 85% del corte basal (V) calculado usando el método de la fuerza estática equivalente las derivas deberán ser multiplicadas por (0.85 V/Vt).

No se requiere incorporar la amplificación por torsión (A_x), si el modelo incorpora la excentricidad accidental.

4.3.18.2.1. Espectro Elástico de Diseño

Mediante este espectro y dependiendo del rango en que se encuentre el T_s calculado, se puede obtener S_a para el cálculo del corte basal.

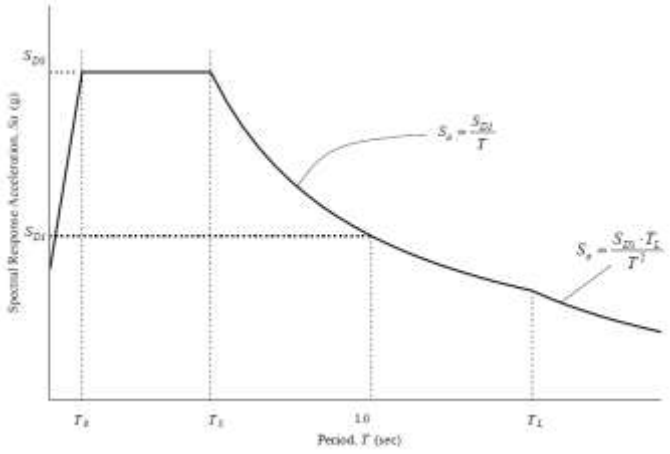


Figura 19. Espectro elástico de diseño

Donde:

Para periodos menores a T_0, S_a se calcula con la ecuación 11.4-5 de la norma ASCE 7 -10:

$$S_a = S_{DS}\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \qquad (11.4\text{-}5)$$

Ecuación 8. Aceleración Espectral de diseño

Para periodos mayores o iguales a T_0 pero menores a T_s, la respuesta de aceleración espectral de diseño S_a es igual a S_{DS}.

Para periodos mayores a T_s, y menores o iguales a T_L, S_a se calcula con la ecuación 11.4-6 de la norma ASCE 7-10:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \qquad (11.4\text{-}6)$$

Ecuación 9. Aceleración Espectral de diseño para periodos mayores a Ts, y menores o iguales a TL

Para periodos mayores a T_L, S_a se calcula con la ecuacion 11.4-7 de la norma ASCE 7-10 :

$$S_a = \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \qquad (11.4\text{-}7)$$

Ecuación 10. Aceleración Espectral de diseño Para periodos mayores a TL.

Donde:

S_{DS}= Aceleración espectral de diseño en un periodo corto.

S_{D1}=Aceleración espectral de respuesta en un periodo igual a 1 segundo.

T =Periodo fundamental de la estructura.

$$T_0 = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \text{ and}$$

T_L = long-period transition period (s) shown in Figs. 22-12 through 22-16.

Se prosigue a la comparación de los Cortes Basales obtenidos en los dos análisis anteriores.

4.3.18.2.2. Cálculo de deflexiones (du) y derivas (dr).

Con sismo en X (Sx).

Con sismo en Y (Sy).

Las derivas y las deflexiones consideradas son calculadas por el programa utilizado para el análisis, teniendo en cuenta que la deriva máxima permisible para los modelos estructurales de esta investigación está dada en la tabla 12.12-1 de la norma ASCE 7 -10:

Tabla 17. Derivas Permisibles.

Table 12.12-1 Allowable Story Drift, Δ_a[a,b]

Structure	Risk Category I or II	Risk Category III	Risk Category IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts.	$0.025h_{sx}$[c]	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures[d]	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

[a] h_{sx} is the story height below Level x.
[b] For seismic force-resisting systems comprised solely of moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.
[c] There shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.
[d] Structures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support which are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Fuente: (Norma- American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

4.3.18.2.3. Revisión de torsión en planta.

Cuando los diafragmas no son flexibles el diseño debe incluir el momento torsional inherente, que resulta de la ubicación de las masas de la estructura más los momentos torsionales accidentales causados por desplazamientos asumidos del centro de masa en cada sentido desde su

posición original por una distancia igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza aplicada. Cuando las fuerzas sísmicas son aplicadas concurrentemente en dos direcciones ortogonales, de 5% de desplazamiento del centro de masas requerido, no necesita ser aplicado en ambas direcciones ortogonales al mismo tiempo, pero debe ser aplicado en la dirección en que se produce el mayor efecto, por esta razón la revisión de torsión se debe realizar en los siguientes casos:

Con sismo en X (Sx).

Con sismo en Y (Sy).

Con sismo en X + excentricidad accidental en y (Sx + 5%ey).

Con sismo en Y + excentricidad accidental en x (Sy + 5%ex).

Con sismo en X - excentricidad accidental en y (Sx – 5%ey).

Con sismo en Y - excentricidad accidental en x (Sy – 5%ex).

4.3.19. Columna Fuerte- Viga Débil

Para que una estructura de hormigón armado cumpla con los requisitos sismo-resistentes, esta deberá cumplir con el criterio de columna fuerte-viga débil, el cual asegura que las rótulas plásticas se formen en la viga y asegurando que este elemento sea el que falle primero a una distancia de 2h de cara de la columna. Para ello la sumatoria de los momentos nominales a flexión en las columnas debe ser mayor en un 20% a la sumatoria de los momentos nominales a flexión en las vigas en cada sentido de análisis.

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}$$

Ecuación 11. Columna Fuerte – Viga Débil

M_{nc} = Suma de los momentos nominales de flexión en las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección del sismo y que conduzca al valor más bajo de resistencia a flexión.

M_{nb} = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

4.3.20. Diseño sismo resistente de elementos estructurales y combinación de carga

El diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas y nudos) se realizará para el caso crítico de análisis obtenido de entre las siguientes combinaciones de Carga:

Siendo:

1. Peso Propio (PP).
2. Carga muerta (CM).
3. Carga viva (CV).
4. Modal.
5. Sismo en X (SX).
6. Sismo en Y (SY).

7.- 1.4 Pp (+) 1.40 CM
8.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 1.60 CV (+)
9.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 1.00 CV (+)
10.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+)
11.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SX (+)
12.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SX (+)
13.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 1.00 SX
14.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) -1.00 SX
15.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SY (+)
16.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SY (+)
17.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 1.00 SY
18.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) -1.00 SY
19.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM
20.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) 1.00 SX
21.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) -1.00 SX
22.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) 1.00 SY
23.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) -1.00 SY
24.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY
25.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY
26.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY
27.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY
28.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY (+)
29.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY (+)
30.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY (+)
31.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY (+)
32.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
33.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
34.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
35.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX
36.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
37.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
38.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
39.- 1.2 Pp (+) 1.20 CM (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX
40.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY
41.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY
42.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY
43.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY
44.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
45.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
46.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
47.- 0.9 Pp (+) 0.90 CM (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX

48.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY
49.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY
50.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY
51.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY
52.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY
53.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY
54.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY
55.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY
56.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
57.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
58.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
59.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX
60.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
61.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
62.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
63.- 1.472 Pp (+) 1.47 CM (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX
64.- 1.172 Pp (+) 1.17 CM (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY
65.- 1.172 Pp (+) 1.17 CM (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY
66.- 1.172 Pp (+) 1.17 CM (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY
67.- 1.172 Pp (+) 1.17 CM (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY
68- 1.172 Pp (+) 1.17 CM (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
69.- 1.172 Pp (+) 1.17 CM (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
70.- 1.172 Pp (+) 1.17 CM (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
71.- 1.172 Pp (+) 1.17 CM (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX
72.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY
73.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY
74.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY
75.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY
76.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY
77.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY
78.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY
79.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY
80.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
81.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 0.50 CV (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
82.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
83.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 0.50 CV (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX
84.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
85.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
86.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
87.- 0.928 Pp (+) 0.93 CM (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX
88.- 0.628 Pp (+) 0.63 CM (+) 1.00 SX (+) 0.30 SY
89.- 0.628 Pp (+) 0.63 CM (+) 1.00 SX (+) -0.30 SY
90.- 0.628 Pp (+) 0.63 CM (+) -1.00 SX (+) 0.30 SY
91.- 0.628 Pp (+) 0.63 CM (+) -1.00 SX (+) -0.30 SY
92.- 0.628 Pp (+) 0.63 CM (+) 1.00 SY (+) 0.30 SX
93.- 0.628 Pp (+) 0.63 CM (+) 1.00 SY (+) -0.30 SX
94.- 0.628 Pp (+) 0.63 CM (+) -1.00 SY (+) 0.30 SX
95.- 0.628 Pp (+) 0.63 CM (+) -1.00 SY (+) -0.30 SX

5. CAPITULO IV: MODELOS ESTRUCTURALES

5.1. SISTEMA ESTRUCTURAL ESCOGIDO

Como se mencionó anteriormente, las propiedades mecánicas de los materiales, la ubicación geodinámica del país y considerando que para un diseño sismo-resistente necesitamos materiales dúctiles, la norma americana ACI 318S-14 (Tabla 20.2.2.4a Refuerzo Corrugado no Pre-esforzado), no permite el uso de varillas alta resistencia (grado 80 fy= 550MPa) en sistemas sísmicos especiales, pero si permite su uso en Otros sistemas:

Tabla 18. Refuerzo Corrugado No Pre-esforzado. Capítulo 20 Refuerzo de Acero, Propiedades, Durabilidad y Embebidos

Tabla 20.2.2.4a — Refuerzo corrugado no preesforzado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables			
			Barras corrugadas	Alambres corrugados	Refuerzo de alambre electrosoldado	Parrillas de barras soldadas
Flexión, fuerza axial, y retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	420	Véase 20.2.2.5	No permitido	No permitido	No permitido
	Otro	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M[1]
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento de concreto	Sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M[1], A1022M[1]	No permitido
	Espirales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Otro	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Cortante	Sistemas sísmicos especiales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M[1], A1022M[1]	No permitido
	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Fricción cortante	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M (alambre liso electrosoldado)	No permitido
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento	550	No permitido	No permitido	A1064M, A1022M (alambre corrugado electrosoldado)	No permitido
Torsión	Longitudinal y transversal	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido

Fuente: (Norma American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. ACI 318S-14. Segunda Impresión. Farmington Hills, USA: ACI, 2014)

ACI 318S-14, Capitulo 20 Refuerzo de Acero, Propiedades, Durabilidad y Embebidos. Tabla 20.2.2.4a – Refuerzo Corrugado No Pre-esforzado.

Por esta razón los diseños estructurales de esta investigación corresponden a Sistemas Sísmicos Intermedios los cuales se efectuaron según la norma ASCE 7-10 (American Society of Civil Engineers), clasificándolos dentro de un Sistema Estructural Dual (E.2):

“Sistemas Duales con Pórticos Intermedios Resistentes a Momento capaces de Resistir al menos el 25% de las Fuerzas Sísmicas prescritas; con Muros de Corte Especiales”

Tabla 19. Coeficientes de Diseño y Coeficientes de Reducción de Respuesta Sísmica por Sistema Estructural, Capitulo 12

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R[a]	Overstrength Factor, Ω_0[g]	Deflection Amplification Factor, C_d[b]	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[c] Seismic Design Category B	C	D[d]	E[d]	F[e]
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1								
1. Steel special concentrically braced frames[f]	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls[l]	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls[l]	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP

Fuente: (Norma- American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010)

ASCE 7 – 10, Capitulo 12 Coeficientes de Diseño y Coeficientes de Reducción de Respuesta Sísmica por Sistema Estructural

Nótese que con el sistema estructural escogido se requiere la utilización de un Coeficiente de Modificación de Respuesta (R) de 6.5, y al considerar una categoría de diseño sísmico típica de Quito: E, se ha propuesto que de entre los modelos estructurales, el edificio de mayor altura posea 10 pisos, que tomando en cuenta una altura de entrepiso de 3 metros, este llegue a medir 30 metros lo cual está dentro del límite permisible para el

sistema estructural escogido que es igual a 100 pies o 30.48 metros. Al mismo tiempo es importante mencionar que actualmente en la ciudad de Quito es muy común la construcción de edificios de esta altura por lo que esta investigación es muy importante ya que se pueden comparar los costos que implican la construcción de edificios en donde tradicionalmente se utilizan varillas grado 60 con la innovadora idea de la utilización de varillas de grado 80 para la construcción de estructuras similares.

5.2. DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CORTE

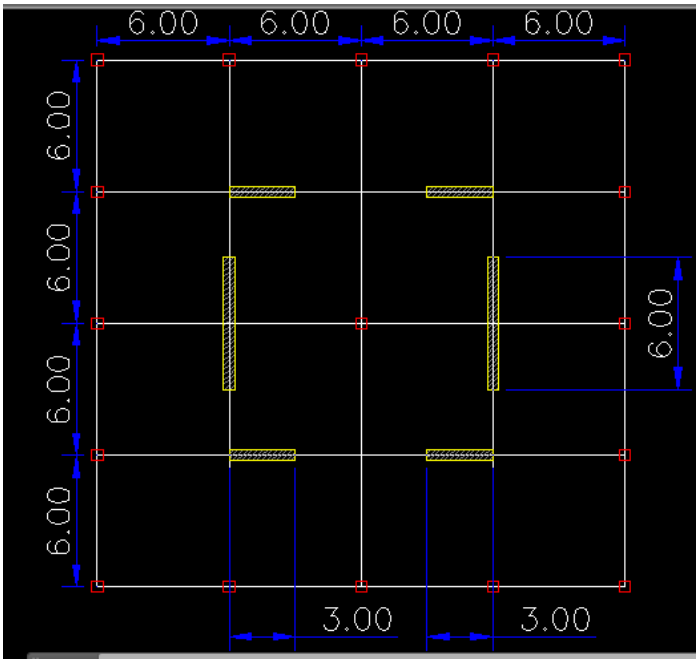
Como se ha explicado anteriormente se han realizado tres configuraciones de muros de corte donde cada par de edificios a comparar tendrá la misma configuración de muros:

Tabla 20. Distribución de Muros de Corte

Grupo 1: Refuerzo con acero grado 60	
# Pisos	Distribucion de muros de corte
5	a
7	b
10	c

Grupo 2: Refuerzo con acero grado 80	
# Pisos	Distribucion de muros de corte
5	a
7	b
10	c

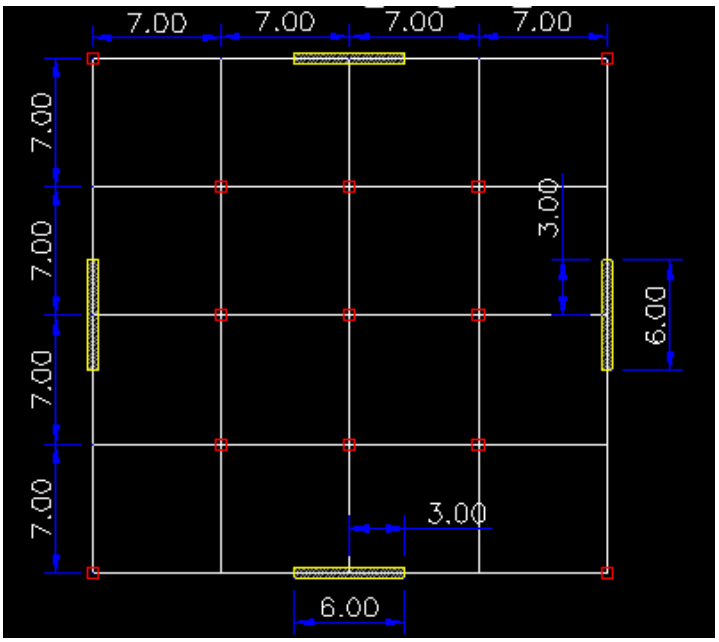
a) Esta distribución se utiliza en los edificios de 5 pisos de los grupos uno y dos.



Consideraciones del modelo:

- El edificio de 5 pisos cuenta con 4 vanos en ambas direcciones con luces de 6 metros.
- Este modelo cuenta con seis muros de corte interiores, cuatro en dirección X de 3 metros cada uno y dos en dirección Y de 6 metros cada uno.
- Los muros de corte especiales de este modelo consideran la utilización de varillas grado 60 tanto para el grupo uno como para el grupo 2, debido a su requerimiento de ductilidad.
- El espesor de todos los muros de corte es igual a 30 centímetros.
- Las secciones transversales de vigas y columnas se mantienen constantes en todos los pisos.
- La altura de entrepiso es de 3 metros.
- El pre diseño de elementos estructurales se encuentra detallado en la sección 4.2….. de este capítulo.

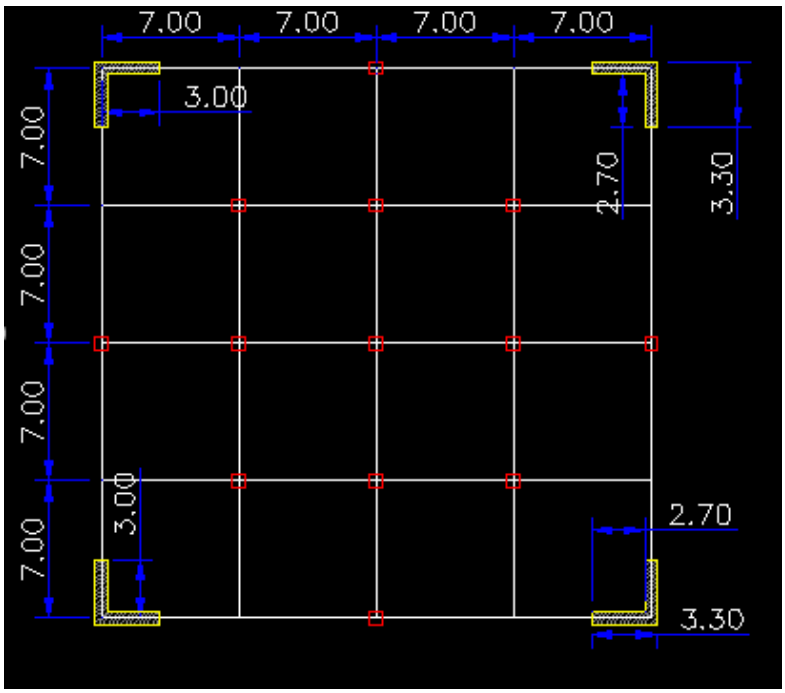
b) Esta distribución se utiliza en los edificios de 7 pisos de los grupos uno y dos.



Consideraciones del modelo:

- El edificio de 7 pisos cuenta con 4 vanos en ambas direcciones con luces de 7 metros.
- Este modelo cuenta con cuatro muros de corte exteriores centrados en cada fachada, dos en dirección X de 6 metros cada uno y dos en dirección Y de 6 metros cada uno.
- El espesor de todos los muros de corte es igual a 30 centímetros.
- Los muros de corte especiales de este modelo consideran la utilización de varillas grado 60 tanto para el grupo uno como para el grupo 2, debido a su requerimiento de ductilidad.
- Las secciones transversales de vigas y columnas se mantienen constantes en todos los pisos.
- La altura de entrepiso es de 3 metros.
- El pre diseño de elementos estructurales se encuentra detallado en la sección 4.2, de este capítulo.

c) Esta distribución se utiliza en los edificios de 10 pisos de los grupos uno y dos.



Consideraciones del modelo:

- El edificio de 10 pisos cuenta con 4 vanos en ambas direcciones con luces de 7 metros.
- Este modelo cuenta con cuatro muros de corte esquineros como se puede observar en la figura anterior, cada uno mide tres metros en cada dirección.
- El espesor de todos los muros de corte es igual a 30 centímetros.
- Los muros de corte especiales de este modelo consideran la utilización de varillas grado 60 tanto para el grupo uno como para el grupo 2, debido a su requerimiento de ductilidad.
- Las secciones transversales de vigas y columnas se mantienen constantes en todos los pisos.
- La altura de entrepiso es de 3 metros.
- El pre diseño de elementos estructurales se encuentra detallado en la sección 4.2….. de este capítulo.

5.3. EDIFICIO DE 5 PISOS Y DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CORTE (A)

5.3.1. Prediseño

PREDISEÑO DE SECCIONES

LOSA

h minimo

Tabla 8.3.1.1 — Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm)[1]

f_y MPa[1]	Sin ábacos[2]			Con ábacos[2]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde[3]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde[3]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

Parámetros		
l	6	m
f'c	280	kg/cm2
fy	5500	kg/cm2

hmin (m) 0.19 h asumido 25 cm

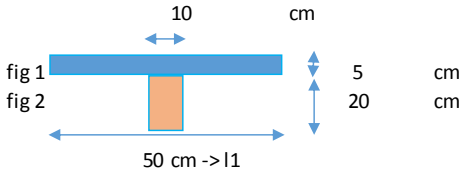
$$h(ACI) = \frac{\ln(800 + 0.0712fy)}{36000}$$

h(ACI)= 0.20 m -> 19.86 cm

espesor de loseta de compresion

$$e = \frac{l1}{12}$$

e= 4.17 cm -> 5 cm



LOSA MACIZA EQUIVALENTE

FIGURA	AREA (cm2)	ỹ (cm)	Aỹ (cm3)
1	250	22.5	5625
2	200	10	2000
Σ	**450**		**7625**

y= 16.94 cm

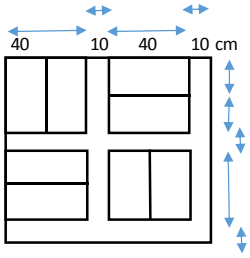
Inercia= 24548.6111 cm4

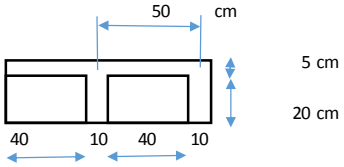
si -> $I = \frac{bh^3}{12} =$ 24548.61

heq= 18.06

heq= 19.86 heq = 20 cm

LOSA NERVADA (1m2)





Peso unitario bloques=	0.01	t
Vol Bloques =	0.128	m3
Vol Hormigon=	0.122	m3
Peso unitario hormigon=	2.4	t/m3
Peso unitario enlucido=	1.8	t/m3
Peso unitario recub=	2	t/m3

LOSAS ENTREPISO

Carga muerta (CM)

CM=Peso propio Losa + Peso Paredes + Peso enlucido + Peso de recubrimiento

Peso propio Losa (PpL)

PpL= Peso Bloques + Peso Hormigon

PpL= 0.373 t/m2

Peso Paredes = 0.18 t/m2

Peso enlucido= 0.054 t/m2

Peso recubrimiento= 0.03 t/m2

CM=	0.637	t/m2
CV=	0.2	t/m2

LOSA DE CUBIERTA

CM=	0.5	t/m2
CV=	0.15	t/m2

Carga de Servicio sin Mayorar = CM+CV= 0.837 t/m2

COLUMNAS

Area Cooperante=	36	m2
numero de pisos =	5	pisos

$Ag \cong 18\,P$

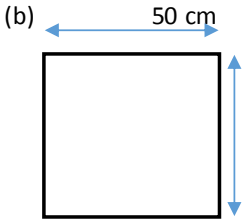
P= 143.90 t

Ag= 2590.19

Para columnas cuadradas $b = h = \sqrt{Ag}$

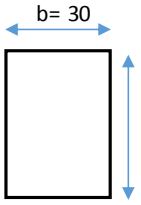
b=h= 50.89 cm -> 50 cm

sección escogida:



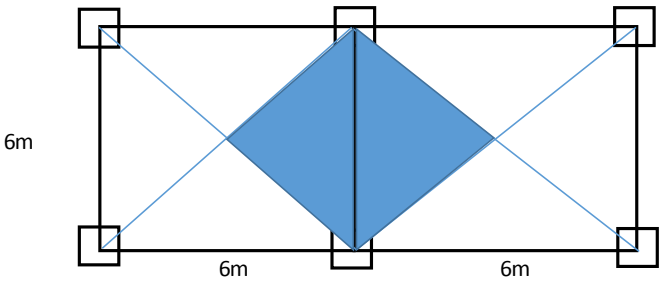
VIGAS

sección asumida



Materiales		
f'c	280	kg/cm2
fy	5500	kg/cm2
ln	6	m
# vanos	4	u
longitud vigas	240	m
Peso unit Horm	2.4	t/m3
Area planta	576	m2

Todos los paneles de la planta son cuadrados por lo tanto las cargas sobre las vigas son triangulares



s= 6



Figura 13: Trasformación de Cargas

Peso en Vigas (Pv)

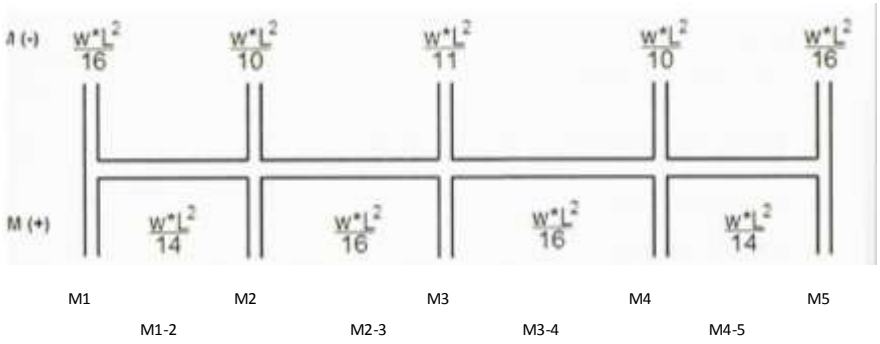
Pv=	0.15	t/m2
CV=	0.2	t/m2
PpL=	0.64	t/m2
PpL+Pv=	0.79	t/m2

Carga ultima (qu)= 1.3 * (1.4 $CM_{(PpL+Pv)}$ + 1.7 CV) +30% zona sismica

qu= 1.87 t/m2

Ws=	3.75	t/m	
WT=	7.50	t/m	(ambos lados)

Momentos en las vigas



M1=M5=M2-3=M3-4=	16.87	t*m
M2=M4=	26.99	t*m
M1-2=M4-5=	19.28	t*m
M3=	24.53	t*m

Mmax = 26.99 t*m

$$Mn = Ru * b * d^2$$

$$Ru = \rho * fy * (1 - 0.588 * \frac{fy*\rho}{f'c})$$

$$\rho = 0.5 * \rho b \quad (Zona\ Sísmica)$$

$$\rho b = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy}$$

β1=0.85 para f'c ≤280 kg/cm2

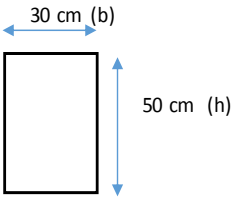
ρb=	0.0196
ρ=	0.0098
Ru=	47.88

$$Mu = \emptyset Mn = \emptyset Ru * b * d^2$$

asumo que b= 30

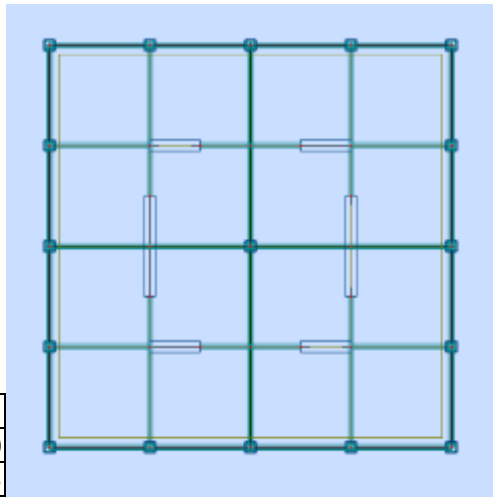
d=	45.69		
h=d+5cm=	50.69 cm	->	50 cm

Sección escogida:



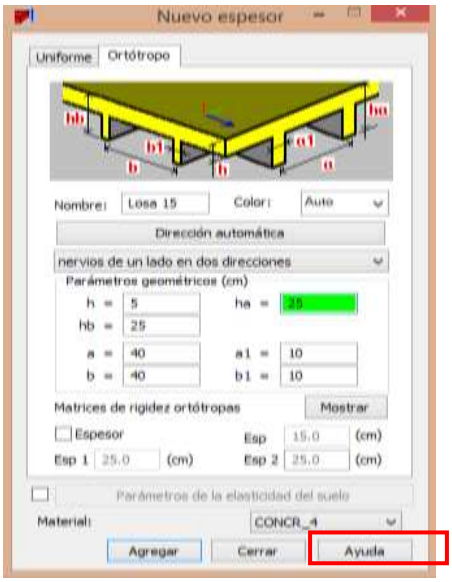
5.3.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016.

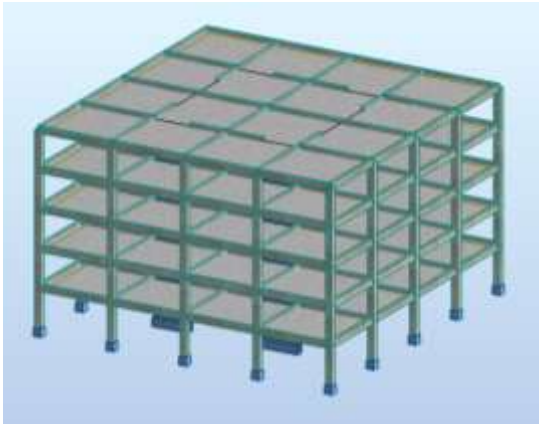
Número de Pisos	5	
fy(kg/cm2)	4200	
f'c (kg/cm2)	280	
DIMENSIONES		
Espesor de losa maciza equivalente (cm)	15	
Espesor de muro de corte (cm)	30	
Columnas (cm)	50x50	
Vigas (cm)	30x50	
CARGAS	Entrepiso	Cubierta
CM (T/m2)	0.30	0.10
CV (T/m2)	0.20	0.15



Una vez obtenidas las dimensiones preliminares de elementos estructurales del edificio, en el programa computacional se han ingresado los siguientes datos:

Modelación de la losa en el programa/ Espesor macizo equivalente:

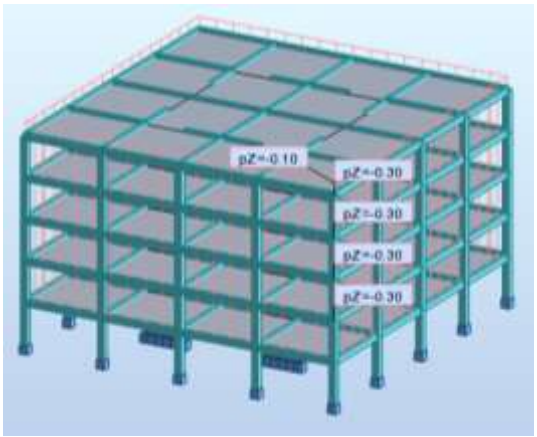




5.3.3. Asignación de Cargas

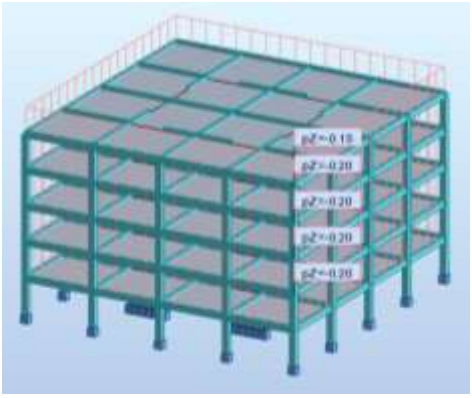
Cargas:

1. Carga Muerta CM (Acabados y Mamposterías).



Nota: El valor de la carga muerta ha sido justificado en el pre-diseño de los elementos estructurales.

2. Carga Viva CV.



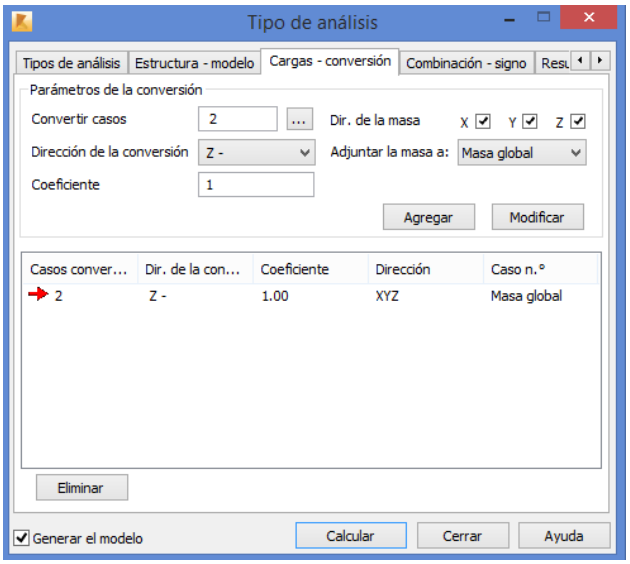
Nota: La norma Ecuatoriana de Construcción NEC, establece el valor de la carga viva según el tipo de ocupación del edificio, por lo tanto se han tomado los siguientes valores:

Tabla 21. Asignación de Carga Viva

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m2)	Carga Uniforme (T/m2)	Valor Tomado (T/m2)
Residencias			
Viviendas (unifamiliares y Bifamiliares)	2.00	0.20	0.20
Cubiertas			
Cubierta inaccesible	1.00	0.10	0.15

Fuente: (Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013)

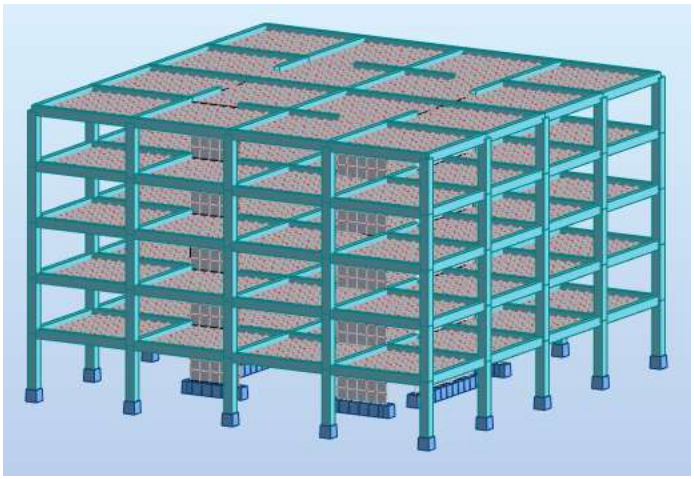
Consideración de la carga muerta en la masa del edificio:



Nota: Cabe recalcar que el programa toma en cuenta el peso propio del edificio en el Caso No. 1 (Peso Propio)

5.3.4. Modelo de Elementos finitos (Mallado)

Tamaño del Mallado= 0.60 cm



5.3.5. Verificación de Reacciones por Peso Propio, Carga Muerta y Carga Viva.

Nudo/Caso/Modo	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
Caso	1 - PESO PROPIO					
Modo						
Suma final	-0.00	-0.00	1843.40	0.00	-0.00	-0.00
Suma de reacciones <	-0.00	-0.00	1843.40	22120.79	-22120.79	0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-1843.40	-22120.79	22120.79	0.0
Verificación	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
Precisión:	1.66448e-005	5.89406e-027				
Caso	2 - CARGA MUERTA					
Modo						
Suma final	-0.00	-0.00	748.80	0.00	-0.00	-0.00
Suma de reacciones <	-0.00	-0.00	748.80	8985.60	-8985.60	0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-748.80	-8985.60	8985.60	0.0
Verificación	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00
Precisión:	1.47002e-005	7.08908e-027				
Caso	3 - CARGA VIVA					
Modo						
Suma final	-0.00	-0.00	547.20	0.00	-0.00	-0.00
Suma de reacciones <	-0.00	-0.00	547.20	6566.40	-6566.40	0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-547.20	-6566.40	6566.40	0.0
Verificación	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
Precisión:	1.47686e-005	4.05790e-027				

5.3.6. Análisis Estático

5.3.6.1. Corte Basal Estático

(Ix, Iy e Iz han sido afectadas por un factor igual a 0.7 en todos los elementos estructurales del modelo)

Consideraciones de la edificación:

Ubicación	Quito
Categoría de Ocupación	II
Tipo de Suelo	C
Categoría de Diseño Sísmico	E
R	6.5
Ss	2.04
S1	0.82
Fv	1.3
Fa	1
SD1	0.71
SDS	1.36
Ie	1
TL	4
Cd	5

Los Resultados siguientes han sido obtenidos mediante las ecuaciones 12.8.1, 12.8.2 y 12.8.3 tomadas de la norma ASCE 7-10 y detalladas en el capítulo III, sección 3…. de esta investigación.

Cs=0.209

Ta=0.372 s.

Cu.Ta=0.521 s.

5.3.7. Modos de vibración

Periodo Fundamental tanto en X como en Y, según el aporte de masas.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)	Masas corr. UZ (%)	Total masas UX (kg)	Total masas UY (kg)	Total masas UZ (kg)
4 1	1.96	0.51	70.61	0.00	0.0	70.61	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 2	2.40	0.42	70.61	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 3	2.99	0.33	70.61	71.28	0.0	0.00	71.28	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 4	8.45	0.12	89.38	71.28	0.0	18.77	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 5	9.18	0.11	89.38	71.28	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 6	11.92	0.08	89.38	91.75	0.0	0.00	20.46	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 7	17.11	0.06	89.38	91.75	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 8	18.11	0.06	95.72	91.75	0.0	6.35	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 9	21.27	0.05	95.72	96.62	0.0	0.00	4.87	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
4 10	23.05	0.04	95.72	96.62	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 1	1.96	0.51	70.61	0.00	0.0	70.61	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 2	2.40	0.42	70.61	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 3	2.99	0.33	70.61	71.28	0.0	0.00	71.28	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 4	8.45	0.12	89.38	71.28	0.0	18.77	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 5	9.18	0.11	89.38	71.28	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 6	11.92	0.08	89.38	91.75	0.0	0.00	20.46	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 7	17.11	0.06	89.38	91.75	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 8	18.11	0.06	95.72	91.75	0.0	6.35	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 9	21.27	0.05	95.72	96.62	0.0	0.00	4.87	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
5 10	23.05	0.04	95.72	96.62	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 1	1.96	0.51	70.61	0.00	0.0	70.61	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 2	2.40	0.42	70.61	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 3	2.99	0.33	70.61	71.28	0.0	0.00	71.28	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 4	8.45	0.12	89.38	71.28	0.0	18.77	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 5	9.18	0.11	89.38	71.28	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 6	11.92	0.08	89.38	91.75	0.0	0.00	20.46	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 7	17.11	0.06	89.38	91.75	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 8	18.11	0.06	95.72	91.75	0.0	6.35	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 9	21.27	0.05	95.72	96.62	0.0	0.00	4.87	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0
6 10	23.05	0.04	95.72	96.62	0.0	0.00	0.00	0.0	2592196.57	2592196.57	0.0

- Periodo fundamental (En dirección X) = 0.51 s < Cu.Ta, Por lo tanto el periodo de diseño es igual a 0.51 segundos.
- Periodo fundamental (En dirección Y) = 0.33 s. < Cu.Ta, Por lo tanto el periodo de diseño es igual a 0.33 segundos.

Corte Basal (V)=542.368 Toneladas.

85%V=461.013 Toneladas.

5.3.8. Análisis Dinámico.

5.3.8.1. Corte Basal Dinámico en X y en Y

(Ix, Iy e Iz han sido afectadas por un factor igual a 0.5 en todos los elementos estructurales del modelo, y se han incorporado todas las combinaciones de carga establecidas por la norma ASCE 7-10)

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	382.97	4.31	2678.80	3.33	232.73	0.38
Suma de reacciones <	378.60	0.00	0.00	0.00	4079.68	4543.19
Suma de esfuerzos	378.60	0.00	0.0	0.00	4079.71	4543.19
Verificación	757.20	0.00	0.00	0.00	8159.39	9086.37
Precisión:	2.18919e-005	4.26719e-009				
Caso	6 - Sísmico IBC 2012 Dirección_Y					
Modo CQC						
Suma final	5.32	399.51	1769.09	104.49	1.44	0.38
Suma de reacciones <	0.00	398.07	0.00	4298.01	0.00	4776.86
Suma de esfuerzos	0.00	398.07	0.0	4298.02	0.00	4776.86
Verificación	0.00	796.14	0.00	8596.02	0.00	9553.73
Precisión:	2.18919e-005	4.26719e-009				

Debido a que el corte basal dinámico calculado en el programa para ambas direcciones es menor al 85% del corte basal estático, se considera para el análisis el 85% del corte basal estático correspondiente al valor de 461 Toneladas:

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	466.33	5.25	3261.84	4.06	283.39	0.46
Suma de reacciones <	461.00	0.00	0.00	0.00	4967.61	5532.00
Suma de esfuerzos	461.00	0.00	0.0	0.00	4967.65	5532.00
Verificación	922.00	0.00	0.00	0.00	9935.26	11064.00
Precisión:	2.66566e-005	5.19593e-009				
Caso	6 - Sísmico IBC 2012 Dirección_Y					
Modo CQC						
Suma final	6.16	462.67	2048.75	121.01	1.66	0.44
Suma de reacciones <	0.00	461.00	0.00	4977.44	0.00	5532.00
Suma de esfuerzos	0.00	461.00	0.0	4977.45	0.00	5532.00
Verificación	0.00	922.00	0.00	9954.90	0.00	11064.00
Precisión:	2.53526e-005	4.94175e-009				

5.3.8.2. Serviciabilidad

5.3.8.2.1. Cálculo de derivas y revisión de torsión en planta.

Según la Tabla 12.12-1 de la Norma ASCE-7 la deriva máxima permitida para esta estructura es 0.020hsx, donde:

hsx = 300 cm

Categoría de riesgo sísmico: II

Δmáx=6.0 cm

5.3.8.2.1.1. Sismo en Dirección X:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	10.7		10.7		10.7			
		2.6		2.6		2.6	3.12	3.64
4	8.1		8.1		8.1			
		2.7		2.7		2.7	3.24	3.78
3	5.4		5.4		5.4			
		2.5		2.5		2.5	3	3.5
2	2.9		2.9		2.9			
		2		2		2	2.4	2.8
1	0.9		0.9		0.9			
		0.9		0.9		0.9	1.08	1.26
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.8.2.1.2. Sismo en Dirección Y:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	4.5		4.5		4.5			
		1.1		1.1		1.1	1.32	1.54
4	3.4		3.4		3.4			
		1.1		1.1		1.1	1.32	1.54
3	2.3		2.3		2.3			
		1		1		1	1.2	1.4
2	1.3		1.3		1.3			
		0.9		0.9		0.9	1.08	1.26
1	0.4		0.4		0.4			
		0.4		0.4		0.4	0.48	0.56
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.8.2.1.3. Sismo en Dirección X + 5% de excentricidad accidental en Y:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	10.5		9.3		11.8			
		2.5		2.2		2.8	3	3.5
4	8		7.1		9			
		2.7		2.4		3	3.24	3.78
3	5.3		4.7		6			
		2.5		2.2		2.8	3	3.5
2	2.8		2.5		3.2			
		1.9		1.7		2.2	2.34	2.73
1	0.9		0.8		1			
		0.9		0.8		1	1.08	1.26
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.8.2.1.4. Sismo en Dirección X - 5% de excentricidad accidental en Y:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	10.5		11.8		9.3			
		2.5		2.8		2.2	3	3.5
4	8		9		7.1			
		2.7		3		2.4	3.24	3.78
3	5.3		6		4.7			
		2.5		2.8		2.2	3	3.5
2	2.8		3.2		2.5			
		1.9		2.2		1.7	2.34	2.73
1	0.9		1		0.8			
		0.9		1		0.8	1.08	1.26
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.8.2.1.5. Sismo en Dirección Y+ 5% de excentricidad accidental en X:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	4.5		5.1		4			
		1.1		1.2		0.9	1.26	1.47
4	3.4		3.9		3.1			
		1.1		1.3		1	1.38	1.61
3	2.3		2.6		2.1			
		1		1.1		1	1.26	1.47
2	1.3		1.5		1.1			
		0.9		1		0.7	1.02	1.19
1	0.4		0.5		0.4			
		0.4		0.5		0.4	0.54	0.63
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.8.2.1.6. Sismo en Dirección Y- 5% de excentricidad accidental en X

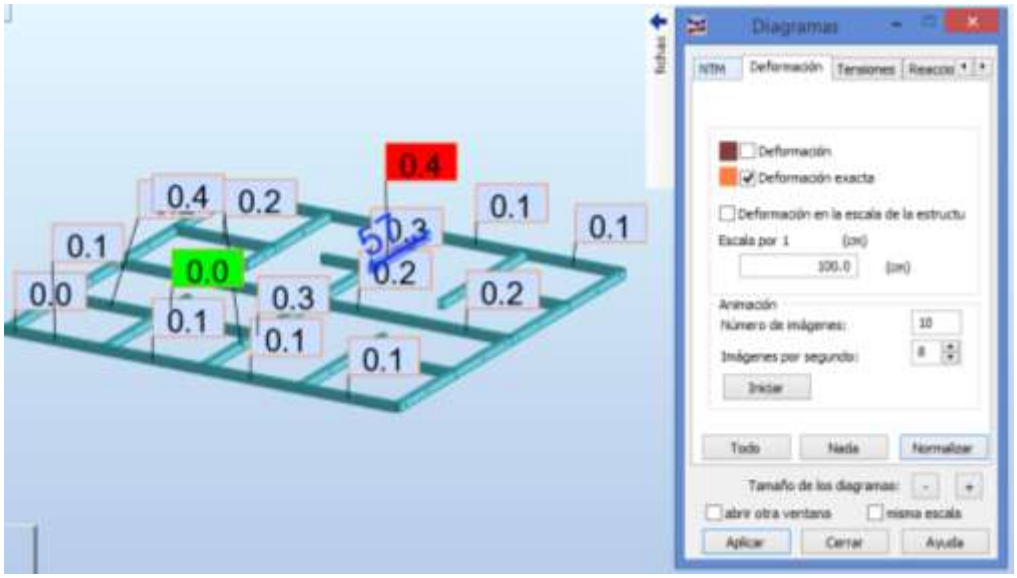
PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	4.5		4		5.2			
		1.1		0.9		1.3	1.32	1.54
4	3.4		3.1		3.9			
		1.1		1		1.2	1.32	1.54
3	2.3		2.1		2.7			
		1		1		1.2	1.32	1.54
2	1.3		1.1		1.5			
		0.9		0.7		1	1.02	1.19
1	0.4		0.4		0.5			
		0.4		0.4		0.5	0.54	0.63
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

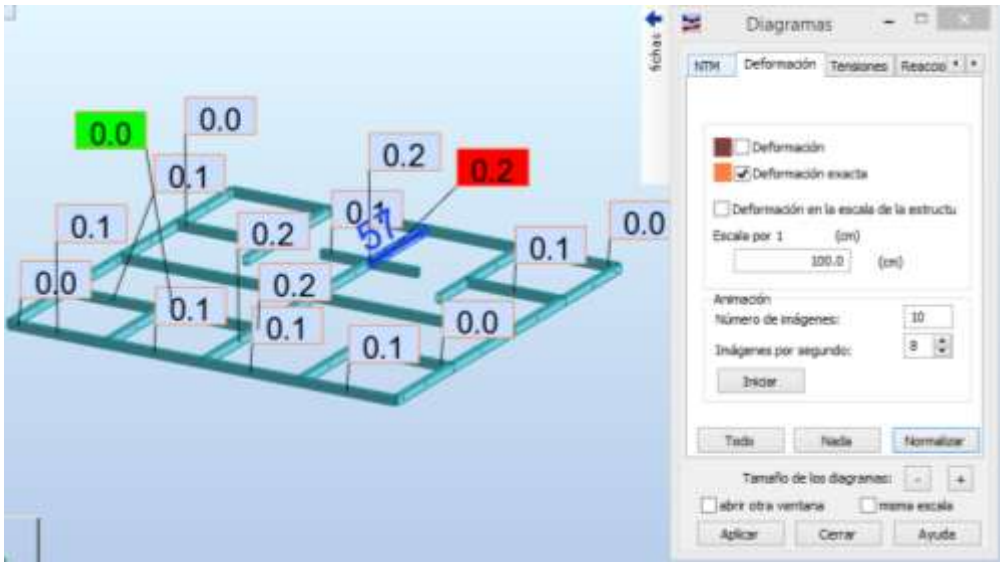
5.3.8.2.2. Revisión de deflexiones en vigas.

A continuación se muestra el proceso que se ha llevado a cabo para obtener las deflexiones en las vigas de la planta No. 1 del modelo estructural:

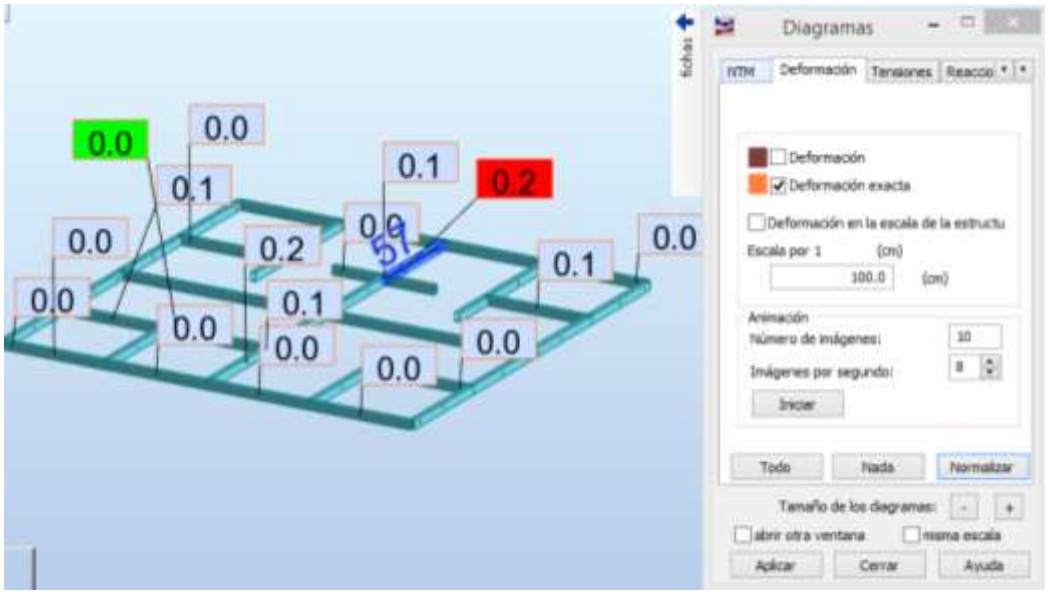
Debido al Peso Propio:



Debido a la Carga Muerta:



Debido a la Carga Viva:



Como se puede observar, el programa computacional indica la viga crítica y su respectiva deflexión en centímetros. De la misma manera se han obtenido las deflexiones de las demás plantas del modelo estructural, A continuación se presenta una tabla de resumen:

Tabla 22. Deflexión máxima admisible calculada

Modelo Estructural: Edificio de 5 Pisos										
Planta No.	Viga Crítica	Deflexión en centímetros por:					Longitud (cm)	Límites de deflexión (cm)		
		Peso Propio	Carga Muerta	Total Carga Permanente	Carga Viva	Total		C. Perm +C. Viva (ℓ/240)	C. Viva entrepiso(ℓ/360)	C. Viva cubierta(ℓ/180)
1	57	0.40	0.20	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	1.67	N/A
2	382	0.40	0.20	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	1.67	N/A
3	449	0.40	0.20	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	1.67	N/A
4	510	0.40	0.20	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	1.67	N/A
5	574	0.50	0.10	0.60	0.10	0.70	600.00	2.50	N/A	3.33

Fuente: (Norma: American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. ACI 318S-14. Segunda Impresión. Farmington Hills, USA: ACI, 2014)

Todas las deflexiones obtenidas se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma ACI 318S-14, tabla 24.2.2 – Deflexión máxima admisible calculada.

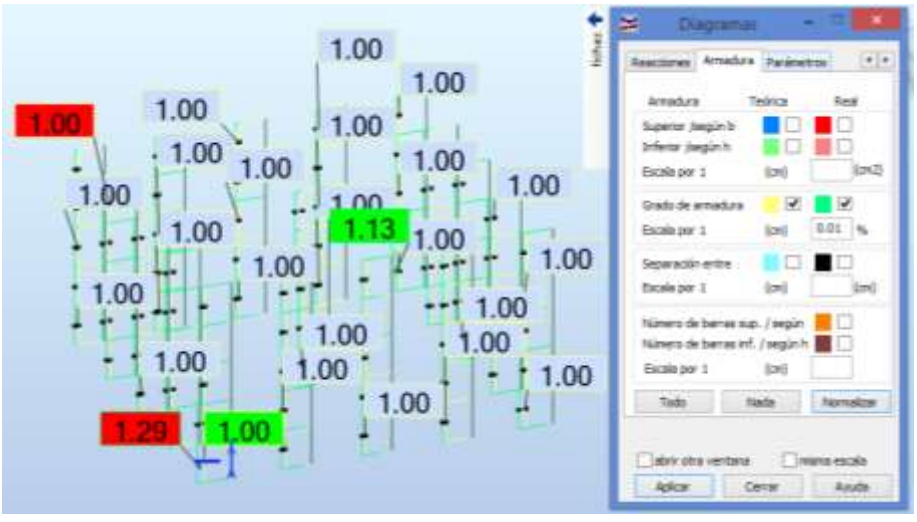
5.3.9. Diseño Sismo-Resistente de elementos estructurales

5.3.9.1. Utilización de Varillas Grado 60

5.3.9.1.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas

Armado Teórico.

Una vez establecidos los parámetros de trabajo y la norma bajo la cual se procederá a realizar el diseño del refuerzo, el programa proporciona un armado teórico en donde indica la cuantía mínima que requiere cada columna para resistir las cargas aplicadas al modelo, así se obtuvieron los siguientes resultados:



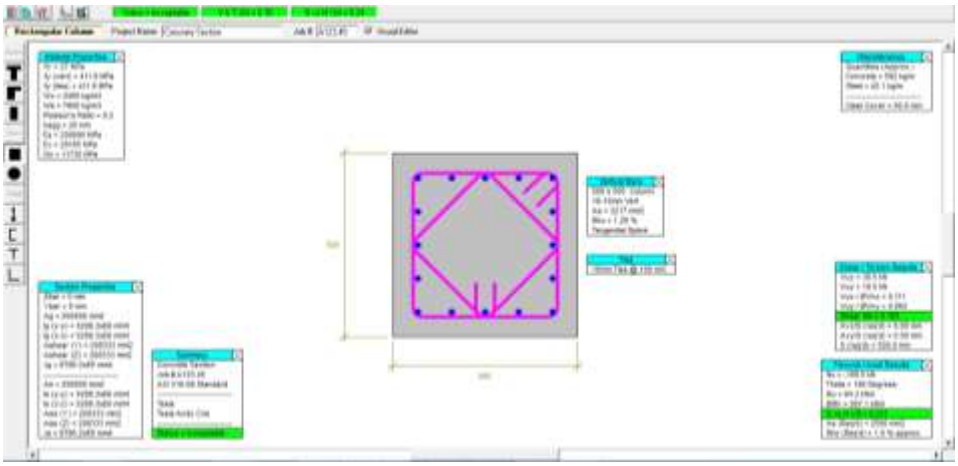
Cuantía de la columna Critica Elemento No.1: 1.29%

Área Transversal de la Columna 50cmx50cm: 2500cm2

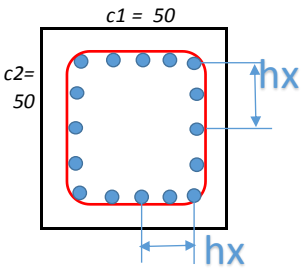
Diámetro Considerado de Varillas Longitudinales: 16mm

Número de varillas del diseño: 16 (16ϕ16)

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 100mm



Diseño a corte:



Dimensiones			Acero Longitudinal	
b	50	cm	# var	16
h	50	cm	ϕ (mm)	16

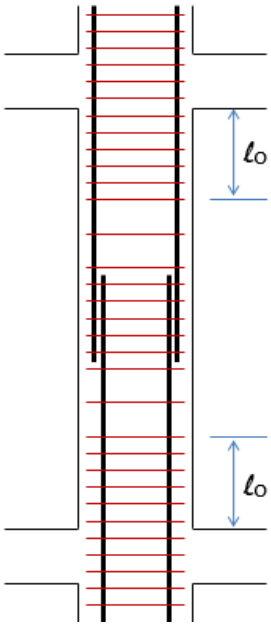
b/h 1 >0.4 (OK)

Ag	2500	cm2
As min	25	cm2
As max	150	cm2
As	32.17	cm2

f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
r	4	cm
ln	300	cm

Acero de Estribos	
ϕ (mm)	10
1 ϕ 10m	0.7853982

Nota: s=10cm para el traslape.



lo { el mayor entre c1 y c2 = 50 cm; ln/6= 50 cm; 45 cm }

lo = 50 cm

Espaciamiento:

s en x = s en y= 10.10 cm

hx=2s= 20.20 cm

$$so = 10 + (\frac{35 - hx}{3})$$

so= 14.93

Para lo:

s<= { 0.25(c1 o c2)= 12.50 cm; 6 ϕ longitudinal = 9.60 cm; so= 14.00 cm }

s= 9.60 → 10 cm

Para el resto:

s<= { 6 ϕ longitudinal = 9.60; 15.00 cm }

s= 9.600 → 10 cm

NUMERO DE RAMAS

Sismo en X= Sismo en Y

$$Ash = \frac{0.3 * s * bc * f'c}{fy} * (\frac{Ag}{Ach} - 1)$$

Ash= 3.50

$$Ash = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{fy}$$

Ash= 2.52

el mayor → 3.50 cm2 #Ramas= 4.46 → 5 ramas

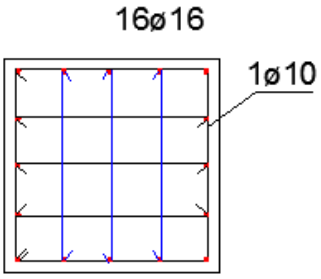
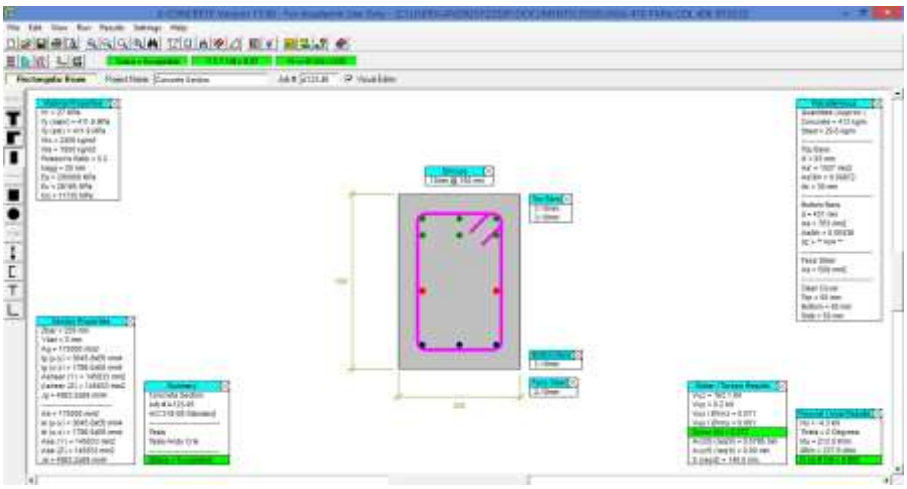


Figura 20. Armado final de Columna, Edificio 5 pisos, Varilla grado 60

5.3.9.1.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas

Viga Escogida:



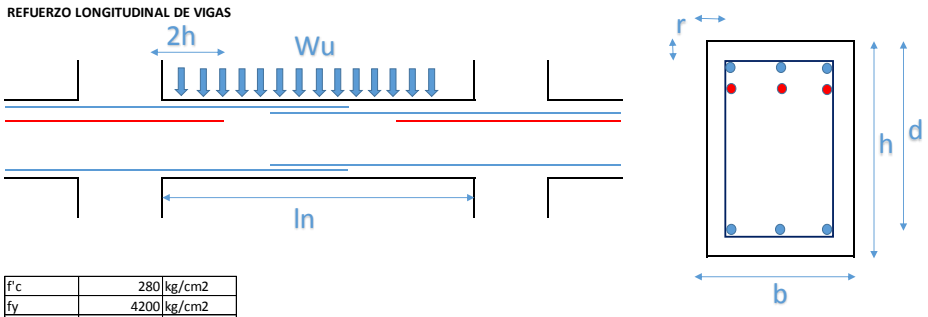
Varillas superiores: 6 ϕ 18mm

Varillas Inferiores: 3 ϕ 18mm

Varillas en las caras: 2 ϕ 18mm

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 100mm

Diseño y verificación de corte en la viga:



f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
r	4	cm
ϕ	18	mm
b	35	cm
h	50	cm
n var sup	6	
Wu	2.53	t/m
ln	5.50	m
2h	100	cm

$d = h - r - 1 - \frac{\emptyset}{2}$

d= 44.10

Wu=1.2D+fL f=0.5
Wu (t/m)= 2.53

$As\ min = 14 * \frac{b * d}{fy}$

As min= 5.15 cm2

$As\ max = 0.025\ b * d$

As max 38.59 cm2

As superior= 15.27 cm2

As inferior= 7.63 cm2

As inf central= 3.82 cm2

ESTRIBOS

ESPACIAMIENTO:

EN EL TRASLAPE

S≤
- d/4= 11.03 cm
- 10cm 10.00 cm

s= el menor 10.00 cm

DENTRO DE 2h

S≤
- d/4= 11.03 cm
- 6*menor ϕ 10.80 cm
- 15cm 15.00 cm

s=el menor 10.00 cm

EN EL RESTO

S≤
- d/2= 22.05 cm → 20cm

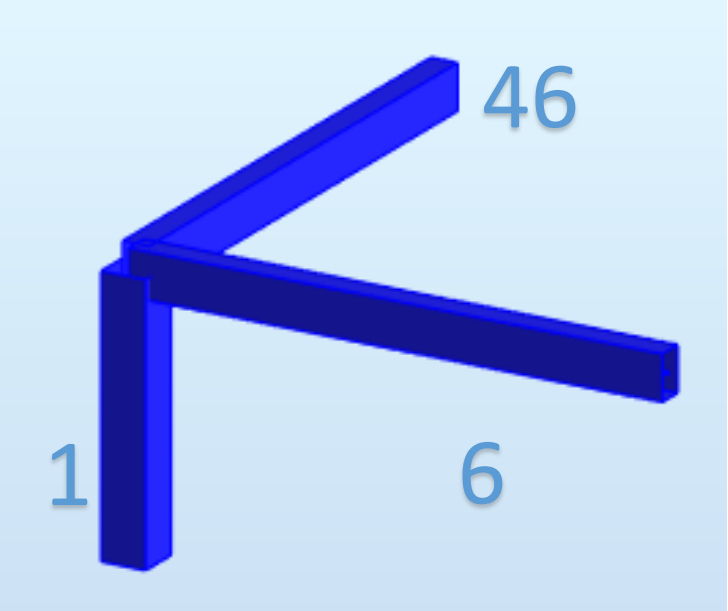
VERIFICACION DE CORTE
$a\ sup = \frac{1.25 * fy * As\ sup}{0.85 * f'c * b}$ *a sup= 9.62*
$Mpr\ sup = As\ sup * (1.25fy)(d - \frac{asup}{2})$ *Mpr sup= 31.49 T.m*
$a\ inf = \frac{1.25 * fy * As\ inf}{0.85 * f'c * b}$ *a inf = 4.81*
$Mpr\ inf = As\ inf * (1.25fy)(d - \frac{ainf}{2})$ *Mpr inf= 16.71 T.m*
$VG = \frac{Wu * ln}{2}$ *VG= 6.9575 T*
$VE = \frac{Mpr\,\sup + Mpr\ inf}{ln}$ *VE= 8.76 T*
$si\quad VE > VG\ \therefore$ VC=0

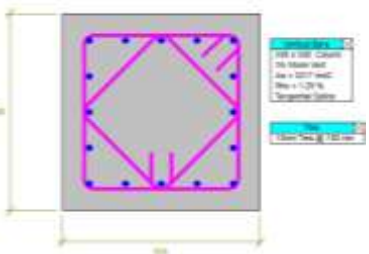
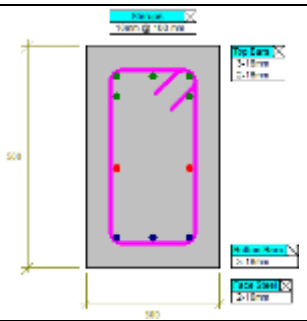
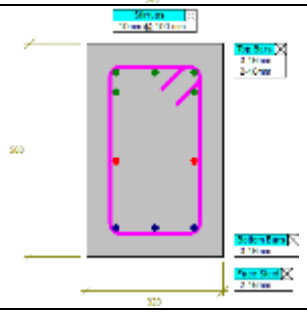
La verificación de Columna Fuerte - Viga Débil ha sido realizada tomando en cuenta los elementos críticos del modelo estructural, siendo en este caso:

a) Columna esquinera (Elemento No.1)
b) Columna central (Elemento No. 480)
c) Columna exterior (Elemento No. 406)

Con sus respectivas vigas que forman cada nudo.

a) **Columna esquinera:**

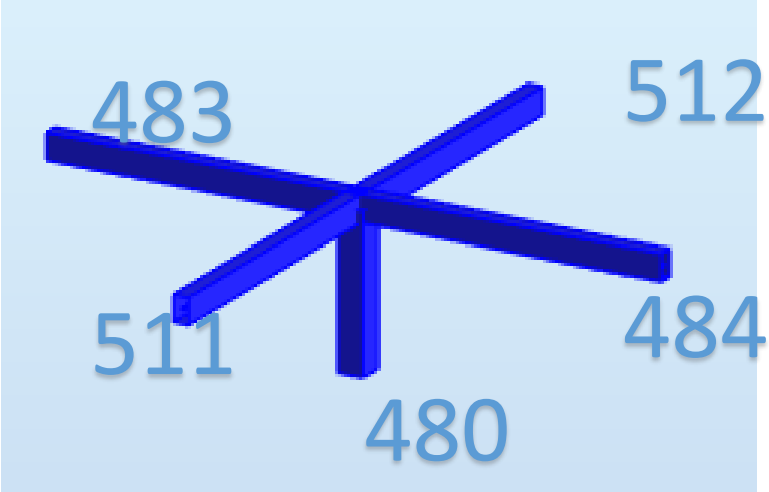


Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
1	Columna esquinera	50x50		29.87	X/Y
6	Viga esquinera	30x50		18.80	Y
46	Viga esquinera	32x50		18.80	X

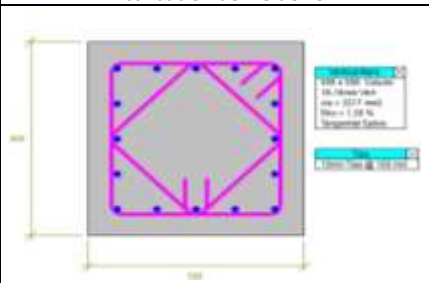
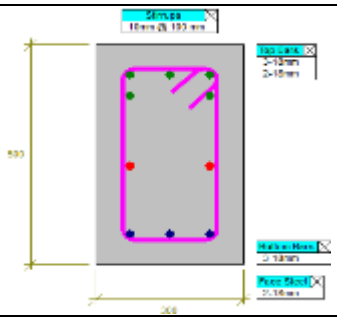
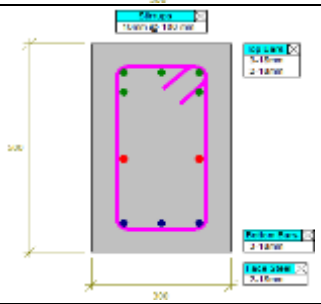
Dirección X:	Σ Mn Columnas=	59.73 Tm
	Σ Mn Vigas=	18.80 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	3.18 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	59.73 Tm
	Σ Mn Vigas=	18.80 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	3.18 > 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

Siguiendo este procedimiento se han diseñado los demás elementos críticos del modelo y a continuación se presenta una tabla de resumen:

b) **Columna central:**



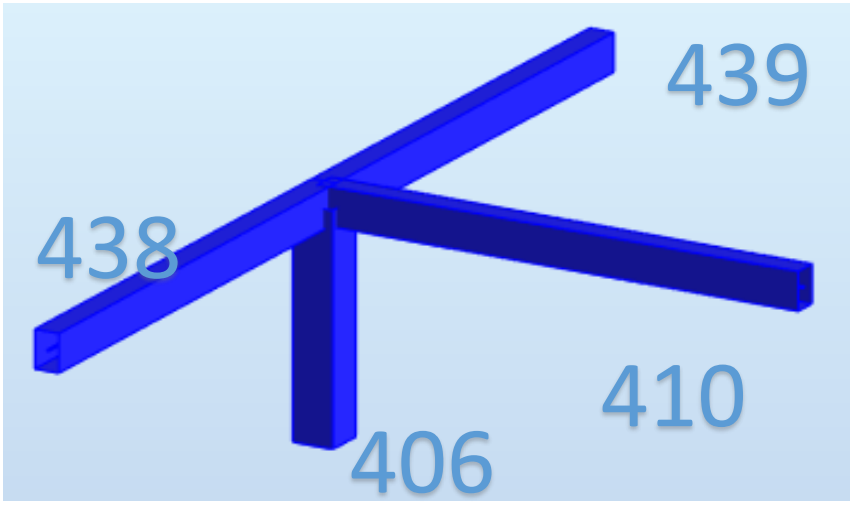
Resumen:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
480	Columna central	50x50		32.82	X/Y
511 y 512	Viga central	30x50		23.21	X
483 y 484	Viga central	30x50		23.26	Y

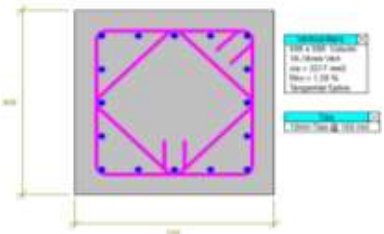
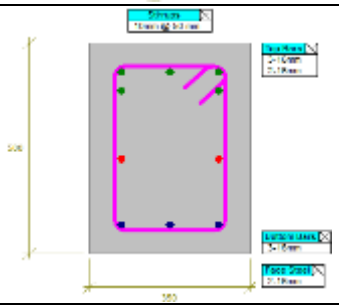
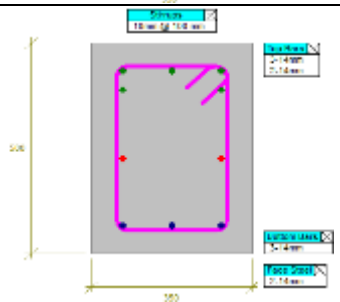
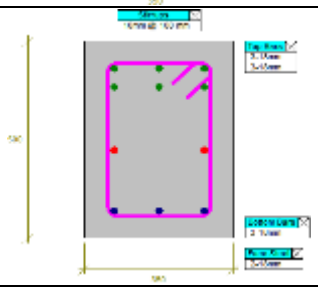
Dirección X: Σ Mn Columnas= 65.65 Tm
Σ Mn Vigas= 46.42 Tm
Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas= 1.41 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

Dirección Y: Σ Mn Columnas= 65.65 Tm
Σ Mn Vigas= 46.53 Tm
Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas= 1.41 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

c) Columna exterior:



Resumen:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
406	Columna exterior	50x50		32.82	X/Y
438	Vigas de borde	35x50		19.21	X
439	Vigas de borde	35x50		15.21	X
410	Viga	35x50		26.91	Y

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	65.65	Tm
	Σ Mn Vigas=	34.42	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.91 > 1.20	(Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	65.65	Tm
	Σ Mn Vigas=	26.91	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.44 > 1.20	(Columna Fuerte - Viga Débil) OK

5.3.9.1.3. Verificación de Corte en el Nudo:

Continuando con el proceso de diseño de elementos estructurales es necesario verificar la resistencia nominal de los nudos, así de acuerdo a la sección 18.4.4 de la norma de diseño ACI 318S-14 referente a nudos, señala que los nudos viga-columna de pórticos intermedios resistentes a momento deberán tener un refuerzo de acuerdo al capítulo 15, específicamente la sección 15.4.2 de esta norma, donde se exige que el área de todas las

ramas de refuerzo transversal en cada dirección del nudo "restringido" deberá ser no menos que:

a) $0.062\sqrt{f'c}\ \frac{b*s}{fy}$

b) $0.35\ \frac{b*s}{fy}$

Dónde: ***b*** es la dimensión de la sección de la columna perpendicular a la dirección en consideración y ***s*** es el espaciamiento del refuerzo transversal.

Señala también que un nudo se considera restringido si se encuentra delimitado por vigas de similar altura en sus cuatro caras, pero no menciona ningún requerimiento para los nudos de borde ni para los nudos esquineros.

La sección de nudos para pórticos intermedios resistentes a momento presenta muchas ambigüedades ya que no consideran la resistencia nominal a cortante en el nudo y presenta una explicación muy general. Por esta razón el análisis de los nudos será realizado de la misma manera que para pórticos especiales resistentes a momento por lo que dicho análisis estará del lado de la seguridad.

Resistencia Nominal a Corte en Nudos

Se ha calculado la resistencia nominal a corte para los diferentes modelos estructurales, para esto se han realizado 3 análisis de nudos correspondientes a elementos estructurales críticos, tomando en cuenta:

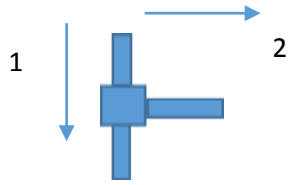
a) Nudo de borde
b) Nudo de esquina
c) Nudo central

Los siguientes nudos a considerarse no presenta confinamiento, esto se debe a que el ancho de las vigas (35cm) no alcanza el 75% del ancho de la columna (37.5 cm), por esta razón la resistencia nominal a corte (Vn) se ha calculado mediante la siguiente fórmula:

$$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * \text{Aj}$$

Ecuación 12. Corte Nominal en el Nudo (Otros Casos)

NUDO BORDE (NO CONFINADO)



El análisis de este nudo se lo ha realizado en dos direcciones, en la dirección 1 (viga de borde) y en la dirección 2 (viga esquinera). En la dirección 1, el cálculo realizado es el mismo para las dos vigas, ya que la unión viga-columna es la es la misma.

Dirección 1

x =	25	cm
b =	35	cm
h =	50	cm

a ≤ 2x = 50
b + h = 85

Aj = 2500 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	10.05	cm2
As =	6.03	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 113.79 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 84.42

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25$ Fy * (A's+As)-Veinf

Vu= 84.42 T

ϕVn≥Vu OK

Dirección 2

x =	25	cm
b =	35	cm
h =	50	cm

a ≤ 2x = 50
b + h = 85

Aj = 2500 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	15.27	cm2
As =	7.63	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 113.79 T

Vu = 1.25 Fy *A's-Ve sup

Vu= 80.17

ϕVn≥Vu OK

Vu = 1.25 Fy *As-Ve sup

Vu= 40.06

ϕVn≥Vu OK

NUDO DE ESQUINA (NO CONFINADO)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en las dos direcciones

x =	25	cm
b =	35	cm
h =	50	cm

a ≤ { 2x = 50 ; b + h = 85 }

Aj = 2500 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	10.05	cm2
As =	6.03	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$\leq 3.2 * \sqrt{\quad} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 113.79 T

Vu = 1.25 Fy *A's-Ve sup

Vu= 52.7625

ϕVn≥Vu OK

Vu = 1.25 Fy *As-Ve sup

Vu= 31.6575

ϕVn≥Vu OK

NUDO CENTRAL (NO CONFINADO)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en todas las direcciones

x =	25	cm
b =	30	cm
h =	50	cm

a ≤ 2x = 50
b + h = 80

Aj = 2500 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	12.72	cm2
As =	7.63	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 113.79 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 106.8375 T

ϕVn≥Vu OK

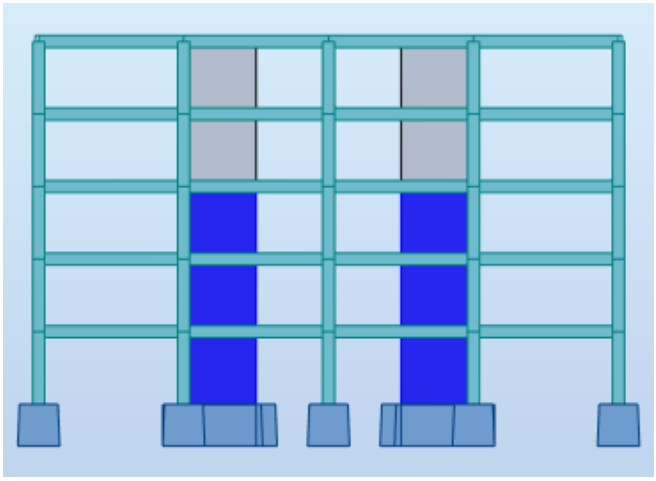
$Vu = 1.25$ Fy * (A's+As)-Ve inf

Vu= 106.8375 T

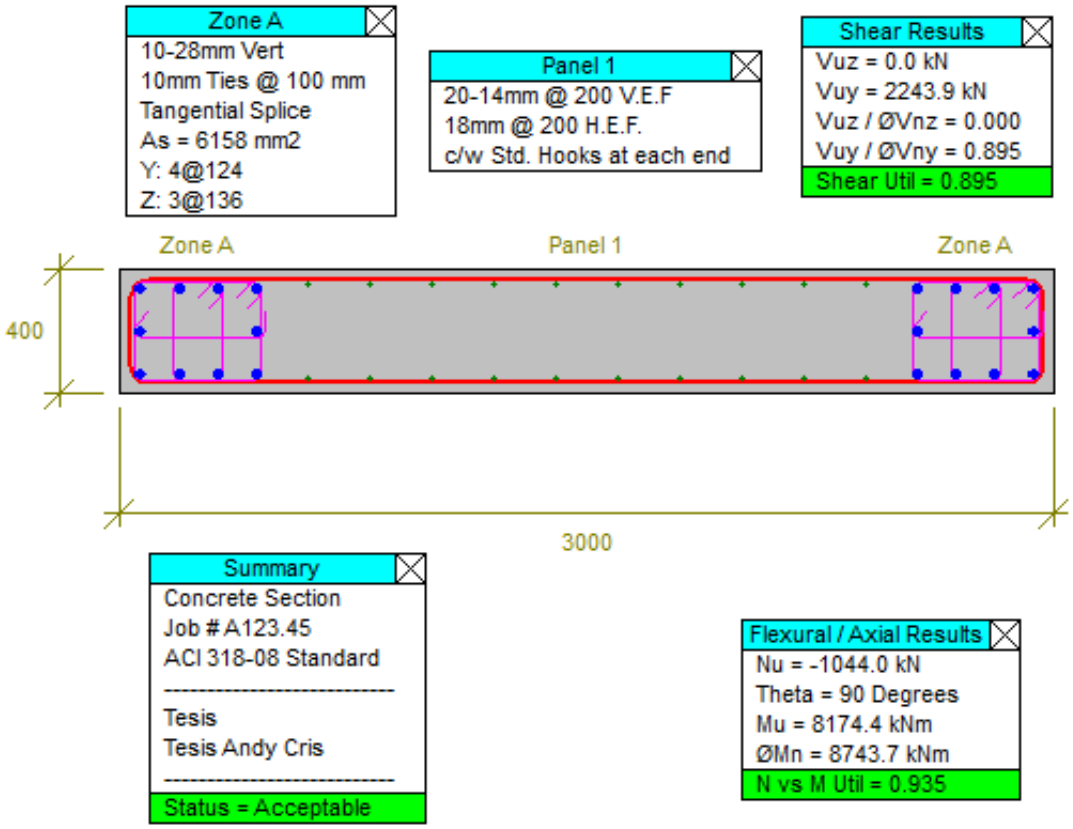
ϕVn≥Vu OK

5.3.9.1.4. Diseño Sismo - Resistente de muros de corte para ambos modelos estructurales.

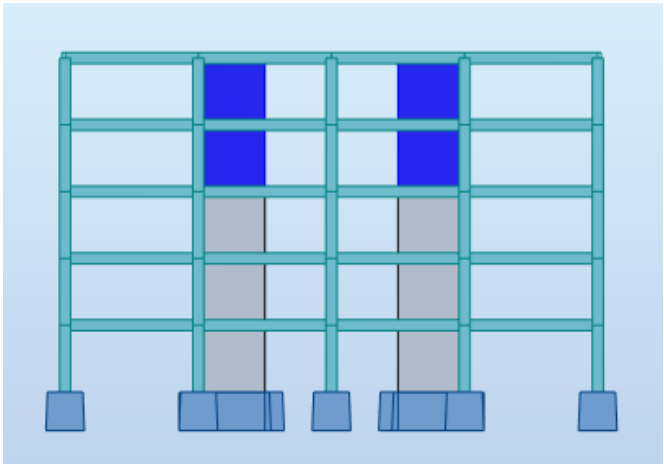
Muros de los 3 primeros pisos en dirección X



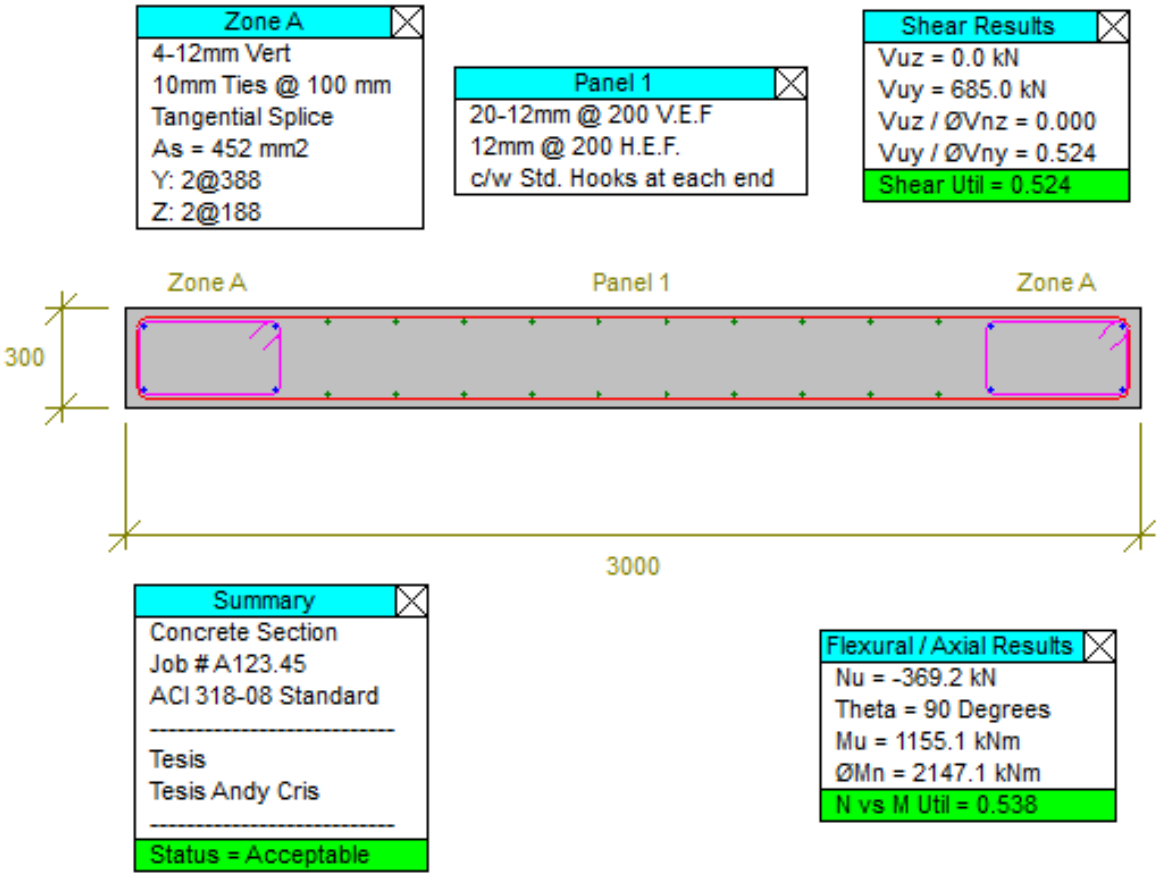
Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



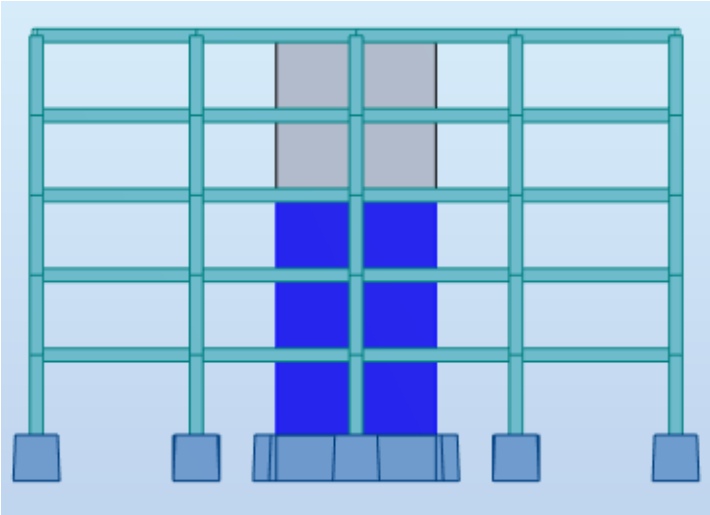
Muros de los 2 últimos pisos en dirección X



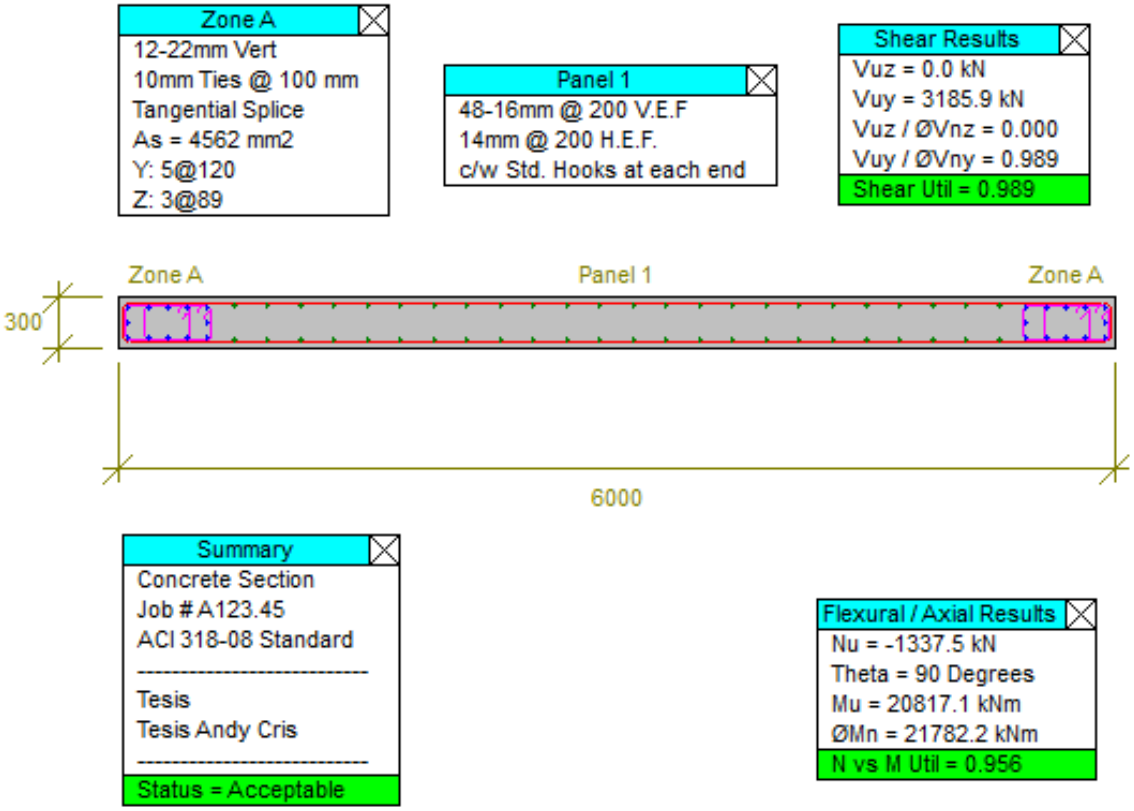
Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



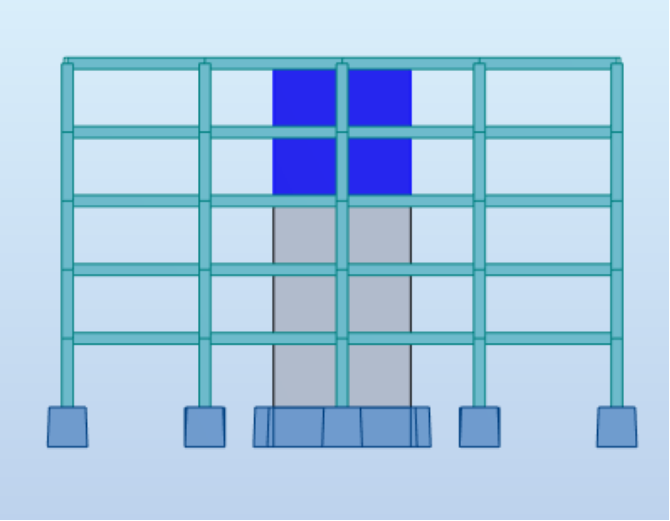
Muros de los 3 primeros pisos en dirección Y



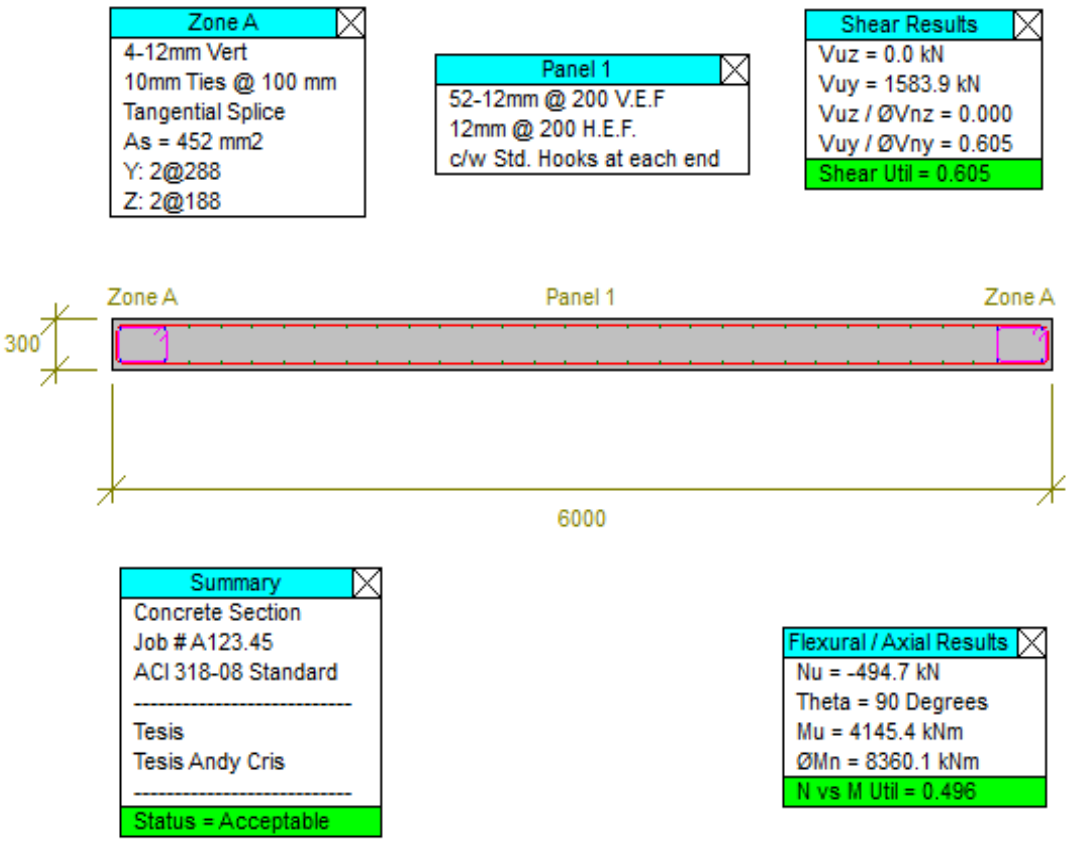
Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



Muros de los 2 últimos pisos en dirección Y



Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



5.3.10. Utilización de Varillas grado 80.

5.3.10.1. Optimización de Secciones en base a la utilización de Varillas grado 80.

Una vez modelados y analizados los modelos estructurales en donde se ha considerado la utilización de varillas de refuerzo de grado 60, se han utilizado los mismos esfuerzos obtenidos en el programa Robot Structural Analysis que actúan sobre los elementos estructurales críticos, para diseñar los elementos estructurales del modelo en el cual se contempla la utilización de varillas de refuerzo grado 80. Dicho diseño se lo ha realizado en el programa S-Concrete 11 y la optimización de secciones se la realizó en base a los siguientes criterios:

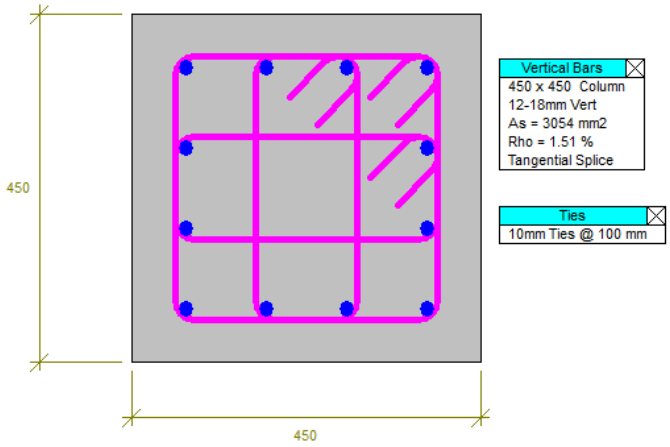
1. Optimización de hormigón utilizando la cantidad de acero original.
2. Optimización de acero utilizando la cantidad de hormigón original.
3. Optimización de acero y hormigón.

Tabla 23. Optimización de Vigas y Columnas, Edificio 5 pisos, Varillas grado 80

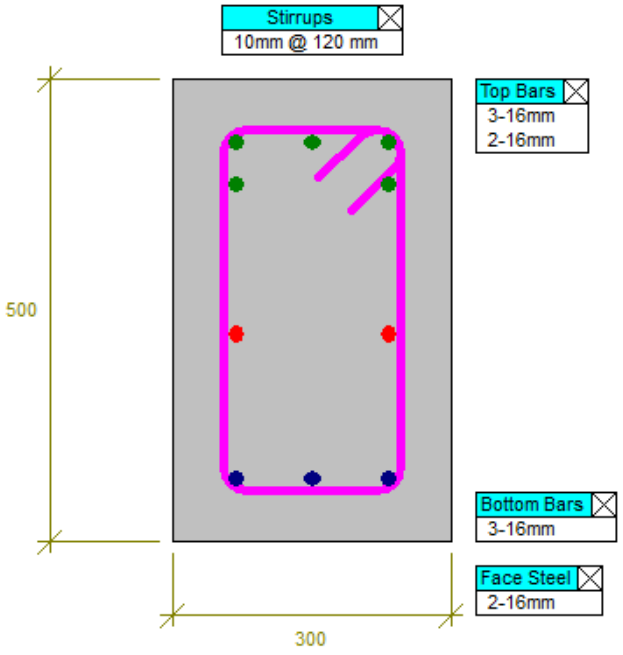
ELEMENTO #	OPTIMIZACIÓN	VARILLAS	REFUERZO LONGITUDINAL			REFUERZO	SECCIÓN		SECC TRANSV (cm2)	CUANTÍA	COSTO	COSTO	COSTO
		GRADO	SUP.	INF.	CARA	TRANSVERSAL	b	h			HORM. USD	ACERO USD	TOTAL 1M
VIGA 410 (CRÍTICA)	ORIGINAL	60	ϕ18	ϕ18	ϕ18								
			6	3	2	1ϕ10@100	35	50	1750	0.0160	$15.95	23.73624	$39.69
	HORMIGÓN	80	6	3	2	1ϕ10@116	29	42	1218	0.0229	$11.10	23.73624	$34.84
	ACERO		ϕ16	ϕ16	ϕ16				0		$0.00		
			5	3	2	1ϕ10@140	35	50	1750	0.0115	$15.95	17.0424	$33.00
	HORMIGÓN Y ACERO		ϕ16	ϕ16	ϕ16				0		$0.00		
			5	3	2	1ϕ10@120	30	50	1500	0.0134	$13.67	17.0424	$30.72
COLUMNA 5	ORIGINAL	60	ϕ16										
			16			1ϕ10@100	50	50	2500	0.0129	$22.79	0	$22.79
	OPTIMA	80	ϕ18										
			12			1ϕ10@100	45	45	2025	0.0151	$18.46	0	$18.46

Una vez obtenidos estos resultados, se han escogido las secciones que resultan tener el costo más bajo, tomando como referencia el precio de los materiales listado en la revista de la Cámara de la Industria de la Construcción publicada en Septiembre del 2015, así:

Columna Escogida:



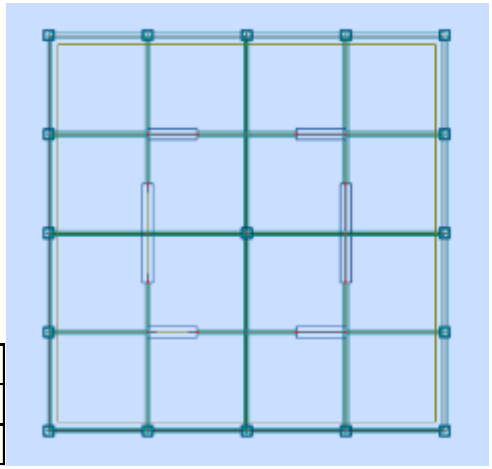
Viga Escogida:



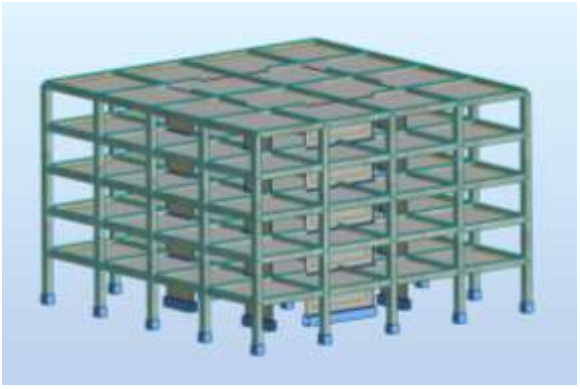
5.3.10.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016.

Una vez escogidas las secciones, en el programa computacional se han ingresado los siguientes datos para la modelación del edificio:

Número de Pisos	5	
fy(kg/cm2)	5500	
f'c (kg/cm2)	280	
DIMENSIONES		
Espesor de losa maciza equivalente (cm)	15	
Columnas (cm)	45x45	
Vigas (cm)	30x50	
CARGAS	Entrepiso	Cubierta
CM (T/m2)	0.30	0.10
CV (T/m2)	0.20	0.15



Nota: Cabe recalcar que el programa toma en cuenta el peso propio del edificio.



Nota: La asignación de cargas, y cálculos de cortes basales tanto estático como dinámico, se lo ha realizado de la misma manera que para el modelo anterior.

5.3.10.3. Análisis del modelo estructural:

Datos

Ubicación	Quito
Categoría de Ocupación	II
Tipo de Suelo	C
Categoría de Diseño Sísmico	E
R	6.5
Ss	2.04
S1	0.82
Fv	1.3
Fa	1
SD1	0.71
SDS	1.36
Ie	1
TL	4
Cd	5

Análisis Estático			
Periodo		**Calculo de Corte Basal (Ve)**	
Periodos Fundamentales (s)		Corte Basal Estático	
Sismo en X	Sismo en Y	Cs	
0.52	0.34	Sismo en X	Sismo en Y
Periodo máximo Cu.Ta (s)		0.21	0.21
0.52		W edificio (T)	
Periodo de Diseño (s)		2563.04	
Sismo en X	Sismo en Y	V estático X (T)	V estático Y (T)
0.52	0.34	536.27	536.27

Análisis Dinámico			
Corte Basal Dinámico (Vd)			
Sismo en X (T)	Sismo en Y (T)	85% V estático (T)	V dinámico utilizado (T)
370.80	393.90	455.83	456.00

5.3.10.3.1. Serviciabilidad

5.3.10.3.1.1. Cálculo de derivas y Revisión de torsión en planta:

Δmáx=6.0 cm

5.3.10.3.1.1.1. **Sismo en Dirección X:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	10.8		10.8		10.8			
		2.6		2.6		2.6	3.12	3.64
4	8.2		8.2		8.2			
		2.8		2.8		2.8	3.36	3.92
3	5.4		5.4		5.4			
		2.5		2.5		2.5	3	3.5
2	2.9		2.9		2.9			
		2		2		2	2.4	2.8
1	0.9		0.9		0.9			
		0.9		0.9		0.9	1.08	1.26
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.10.3.1.1.2. **Sismo en Dirección Y:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	4.5		4.5		4.5			
		1.1		1.1		1.1	1.32	1.54
4	3.4		3.4		3.4			
		1.1		1.1		1.1	1.32	1.54
3	2.3		2.3		2.3			
		1.1		1		1	1.2	1.4
2	1.2		1.3		1.3			
		0.8		0.9		0.9	1.08	1.26
1	0.4		0.4		0.4			
		0.4		0.4		0.4	0.48	0.56
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.10.3.1.1.3. **Sismo en Dirección X + 5% de excentricidad accidental en Y:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	10.7		9.4		11.9			
		2.6		2.3		2.8	3.06	3.57
4	8.1		7.1		9.1			
		2.7		2.4		3.1	3.3	3.85
3	5.4		4.7		6			
		2.6		2.2		2.8	3	3.5
2	2.8		2.5		3.2			
		1.9		1.7		2.2	2.34	2.73
1	0.9		0.8		1			
		0.9		0.8		1	1.08	1.26
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.10.3.1.1.4. **Sismo en Dirección X - 5% de excentricidad accidental en Y:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	10.7		11.9		9.4			
		2.6		2.8		2.3	3.06	3.57
4	8.1		9.1		7.1			
		2.7		3.1		2.4	3.3	3.85
3	5.4		6		4.7			
		2.6		2.8		2.2	3	3.5
2	2.8		3.2		2.5			
		1.9		2.2		1.7	2.34	2.73
1	0.9		1		0.8			
		0.9		1		0.8	1.08	1.26
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.10.3.1.1.5. **Sismo en Dirección Y+ 5% de excentricidad accidental en X:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	4.5		5.1		4.1			
		1.1		1.2		1	1.32	1.54
4	3.4		3.9		3.1			
		1.1		1.3		1	1.38	1.61
3	2.3		2.6		2.1			
		1.1		1.2		1	1.32	1.54
2	1.2		1.4		1.1			
		0.8		0.9		0.7	0.96	1.12
1	0.4		0.5		0.4			
		0.4		0.5		0.4	0.54	0.63
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.10.3.1.1.6. **Sismo en Dirección Y- 5% de excentricidad accidental en X:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
5	4.5		4		5.2			
		1.1		0.9		1.3	1.32	1.54
4	3.4		3.1		3.9			
		1.1		1		1.3	1.38	1.61
3	2.3		2.1		2.6			
		1.1		1		1.2	1.32	1.54
2	1.2		1.1		1.4			
		0.8		0.7		0.9	0.96	1.12
1	0.4		0.4		0.5			
		0.4		0.4		0.5	0.54	0.63
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.3.10.3.1.2. Revisión de deflexiones en vigas.

Modelo Estructural: Edificio de 5 Pisos										
Planta No.	Viga Crítica	Deflexión en centímetros por:					Longitud (cm)	Límites de deflexión (cm)		
		Peso Propio	Carga Muerta	Total Carga Permanente	Carga Viva	Total		C. Perm +C. Viva (ℓ/240)	C. Viva entrepiso(ℓ/360)	C. Viva cubierta(ℓ/180)
1	57	0.40	0.20	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	1.67	N/A
2	382	0.40	0.20	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	1.67	N/A
3	449	0.40	0.20	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	1.67	N/A
4	510	0.40	0.20	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	1.67	N/A
5	574	0.50	0.10	0.60	0.20	0.80	600.00	2.50	N/A	3.33

Todas las deflexiones obtenidas se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma ACI 318S-14, tabla 24.2.2 – Deflexión máxima admisible calculada.

5.3.10.4. Diseño Sismo – Resistente de elementos estructurales:

5.3.10.4.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas:

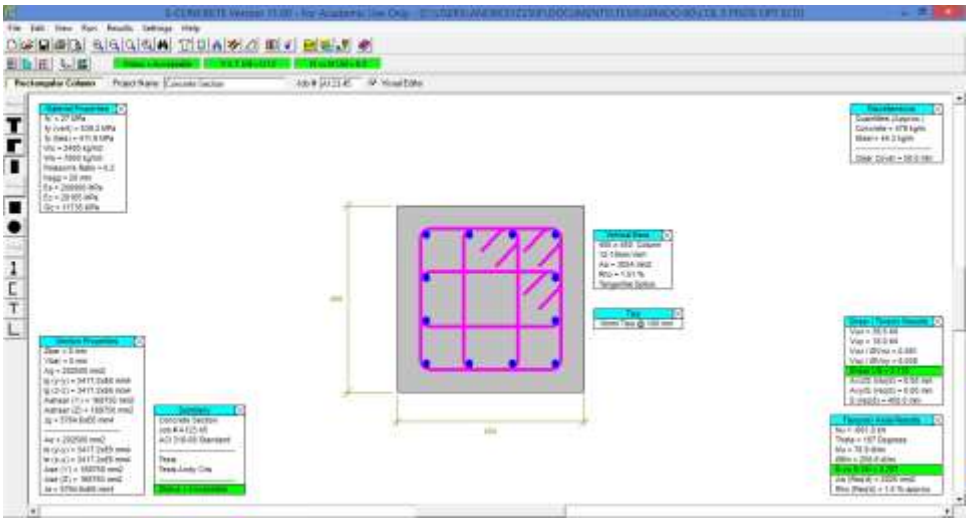
Cuantía de la columna Critica Elemento No.5: 1.51%

Área Transversal de la Columna 45cmx45cm: 2025cm2

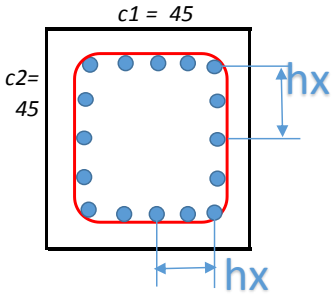
Diámetro Considerado de Varillas Longitudinales: 18mm

Número de varillas del diseño: 12 (12ϕ18)

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 100mm



Diseño a Corte:



Dimensiones			Acero Longitudinal	
b	45	cm	# var	12
h	45	cm	ϕ (mm)	18

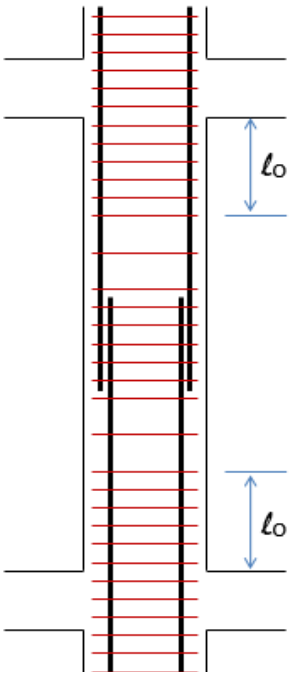
b/h 1 >0.4 (OK)

Ag	2025	cm2
As min	20.25	cm2
As max	121.5	cm2
As	30.54	cm2

f'c	280	kg/cm2
fy	5500	kg/cm2
r	4	cm
ln	300	cm

Acero de Estribos	
ϕ (mm)	10
1 ϕ 10m	0.7853982

Nota: s=10cm para el traslape.



lo (cm)	50
Espaciamiento	
para lo (cm)	10
para el resto (cm)	10
Numero de ramas	
En X	4
En Y	4

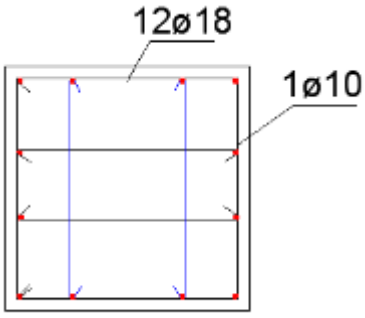
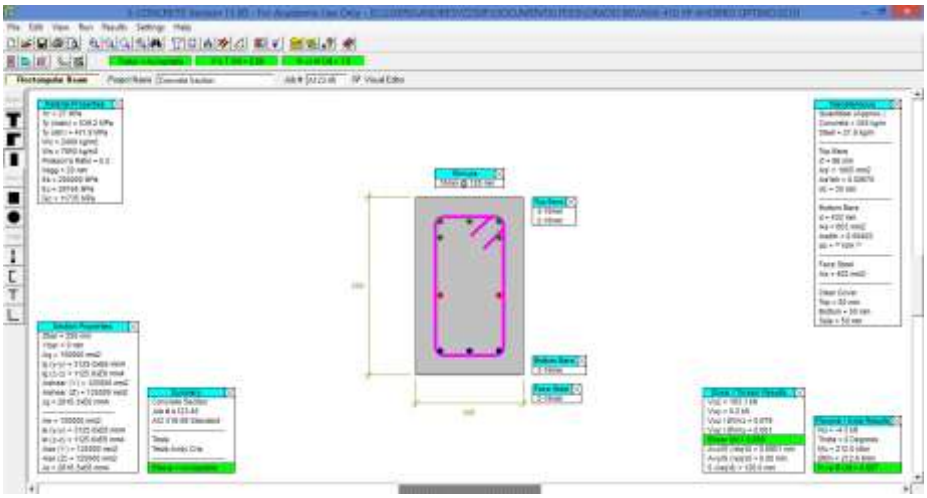


Figura 21. Armado final de Columna, Edificio 5 pisos, Varilla grado 80

5.3.10.4.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas

Viga Escogida:



Varillas superiores: 5 ϕ 16mm

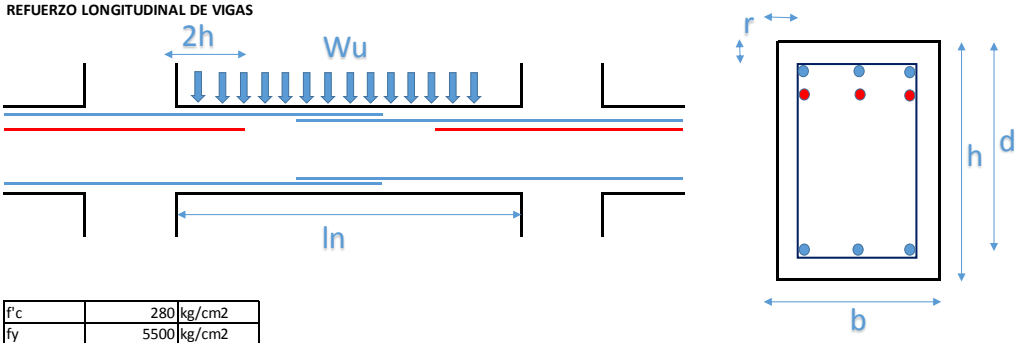
Varillas Inferiores: 3 ϕ 16mm

Varillas en las caras: 2 ϕ 16mm

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 120mm

Diseño y verificación de corte en la viga

REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS



f'c	280	kg/cm2
fy	5500	kg/cm2
r	4	cm
ϕ	16	mm
b	30	cm
h	50	cm
n var sup	5	
Wu	2.53	t/m
ln	5.50	m
2h	100	cm

$d = h - r - 1 - \frac{\emptyset}{2}$

d= 44.20

Wu=1.2D+fL f=0.5
Wu (t/m)= 2.53

$As\ min = 14 * \frac{b * d}{fy}$

As min= 3.38 cm2

$As\ max = 0.025\ b * d$

As max 33.15 cm2

As superior= 10.05 cm2

As inferior= 5.03 cm2

As inf central= 2.51 cm2

ESTRIBOS

ESPACIAMIENTO:

EN EL TRASLAPE

S≤ { d/4= 11.05 cm ; 10cm 10.00 cm

s= el menor **10.00 cm**

DENTRO DE 2h

S≤ { d/4= 11.05 cm ; 6*menor ϕ 9.60 cm ; 15cm 15.00 cm

s=el menor **10.00 cm**

EN EL RESTO

S≤ { d/2= 22.1 cm → **20cm**

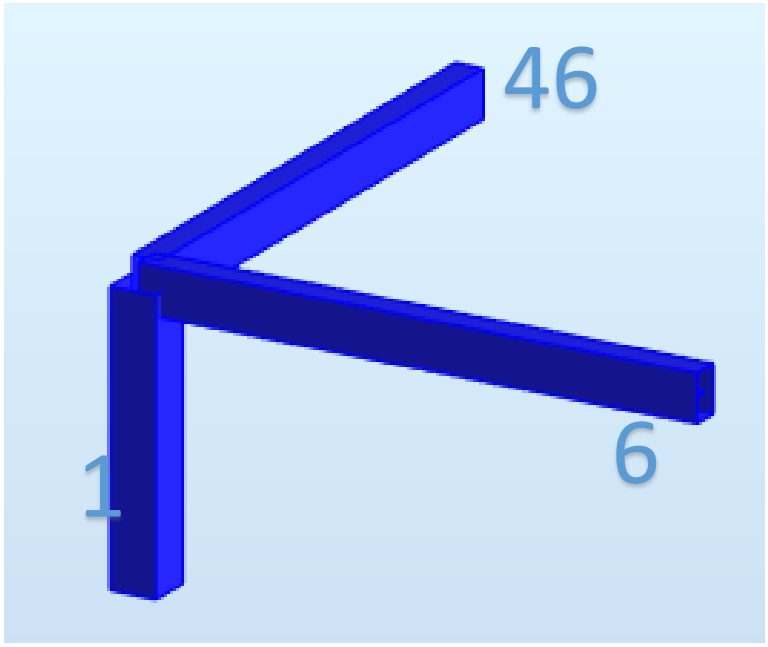
VERIFICACION DE CORTE		
a sup=	9.68	
Mpr sup=	27.20	T.m
a inf =	4.84	
Mpr inf=	14.44	T.m
VG=	6.9575	T
VE=	7.57	T
VC=0		

La verificación de Columna Fuerte – Viga Débil ha sido realizada tomando en cuenta los elementos críticos del modelo estructural, siendo en este caso:

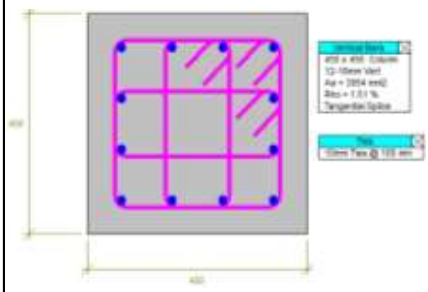
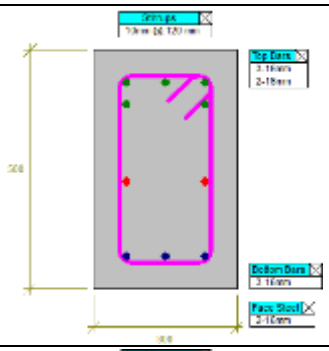
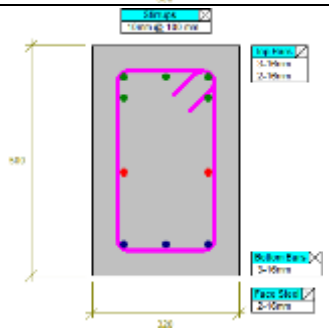
a) Columna esquinera (Elemento No.1)
b) Columna central (Elemento No. 480)
c) Columna exterior (Elemento No. 406)

Con sus respectivas vigas que forman cada nudo.

a) Columna esquinera:

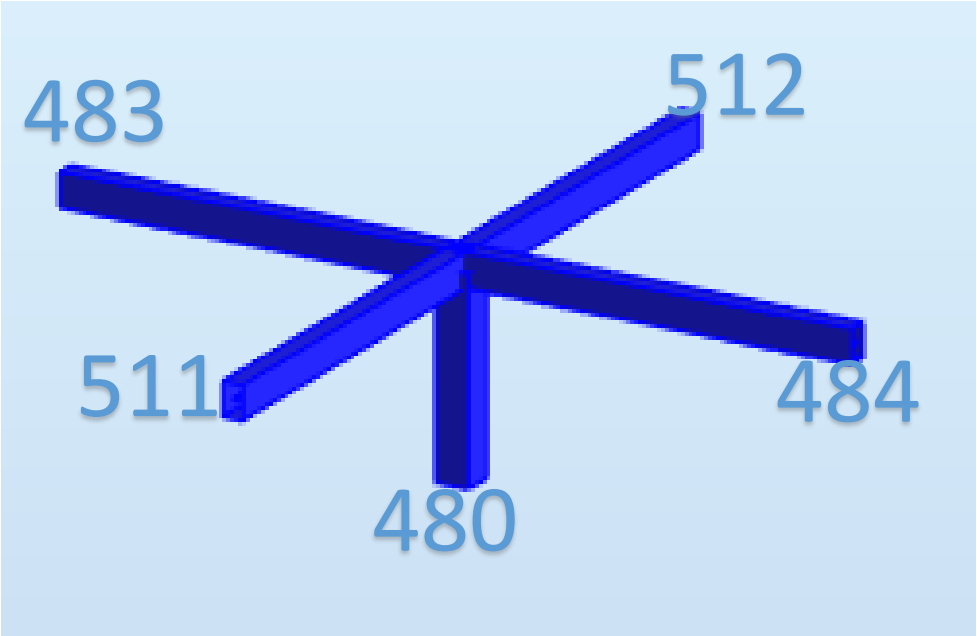


Resumen:

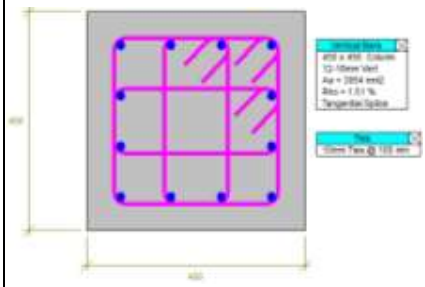
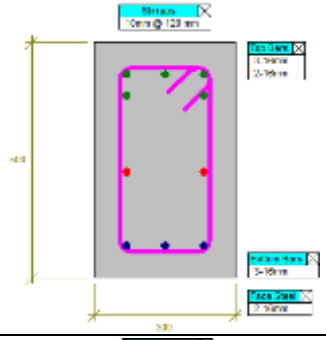
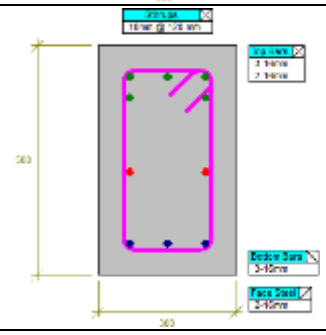
Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
1	Columna esquinera	45x45		29.77	X/Y
6	Viga esquinera	30x50		23.94	Y
46	Viga esquinera	32x50		24.00	X

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	59.53 Tm
	Σ Mn Vigas=	24.00 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.48 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	59.53 Tm
	Σ Mn Vigas=	23.94 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.49 > 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

b) Columna central:

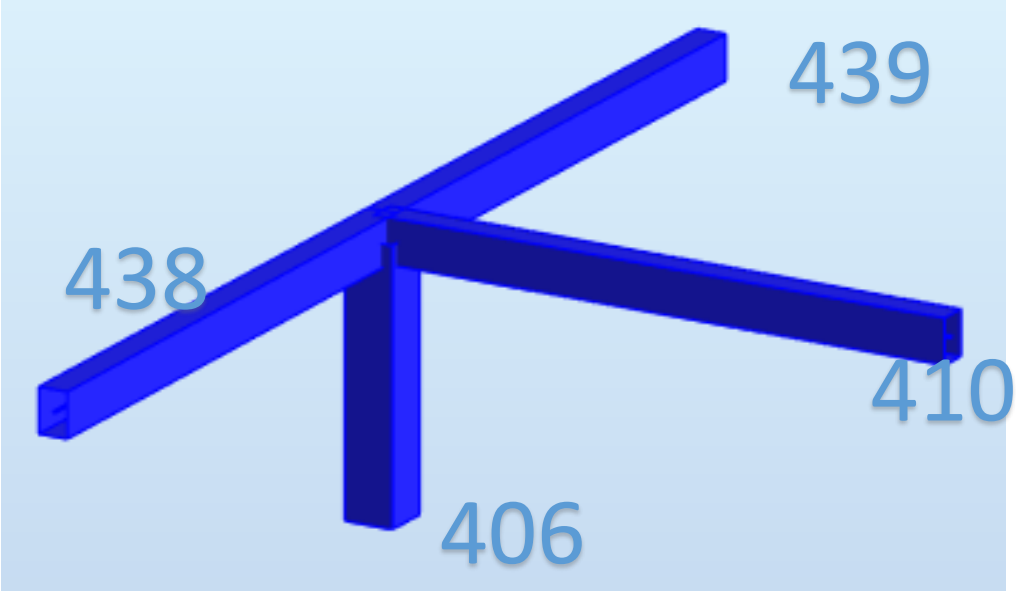


Resumen:

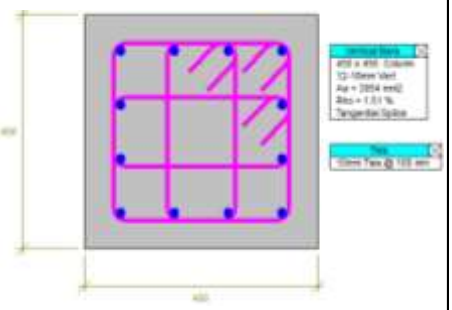
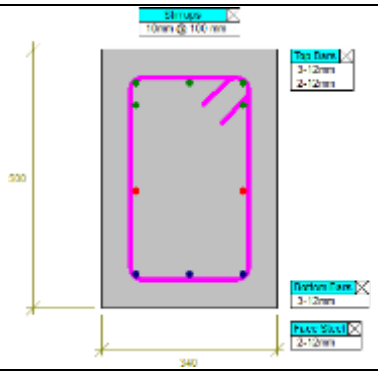
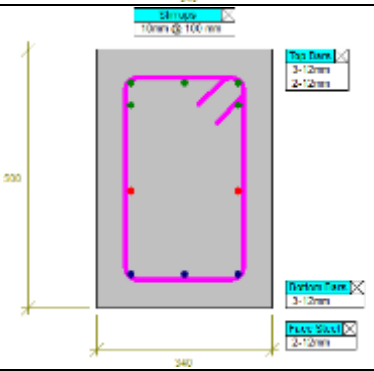
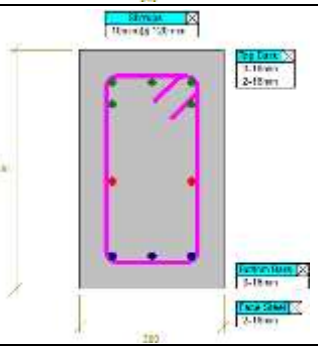
Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
480	Columna central	45x45		32.01	X/Y
511 y 512	Viga central	30x50		24.01	X
483 y 484	Viga central	30x50		24.06	Y

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	64.02 Tm	
	Σ Mn Vigas=	48.02 Tm	
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.33 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK	
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	64.02 Tm	
	Σ Mn Vigas=	48.11 Tm	
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.33 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK	

c) Columna exterior:



Resumen:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
406	Columna exterior	45x45		30.17	X/Y
438	Vigas de borde	34x50		14.68	X
439	Vigas de borde	34x50		14.71	X
410	Viga	30x50		24.08	Y

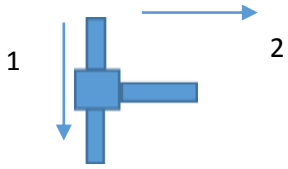
Dirección X:	Σ Mn Columnas=	60.35 Tm
	Σ Mn Vigas=	29.39 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.05 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	60.35 Tm
	Σ Mn Vigas=	24.08 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.51 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

5.3.10.4.3. Verificación de corte en Nudos

Los siguientes nudos a considerarse no presenta confinamiento, esto se debe a que el ancho de las vigas (30cm) no alcanza el 75% del ancho de la columna (33.75 cm), por esta razón la resistencia nominal a corte (Vn) se ha calculado mediante la siguiente fórmula:

$$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$$

NUDO DE BORDE (NO CONFINADO)



El análisis de este nudo se lo ha realizado en dos direcciones, en la dirección 1 (viga de borde) y en la dirección 2 (viga esquinera). En la dirección 1, el cálculo realizado es el mismo para las dos vigas, ya que la unión viga-columna es la es la misma.

Dirección 1

x =	22.5	cm
b =	30	cm
h =	45	cm

a ≤ 2x = 45; b + h = 75

Aj = 2025 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	5.65	cm2
As =	3.39	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 92.17 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 62.15 T

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25\ Fy * (A's+As)-Veinf$

Vu= 62.15 T

ϕVn≥Vu OK

Dirección 2

x =	22.5	cm
b =	30	cm
h =	45	cm

a ≤ 2x = 45; b + h = 75

Aj = 2025 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	10.05	cm2
As =	6.03	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 92.17 T

Vu = 1.25 Fy *A's-Ve sup (Ve) no necesario

Vu= 69.09 T

ϕVn≥Vu OK

Vu = 1.25 Fy *As-Ve sup (Ve) no necesario

Vu= 41.46 T

ϕVn≥Vu OK

NUDO DE ESQUINA (NO CONFINADO)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en las dos direcciones.

x =	22.5	cm
b =	30	cm
h =	45	cm

a ≤ 2x = 45
b + h = 75

Aj = 2025 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	10.05	cm2
As =	6.03	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 92.17 T

Vu = 1.25 Fy *A's-Ve sup (Ve) no necesario

Vu= 69.09 T

ϕVn≥Vu OK

Vu = 1.25 Fy *As-Ve sup (Ve) no necesario

Vu= 41.46 T

ϕVn≥Vu OK

NUDO CENTRAL (NO CONFINADO)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en todas las direcciones.

El diseño de las vigas se lo realizó para sistemas especiales, de esta manera el diseño fue más conservador, para que este nudo cumpla con la capacidad requerida a corte fue necesarios disminuir el acero de refuerzo inferior de 3 varillas de 16mm a 3 varillas de 14mm lo cual cumple con los requerimientos para sistemas intermedios y de igual manera cumple con la capacidad requerida a corte para el nudo.

A diferencia de los nudos anteriormente analizados, para este análisis fue necesario realizar el cálculo de los cortes de diseño de la columna (Ve) superior e inferior para calcular la capacidad del nudo.

hn =	3	
Mpr =	41.59	T*m
Ve (1)	27.73	T
Mpr 1	27.2	T*m
Mpr 2	14.44	T*m
Mpr SUP	20.82	T*m
Mpr 3	27.2	T*m
Mpr 4	14.44	T*m
Mpr INF	20.82	T*m
Ve (2)	13.88	T
Ve el menos entre Ve (1) yVe (2)		
Ve=	13.88	

x =	22.5	cm
b =	30	cm
h =	45	cm

a ≤ 2x = 45
b + h = 75

Aj = 2025 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	10.05	cm2
As =	4.62	cm2
Ve sup =	13.88	T
Veinf =	13.88	T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 92.17 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 86.98 T

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25\ Fy * (A's+As)-Ve inf$

Vu= 86.98 T

ϕVn≥Vu OK

Nota: El diseño de muros de corte es el mismo que para el modelo estructural anterior.

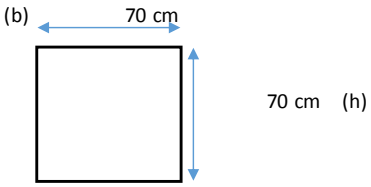
5.4. EDIFICIO DE 7 PISOS Y DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CORTE b.

5.4.1. Prediseño

PREDISEÑO DE SECCIONES

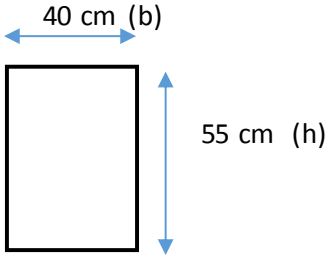
COLUMNAS

sección escogida:



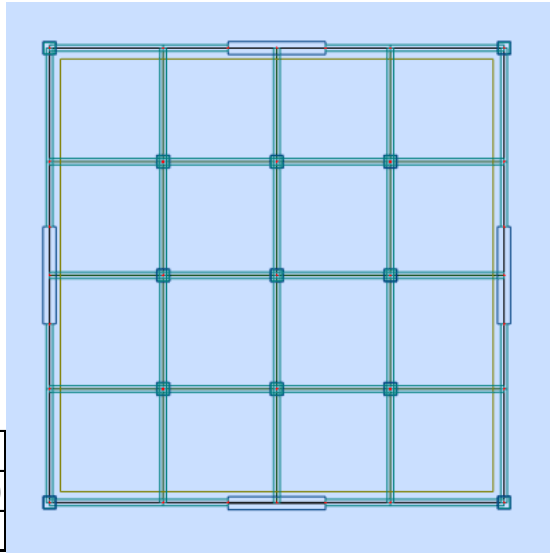
VIGAS

Sección escogida:



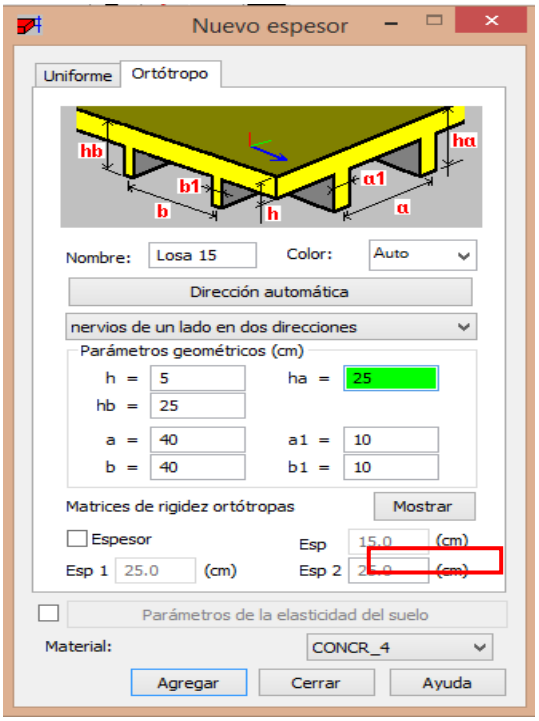
5.4.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016.

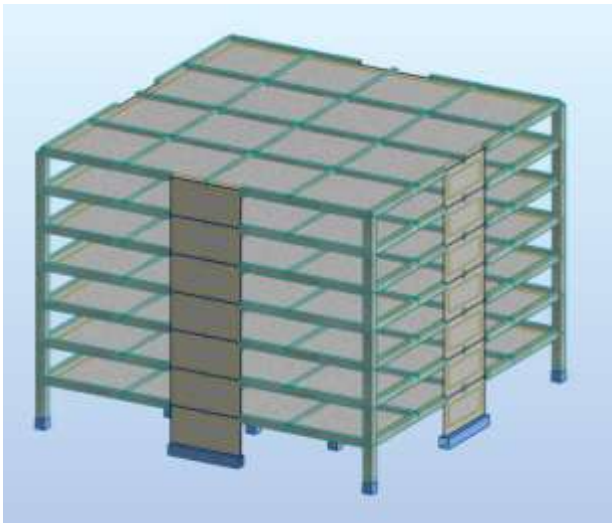
Número de Pisos	7	
fy(kg/cm2)	4200	
f'c (kg/cm2)	280	
DIMENSIONES		
Espesor de losa maciza equivalente (cm)	15	
Espesor de muro de corte (cm)	30	
Columnas (cm)	70x70	
Vigas (cm)	40x55	
CARGAS	Entrepiso	Cubierta
CM (T/m2)	0.30	0.10
CV (T/m2)	0.20	0.15



Una vez obtenidas las dimensiones preliminares de elementos estructurales del edificio, en el programa computacional se han ingresado los siguientes datos:

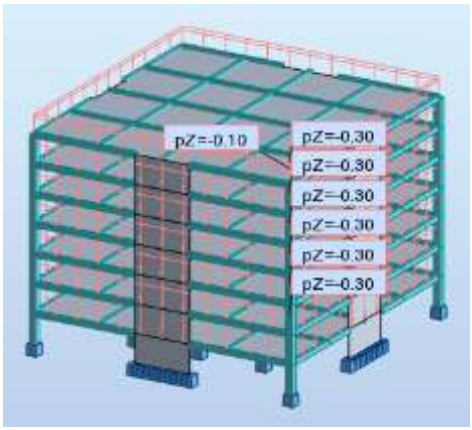
Modelación de la losa en el programa/ Espesor macizo equivalente:



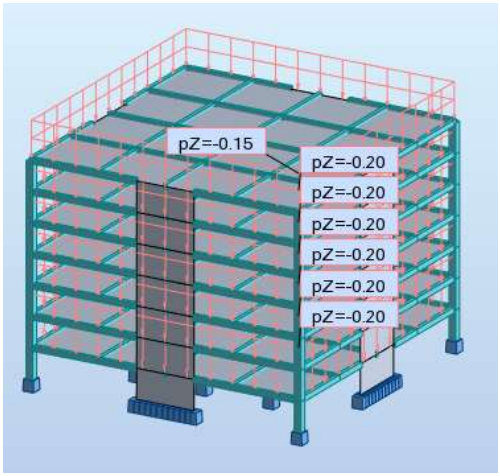


5.4.3. Asignación De Cargas

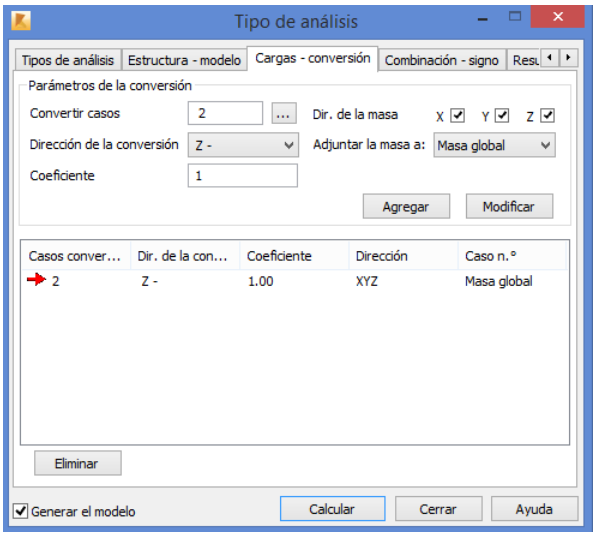
Carga Muerta CM (Acabados y Mamposterías).



Carga Viva CV.



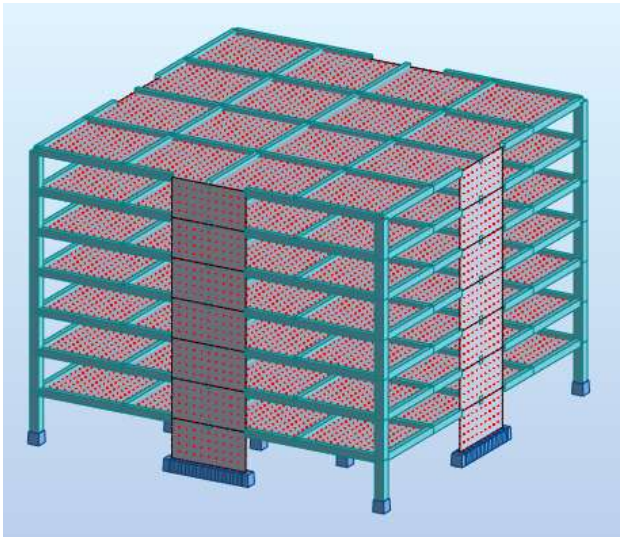
Consideración de la carga muerta en la masa del edificio



Nota: Cabe recalcar que el programa toma en cuenta el peso propio del edificio.

5.4.4. Modelo de Elementos finitos (Mallado).

Tamaño del Mallado= 0.60 cm



5.4.5. Verificación de Reacciones por Peso Propio, Carga Muerta y Carga Viva.

Nudo/Caso/Modo	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
Caso	1 - PESO PROPIO					
Modo						
Suma final	0.00	0.00	3616.78	-13.13	-0.36	-0.00
Suma de reacciones <	0.00	0.00	3616.78	50632.90	-50634.91	0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-3616.78	-50632.90	50634.91	0.0
Verificación	0.00	0.00	-0.00	0.01	0.00	0.00
Precisión:	2.81317e-005	5.17428e-015				
Caso	2 - CARGA MUERTA					
Modo						
Suma final	0.00	0.00	1489.60	-4.88	-0.25	-0.00
Suma de reacciones <	0.00	0.00	1489.60	20854.40	-20854.40	0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-1489.60	-20854.40	20854.40	0.0
Verificación	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
Precisión:	1.61532e-005	4.94466e-015				
Caso	3 - CARGA VIVA					
Modo						
Suma final	0.00	0.00	1058.40	-3.46	-0.16	-0.00
Suma de reacciones <	0.00	0.00	1058.40	14817.60	-14817.60	0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-1058.40	-14817.60	14817.60	0.0
Verificación	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
Precisión:	1.61102e-005	5.07764e-015				

5.4.6. Análisis Estático.

5.4.6.1. Corte Basal Estático

(Ix, Iy e Iz han sido afectadas por un factor igual a 0.7 en todos los elementos estructurales del modelo)

Consideraciones de la edificación:

Ubicación	Quito
Categoría de Ocupación	II
Tipo de Suelo	C
Categoría de Diseño Sísmico	E
R	6.5
Ss	2.04
S1	0.82
Fv	1.3
Fa	1
SD1	0.71
SDS	1.36
Ie	1
TL	4
Cd	5

Los Resultados siguientes han sido obtenidos mediante las ecuaciones 12.8.1, 12.8.2 y 12.8.3 tomadas de la norma ASCE 7-10 y detalladas en el capítulo III, sección 3…. de esta investigación.

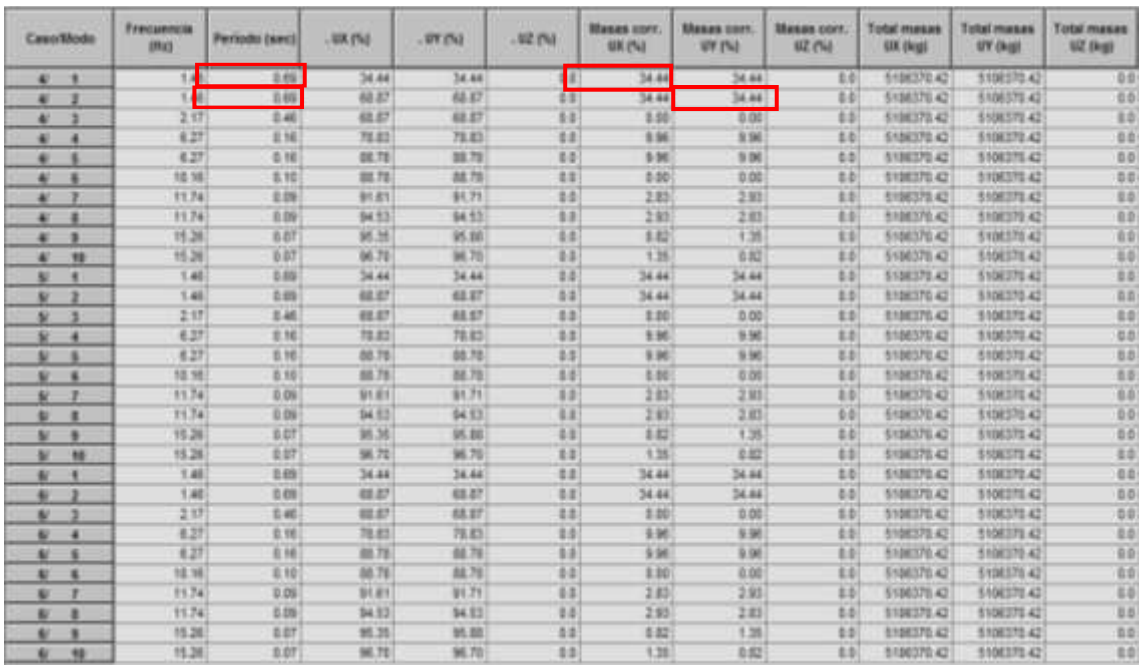
Cs=0.209

Ta=0.479 s.

Cu.Ta=0.670 s.

5.4.7. Modos de vibración

Periodo Fundamental tanto en X como en Y, según el aporte de masas.



- Periodo fundamental (En dirección X) = 0.69 s. > Cu.Ta (Usar Cu.ta =0.670 s.)
- Periodo fundamental (En dirección Y) = 0.69 s. > Cu.Ta (Usar Cu.ta =0.670 s.)

Corte Basal (V)=832.23 Toneladas.

85%V=707.40 Toneladas.

5.4.8. Análisis Dinámico.

5.4.8.1. Corte Basal Dinámico en X y en Y

(Ix, Iy e Iz han sido afectadas por un factor igual a 0.5 en todos los elementos estructurales del modelo, y se han incorporado todas las combinaciones de carga establecidas por la norma ASCE 7-10)

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	584.42	5.29	3192.57	2.79	274.51	0.44
Suma de reacciones <	577.66	0.08	0.00	1.19	8267.04	8091.73
Suma de esfuerzos	577.66	0.08	0.0	1.19	8267.08	8091.71
Verificación	1155.33	0.16	0.00	2.37	16534.12	16183.43
Precisión:	3.75484e-003	3.18913e-002				
Caso	6 - Sísmico IBC 2012 Dirección_Y					
Modo CQC						
Suma final	5.29	584.43	3192.57	274.51	2.79	0.44
Suma de reacciones <	0.08	577.67	0.00	8267.04	1.19	8091.77
Suma de esfuerzos	0.08	577.66	0.0	8267.08	1.19	8091.71
Verificación	0.16	1155.33	0.00	16534.11	2.37	16183.48
Precisión:	3.75484e-003	3.18913e-002				

Debido a que el corte basal dinámico calculado en el programa para ambas direcciones es menor al 85% del corte basal estático, se considera para el análisis el 85% del corte basal estático correspondiente al valor de 707 Toneladas:

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	715.27	6.47	3907.39	3.41	335.97	0.54
Suma de reacciones <	707.00	0.10	0.00	1.45	10118.03	9903.47
Suma de esfuerzos	707.00	0.09	0.0	1.45	10118.08	9903.44
Verificación	1414.00	0.19	0.00	2.90	20236.11	19806.91
Precisión:	4.59555e-003	3.90318e-002				
Caso	6 - Sísmico IBC 2012 Dirección_Y					
Modo CQC						
Suma final	6.47	715.27	3907.36	335.97	3.41	0.54
Suma de reacciones <	0.10	707.00	0.00	10117.94	1.45	9903.44
Suma de esfuerzos	0.09	707.00	0.0	10117.99	1.45	9903.36
Verificación	0.19	1414.00	0.00	20235.94	2.90	19806.80
Precisión:	4.59551e-003	3.90315e-002				

5.4.8.2. Serviciabilidad

5.4.8.2.1. Cálculo de derivas y Revisión de Torsión en planta.

Según la Tabla 12.12-1 de la Norma ASCE-7 la deriva máxima permitida para esta estructura es 0.020hsx

Hsx = 300 cm

Categoría de riesgo sísmico: II

Δmáx=6.0 cm

5.4.8.2.1.1. Sismo en Dirección X:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
7	14.35		14.33		14.35			
		2.46		2.47		2.47	2.964	3.458
6	11.89		11.86		11.88			
		2.63		2.62		2.63	3.15	3.675
5	9.26		9.24		9.25			
		2.57		2.57		2.57	3.084	3.598
4	6.69		6.67		6.68			
		2.4		2.39		2.4	2.874	3.353
3	4.29		4.28		4.28			
		2.05		2.04		2.04	2.448	2.856
2	2.24		2.24		2.24			
		1.51		1.52		1.52	1.824	2.128
1	0.73		0.72		0.72			
		0.73		0.72		0.72	0.864	1.008
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.4.8.2.1.2. Sismo en Dirección Y:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
7	14.35		14.33		14.35			
		2.46		2.47		2.47	2.964	3.458
6	11.89		11.86		11.88			
		2.63		2.62		2.63	3.15	3.675
5	9.26		9.24		9.25			
		2.57		2.57		2.57	3.084	3.598
4	6.69		6.67		6.68			
		2.4		2.39		2.4	2.874	3.353
3	4.29		4.28		4.28			
		2.05		2.04		2.04	2.448	2.856
2	2.24		2.24		2.24			
		1.51		1.52		1.52	1.824	2.128
1	0.73		0.72		0.72			
		0.73		0.72		0.72	0.864	1.008
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.4.8.2.1.3. Sismo en Dirección X +/- 5% de excentricidad accidental en Y:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
7	14.3		13.53		15.07			
		2.45		2.33		2.6	2.958	3.451
6	11.85		11.2		12.47			
		2.62		2.47		2.76	3.138	3.661
5	9.23		8.73		9.71			
		2.57		2.42		2.71	3.078	3.591
4	6.66		6.31		7			
		2.38		2.26		2.51	2.862	3.339
3	4.28		4.05		4.49			
		2.04		1.93		2.15	2.448	2.856
2	2.24		2.12		2.34			
		1.52		1.44		1.58	1.812	2.114
1	0.72		0.68		0.76			
		0.72		0.68		0.76	0.864	1.008
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.4.8.2.1.4. Sismo en Dirección Y+/- 5% de excentricidad accidental en X:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
7	14.3		13.53		15.07			
		2.45		2.33		2.61	2.964	3.458
6	11.85		11.2		12.46			
		2.62		2.47		2.75	3.132	3.654
5	9.23		8.73		9.71			
		2.57		2.42		2.71	3.078	3.591
4	6.66		6.31		7			
		2.38		2.26		2.51	2.862	3.339
3	4.28		4.05		4.49			
		2.04		1.93		2.15	2.448	2.856
2	2.24		2.12		2.34			
		1.52		1.44		1.58	1.812	2.114
1	0.72		0.68		0.76			
		0.72		0.68		0.76	0.864	1.008
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.4.8.2.2. Revisión de deflexiones en vigas.

Siguiendo el mismo proceso indicado en el numeral…. a continuación se presenta una tabla de resumen de las deflexiones en las vigas críticas del modelo estructural:

Modelo Estructural: Edificio de 7 Pisos										
Planta No.	Viga Crítica	Deflexión en centímetros por:					Longitud (cm)	Límites de deflexión (cm)		
		Peso Propio	Carga Muerta	Total Carga Permanente	Carga Viva	Total		C. Perm +C. Viva (ℓ/240)	C. Viva entrepiso(ℓ/360)	C. Viva cubierta(ℓ/180)
1	46	1.03	0.50	1.53	0.34	1.87	700.00	2.92	1.94	N/A
2	536	1.05	0.51	1.56	0.34	1.90	700.00	2.92	1.94	N/A
3	600	1.08	0.53	1.61	0.35	1.96	700.00	2.92	1.94	N/A
4	664	1.09	0.54	1.63	0.36	1.99	700.00	2.92	1.94	N/A
5	728	1.11	0.54	1.65	0.36	2.01	700.00	2.92	1.94	N/A
6	792	1.11	0.54	1.65	0.37	2.02	700.00	2.92	1.94	N/A
7	856	1.27	0.24	1.51	0.32	1.83	700.00	2.92	1.94	3.89

Todas las deflexiones obtenidas se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma ACI 318S-14, tabla 24.2.2 – Deflexión máxima admisible calculada.

5.4.9. Diseño Sismo - Resistente de elementos estructurales

5.4.9.1. Utilización de varillas de grado 80

5.4.9.1.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas

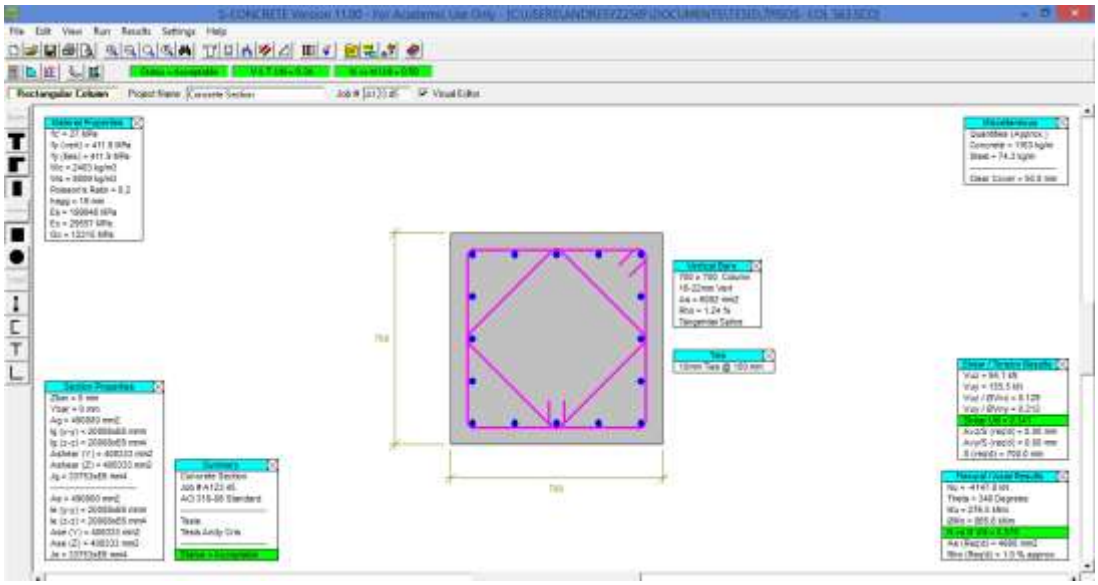
Cuantía de las columnas: 1.24%

Área Transversal de la Columna 70cmx70cm: 4900cm2

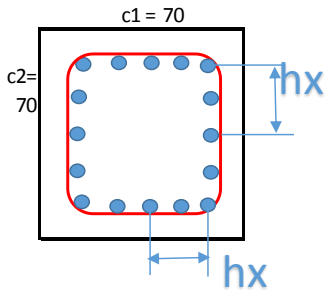
Diámetro Considerado de Varillas Longitudinales: 22mm

Número de varillas del diseño: 16 (16ϕ22)

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 100mm



Diseño a corte:



Dimensiones			Acero Longitudinal	
b	70	cm	# var	16
h	70	cm	ϕ (mm)	22

b/h 1 >0.4 (OK)

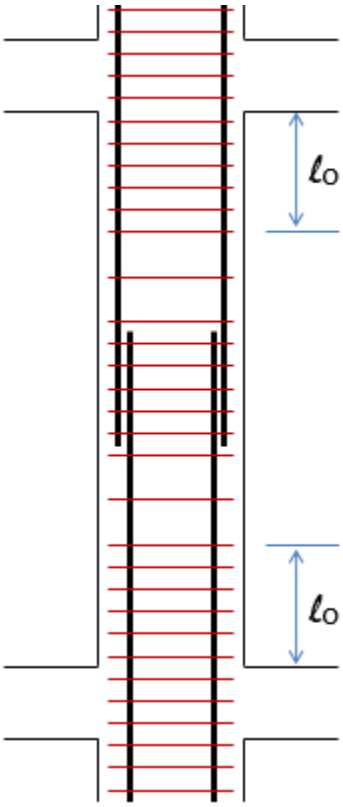
Ag	4900	cm2
As min	49	cm2
As max	294	cm2
As	60.82	cm2

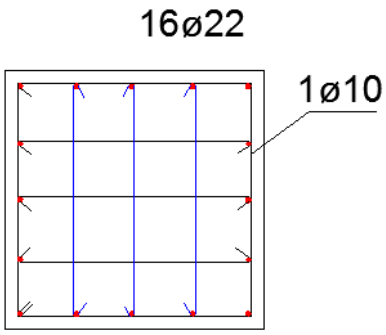
f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
r	4	cm
ln	300	cm

Acero de Estribos	
ϕ (mm)	10
1 ϕ 10mr	0.78539816

Nota: s=10cm para el traslape.

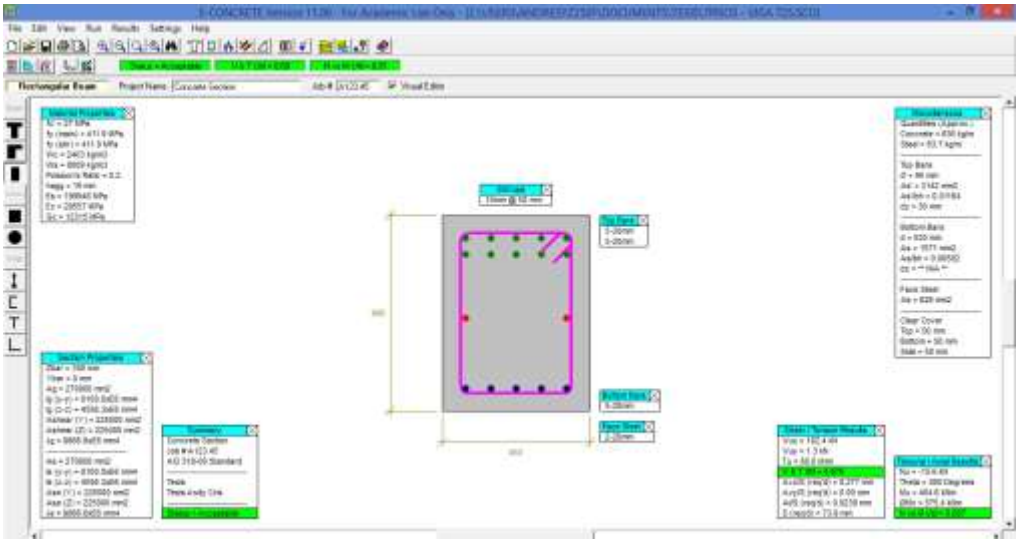
lo (cm)	70
Espaciamiento	
para lo (cm)	10
para el resto (cm)	10
Numero de ramas	
En X	5
En Y	5





5.4.9.1.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas

Viga Escogida:



Varillas superiores: 10 ϕ 20mm

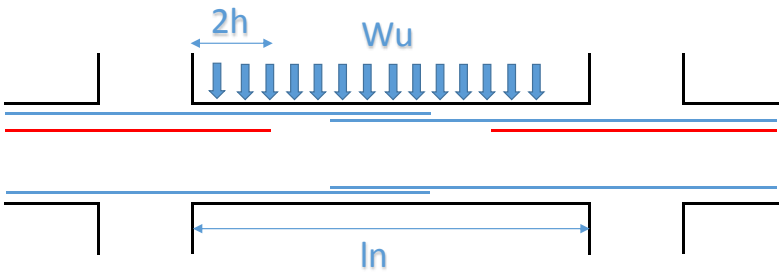
Varillas Inferiores: 5 ϕ 20mm

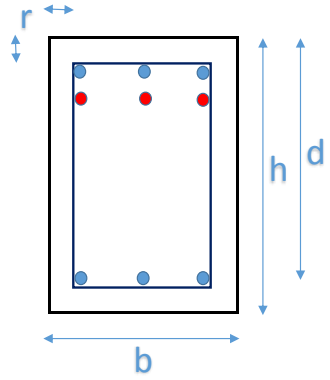
Varillas en las caras: 2 ϕ 20mm

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 50mm

Diseño y verificación de corte en la viga:

REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS





f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
r	4	cm
ϕ	20	mm
b	45	cm
h	60	cm
n var sup	10	
Wu	2.898	t/m
ln	6.3	m
2h	120	cm

$d = h - r - 1 - \frac{\emptyset}{2}$

d= 54

Wu=1.2D+fL f=0.5

Wu (t/m)= 2.898

$As\ min = 14 * \frac{b * d}{fy}$

As min= 8.1 cm2

$As\ max = 0.025\ b * d$

As max = 60.8 cm2

As superior= 31.42 cm2

As inferior= 15.71 tabla var -> 15.71 cm2

As inf central= 7.85 cm2

ESTRIBOS

Espaciamiento

EN EL TRASLAPE

S ≤ { d/4= 13.5 cm ; 10cm 10 cm }

s= el menor 10 cm

DENTRO DE 2h

S ≤ { d/4= 13.5 cm ; 6*menor ϕ 12 cm ; 15cm 15 cm }

s=el menor 10 cm

EN EL RESTO

S ≤ { d/2= 27 cm → 25cm

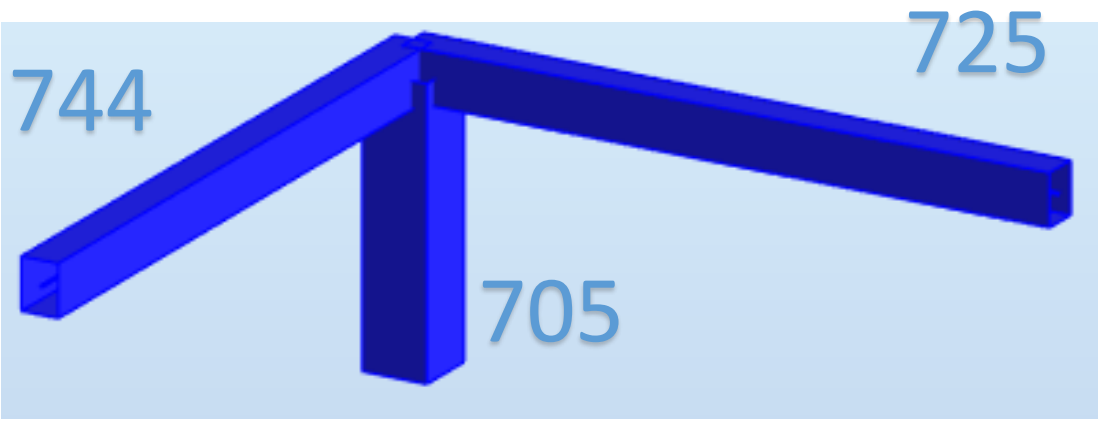
VERIFICACION DE CORTE
$a\ sup = \frac{1.25 * fy * As\ sup}{0.85 * f'c * b}$ *a sup=* *15.40*
$Mpr\ sup = As\ sup * (1.25fy)(d - \frac{asup}{2})$ *Mpr sup=* *76.36* *T.m*
$a\ inf = \frac{1.25 * fy * As\ inf}{0.85 * f'c * b}$ *a inf =* *7.70*
$Mpr\ inf = As\ inf * (1.25fy)(d - \frac{ainf}{2})$ *Mpr inf=* *41.36* *T.m*
$VG = \frac{Wu * ln}{2}$ *VG=* *9.13* *T*
$VE = \frac{Mpr\ \sup + Mpr\ inf}{ln}$ *VE=* *18.69* *T*
$si\ VE > VG\ \therefore$ VC=0

La verificación de Columna Fuerte – Viga Débil ha sido realizada tomando en cuenta los elementos críticos del modelo estructural, siendo en este caso:

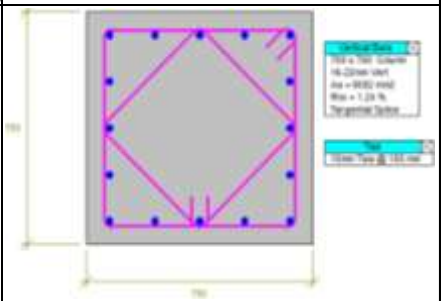
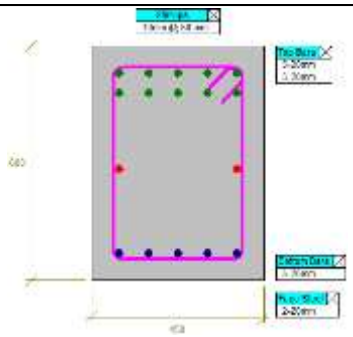
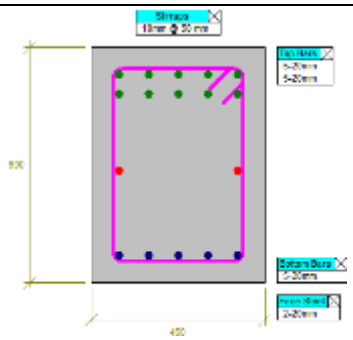
a) Columna esquinera (Elemento No. 705)
b) Columna central (Elemento No. 563)

Con sus respectivas vigas que forman cada nudo.

a) Columna esquinera:

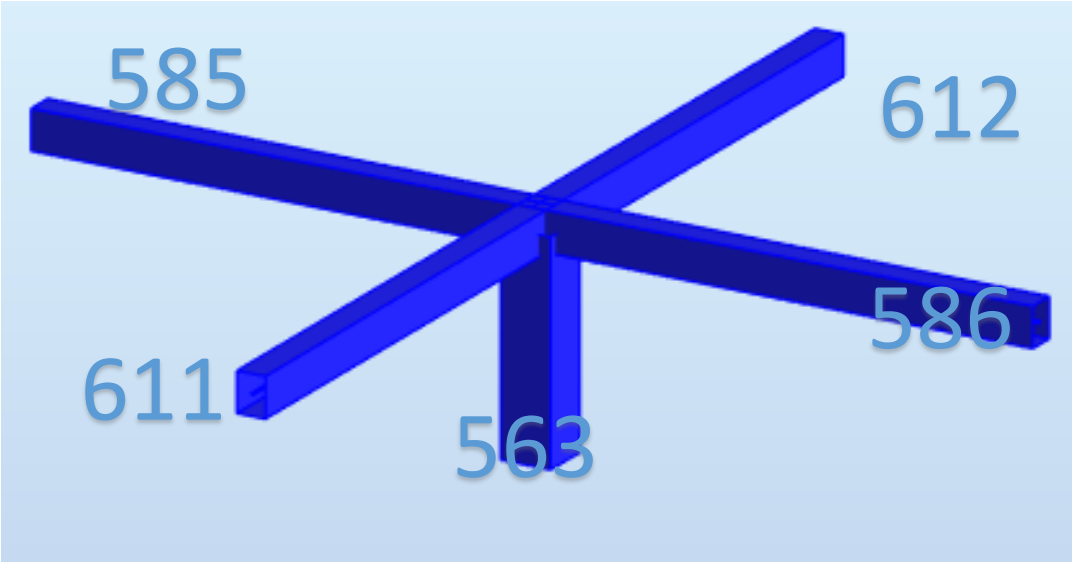


Resumen:

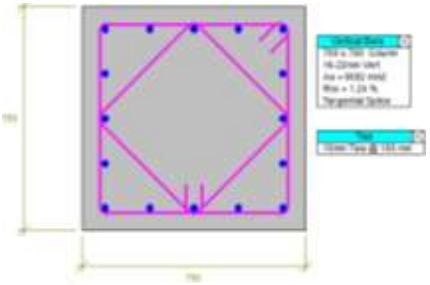
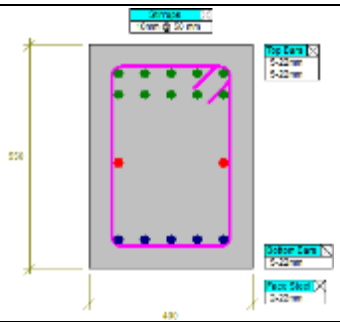
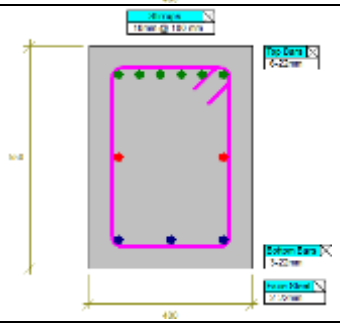
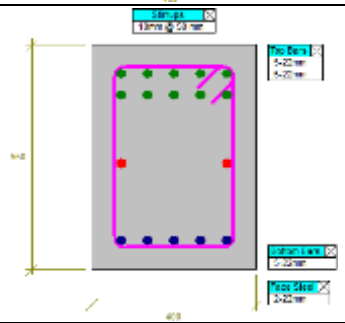
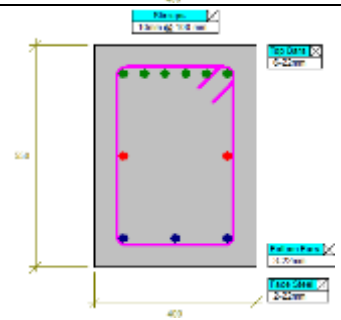
Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
705	Columna esquinera	70x70		84.20	X/Y
725	Viga esquinera	45x60		65.17	Y
744	Viga esquinera	45x60		65.17	X

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	168.40	Tm
	Σ Mn Vigas=	65.17	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.58	> 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	168.40	Tm
	Σ Mn Vigas=	65.17	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.58	> 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

b) Columna central:



Resumen:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
563	Columna central	70x70		107.65	X/Y
585	Viga central	40x55		66.98	Y
586	Viga central	40x55		47.40	Y
611	Viga central	40x55		66.98	X
612	Viga central	40x55		47.40	X

Dirección X:	Σ Mn Columnas= 215.29	Tm
	Σ Mn Vigas= 114.38	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas= 1.88	> 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas= 215.29	Tm
	Σ Mn Vigas= 114.38	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas= 1.88	> 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

5.4.9.1.3. Verificación de Corte en Nudos:

Los siguientes nudos a considerarse no presenta confinamiento, esto se debe a que el ancho de las vigas (45cm) no alcanza el 75% del ancho de la columna (52.5 cm), por esta razón la resistencia nominal a corte (Vn) se ha calculado mediante la siguiente fórmula:

$$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$$

Nudo De Esquina (No Confinado)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en las dos direcciones

x =	35	cm
b =	45	cm
h =	70	cm

a ≤ 2x = 70
b + h = 115

Aj = 4900 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	31.72	cm2
As =	15.71	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 223.02 T

Vu = 1.25 Fy *A's-Ve sup

Vu= 166.53

ϕVn≥Vu OK

Vu = 1.25 Fy *As-Ve sup

Vu= 82.4775

ϕVn≥Vu OK

NUDO CENTRAL (NO CONFINADO)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en todas las direcciones

x =	35	cm
b =	45	cm
h =	70	cm

a ≤ 2x = 70
b + h = 115

Aj = 4900 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	22.81	cm2
As =	11.4	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 223.02 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 179.6025 T

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25\ Fy * (A's+As)-Ve inf$

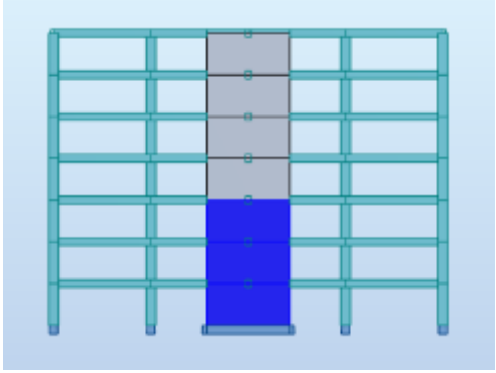
Vu= 179.6025 T

ϕVn≥Vu OK

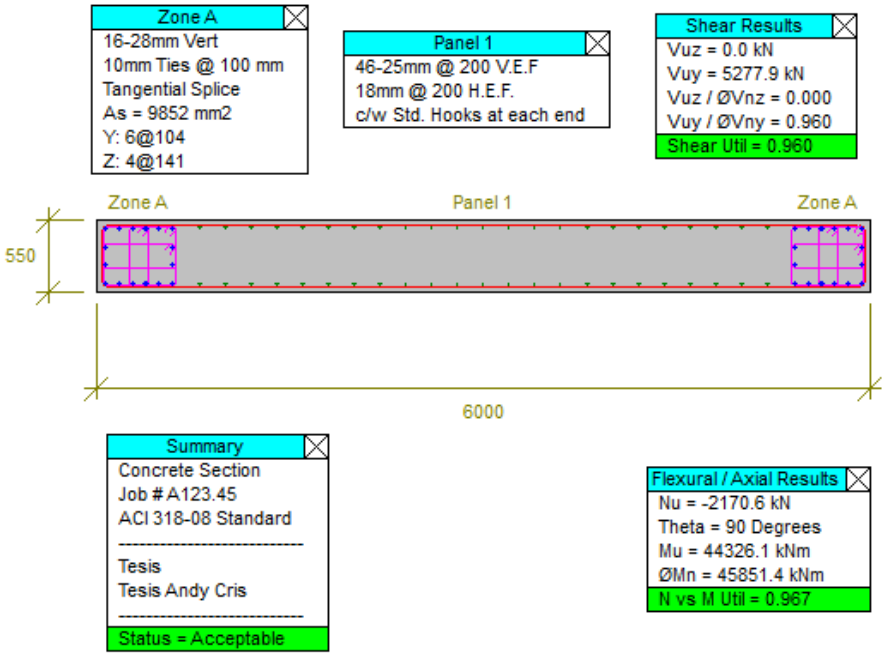
5.4.9.1.4. Diseño Sismo - Resistente de muros de corte para ambos modelos estructurales.

Cabe recalcar que el edificio de siete pisos presenta una simetría en los dos sentidos tanto X como en Y, por lo tanto el diseño de los muros realizado será igual para las cuatro caras del edificio.

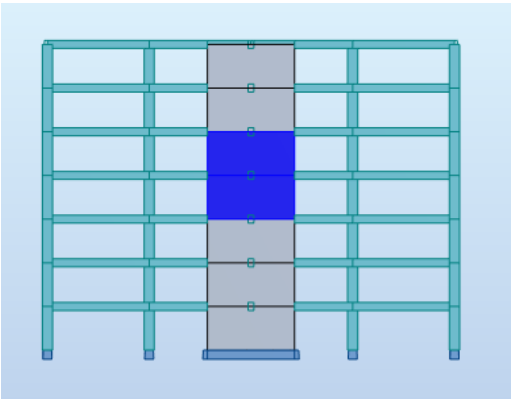
Muros de los 3 primeros pisos en dirección X y Y



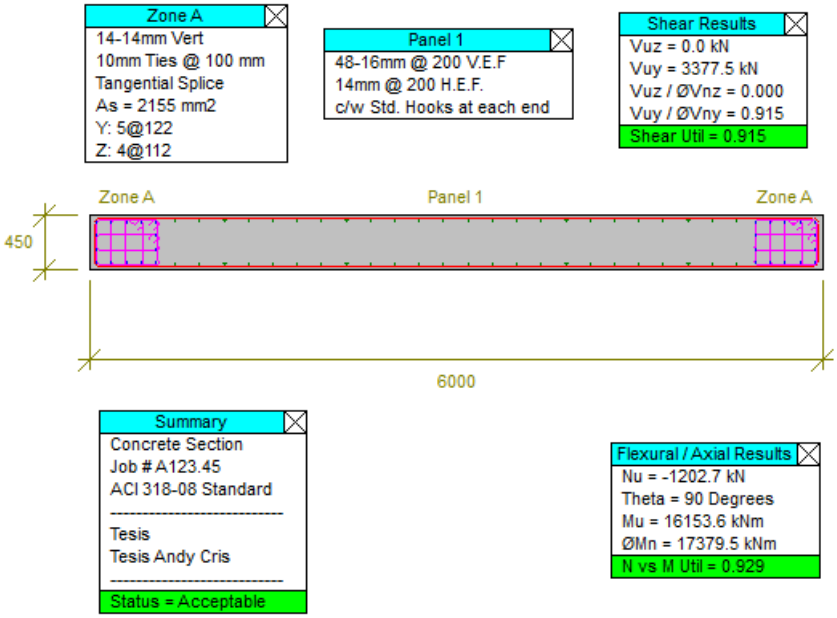
Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



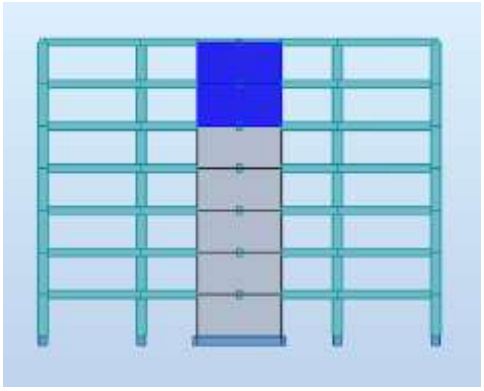
Muros de los 2 pisos intermedios en dirección X y Y



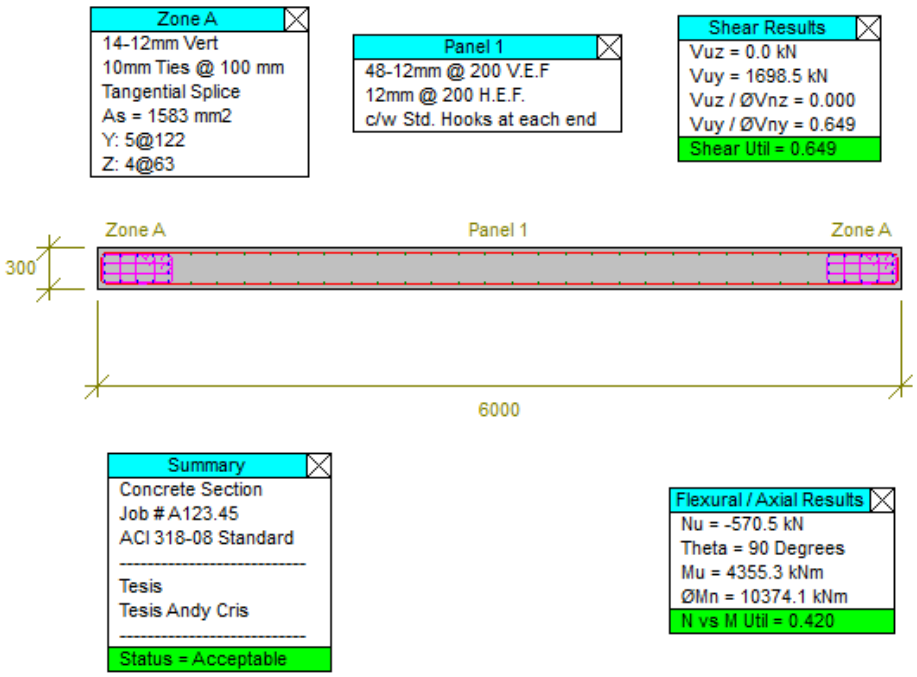
Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



Muros de los 2 pisos finales en dirección X y Y



Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



5.4.10. Utilización de Varillas grado 80.

5.4.10.1. Optimización de Secciones en base a la utilización de Varillas grado 80.

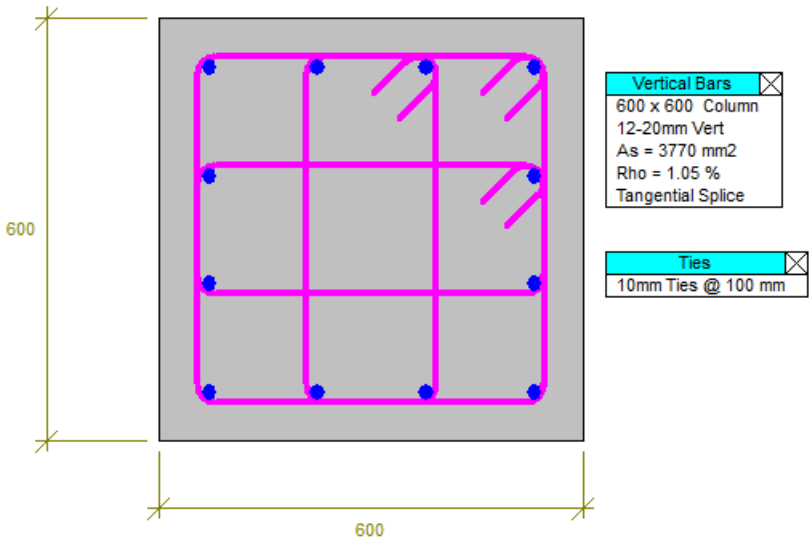
Este proceso se lo ha realizado utilizando los mismos criterios que en la sección …… de esta investigación, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 24. Optimización de Vigas y Columnas, Edificio 7 pisos, Varillas grado 80

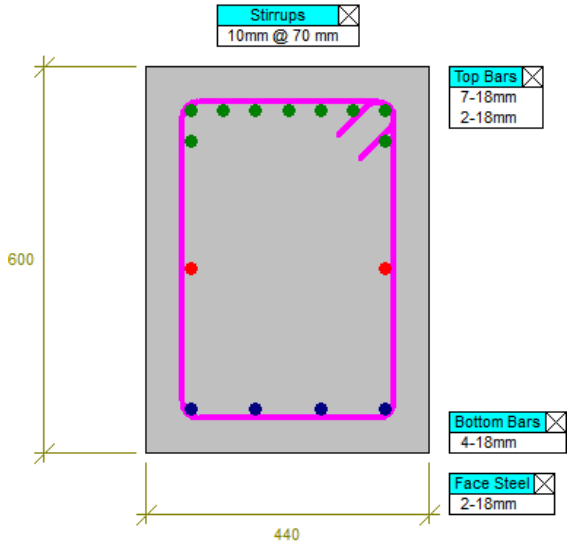
ELEMENTO #	OPTIMIZACIÓN	VARILLAS	REFUERZO LONGITUDINAL			REFUERZO	SECCIÓN		SECC TRANSV (cm2)	CUANTÍA	COSTO	COSTO	COSTO
		GRADO	SUP.	INF.	CARA	TRANSVERSAL	b	h			HORM. USD	ACERO USD	TOTAL 1M
VIGA 725 (CRÍTICA)	ORIGINAL	60	ϕ20	ϕ20	ϕ20								
			10	5	2	1ϕ10@50	45	60	2700	0.0198	$24.61	45.27576	$69.89
	HORMIGÓN	80	10	5	2	1ϕ10@70	44	60	2640	0.0202	$24.07	45.27576	$69.34
	ACERO		ϕ18	ϕ18	ϕ18						$0.00		
			9	4	2	1ϕ10@70	45	60	2700	0.0141	$24.61	32.3676	$56.98
	HORMIGÓN Y ACERO		ϕ18	ϕ18	ϕ18						$0.00		
			9	4	2	1ϕ10@70	44	60	2640	0.0144	$24.07	32.3676	$56.43
COLUMNA 563	ORIGINAL	60	ϕ22										
			16			1ϕ10@100	70	70	4900	0.0124	$44.67	51.56352	$96.23
	OPTIMA	80	ϕ20										
			12			1ϕ10@100	60	60	3600	0.0105	$32.82	31.95936	$64.78

Una vez obtenidos estos resultados, se han escogido las secciones que resultan tener el costo más bajo, tomando como referencia el precio de los materiales listado en la revista de la Cámara de la Industria de la Construcción publicada en Septiembre del 2015, así:

Columna Escogida:



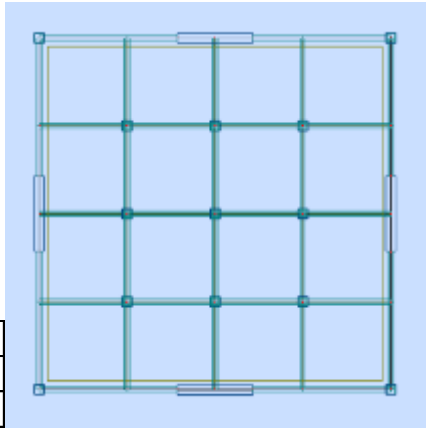
Viga Escogida:

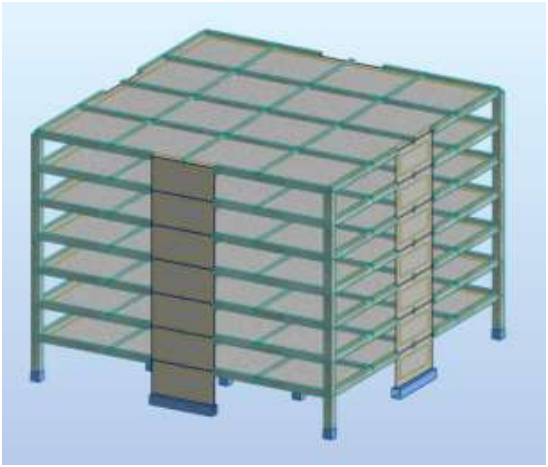


5.4.10.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016.

Una vez escogidas las secciones, en el programa computacional se han ingresado los siguientes datos para la modelación del edificio:

Número de Pisos	7	
fy(kg/cm2)	5500	
f'c (kg/cm2)	280	
DIMENSIONES		
Espesor de losa maciza equivalente (cm)	15	
Columnas (cm)	60x60	
Vigas (cm)	44x60	
CARGAS	Entrepiso	Cubierta
CM (T/m2)	0.30	0.10
CV (T/m2)	0.20	0.15





Nota: La asignación de cargas, y cálculos de cortes basales tanto estático como dinámico, se lo ha realizado de la misma manera que para el modelo anterior.

5.4.10.3. Análisis del modelo estructural:

Datos

Ubicación	Quito
Categoría de Ocupación	II
Tipo de Suelo	C
Categoría de Diseño Sísmico	E
R	6.5
Ss	2.04
S1	0.82
Fv	1.3
Fa	1
SD1	0.71
SDS	1.36
Ie	1
TL	4
Cd	5

Análisis Estático			
Periodo		**Calculo de Corte Basal (Ve)**	
Periodos Fundamentales (s)		Corte Basal Estático	
Sismo en X	Sismo en Y	Cs	
0.68	0.68	Sismo en X	Sismo en Y
Periodo máximo Cu.Ta (s)		0.16	0.16
0.67		W edificio (T)	
Periodo de Diseño (s)		5210.75	
Sismo en X	Sismo en Y	V estático X (T)	V estático Y (T)
0.67	0.67	849.24	849.24

Análisis Dinámico			
Corte Basal Dinámico (Vd)			
Sismo en X (T)	Sismo en Y (T)	85% V estático (T)	V dinámico utilizado (T)
593.77	593.77	721.86	722.00

5.4.10.3.1. Serviciabilidad:

5.4.10.3.1.1. Cálculo de derivas y Revisión de torsión en planta:

Δmáx=6.0 cm

5.4.10.3.1.1.1. **Sismo en Dirección X:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
7	14.26		14.23		14.27			
		2.42		2.42		2.44	2.916	3.402
6	11.84		11.81		11.83			
		2.6		2.6		2.6	3.12	3.64
5	9.24		9.21		9.23			
		2.56		2.54		2.55	3.054	3.563
4	6.68		6.67		6.68			
		2.38		2.38		2.39	2.862	3.339
3	4.3		4.29		4.29			
		2.04		2.04		2.03	2.442	2.849
2	2.26		2.25		2.26			
		1.51		1.51		1.51	1.812	2.114
1	0.75		0.74		0.75			
		0.75		0.74		0.75	0.894	1.043
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.4.10.3.1.1.2. **Sismo en Dirección Y:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
7	14.26		14.23		14.27			
		2.42		2.42		2.44	2.916	3.402
6	11.84		11.81		11.83			
		2.6		2.6		2.6	3.12	3.64
5	9.24		9.21		9.23			
		2.56		2.54		2.55	3.054	3.563
4	6.68		6.67		6.68			
		2.38		2.38		2.39	2.862	3.339
3	4.3		4.29		4.29			
		2.04		2.04		2.03	2.442	2.849
2	2.26		2.25		2.26			
		1.51		1.51		1.51	1.812	2.114
1	0.75		0.74		0.75			
		0.75		0.74		0.75	0.894	1.043
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.4.10.3.1.1.3. **Sismo en Dirección X +/- 5% de excentricidad accidental en Y:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
7	14.21		13.41		15			
		2.41		2.28		2.56	2.904	3.388
6	11.8		11.13		12.44			
		2.59		2.44		2.74	3.108	3.626
5	9.21		8.69		9.7			
		2.55		2.4		2.69	3.054	3.563
4	6.66		6.29		7.01			
		2.36		2.24		2.5	2.844	3.318
3	4.3		4.05		4.51			
		2.04		1.92		2.14	2.436	2.842
2	2.26		2.13		2.37			
		1.51		1.43		1.69	1.872	2.184
1	0.75		0.7		0.68			
		0.75		0.7		0.68	0.828	0.966
0	0		0		0			

Los valores obtenidos con signo positivo y negativo correspondientes a la excentricidad accidental son iguales debido a la simetría de la edificación en ambas direcciones. Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.4.10.3.1.1.4. **Sismo en Dirección Y+/- 5% de excentricidad accidental en X:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
7	14.21		13.41		15			
		2.41		2.28		1.49	2.262	2.639
6	11.8		11.13		13.51			
		2.59		2.44		2.99	3.258	3.801
5	9.21		8.69		10.52			
		2.55		2.4		2.92	3.192	3.724
4	6.66		6.29		7.6			
		2.37		2.24		2.72	2.976	3.472
3	4.29		4.05		4.88			
		2.04		1.92		2.32	2.544	2.968
2	2.25		2.13		2.56			
		1.5		1.43		1.72	1.89	2.205
1	0.75		0.7		0.84			
		0.75		0.7		0.84	0.924	1.078
0	0		0		0			

Los valores obtenidos con signo positivo y negativo correspondientes a la excentricidad accidental son iguales debido a la simetría de la edificación en ambas direcciones. Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.4.10.3.1.2. Revisión de deflexiones en vigas

Modelo Estructural: Edificio de 7 Pisos										
Planta No.	Viga Crítica	Deflexión en centímetros por:					Longitud (cm)	Límites de deflexión (cm)		
		Peso Propio	Carga Muerta	Total Carga Permanente	Carga Viva	Total		C. Perm +C. Viva (ℓ/240)	C. Viva entrepiso(ℓ/360)	C. Viva cubierta(ℓ/180)
1	46	0.91	0.40	1.31	0.27	1.58	700.00	2.92	1.94	N/A
2	536	0.93	0.41	1.34	0.28	1.62	700.00	2.92	1.94	N/A
3	600	0.97	0.42	1.39	0.28	1.67	700.00	2.92	1.94	N/A
4	652	1.00	0.45	1.45	0.30	1.75	700.00	2.92	1.94	N/A
5	716	1.00	0.46	1.46	0.31	1.77	700.00	2.92	1.94	N/A
6	792	1.00	0.44	1.44	0.30	1.74	700.00	2.92	1.94	N/A
7	856	1.20	0.23	1.43	0.28	1.71	700.00	2.92	1.94	3.89

Todas las deflexiones obtenidas se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma ACI 318S-14, tabla 24.2.2 – Deflexión máxima admisible calculada.

5.4.10.4. Diseño Sismo - Resistente de elementos estructurales:

5.4.10.4.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas:

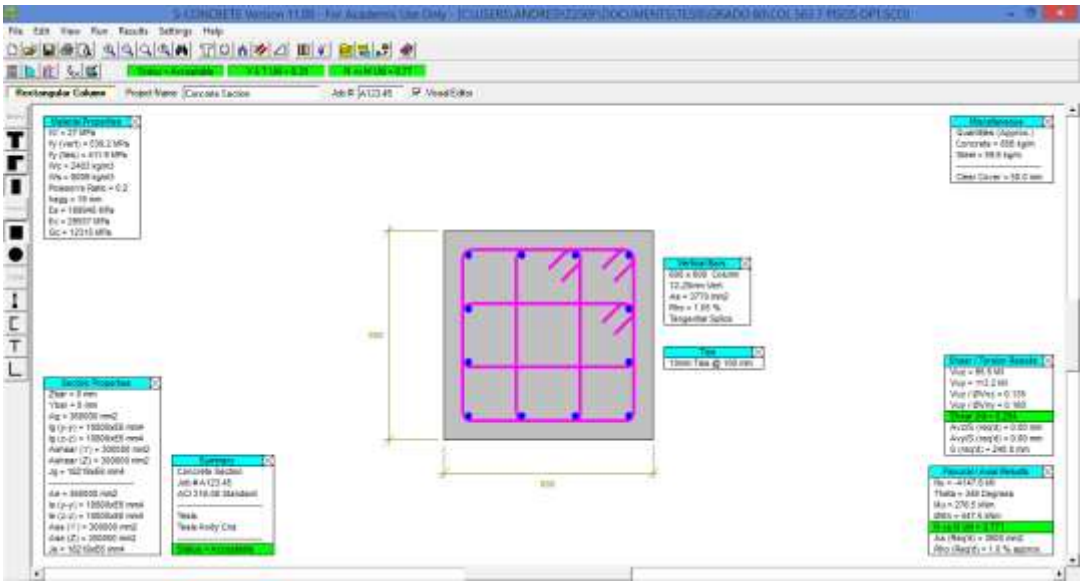
Cuantía de la columna Critica Elemento No.5: 1.05%

Área Transversal de la Columna 60cmx60cm: 3600cm2

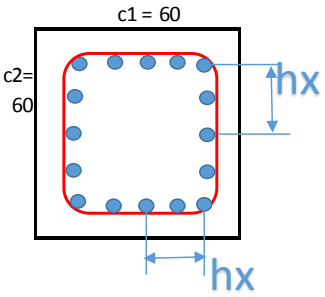
Diámetro Considerado de Varillas Longitudinales: 20mm

Número de varillas del diseño: 12 (12ϕ20)

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 100mm



Diseño a Corte:



Dimensiones			Acero Longitudinal	
b	60	cm	# var	12
h	60	cm	ϕ (mm)	20

b/h 1 >0.4 (OK)

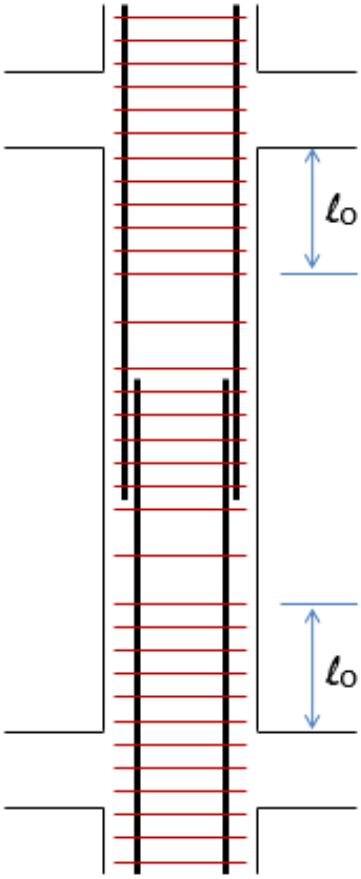
Ag	3600	cm2
As min	36	cm2
As max	216	cm2
As	37.6991118	cm2

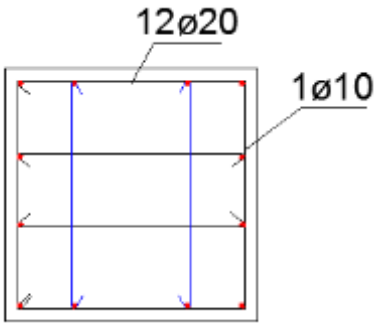
f'c	280	kg/cm2
fy	5500	kg/cm2
r	4	cm
ln	300	cm

Acero de Estribos	
ϕ (mm)	10
1 ϕ 10mr	0.78539816

Nota: s=10cm para el traslape.

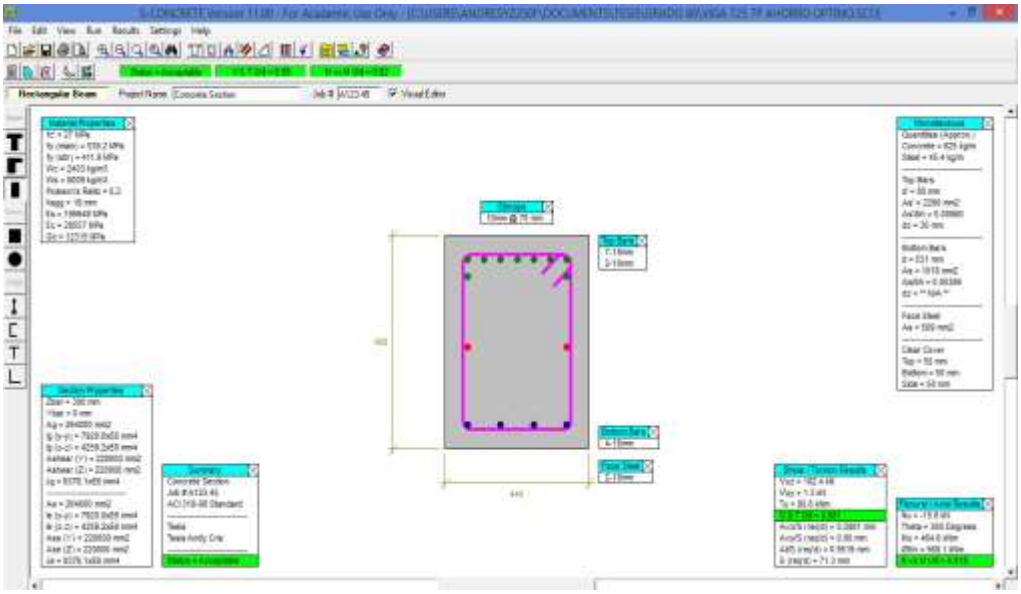
lo (cm)	60
Espaciamiento	
para lo (cm)	10
para el resto (cm)	10
Numero de ramas	
En X	4
En Y	4





5.4.10.4.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas

Viga Escogida:



Varillas superiores: 9 ϕ 18mm

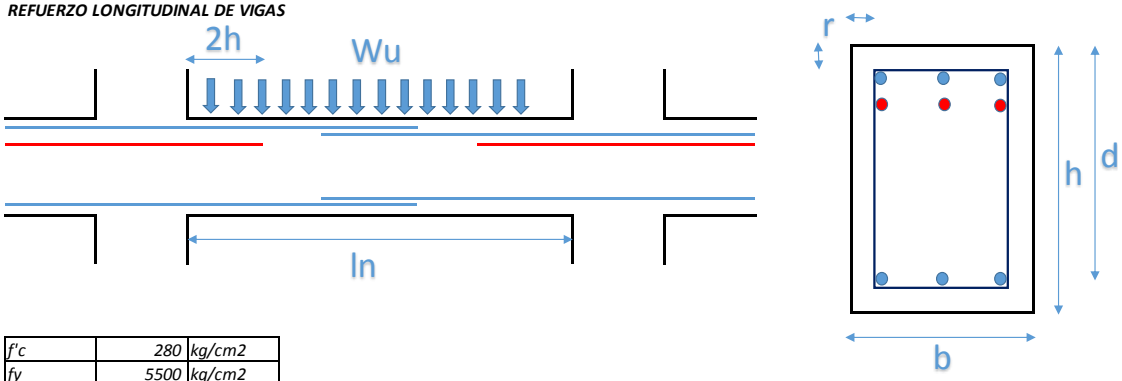
Varillas Inferiores: 4 ϕ 18mm

Varillas en las caras: 2 ϕ 18mm

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 70mm

Diseño y verificación de corte en la viga:

REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS



f'c	280	kg/cm2
fy	5500	kg/cm2
r	4	cm
ϕ	20	mm
b	44	cm
h	60	cm
n var sup	9	
Wu	2.898	t/m
ln	6.3	m
2h	120	cm

$d = h - r - 1 - \frac{\emptyset}{2}$ d= 54	Wu=1.2D+fL f=0.5 Wu (t/m)= 2.898
$As\ min = 14 * \frac{b * d}{fy}$ As min= 6.048 cm2	$As\ max = 0.025\ b * d$ As max = 59.4 cm2
As superior= 28.27 cm2	
As inferior= 14.14 tabla var -> 14.14 cm2	
As inf central= 7.07 cm2	

ESTRIBOS

Espaciamiento

EN EL TRASLAPE

$S \leq$ { d/4= 13.5 cm ; 10cm 10 cm }

s= el menor 10 cm

DENTRO DE 2h

$S \leq$ { d/4= 13.5 cm ; 6*menor ϕ 12 cm ; 15cm 15 cm }

s=el menor 10 cm

EN EL RESTO

$S \leq$ { d/2= 27 cm → 25cm }

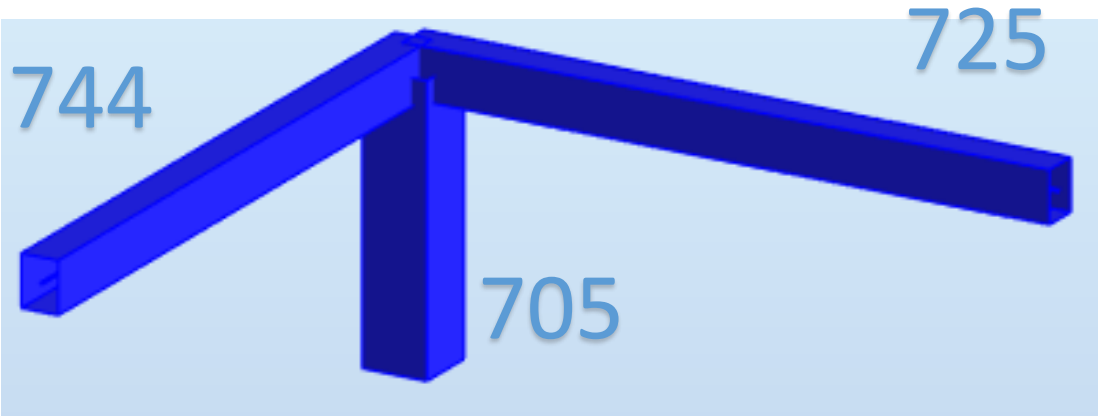
VERIFICACION DE CORTE
$a\ sup = \frac{1.25 * fy * As\ sup}{0.85 * f'c * b}$ *a sup=* *18.56*
$Mpr\ sup = As\ sup * (1.25fy)(d - \frac{asup}{2})$ *Mpr sup=* *86.93* *T.m*
$a\ inf = \frac{1.25 * fy * As\ inf}{0.85 * f'c * b}$ *a inf =* *9.28*
$Mpr\ inf = As\ inf * (1.25fy)(d - \frac{ainf}{2})$ *Mpr inf=* *47.97* *T.m*
$VG = \frac{Wu * ln}{2}$ *VG=* *9.13* *T*
$VE = \frac{Mpr\ \sup + Mpr\ inf}{ln}$ *VE=* *21.41* *T*
$si\ VE > VG\ \therefore$ VC=0

La verificación de Columna Fuerte – Viga Débil ha sido realizada tomando en cuenta los elementos críticos del modelo estructural, siendo en este caso:

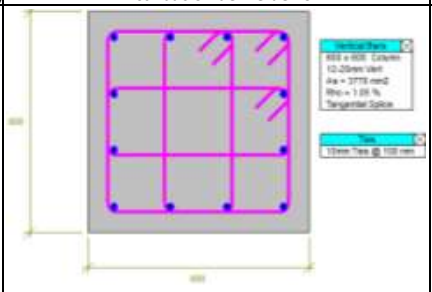
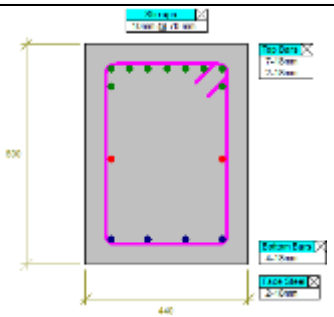
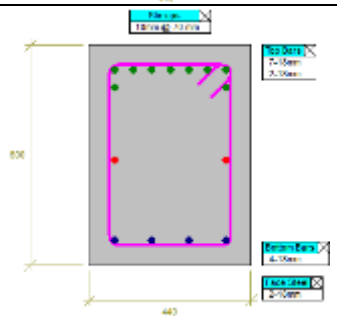
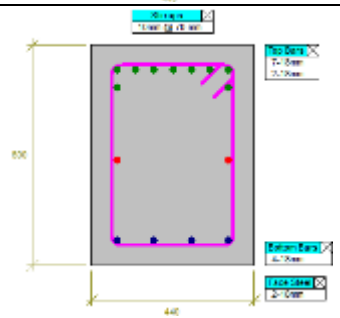
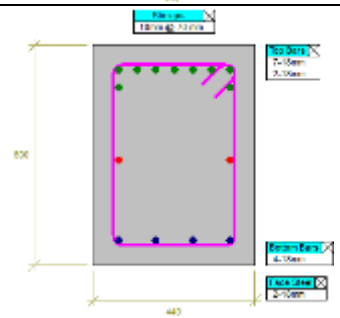
a) Columna esquinera (Elemento No. 705)
b) Columna central (Elemento No. 563)

Con sus respectivas vigas que forman cada nudo.

a) Columna esquinera:

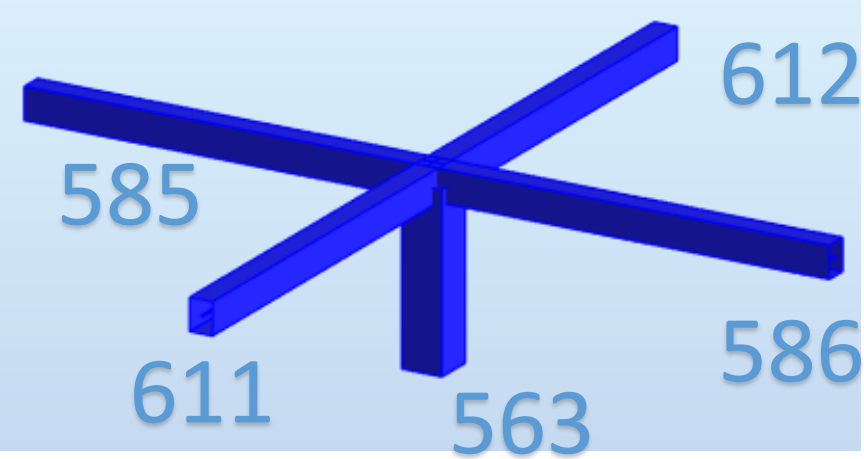


Resumen:

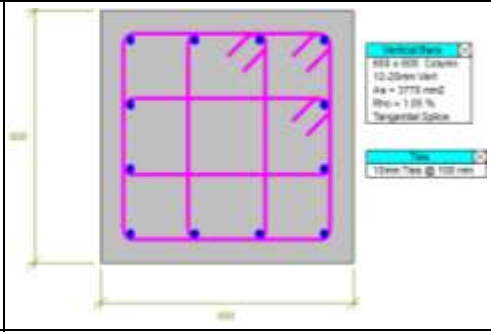
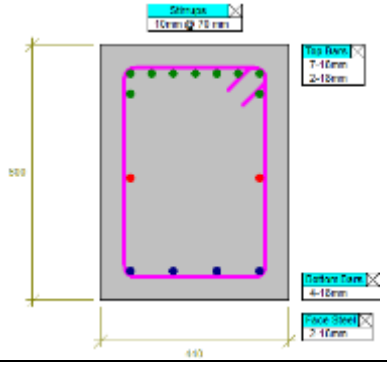
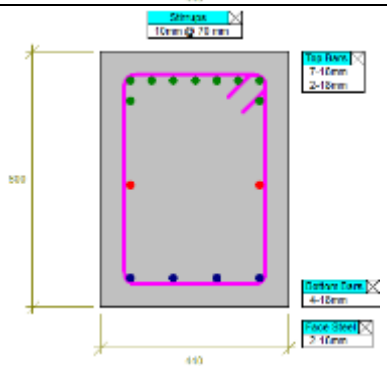
Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
563	Columna central	60x60		75.43	X/Y
585	Viga central	44x60		64.22	Y
586	Viga central	44x60		64.05	Y
611	Viga central	44x60		64.22	X
612	Viga central	44x60		64.05	X

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	150.87	Tm
	Σ Mn Vigas=	128.27	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.2	> 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	150.87	Tm
	Σ Mn Vigas=	128.27	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.2	> 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

a) Columna central:



Resumen:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
705	Columna esquinera	60x60		58.10	X/Y
725	Viga esquinera	44x60		64.34	Y
744	Viga esquinera	44x60		64.34	X

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	116.21	Tm
	Σ Mn Vigas=	64.34	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.81	> 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	116.21	Tm
	Σ Mn Vigas=	64.34	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.81	> 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

5.4.10.4.3. Verificación de corte en Nudos:

NUDO DE ESQUINA (NO CONFINADO)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en las dos direcciones.

Los siguientes nudos a considerarse no presenta confinamiento, esto se debe a que el ancho de las vigas (44cm) no alcanza el 75% del ancho de la columna (45 cm), esta diferencia es muy pequeña pero al no considerarlo confinado nos estamos yendo hacia el lado de la seguridad. La resistencia nominal a corte (Vn) se ha calculado mediante la siguiente fórmula:

$$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$$

x =	30	cm
b =	44	cm
h =	60	cm

a ≤ 2x = 60
b + h = 104

Aj = 3600 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	22.9	cm2
As =	10.18	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 163.85 T

Vu = 1.25 Fy *A's-Ve sup

Vu= 157.4375 T

ϕVn≥Vu OK

Vu = 1.25 Fy *As-Ve sup

Vu= 69.9875 T

ϕVn≥Vu OK

NUDO CENTRAL (CONFINADO)

Los siguientes nudos han sido considerados confinados, esto se debe a que al considerarlo no confinado, el nudo no cumple la resistencia requerida a corte, pero tomando en cuenta que el ancho de las vigas es de 44 cm, muy cercano al ancho de confinamiento requerido que es de 45 cm es aceptable. La resistencia nominal de nudo será calculada mediante la fórmula para nudos confinados:

$$Vn \leq 5.3 * \sqrt{f'c} * \text{Aj}$$

También deberá considerarse que el análisis del nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en todas las direcciones.

x =	30	cm
b =	44	cm
h =	60	cm

a ≤ 2x = 60
b + h = 104

Aj = 3600 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	22.9	cm2
As =	10.18	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 5.3* \sqrt{f'c} * \text{Aj}$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 271.38 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 227.43 T

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25$ Fy * (A's+As)-Veinf

Vu= 227.43 T

ϕVn≥Vu OK

Nota: El diseño de muros de corte es el mismo que para el modelo estructural anterior.

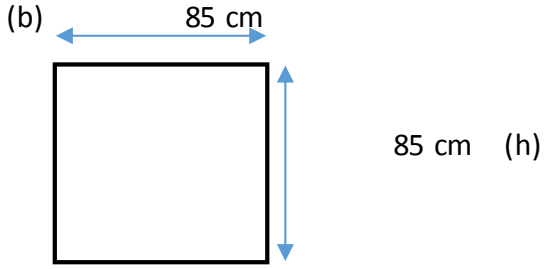
5.5. EDIFICIO DE 10 PISOS Y DISTRIBUCIÓN DE MUROS DE CORTE C.

5.5.1. Prediseño

PREDISEÑO DE SECCIONES

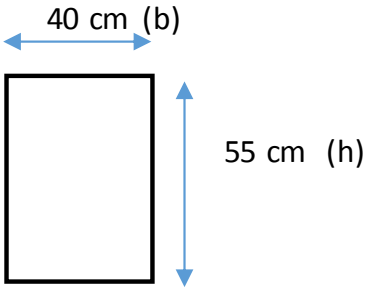
COLUMNAS

sección escogida:



VIGAS

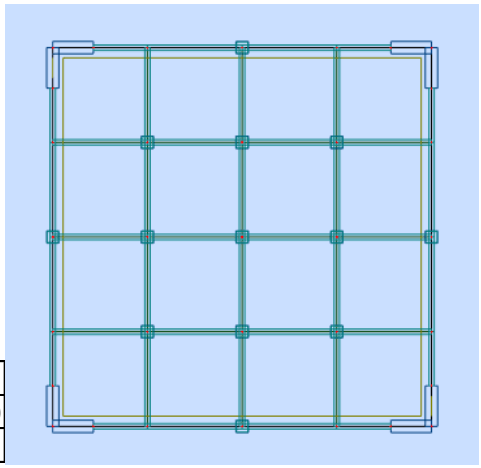
Sección escogida:



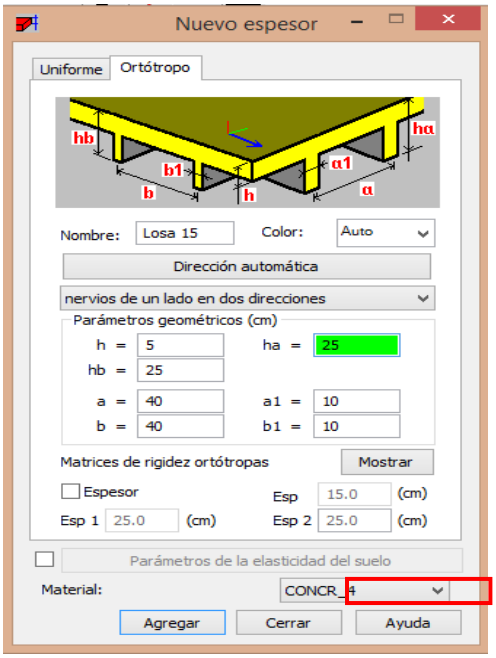
5.5.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016.

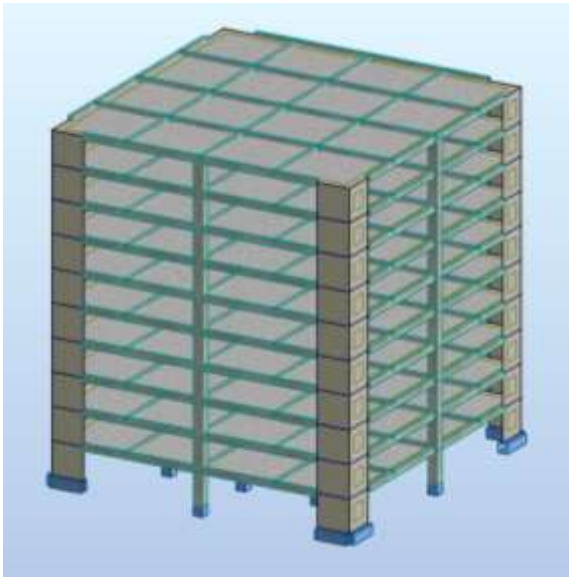
Una vez obtenidas las dimensiones preliminares de elementos estructurales del edificio, en el programa computacional se han ingresado los siguientes datos:

Número de Pisos	10	
fy(kg/cm2)	4200	
f'c (kg/cm2)	280	
DIMENSIONES		
Espesor de losa maciza equivalente (cm)	15	
Espesor de muro de corte (cm)	30	
Columnas (cm)	85x85	
Vigas (cm)	40x55	
CARGAS	Entrepiso	Cubierta
CM (T/m2)	0.30	0.10
CV (T/m2)	0.20	0.15



Modelación de la losa en el programa/ Espesor macizo equivalente:

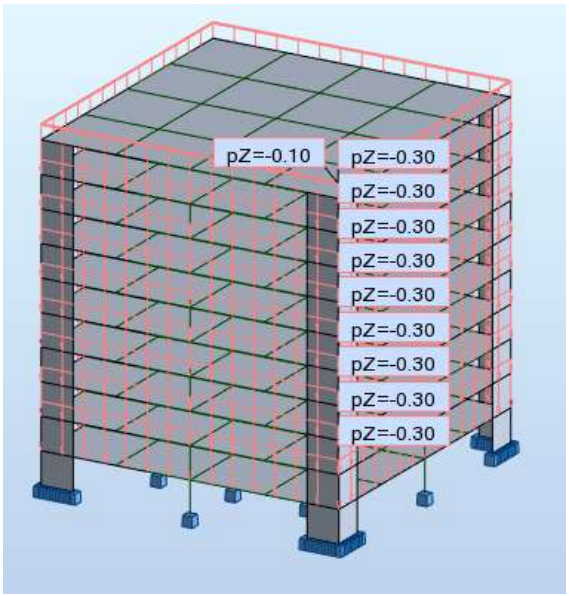




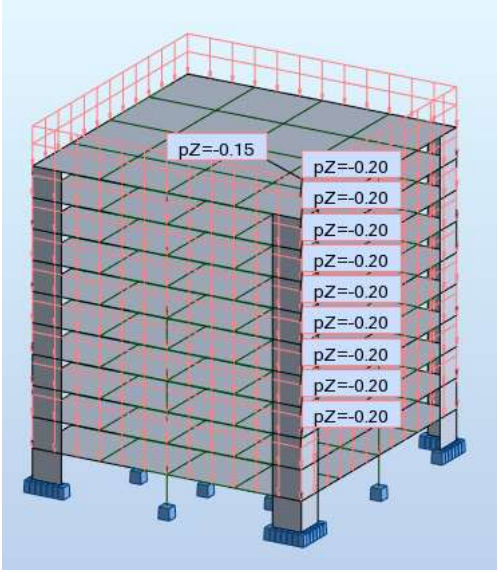
5.5.3. Asignación de Cargas

Cargas:

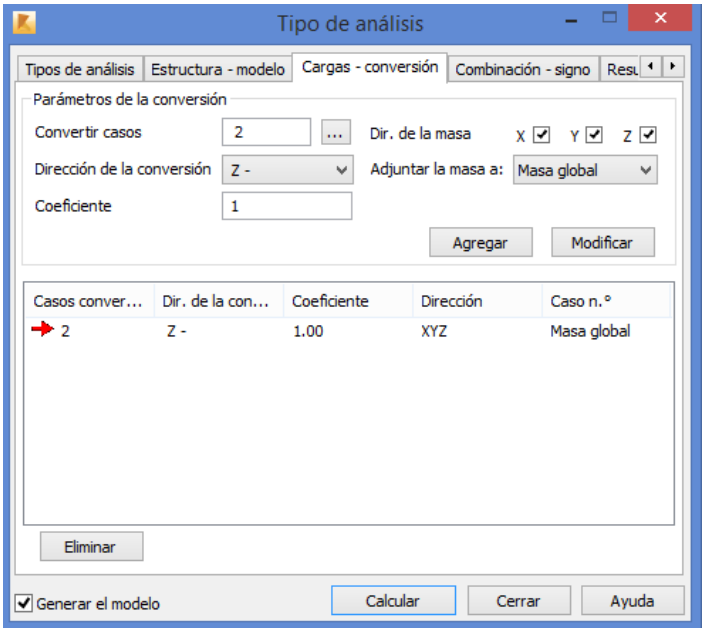
1. Carga Muerta CM (Acabados y Mamposterías).



2. Carga Viva CV.



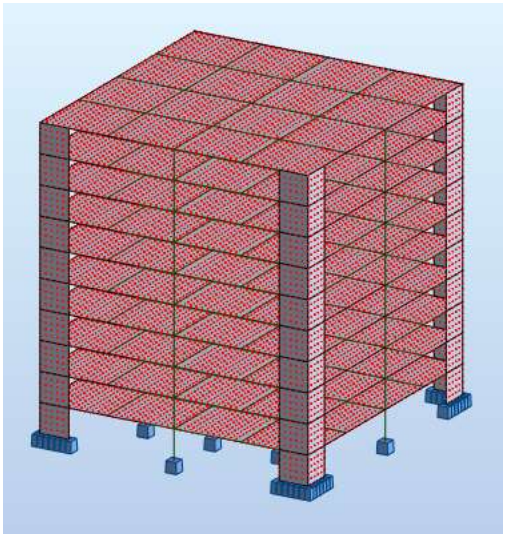
Consideración de la carga muerta en la masa del edificio



Nota: Cabe recalcar que el programa toma en cuenta el peso propio del edificio.

5.5.4. Modelo de Elementos finitos (Mallado).

Tamaño del Mallado= 0.60 cm



5.5.5. Verificación de Reacciones por Peso Propio, Carga Muerta y Carga Viva.

Nudo/Caso/Modo	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
Caso	1 - PESO PROPIO					
Modo						
Suma final	0.00	-0.00	5385.10	0.10	0.10	0.00
Suma de reacciones <	0.00	-0.00	5385.10	75391.37	-75391.37	-0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-5385.10	-75391.37	75391.37	0.0
Verificación	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Precisión:	2.39908e-005	2.86268e-017				
Caso	2 - CARGA MUERTA					
Modo						
Suma final	0.00	-0.00	2195.20	0.06	0.06	0.00
Suma de reacciones <	0.00	-0.00	2195.20	30732.80	-30732.80	-0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-2195.20	-30732.80	30732.80	0.0
Verificación	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Precisión:	1.51105e-005	4.94844e-017				
Caso	3 - CARGA VIVA					
Modo						
Suma final	0.00	-0.00	1528.80	0.04	0.04	0.00
Suma de reacciones <	0.00	-0.00	1528.80	21403.20	-21403.20	-0.00
Suma de esfuerzos	0.0	0.0	-1528.80	-21403.20	21403.20	0.0
Verificación	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
Precisión:	1.51897e-005	4.85740e-017				

5.5.6. Análisis Estático

5.5.6.1. Corte Basal Estático

(Ix, Iy e Iz han sido afectadas por un factor igual a 0.7 en todos los elementos estructurales del modelo)

Consideraciones de la edificación:

Ubicación	Quito
Categoría de Ocupación	II
Tipo de Suelo	C
Categoría de Diseño Sísmico	E
R	6.5
Ss	2.04
S1	0.82
Fv	1.3
Fa	1
SD1	0.71
SDS	1.36
Ie	1
TL	4
Cd	5

Los Resultados siguientes han sido obtenidos mediante las ecuaciones 12.8.1, 12.8.2 y 12.8.3 tomadas de la norma ASCE 7-10 y detalladas en el capítulo III, sección 3…. de esta investigación.

Cs=0.175

Ta=0.626 s.

Cu.Ta=0.876 s.

5.5.7. Modos de vibración

Periodo Fundamental tanto en X como en Y, según el aporte de masas.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)	Masas corr. UZ (%)	Total masas UX (kg)	Total masas UY (kg)	Total masas UZ (kg)
4 1	0.75	1.33	34.47	34.51	0.0	34.47	34.51	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 2	0.75	1.33	68.97	68.97	0.0	34.51	34.47	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 3	1.16	0.87	68.97	68.97	0.0	0.00	0.00	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 4	3.15	0.32	77.52	77.58	0.0	8.54	8.60	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 5	3.15	0.32	86.12	86.12	0.0	8.60	8.54	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 6	5.66	0.18	86.12	86.12	0.0	0.00	0.00	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 7	6.70	0.15	89.18	89.20	0.0	3.06	3.09	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 8	6.70	0.15	92.26	92.29	0.0	3.09	3.06	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 9	10.22	0.10	93.75	93.72	0.0	1.48	1.46	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
4 10	10.22	0.10	95.21	95.21	0.0	1.46	1.48	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 1	0.75	1.33	34.47	34.51	0.0	34.47	34.51	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 2	0.75	1.33	68.97	68.97	0.0	34.51	34.47	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 3	1.16	0.87	68.97	68.97	0.0	0.00	0.00	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 4	3.15	0.32	77.52	77.58	0.0	8.54	8.60	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 5	3.15	0.32	86.12	86.12	0.0	8.60	8.54	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 6	5.66	0.18	86.12	86.12	0.0	0.00	0.00	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 7	6.70	0.15	89.18	89.20	0.0	3.06	3.09	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 8	6.70	0.15	92.26	92.29	0.0	3.09	3.06	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 9	10.22	0.10	93.75	93.72	0.0	1.48	1.46	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
5 10	10.22	0.10	95.21	95.21	0.0	1.46	1.48	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 1	0.75	1.33	34.47	34.51	0.0	34.47	34.51	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 2	0.75	1.33	68.97	68.97	0.0	34.51	34.47	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 3	1.16	0.87	68.97	68.97	0.0	0.00	0.00	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 4	3.15	0.32	77.52	77.58	0.0	8.54	8.60	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 5	3.15	0.32	86.12	86.12	0.0	8.60	8.54	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 6	5.66	0.18	86.12	86.12	0.0	0.00	0.00	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 7	6.70	0.15	89.18	89.20	0.0	3.06	3.09	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 8	6.70	0.15	92.26	92.29	0.0	3.09	3.06	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 9	10.22	0.10	93.75	93.72	0.0	1.48	1.46	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0
6 10	10.22	0.10	95.21	95.21	0.0	1.46	1.48	0.0	7541102.12	7541102.12	0.0

- Periodo fundamental (En dirección X) = 1.33 s. > Cu.Ta (Usar Cu.ta =0.876 s.)
- Periodo fundamental (En dirección Y) = 1.33 s. > Cu.Ta (Usar Cu.ta =0.876 s.)

Corte Basal (V)=945.46 Toneladas.

85%V=803.64 Toneladas.

5.5.8. Análisis Dinámico.

5.5.8.1. Corte Basal Dinámico en X y en Y

(Ix, Iy e Iz han sido afectadas por un factor igual a 0.5 en todos los elementos estructurales del modelo, y se han incorporado todas las combinaciones de carga establecidas por la norma ASCE 7-10)

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	508.25	203.84	4532.35	40.73	478.58	0.88
Suma de reacciones <	497.81	0.04	0.00	0.59	8702.21	6970.76
Suma de esfuerzos	497.82	0.03	0.0	0.59	8702.34	6970.87
Verificación	995.62	0.07	0.00	1.17	17404.55	13941.64
Precisión:	8.25262e-004	4.44343e-003				
Caso	6 - Sísmico IBC 2012 Dirección_Y					
Modo CQC						
Suma final	203.83	508.26	4532.36	478.59	40.73	0.88
Suma de reacciones <	0.03	497.82	0.00	8702.22	0.59	6968.14
Suma de esfuerzos	0.03	497.82	0.0	8702.34	0.59	6968.09
Verificación	0.06	995.64	0.00	17404.56	1.17	13936.23
Precisión:	8.25262e-004	4.44343e-003				

Debido a que el corte basal dinámico calculado en el programa para ambas direcciones es menor al 85% del corte basal estático, se considera para el análisis el 85% del corte basal estático correspondiente al valor de 804 Toneladas:

Caso	5 - Sísmico IBC 2012 Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	820.87	329.22	7320.15	65.78	772.95	1.42
Suma de reacciones <	804.00	0.06	0.00	0.95	14054.84	11258.39
Suma de esfuerzos	804.02	0.05	0.0	0.95	14055.04	11258.57
Verificación	1608.02	0.11	0.00	1.89	28109.88	22516.96
Precisión:	1.33287e-003	7.17653e-003				
Caso	6 - Sísmico IBC 2012 Dirección_Y					
Modo CQC						
Suma final	329.20	820.87	7319.96	772.94	65.78	1.42
Suma de reacciones <	0.05	804.00	0.00	14054.48	0.95	11253.87
Suma de esfuerzos	0.05	804.00	0.0	14054.67	0.95	11253.78
Verificación	0.10	1608.00	0.00	28109.15	1.89	22507.65
Precisión:	1.33284e-003	7.17634e-003				

5.5.8.2. Serviciabilidad

5.5.8.2.1. Cálculo de derivas y Revisión de Torsión en planta.

Según la Tabla 12.12-1 de la Norma ASCE-7 la deriva máxima permitida para esta estructura es 0.020hsx

Hsx = 300 cm

Categoría de riesgo sísmico: II

Δmáx=6.0 cm

5.5.8.2.1.1. Sismo en Dirección X:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
10	28.5		28.6		28.7			
		3.1		3.3		3.3	3.96	4.62
9	25.4		25.3		25.4			
		3.4		3.4		3.4	4.08	4.76
8	22		21.9		22			
		3.5		3.4		3.5	4.14	4.83
7	18.5		18.5		18.5			
		3.5		3.6		3.6	4.32	5.04
6	15		14.9		14.9			
		3.5		3.4		3.4	4.08	4.76
5	11.5		11.5		11.5			
		3.3		3.3		3.3	3.96	4.62
4	8.2		8.2		8.2			
		3		3		3	3.6	4.2
3	5.2		5.2		5.2			
		2.5		2.6		2.6	3.12	3.64
2	2.7		2.6		2.6			
		1.9		1.8		1.8	2.16	2.52
1	0.8		0.8		0.8			
		0.8		0.8		0.8	0.96	1.12
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.5.8.2.1.2. Sismo en Dirección Y:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
10	28.5		28.7		28.6			
		3.1		3.3		3.3	3.96	4.62
9	25.4		25.4		25.3			
		3.4		3.4		3.3	4.02	4.69
8	22		22		22			
		3.5		3.5		3.5	4.2	4.9
7	18.5		18.5		18.5			
		3.5		3.6		3.6	4.32	5.04
6	15		14.9		14.9			
		3.5		3.4		3.4	4.08	4.76
5	11.5		11.5		11.5			
		3.3		3.3		3.3	3.96	4.62
4	8.2		8.2		8.2			
		3		3		3	3.6	4.2
3	5.2		5.2		5.2			
		2.5		2.6		2.6	3.12	3.64
2	2.7		2.6		2.6			
		1.9		1.8		1.8	2.16	2.52
1	0.8		0.8		0.8			
		0.8		0.8		0.8	0.96	1.12
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.5.8.2.1.3. Sismo en Dirección X +/- 5% de excentricidad accidental en Y:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
10	28.5		27.3		29.9			
		3.1		3.1		3.5	3.96	4.62
9	25.4		24.2		26.4			
		3.4		3.3		3.5	4.08	4.76
8	22		20.9		22.9			
		3.5		3.3		3.7	4.2	4.9
7	18.5		17.6		19.2			
		3.5		3.3		3.7	4.2	4.9
6	15		14.3		15.5			
		3.5		3.3		3.6	4.14	4.83
5	11.5		11		11.9			
		3.3		3.2		3.4	3.96	4.62
4	8.2		7.8		8.5			
		3		2.9		3.2	3.66	4.27
3	5.2		4.9		5.3			
		2.5		2.4		2.6	3	3.5
2	2.7		2.5		2.7			
		1.9		1.7		1.9	2.16	2.52
1	0.8		0.8		0.8			
		0.8		0.8		0.8	0.96	1.12
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.5.8.2.1.4. Sismo en Dirección Y+/- 5% de excentricidad accidental en X:

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
10	28.5		27.3		29.9			
		3.1		3.1		3.5	3.96	4.62
9	25.4		24.2		26.4			
		3.4		3.2		3.5	4.02	4.69
8	22		21		22.9			
		3.5		3.4		3.7	4.26	4.97
7	18.5		17.6		19.2			
		3.5		3.3		3.7	4.2	4.9
6	15		14.3		15.5			
		3.5		3.3		3.6	4.14	4.83
5	11.5		11		11.9			
		3.3		3.2		3.4	3.96	4.62
4	8.2		7.8		8.5			
		3		2.9		3.2	3.66	4.27
3	5.2		4.9		5.3			
		2.5		2.4		2.6	3	3.5
2	2.7		2.5		2.7			
		1.9		1.7		1.9	2.16	2.52
1	0.8		0.8		0.8			
		0.8		0.8		0.8	0.96	1.12
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.5.8.2.2. Revisión de deflexiones en vigas.

Siguiendo el mismo proceso indicado en el numeral…. a continuación se presenta una tabla de resumen de las deflexiones en las vigas críticas del modelo estructural:

Modelo Estructural: Edificio de 10 Pisos										
Planta No.	Viga Crítica	Deflexión en centímetros por:					Longitud (cm)	Límites de deflexión (cm)		
		Peso Propio	Carga Muerta	Total Carga Permanente	Carga Viva	Total		C. Perm +C. Viva (ℓ/240)	C. Viva entrepiso(ℓ/360)	C. Viva cubierta(ℓ/180)
1	48	1.00	0.50	1.50	0.30	1.80	700.00	2.92	1.94	N/A
2	124	1.00	0.50	1.50	0.30	1.80	700.00	2.92	1.94	N/A
3	187	1.10	0.50	1.60	0.30	1.90	700.00	2.92	1.94	N/A
4	250	1.10	0.50	1.60	0.40	2.00	700.00	2.92	1.94	N/A
5	313	1.10	0.50	1.60	0.40	2.00	700.00	2.92	1.94	N/A
6	376	1.10	0.50	1.60	0.40	2.00	700.00	2.92	1.94	N/A
7	439	1.10	0.50	1.60	0.40	2.00	700.00	2.92	1.94	N/A
8	476	1.10	0.60	1.70	0.40	2.10	700.00	2.92	1.94	N/A
9	539	1.10	0.60	1.70	0.40	2.10	700.00	2.92	1.94	N/A
10	602	1.20	0.30	1.50	0.30	1.80	700.00	2.92	1.94	3.89

Todas las deflexiones obtenidas se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma ACI 318S-14, tabla 24.2.2 – Deflexión máxima admisible calculada.

5.5.9. Diseño Sismo - Resistente de elementos estructurales:

5.5.9.1. Utilización de Varillas de grado 80

5.5.9.1.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas

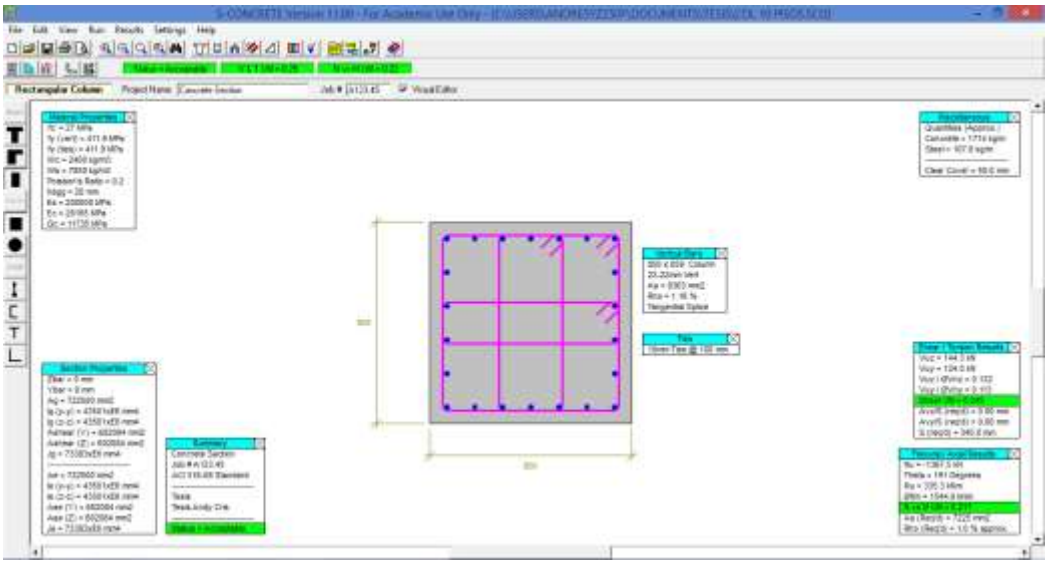
Cuantía de las columnas: 1.16%

Área Transversal de la Columna 85cmx85cm: 7225cm2

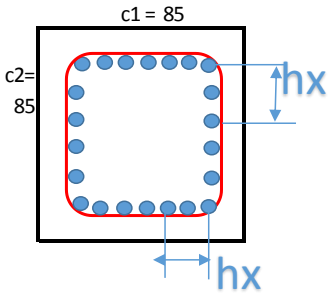
Diámetro Considerado de Varillas Longitudinales: 22mm

Número de varillas del diseño: 22 (22ϕ22)

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 100mm



Diseño a corte:



Dimensiones			Acero Longitudinal	
b	85	cm	# var	22
h	85	cm	ϕ (mm)	22

b/h 1 >0.4 (OK)

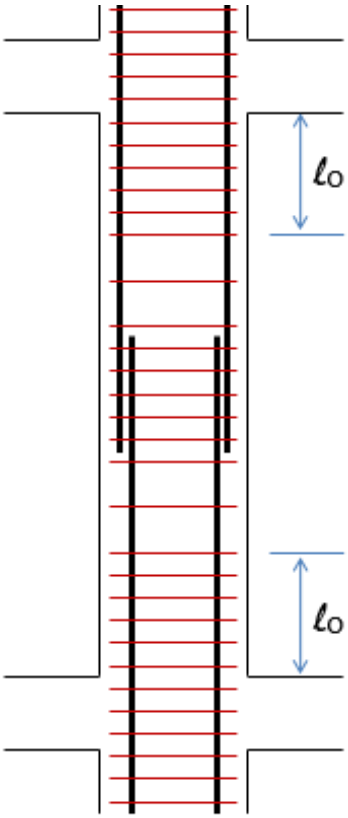
Ag	7225	cm2
As min	72.25	cm2
As max	433.50	cm2
As	83.63	cm2

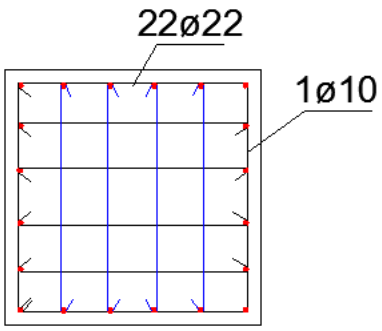
f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
r	4	cm
ln	300	cm

Acero de Estribos	
ϕ (mm)	10
1 ϕ 10mr	0.78539816

Nota: s=10cm para el traslape.

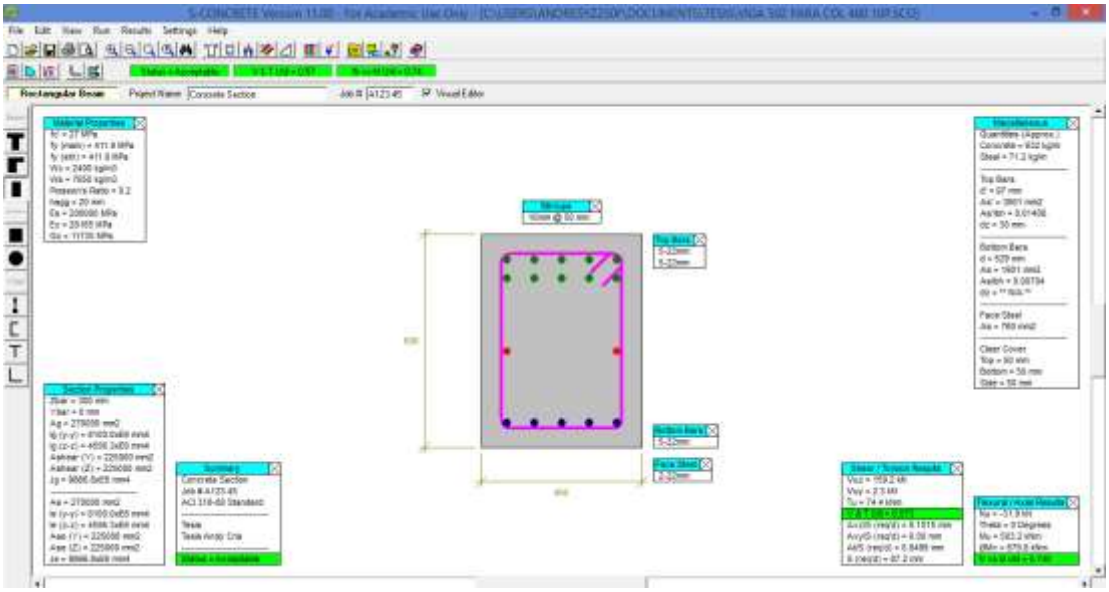
lo (cm)	85
Espaciamiento	
para lo (cm)	10
para el resto (cm)	10
Numero de ramas	
En X	6
En Y	6





5.5.9.1.2. Diseño Sismo-Resistente de Vigas

Viga Escogida:



Varillas superiores: 10 ϕ 22mm

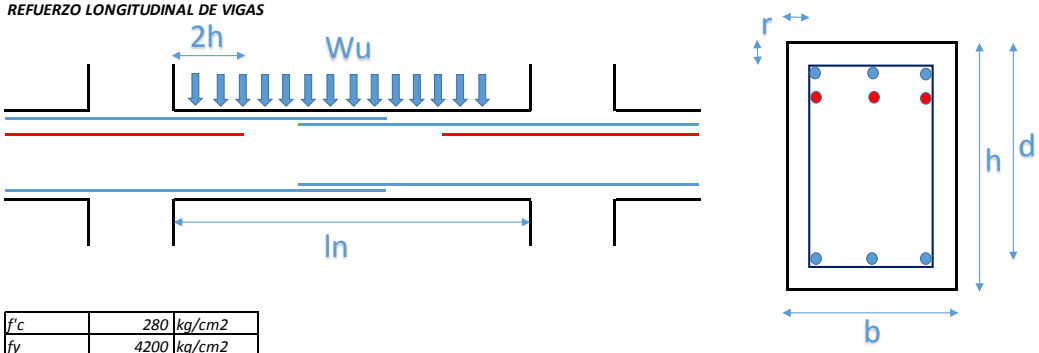
Varillas Inferiores: 5 ϕ 22mm

Varillas en las caras: 2 ϕ 22mm

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 50mm

Diseño y verificación de corte en la viga:

REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS



f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
r	4	cm
ϕ	22	mm
b	45	cm
h	60	cm
n var sup	10	
Wu	2.829	t/m
ln	6.15	m
2h	120	cm

$d = h - r - 1 - \frac{\phi}{2}$ d= 53.9	Wu=1.2D+fL f=0.5 Wu (t/m)= 2.829
$As\ min = 14 * \frac{b * d}{fy}$ As min= 8.085 cm2	$As\ max = 0.025\ b * d$ As max = 60.6 cm2
As superior= 38.01 cm2	
As inferior= 19.01 tabla var -> 19.01 cm2	
As inf central= 9.50 cm2	

ESTRIBOS

Espaciamiento

EN EL TRASLAPE

S ≤ { d/4= 13.475 cm ; 10cm 10 cm }

s= el menor 10 cm

DENTRO DE 2h

S ≤ { d/4= 13.475 cm ; 6*menor ϕ 13.2 cm ; 15cm 15 cm }

s=el menor 10 cm

EN EL RESTO

S ≤ { d/2= 26.95 cm → 25

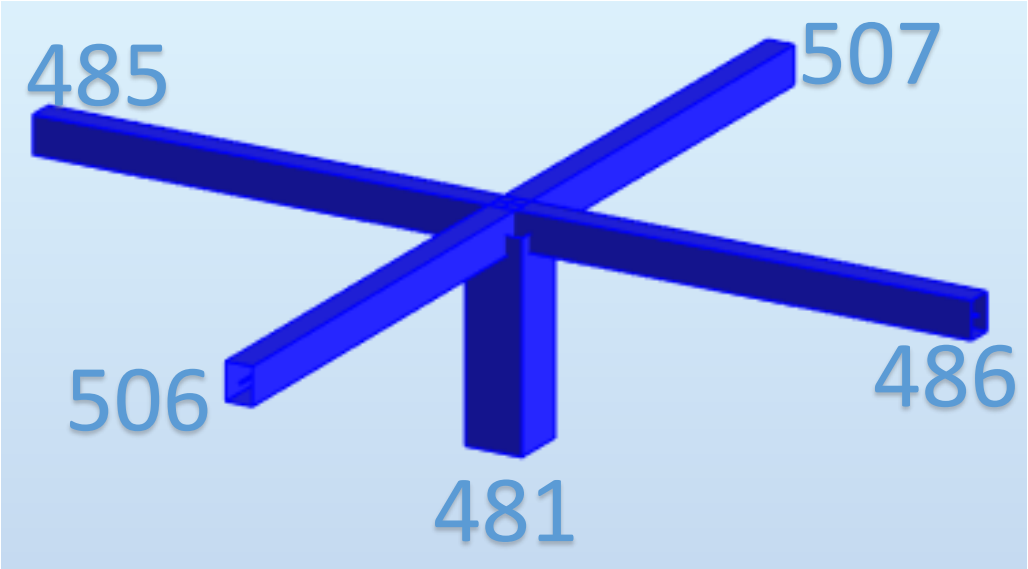
VERIFICACION DE CORTE
$a\ sup = \frac{1.25 * fy * As\ sup}{0.85 * f'c * b}$ *a sup=* *18.63*
$Mpr\ sup = As\ sup * (1.25fy)(d - \frac{asup}{2})$ *Mpr sup=* *88.974191* *T.m*
$a\ inf = \frac{1.25 * fy * As\ inf}{0.85 * f'c * b}$ *a inf =* *9.32*
$Mpr\ inf = As\ inf * (1.25fy)(d - \frac{ainf}{2})$ *Mpr inf=* *49.14* *T.m*
$VG = \frac{Wu * ln}{2}$ *VG=* *8.70* *T*
$VE = \frac{Mpr\ \sup + Mpr\ inf}{ln}$ *VE=* *22.46* *T*
$si\ VE > VG\ \therefore$ VC=0

La verificación de Columna Fuerte – Viga Débil ha sido realizada tomando en cuenta los elementos críticos del modelo estructural, siendo en este caso:

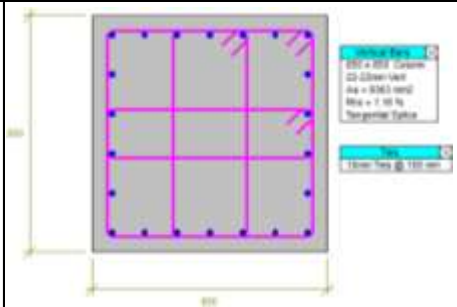
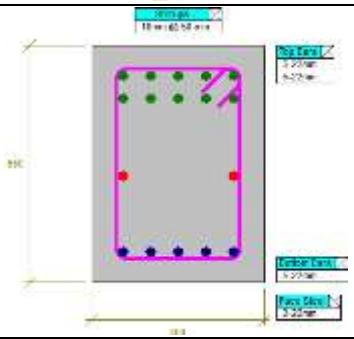
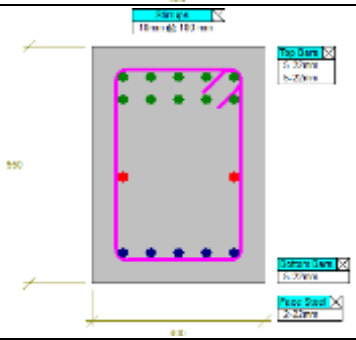
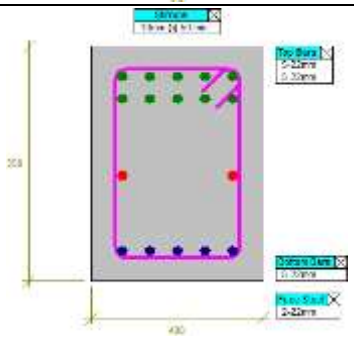
a) Columna central (Elemento No. 481)
b) Columna exterior (Elemento No. 480)

Con sus respectivas vigas que forman cada nudo.

a) Columna central:

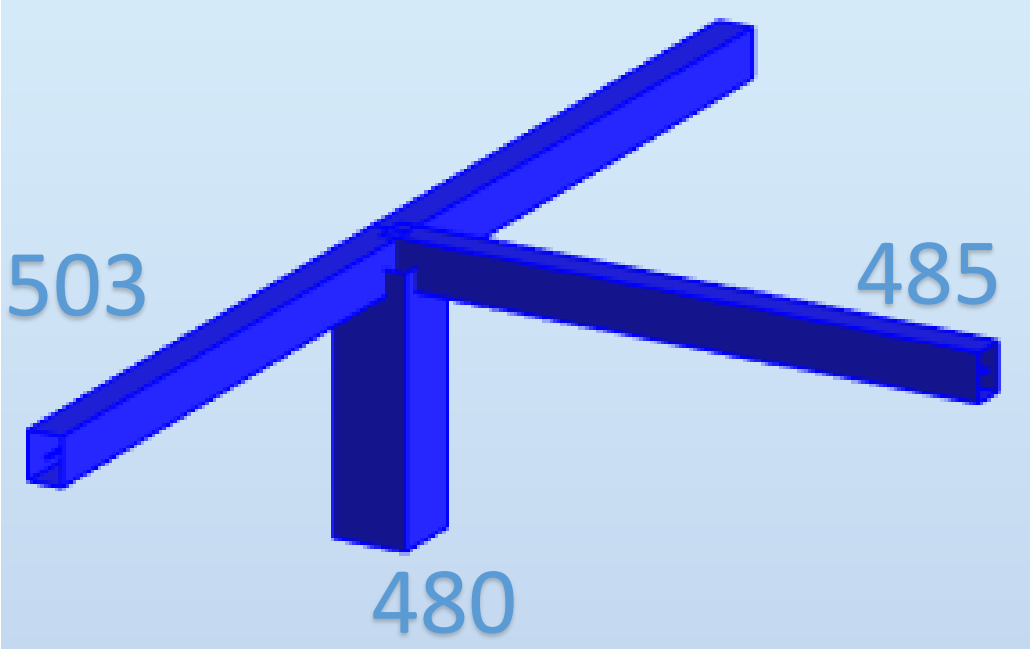


Resumen:

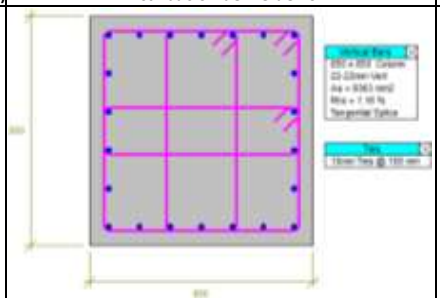
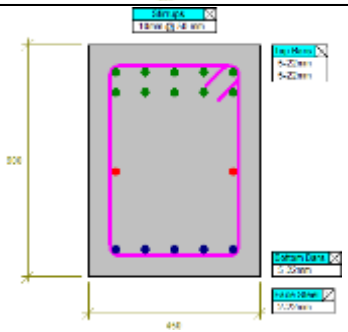
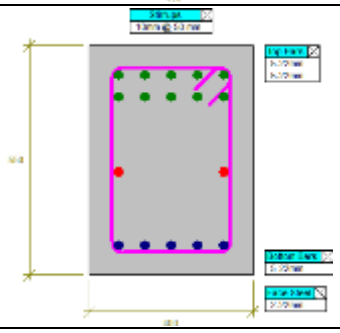
Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
481	Columna central	85x85		152.91	X/Y
485	Viga central	40x55		66.29	Y
486	Viga central	40x55		66.21	Y
506 y 507	Viga central	40x55		66.25	X

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	305.81 Tm
	Σ Mn Vigas=	132.50 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.31 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	305.81 Tm
	Σ Mn Vigas=	132.51 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.31 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

b) Columna exterior:



Resumen:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
480	Columna exterior	85x85		140.37	X/Y
502 y 503	Viga de borde	45x60		77.00	X
485	Viga	40x55		66.29	Y

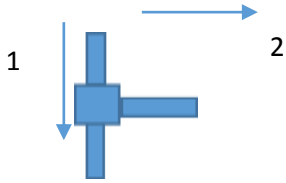
Dirección X:	Σ Mn Columnas=	280.73 Tm
	Σ Mn Vigas=	153.99 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.82 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	280.73 Tm
	Σ Mn Vigas=	66.29 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	4.23 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

5.5.9.1.3. Verificación de corte en Nudos:

Los siguientes nudos a considerarse no presenta confinamiento, esto se debe a que el ancho de las vigas (40cm) no alcanza el 75% del ancho de la columna (63.75 cm), por esta razón la resistencia nominal a corte (Vn) se ha calculado mediante la siguiente fórmula:

$$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * \text{Aj}$$

NUDO BORDE (NO CONFINADO)



El análisis de este nudo se lo ha realizado en dos direcciones, en la dirección 1 (viga de borde) y en la dirección 2 (viga esquinera). En la dirección 1, el cálculo realizado es el mismo para las dos vigas, ya que la unión viga-columna es la es la misma.

Dirección 1

x =	42.5	cm
b =	45	cm
h =	85	cm

a ≤ 2x = 85
b + h = 130

Aj = 7225 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	38.01	cm2
As =	19.01	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 328.84 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 299.355

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25$ Fy * (A's+As)-Veinf

Vu= 299.355 T

ϕVn≥Vu OK

Dirección 2

x =	42.5	cm
b =	40	cm
h =	85	cm

a ≤ 2x = 85
b + h = 125

Aj = 7225 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	38.01	cm2
As =	19.01	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 328.84 T

Vu = 1.25 Fy *A's-Ve sup

Vu= 199.55

ϕVn≥Vu OK

Vu = 1.25 Fy *As-Ve sup

Vu= 99.80

ϕVn≥Vu OK

NUDO CENTRAL (NO CONFINADO)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en todas las direcciones.

x =	42.5	cm
b =	40	cm
h =	85	cm

a ≤ 2x = 85
b + h = 125

Aj = 7225 cm2

Fy =	4200	kg/cm2
A's =	38.01	cm2
As =	19.01	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 328.84 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 299.355 T

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25\ Fy * (A's+As)-Veinf$

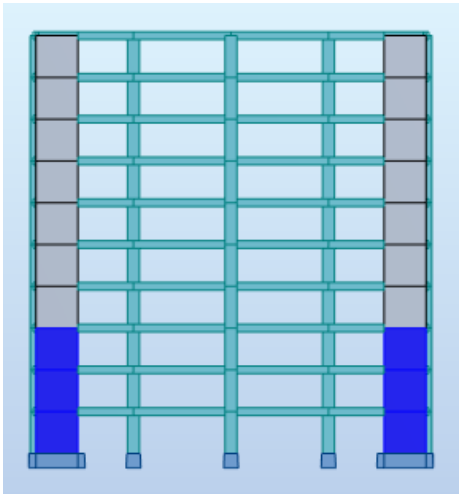
Vu= 299.355 T

ϕVn≥Vu OK

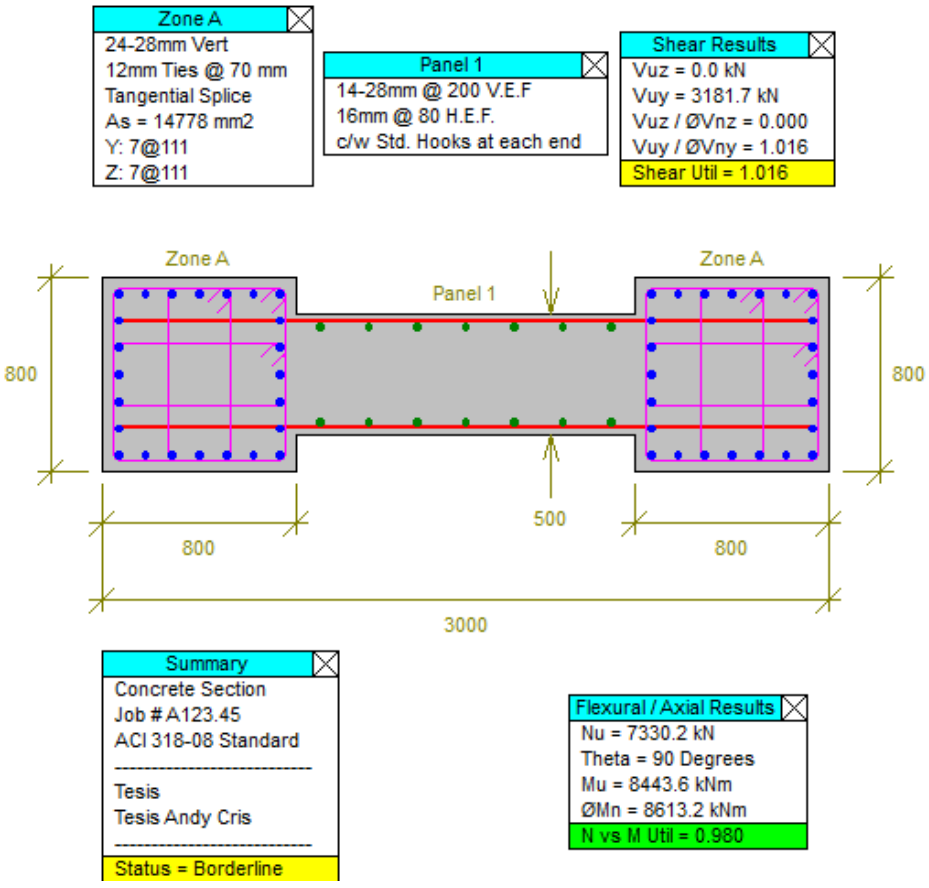
5.5.9.1.4. Diseño sismo resistente de Muros de Corte para ambos modelos estructurales.

Al igual que el modelo estructural anterior, debido a la simetría de la edificación el diseño es el mismo tanto para la dirección X como para la dirección Y.

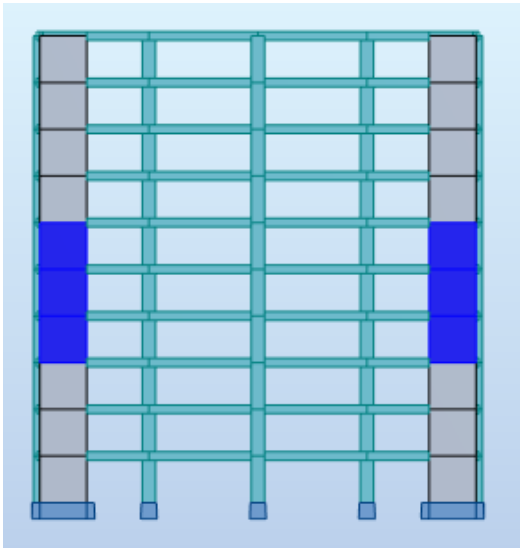
Muros de los 3 primeros pisos en dirección X y Y



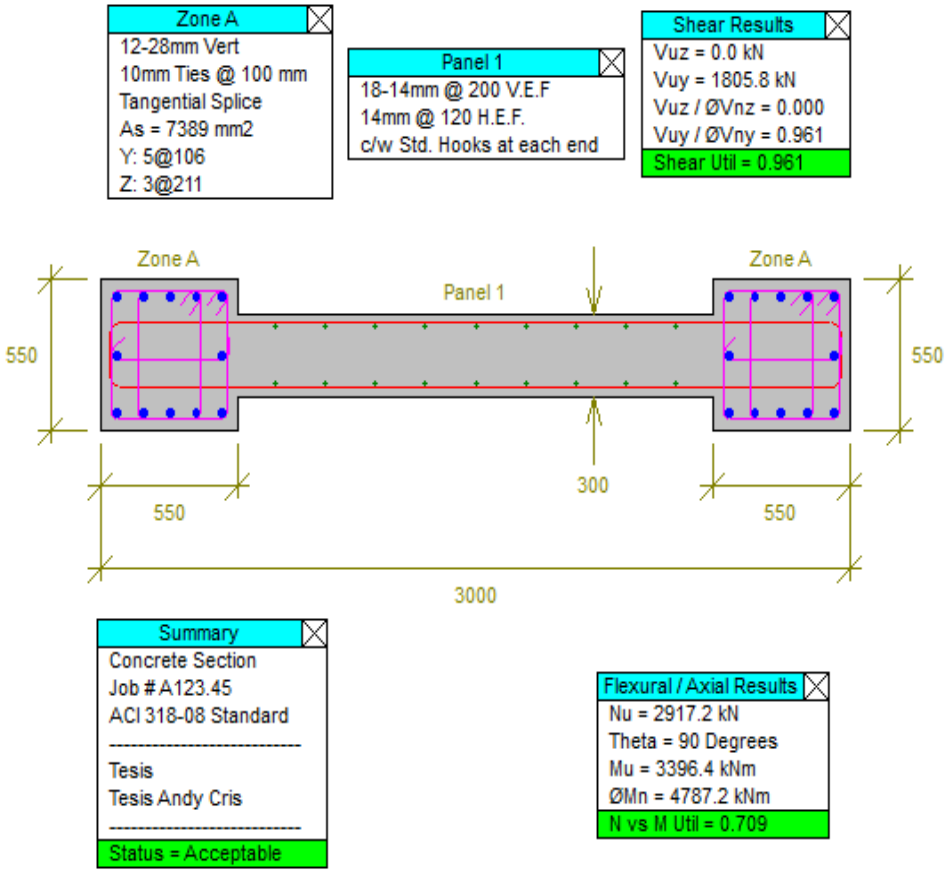
Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



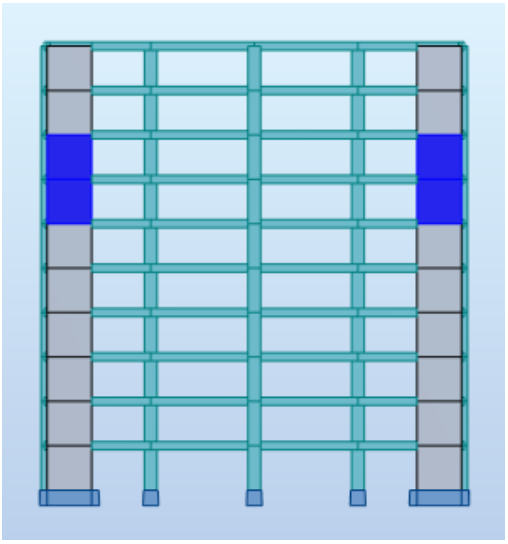
Muros de los 3 pisos intermedios en dirección X y Y



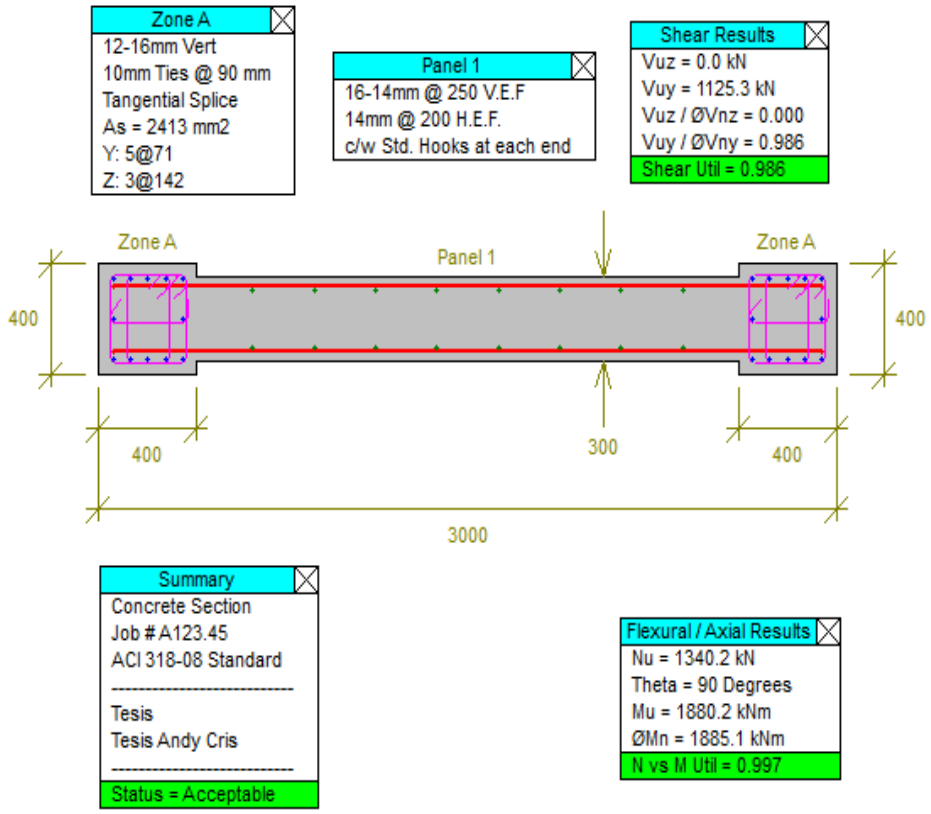
Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



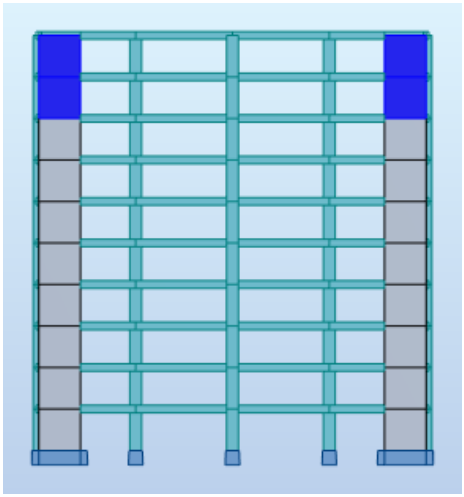
Muros de los 2 pisos intermedios en dirección X y Y



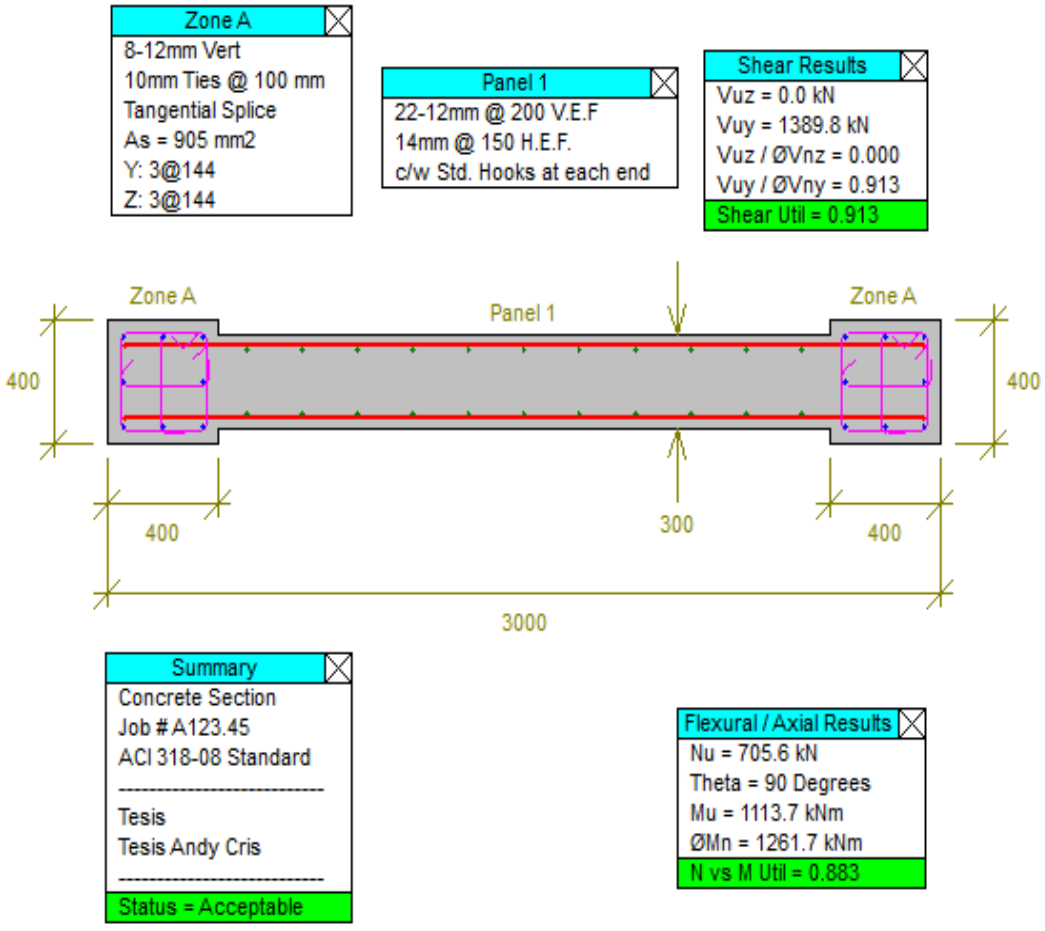
Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



Muros de los 2 pisos últimos en dirección X y Y



Dimensiones y refuerzo vertical, horizontal y transversal



5.5.10. Utilización de Varillas grado 80.

5.5.10.1. Optimización de Secciones en base a la utilización de Varillas grado 80.

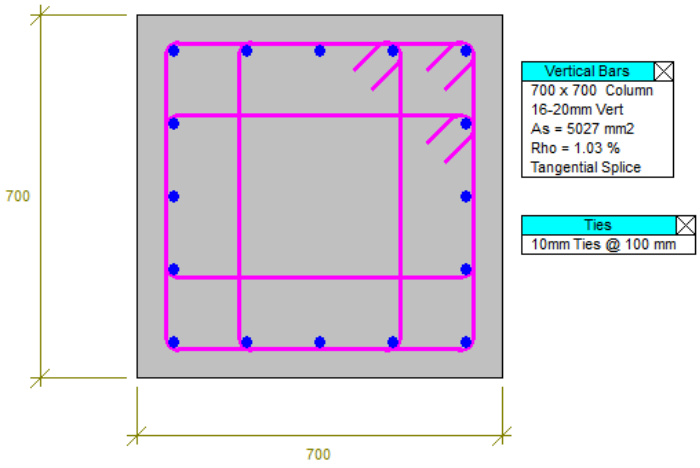
Este proceso se lo ha realizado utilizando los mismos criterios que en la sección …… de esta investigación, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 25. Optimización de Vigas y Columnas, Edificio 10 pisos, Varillas grado 80.

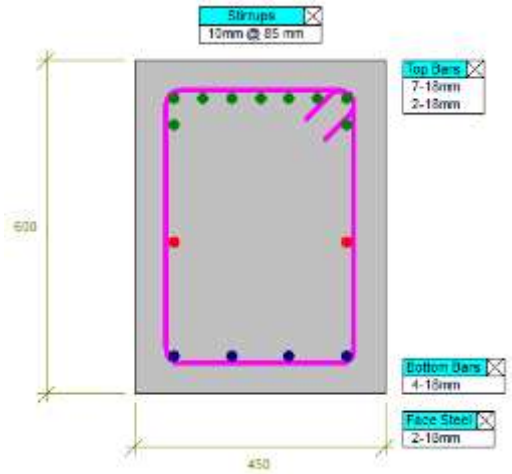
ELEMENTO #	OPTIMIZACIÓN	VARILLAS GRADO	REFUERZO LONGITUDINAL SUP.	INF.	CARA	REFUERZO TRANSVERSAL	SECCIÓN b	h	SECC TRANSV (cm2)	CUANTÍA	COSTO HORM. USD	COSTO ACERO USD	COSTO TOTAL 1M
VIGA 502 (CRÍTICA)	ORIGINAL	60	ϕ22	ϕ22	ϕ22								
			10	5	2	1ϕ10@50	45	60	2700	0.0239	$24.61	54.79	$79.40
	HORMIGÓN	80	10	5	2	1ϕ10@75	45	55	2475	0.0239	$22.56	54.79	$77.35
	ACERO		ϕ18	ϕ18	ϕ18								
			9	4	2	1ϕ10@85	45	60	2700	0.0141	$24.61	32.37	$56.98
	HORMIGÓN Y ACERO		ϕ20	ϕ18	ϕ18								
			9	5	2	1ϕ10@75	45	55	2475	0.0186	$22.56	39.07	$61.64
COLUMNA 480	ORIGINAL	60	ϕ22										
			22			1ϕ10@100	85	85	7225	0.0116	$65.86	70.90	$136.76
	OPTIMA	80	ϕ20										
			16			1ϕ10@100	70	70	4900	0.0103	$44.67	42.61248	$87.28

Una vez obtenidos estos resultados, se han escogido las secciones que resultan tener el costo más bajo, tomando como referencia el precio de los materiales listado en la revista de la Cámara de la Industria de la Construcción publicada en Septiembre del 2015, así:

Columna Escogida:



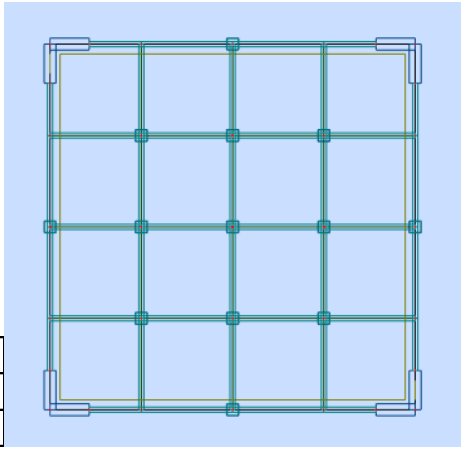
Viga Escogida:

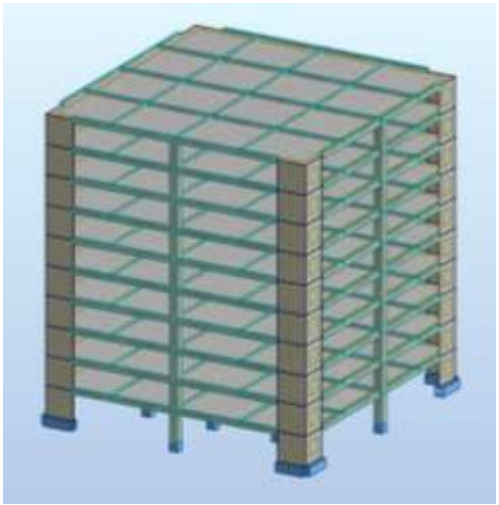


5.5.10.2. Modelación en Robot Structural Analysis 2016.

Una vez escogidas las secciones, en el programa computacional se han ingresado los siguientes datos para la modelación del edificio:

Número de Pisos	10	
fy(kg/cm2)	5500	
f'c (kg/cm2)	280	
DIMENSIONES		
Espesor de losa maciza equivalente (cm)	15	
Columnas (cm)	70x70	
Vigas (cm)	45x60	
CARGAS	Entrepiso	Cubierta
CM (T/m2)	0.30	0.10
CV (T/m2)	0.20	0.15





Nota: La asignación de cargas, y cálculos de cortes basales tanto estático como dinámico, se lo ha realizado de la misma manera que para el modelo anterior.

5.5.10.3. Análisis del modelo estructural:

Datos

Ubicación	Quito
Categoría de Ocupación	II
Tipo de Suelo	C
Categoría de Diseño Sísmico	E
R	6.5
Ss	2.04
S1	0.82
Fv	1.3
Fa	1
SD1	0.71
SDS	1.36
Ie	1
TL	4
Cd	5

Análisis Estático			
Periodo		**Calculo de Corte Basal (Ve)**	
Periodos Fundamentales (s)		Corte Basal Estático	
Sismo en X	Sismo en Y	Cs	
1.28	1.28	Sismo en X	Sismo en Y
Periodo máximo Cu.Ta (s)		0.12	0.12
0.88		W edificio (T)	
Periodo de Diseño (s)		7670.15	
Sismo en X	Sismo en Y	V estático X (T)	V estático Y (T)
0.88	0.88	956.67	956.67

Análisis Dinámico			
Corte Basal Dinámico (Vd)			
Sismo en X (T)	Sismo en Y (T)	85% V estático (T)	V dinámico utilizado (T)
593.77	593.77	813.17	813.00

5.5.10.3.1. Serviciabilidad:

5.5.10.3.1.1. Cálculo de derivas y Revisión de torsión en planta:

∆máx=6.0 cm

5.5.10.3.1.1.1. **Sismo en Dirección X:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
10	27.3		27.4		27.4			
		2.8		3		3	3.6	4.2
9	24.5		24.4		24.4			
		3.2		3.2		3.2	3.84	4.48
8	21.3		21.2		21.2			
		3.3		3.3		3.3	3.96	4.62
7	18		17.9		17.9			
		3.4		3.3		3.3	3.96	4.62
6	14.6		14.6		14.6			
		3.3		3.3		3.3	3.96	4.62
5	11.3		11.3		11.3			
		3.2		3.2		3.2	3.84	4.48
4	8.1		8.1		8.1			
		2.9		3		3	3.6	4.2
3	5.2		5.1		5.1			
		2.5		2.5		2.5	3	3.5
2	2.7		2.6		2.6			
		1.9		1.8		1.8	2.16	2.52
1	0.8		0.8		0.8			
		0.8		0.8		0.8	0.96	1.12
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.5.10.3.1.1.2. **Sismo en Dirección Y:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
10	27.3		27.5		27.4			
		2.8		3.1		3	3.66	4.27
9	24.5		24.4		24.4			
		3.2		3.2		3.2	3.84	4.48
8	21.3		21.2		21.2			
		3.3		3.3		3.3	3.96	4.62
7	18		17.9		17.9			
		3.4		3.3		3.3	3.96	4.62
6	14.6		14.6		14.6			
		3.3		3.3		3.3	3.96	4.62
5	11.3		11.3		11.3			
		3.2		3.2		3.2	3.84	4.48
4	8.1		8.1		8.1			
		2.9		3		3	3.6	4.2
3	5.2		5.1		5.1			
		2.5		2.5		2.5	3	3.5
2	2.7		2.6		2.6			
		1.9		1.8		1.8	2.16	2.52
1	0.8		0.8		0.8			
		0.8		0.8		0.8	0.96	1.12
0	0		0		0			

Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.5.10.3.1.1.3. **Sismo en Dirección X +/- 5% de excentricidad accidental en Y:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
10	27.3		26		28.8			
		2.9		2.9		3.3	3.72	4.34
9	24.4		23.1		25.5			
		3.2		3		3.3	3.78	4.41
8	21.2		20.1		22.2			
		3.3		3.1		3.5	3.96	4.62
7	17.9		17		18.7			
		3.3		3.1		3.5	3.96	4.62
6	14.6		13.9		15.2			
		3.3		3.2		3.5	4.02	4.69
5	11.3		10.7		11.7			
		3.2		3		3.3	3.78	4.41
4	8.1		7.7		8.4			
		2.9		2.8		3.1	3.54	4.13
3	5.2		4.9		5.3			
		2.5		2.4		2.6	3	3.5
2	2.7		2.5		2.7			
		1.9		1.7		1.9	2.16	2.52
1	0.8		0.8		0.8			
		0.8		0.8		0.8	0.96	1.12
0	0		0		0			

Los valores obtenidos con signo positivo y negativo correspondientes a la excentricidad accidental son iguales debido a la simetría de la edificación en ambas direcciones. Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.5.10.3.1.1.4. **Sismo en Dirección Y+/- 5% de excentricidad accidental en X:**

PLANTA	du C.M.	dr C.M.	du IZQ.	dr IZQ.	du DER.	dr DER.	1.2 Δprom	1.4 Δprom
10	27.3		26		28.7			
		2.9		2.8		3.2	3.6	4.2
9	24.4		23.2		25.5			
		3.2		3.1		3.3	3.84	4.48
8	21.2		20.1		22.2			
		3.3		3		3.5	3.9	4.55
7	17.9		17.1		18.7			
		3.3		3.2		3.5	4.02	4.69
6	14.6		13.9		15.2			
		3.3		3.2		3.5	4.02	4.69
5	11.3		10.7		11.7			
		3.2		3		3.3	3.78	4.41
4	8.1		7.7		8.4			
		2.9		2.8		3.1	3.54	4.13
3	5.2		4.9		5.3			
		2.5		2.4		2.6	3	3.5
2	2.7		2.5		2.7			
		1.9		1.7		1.9	2.16	2.52
1	0.8		0.8		0.8			
		0.8		0.8		0.8	0.96	1.12
0	0		0		0			

Los valores obtenidos con signo positivo y negativo correspondientes a la excentricidad accidental son iguales debido a la simetría de la edificación en ambas direcciones. Como se puede observar ninguna deriva de piso sobrepasa el límite permisible, de igual manera se puede observar que la estructura no presenta torsión en planta.

5.5.10.3.1.2. Revisión de deflexiones en vigas

Modelo Estructural: Edificio de 10 Pisos										
Planta No.	Viga Crítica	Deflexión en centímetros por:					Longitud (cm)	Límites de deflexión (cm)		
		Peso Propio	Carga Muerta	Total Carga Permanente	Carga Viva	Total		C. Perm +C. Viva (ℓ/240)	C. Viva entrepiso(ℓ/360)	C. Viva cubierta(ℓ/180)
1	48	0.80	0.40	1.20	0.20	1.40	700.00	2.92	1.94	N/A
2	124	0.90	0.40	1.30	0.30	1.60	700.00	2.92	1.94	N/A
3	187	0.90	0.40	1.30	0.30	1.60	700.00	2.92	1.94	N/A
4	250	1.00	0.40	1.40	0.30	1.70	700.00	2.92	1.94	N/A
5	313	1.00	0.40	1.40	0.30	1.70	700.00	2.92	1.94	N/A
6	376	1.00	0.40	1.40	0.30	1.70	700.00	2.92	1.94	N/A
7	439	1.10	0.40	1.50	0.30	1.80	700.00	2.92	1.94	N/A
8	502	1.10	0.40	1.50	0.30	1.80	700.00	2.92	1.94	N/A
9	565	1.10	0.40	1.50	0.30	1.80	700.00	2.92	1.94	N/A
10	628	1.20	0.20	1.40	0.30	1.70	700.00	2.92	1.94	3.89

Todas las deflexiones obtenidas se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma ACI 318S-14, tabla 24.2.2 – Deflexión máxima admisible calculada.

5.5.10.4. Diseño Sismo - Resistente de elementos estructurales:

5.5.10.4.1. Diseño Sismo - Resistente de Columnas:

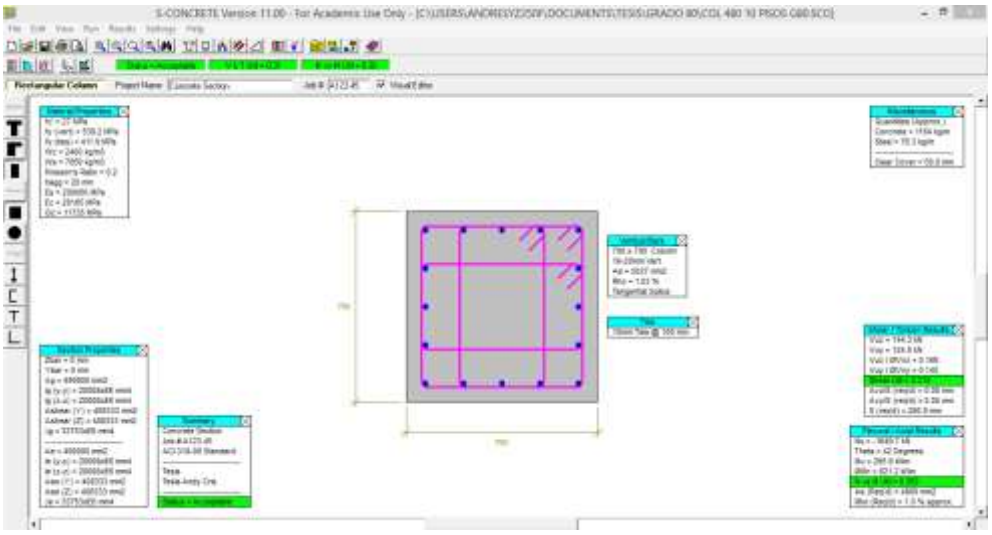
Cuantía de la columna Critica Elemento No.5: 1.03%

Área Transversal de la Columna 60cmx60cm: 4900cm2

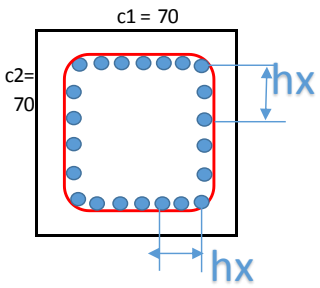
Diámetro Considerado de Varillas Longitudinales: 20mm

Número de varillas del diseño: 16 (16ϕ20)

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 100mm



Diseño a Corte:



Dimensiones			Acero Longitudinal	
b	70	cm	# var	16
h	70	cm	ϕ (mm)	20

b/h 1 >0.4 (OK)

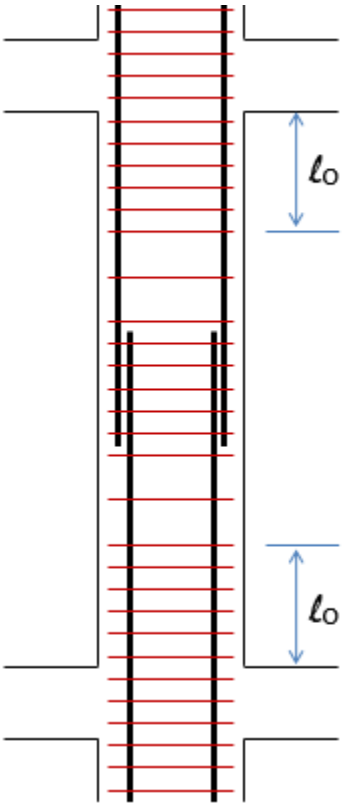
Ag	4900	cm2
As min	49	cm2
As max	294	cm2
As	50.2654825	cm2

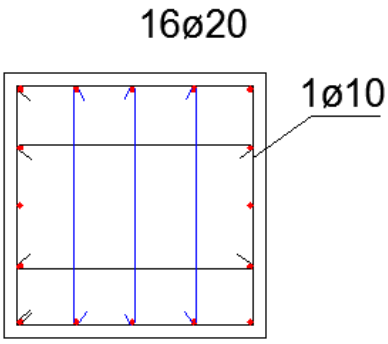
f'c	280	kg/cm2
fy	5500	kg/cm2
r	4	cm
ln	300	cm

Acero de Estribos	
ϕ (mm)	10
1 ϕ 10mr	0.78539816

Nota: s=10cm para el traslape.

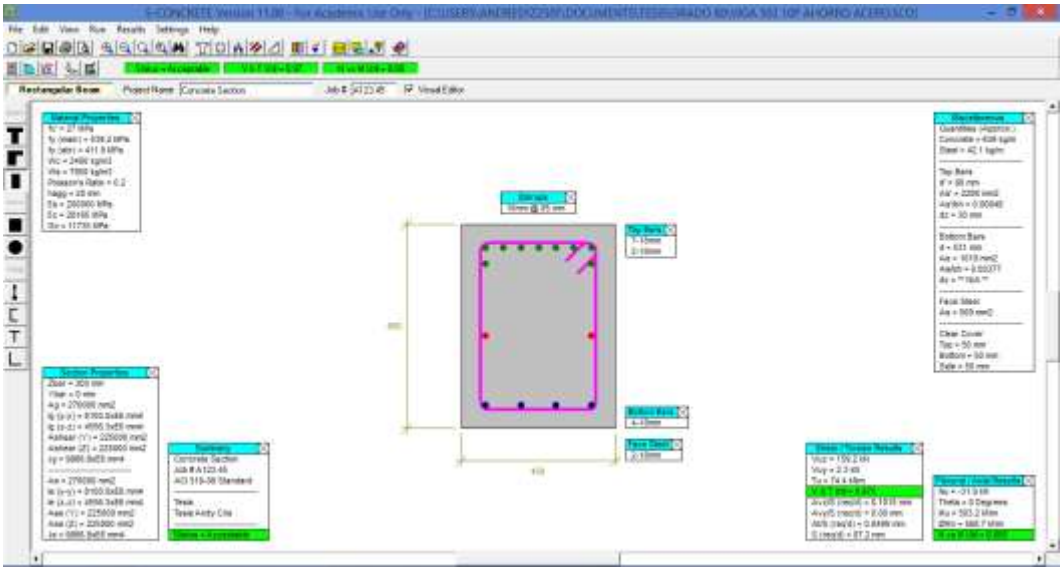
lo (cm)	70
Espaciamiento	
para lo (cm)	10
para el resto (cm)	10
Numero de ramas	
En X	4
En Y	4





5.5.10.4.2. Diseño Sismo – Resistente de Vigas

Viga Escogida:



Varillas superiores: 9 ϕ 18mm

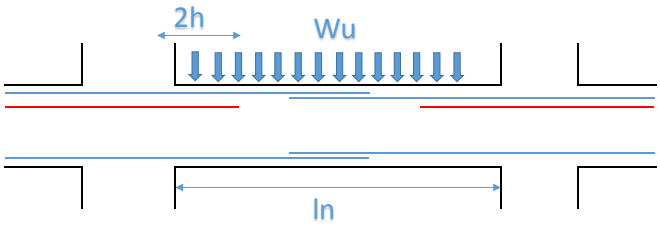
Varillas Inferiores: 4 ϕ 18mm

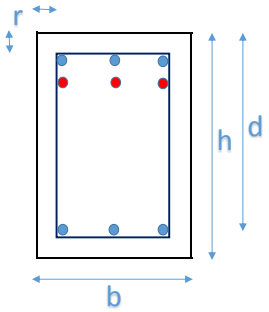
Varillas en las caras: 2 ϕ 18mm

Estribos: 1 ϕ 10mm @ 85mm

Diseño y Verificación de Corte:

REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS





f'c	280	kg/cm2
fy	5500	kg/cm2
r	4	cm
ϕ	18	mm
b	45	cm
h	60	cm
n var sup	9	
Wu	2.898	t/m
ln	6.3	m
2h	120	cm

$d = h - r - 1 - \frac{\emptyset}{2}$ d= 54.1	Wu=1.2D+fL f=0.5 Wu (t/m)= 2.898
$As\ min = 14 * \frac{b * d}{fy}$ As min= 6.1969091 cm2	$As\ max = 0.025\ b * d$ As max = 60.9 cm2
As superior= 22.90 cm2	
As inferior= 11.45 tabla var -> 11.45 cm2	
As inf central= 5.73 cm2	

ESTRIBOS

Espaciamiento

EN EL TRASLAPE

S ≤	*d/4=*	*13.525*	*cm*
	10cm	*10*	*cm*
	s= el menor	*10*	*cm*

DENTRO DE 2h

S ≤	*d/4=*	*13.525*	*cm*
	*6*menor ϕ*	*10.8*	*cm*
	15cm	*15*	*cm*
	s=el menor	*10*	*cm*

EN EL RESTO

S ≤	*d/2=*	*27.05*	*cm* →	*25*

VERIFICACION DE CORTE

$$a\ sup = \frac{1.25 * fy * As\ sup}{0.85 * f'c * b}$$

a sup= *14.70*

$$Mpr\ sup = As\ sup * (1.25fy)(d - \frac{asup}{2})$$

Mpr sup= *73.61* *T.m*

$$a\ inf = \frac{1.25 * fy * As\ inf}{0.85 * f'c * b}$$

a inf = *7.35*

$$Mpr\ inf = As\ inf * (1.25fy)(d - \frac{ainf}{2})$$

Mpr inf= *39.70* *T.m*

$$VG = \frac{Wu * ln}{2}$$

VG= *9.13* *T*

$$VE = \frac{Mpr\ \sup + Mpr\ inf}{ln}$$

VE= *17.98* *T*

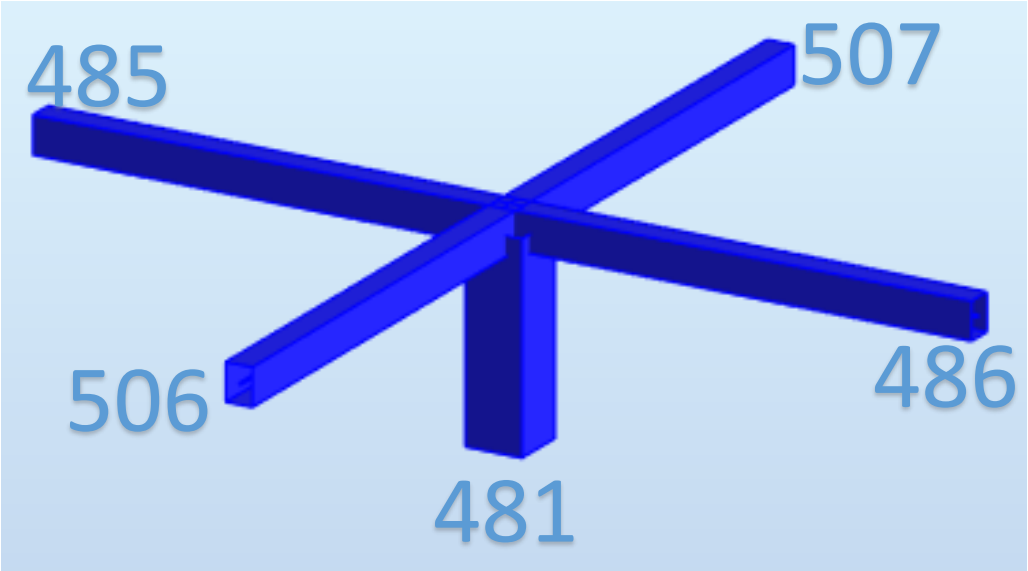
si $VE > VG$ ∴ VC=0

La verificación de Columna Fuerte – Viga Débil ha sido realizada tomando en cuenta los elementos críticos del modelo estructural, siendo en este caso:

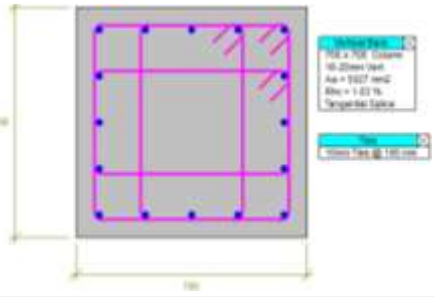
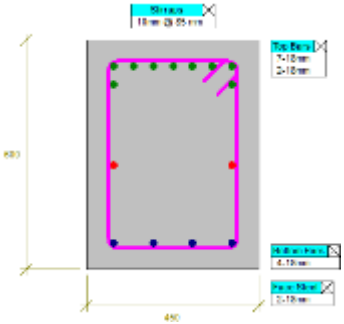
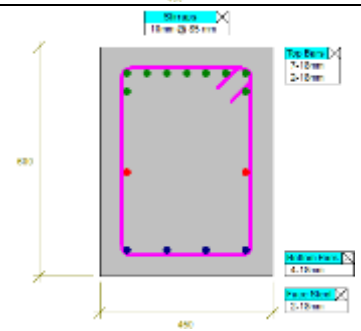
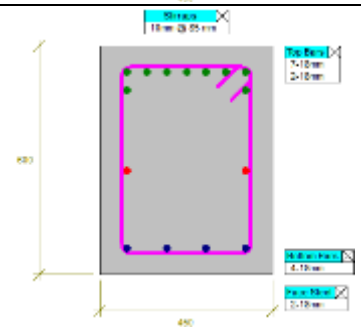
a) Columna central (Elemento No. 481)
b) Columna exterior (Elemento No. 480)

Con sus respectivas vigas que forman cada nudo.

a) **Columna central:**

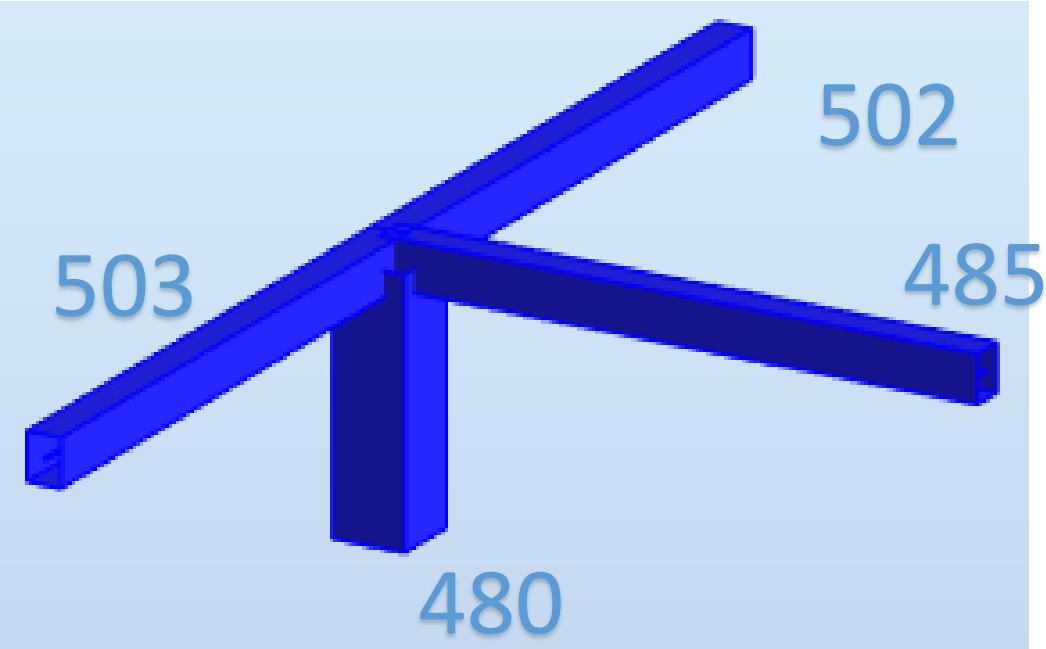


Resumen:

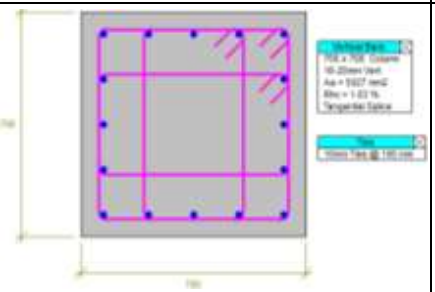
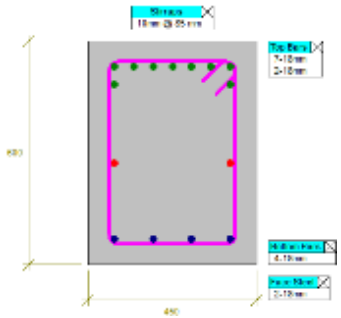
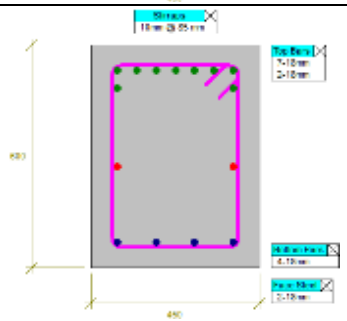
Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
481	Columna central	70x70		97.96	X/Y
485	Viga central	45x60		64.00	Y
486	Viga central	45x60		63.89	Y
506 y 507	Viga central	45x60		63.95	X

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	195.92 Tm
	Σ Mn Vigas=	127.90 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.53 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	195.92 Tm
	Σ Mn Vigas=	127.90 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.53 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

b) Columna exterior:



Resumen:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
480	Columna exterior	70x70		89.09	X/Y
502 y 503	Viga de borde	45x60		64.41	X
485	Viga	45x60		64.00	Y

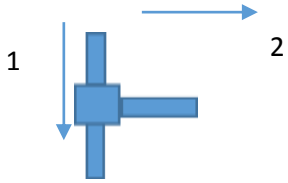
Dirección X:	Σ Mn Columnas=	178.19 Tm
	Σ Mn Vigas=	128.83 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.38 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	178.19 Tm
	Σ Mn Vigas=	64.00 Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.78 > 1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) OK

5.5.10.4.3. Verificación de Corte en Nudos:

Los siguientes nudos a considerarse no presenta confinamiento, esto se debe a que el ancho de las vigas (45cm) no alcanza el 75% del ancho de la columna (52.5 cm), por esta razón la resistencia nominal a corte (Vn) se ha calculado mediante la siguiente fórmula:

$$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * \text{Aj}$$

NUDO BORDE (NO CONFINADO)



El análisis de este nudo se lo ha realizado en dos direcciones, en la dirección 1 (viga de borde) y en la dirección 2 (viga esquinera). En la dirección 1, el cálculo realizado es el mismo para las dos vigas, ya que la unión viga-columna es la es la misma.

Para el análisis en la dirección 1, fue necesario realizar el cálculo de los cortes de diseño de la columna (Ve) superior e inferior para calcular la capacidad del nudo.

hn =	3	
Mpr =	147.91	T*m
Ve (1)	98.61	T
Mpr 1	73.61	T*m
Mpr 2	39.7	T*m
Mpr SUP	56.655	T*m
Mpr 3	73.61	T*m
Mpr 4	39.7	T*m
Mpr INF	56.655	T*m
Ve (2)	37.77	T
Ve el menos entre Ve (1) yVe (2)		
Ve=	37.77	T

Dirección 1

x =	35	cm
b =	45	cm
h =	70	cm

a ≤ 2x = 70
b + h = 115

Aj = 4900 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	22.9	cm2
As =	10.18	cm2
Ve sup =	37.77	T
Veinf =	37.77	T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 223.02 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 189.655 T

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25$ Fy * (A's+As)-Ve inf

Vu= 189.655 T

ϕVn≥Vu OK

Dirección 2

x =	35	cm
b =	45	cm
h =	70	cm

a ≤ 2x = 70
b + h = 115

Aj = 4900 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	22.9	cm2
As =	10.18	cm2
Ve sup =		T
Veinf =		T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 223.02 T

Vu = 1.25 Fy *A's-Ve sup

Vu= 157.44 T

ϕVn≥Vu OK

Vu = 1.25 Fy *As-Ve sup

Vu= 69.99 T

ϕVn≥Vu OK

NUDO CENTRAL (NO CONFINADO)

El análisis del siguiente nudo se lo ha realizado únicamente en una dirección, esto se debe a que la unión viga-columna es igual en todas las direcciones.

Para este análisis, fue necesario realizar el cálculo de los cortes de diseño de la columna (Ve) superior e inferior para calcular la capacidad del nudo.

NUDO CENTRAL (NO CONFINADO)

x =	35	cm
b =	45	cm
h =	70	cm

a ≤ 2x = 70
b + h = 115

Aj = 4900 cm2

Fy =	5500	kg/cm2
A's =	22.9	cm2
As =	10.18	cm2
Ve sup =	37.77	T
Veinf =	37.77	T
f'c =	280	kg/cm2

$Vn \leq 3.2 * \sqrt{f'c} * Aj$

ϕ= 0.85

ϕ Vn = 223.02 T

Vu = 1.25 Fy * (A's+As)-Ve sup

Vu= 189.655 T

ϕVn≥Vu OK

$Vu = 1.25\ Fy * (A's+As)-Ve\ inf$

Vu= 189.655 T

ϕVn≥Vu OK

Nota: El diseño de muros de corte es el mismo que en el modelo anterior.

6. CAPITULO V: ANÁLISIS COMPARATIVO DE CARÁCTER ESTRUCTURAL ENTRE LOS MODELOS REALIZADOS CON VARILLAS DE GRADO 60 Y CON VARILLAS DE GRADO 80.

Una vez diseñados y analizados todos y cada uno de los modelos estructurales propuestos en esta investigación, es fundamental realizar un análisis comparativo de tipo estructural con el fin de comprender el comportamiento de los materiales empleados y conocer las ventajas y desventajas que su uso implica. Para poder visualizar de manera objetiva las diferencias entre el uso de un material u otro se presenta a continuación las siguientes tablas:

6.1. EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 26. Análisis comparativo de carácter estructural entre los modelos realizados con varillas de grado 60 y con varillas de grado 80. Edificio 5 Pisos

ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL				
MODELO: EDIFICIO DE 5 PISOS				
Refuerzo con varillas grado:	**60**		**80**	
Columnas				
Dimensiones	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	50	50	45	45
Refuerzo longitudinal	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	16	16	12	18
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	100	10	100	10
Número de ramas/Diámetro	No	ϕ (mm)	No	ϕ (mm)
	5	10	4	10
Cuantía	%		%	
	1.29		1.51	
Resistencia nominal	Mn (T.m)		Mn (T.m)	
	32.82		30.17	
Vigas				
Dimensiones	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	35	50	30	50
Refuerzo longitudinal Superior	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	6	18	5	16
Refuerzo longitudinal Inferior	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	3	18	3	16
Refuerzo en las caras	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	2	18	2	16
Refuerzo transversal en 2h y traslape	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	100	10	100	10
Refuerzo transversal en el resto de la viga	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	200	10	200	10
Resistencia nominal	Mn (T.m)		Mn (T.m)	
	26.91		24.08	
General				
Peso del edificio	W (T)		W (T)	
	2656.66		2563.04	
Corte basal	V (T)		V (T)	
	555.86		536.27	
Serviciabilidad				
Torsión en planta	Existe		Existe	
	No		No	
Deflexiones	Cumple		Cumple	
	Si		Si	

6.1.1. Comentarios:

6.1.1.1. Dimensiones de las secciones.

Como se puede observar en la tabla anterior las secciones tanto de las columnas como de las vigas disminuyen al considerar el uso de varillas de alta resistencia, lo que se traduce a volúmenes menores de hormigón, en el

caso de éste edificio se logra un ahorro de hormigón en columnas igual al 19.00% por cada metro de columna:

Utilización de varillas grado 60				Utilización de varillas grado 80				
b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de columna (cm3)	b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de columna (cm3)	**Porcentaje de ahorro en hormigón (%)**
50	50	2500	250000	45	45	2025	202500	**19.00**

De la misma manera el ahorro de hormigón en vigas por cada metro es del 14.29%:

Utilización de varillas grado 60				Utilización de varillas grado 80				
b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de viga (cm3)	b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de viga (cm3)	**Porcentaje de ahorro en hormigón (%)**
35	50	1750	175000	30	50	1500	150000	**14.29**

6.1.1.2. Distribución del refuerzo en columnas y vigas.

Columnas:

En el caso del modelo de 5 pisos, si bien no se ha logrado una disminución en el diámetro de las varillas de refuerzo longitudinal de las columnas, se ha logrado reducir el número de varillas de 16 a 12. En el caso de la longitud de varilla de 10 mm de diámetro para la conformación de estribos, se ha logrado reducirla en un 10.64% por cada metro de columna debido a la reducción de sección de la misma.

Algo que se debe recalcar es que al utilizar de varillas de alta resistencia como refuerzo longitudinal, se logra reducir el número de ramas requerido en el refuerzo transversal de la columna en un 39.74% por cada metro.

	Utilización de varillas grado 60			Utilización de varillas grado 80			
Refuerzo longitudinal	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	**% Ahorro en acero**
	16	16	25.25	12	18	23.98	**5.04**
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)		s (mm)	ϕ (mm)		
	100	10	10.44	100	10	9.33	**10.64**
Número de ramas/Diámetro	No	ϕ (mm)		No	ϕ (mm)		
	5	10	17.33	4	10	10.44	**39.74**
		Total	53.01		Total	43.74	**17.48**

Vigas:

Gracias al uso de varillas de alta resistencia, en este modelo estructural se ha logrado reducir el acero de refuerzo superior en un 34.18% por cada metro de viga ya que con respecto al modelo en donde se considera el uso de varillas grado 60, se ha disminuido tanto el diámetro del refuerzo como el número de varillas. Se observa de igual manera que en el caso del acero de refuerzo inferior, así como también del refuerzo en las caras de la viga, se ha conseguido la disminución del 21.02% de acero por metro de viga. El refuerzo transversal disminuye en un 6.41% por metro de viga debido a la disminución de sección de la misma.

	Utilización de varillas grado 60			**Utilización de varillas grado 80**			
Refuerzo Superior	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	**% Ahorro en acero**
	6	18	11.99	5	16	7.89	**34.18**
Refuerzo Inferior	# var.	ϕ (mm)		# var.	ϕ (mm)		
	3	18	5.99	3	16	4.73	**21.02**
Refuerzo en caras	# var.	ϕ (mm)		# var.	ϕ (mm)		
	2	18	4.00	2	16	3.16	**21.02**
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)		s (mm)	ϕ (mm)		
	150	10	6.83	150	10	6.39	**6.41**
		Total	28.81		Total	22.17	**23.04**

6.1.1.3. Resistencia nominal de columnas y vigas.

Columna crítica:

Al reducir las secciones de los elementos estructurales, se debe compensar la pérdida de momento nominal resistente de alguna forma, en este caso se lo ha realizado mediante la incorporación de acero de refuerzo de alta resistencia, siempre y cuando no se pierda el concepto de Columna fuerte – Viga débil. Es importante recalcar que se ha conseguido una cuantía relativamente similar en ambos modelos estructurales.

	Utilización de grado 60	**Utilización de grado 80**
Cuantía	%	%
	1.29	1.51
Resistencia nominal	Mn (T.m)	Mn (T.m)
	32.82	30.17

Viga crítica:

Resistencia nominal	Mn (T.m)	Mn (T.m)
	26.91	24.08

6.1.1.4. Peso del edificio y Corte basal.

Debido a la disminución en las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales de un modelo a otro, se ha conseguido reducir el peso del edificio en un 3.52% lo cual está directamente relacionado con la reducción del corte basal.

	Uso de grado 60	Uso de grado 80	
Peso del edificio	W (T)	W (T)	% Reducción de Peso
	2656.66	2563.04	3.52
Corte basal	V (T)	V (T)	%Reducción de Corte
	555.86	536.27	3.52

6.1.1.5. Cumplimiento de seriviciabilidad.

Como se ha verificado en el capítulo IV de esta investigación, ambos modelos estructurales cumplen con los requerimientos de serviciabilidad, es decir, las derivas de piso están dentro de los límites permisibles y no presentan torsión en planta, al igual que todas las deflexiones en vigas se encuentran dentro de los límites permisibles.

6.2. EDIFICIO DE 7 PISOS

Tabla 27. análisis comparativo de carácter estructural entre los modelos realizados con varillas de grado 60 y con varillas de grado 80. Edificio 7 Pisos

ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL				
MODELO: EDIFICIO DE 7 PISOS				
Refuerzo con varillas grado:	**60**		**80**	
Columnas				
Dimensiones	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	70	70	60	60
Refuerzo longitudinal	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	16	22	12	20
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	100	10	100	10
Número de ramas/Diámetro	No	ϕ (mm)	No	ϕ (mm)
	5	10	4	10
Cuantía	%		%	
	1.24		1.05	
Resistencia nominal	Mn (T.m)		Mn (T.m)	
	107.65		75.43	
Vigas				
Dimensiones	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	45	60	44	60
Refuerzo longitudinal Superior	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	10	20	9	18
Refuerzo longitudinal Inferior	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	5	20	4	18
Refuerzo en las caras	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	2	20	2	18
Refuerzo transversal en 2h y traslape	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	100	10	100	10
Refuerzo transversal en el resto de la viga	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	250	10	250	10
Resistencia nominal	Mn (T.m)		Mn (T.m)	
	65.17		64.34	
General				
Peso del edificio	W (T)		W (T)	
	5322.07		5210.75	
Corte basal	V (T)		V (T)	
	867.39		849.24	
Serviciabilidad				
Torsión en planta	Existe		Existe	
	No		No	
Deflexiones	Cumple		Cumple	
	Si		Si	

6.2.1. Comentario:

6.2.1.1. Dimensiones de las secciones.

En el caso de éste modelo estructural se puede observar la disminución en la sección de las columnas al considerar el uso de varillas de alta resistencia, lo que significa que se obtendrán volúmenes menores de hormigón, al punto de conseguir un ahorro de hormigón en columnas igual al 26.53% por cada metro de columna:

Utilización de varillas grado 60				Utilización de varillas grado 80				
b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de columna (cm3)	b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de columna (cm3)	**Porcentaje de ahorro en hormigón (%)**
70	70	4900	490000	60	60	3600	360000	**26.53**

En el caso de las vigas, no se ha conseguido un ahorro representativo en hormigón, debido a que la sección mínima para cumplir el requerimiento mínimo de resistencia a esfuerzos torsionales es la presentada en el diseño:

Utilización de varillas grado 60				Utilización de varillas grado 80				
b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de viga (cm3)	b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de viga (cm3)	**Porcentaje de ahorro en hormigón (%)**
45	60	2700	270000	44	60	2640	264000	**2.22**

6.2.1.2. Distribución del refuerzo en vigas y columnas.

Columnas:

En el caso del modelo de 7 pisos, se ha logrado una disminución tanto en el diámetro de las varillas de refuerzo longitudinal de las columnas como en el número de varillas de 16 a 12 lo que significa un ahorro del 38.02% en acero de refuerzo por cada metro de columna. En el caso de la longitud de varilla de 10 mm de diámetro para la conformación de estribos, se ha logrado reducirla en un 14.93% por cada metro de columna debido a la reducción de sección de la misma.

Algo que se debe recalcar es que al utilizar de varillas de alta resistencia como refuerzo longitudinal, se logra reducir el número de ramas

requerido en el refuerzo transversal de la columna en un 35.32% por cada metro de columna.

	Utilización de varillas grado 60			Utilización de varillas grado 80			
Refuerzo longitudinal	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	**% Ahorro en acero**
	16	22	47.74	12	20	29.59	**38.02**
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)		s (mm)	ϕ (mm)		
	100	10	14.88	100	10	12.66	**14.93**
Número de ramas/Diámetro	No	ϕ (mm)		No	ϕ (mm)		
	5	10	23.99	4	10	13.77	**42.59**
		Total	86.62		Total	56.02	**35.32**

Vigas:

Gracias al uso de varillas de alta resistencia, en este modelo estructural se ha logrado reducir el acero de refuerzo superior en un 27.08% por metro de viga ya que con respecto al modelo en donde se considera el uso de varillas grado 60, se ha disminuido tanto el diámetro del refuerzo como el número de varillas. Se observa de igual manera que en el caso del acero de refuerzo inferior, se ha conseguido la disminución del 21.02% de acero por cada metro de viga. El refuerzo transversal es prácticamente el mismo en ambos modelos ya que la sección de la viga no presenta cambios significativos.

	Utilización de varillas grado 60			Utilización de varillas grado 80			
Refuerzo Superior	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	**% Ahorro en acero**
	10	20	24.66	9	18	17.98	**27.08**
Refuerzo Inferior	# var.	ϕ (mm)		# var.	ϕ (mm)		
	5	20	12.33	4	18	7.99	**35.18**
Refuerzo en caras	# var.	ϕ (mm)		# var.	ϕ (mm)		
	2	20	4.93	2	18	4.00	**18.98**
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)		s (mm)	ϕ (mm)		
	150	10	8.55	150	10	8.47	**1.01**
		Total	50.47		Total	38.44	**23.85**

6.2.1.3. Resistencia nominal de vigas y columnas.

Columna crítica:

Se puede observar que al reducir las secciones de columnas, el momento nominal resistente del modelo en el cual se emplean varillas de grado 80 es relativamente inferior al modelo en el cual se emplean varillas de grado 60. Cabe recalcar que en el capítulo anterior de esta investigación

se ha realizado la respectiva revisión de Columna fuerte – Viga débil en el nudo que conforma este elemento. Nótese que se ha conseguido una cuantía relativamente similar en ambos modelos estructurales.

	Utilización de grado 60	Utilización de grado 80
Cuantía	%	%
	1.24	1.05
Resistencia nominal	Mn (T.m)	Mn (T.m)
	107.65	75.43

Viga crítica:

Resistencia nominal	Mn (T.m)	Mn (T.m)
	65.17	64.34

6.2.1.4. Peso del edificio y Corte basal.

Debido a la disminución en las dimensiones de las columnas de un modelo a otro, se ha conseguido reducir el peso del edificio en un 2.09% al igual que su corte basal.

	Uso de grado 60	Uso de grado 80	
Peso del edificio	W (T)	W (T)	% Reducción de Peso
	5322.07	5210.75	2.09
Corte basal	V (T)	V (T)	%Reducción de Corte basal
	867.39	849.24	2.09

6.2.1.5. Cumplimiento de seriviciabilidad.

Como se ha verificado en el capítulo IV de esta investigación, ambos modelos estructurales cumplen con los requerimientos de serviciabilidad, es decir, las derivas de piso están dentro de los límites permisibles y no presentan torsión en planta, al igual que todas las deflexiones en vigas se encuentran dentro de los límites permisibles.

6.3. Edificio De 10 Pisos

Tabla 28. análisis comparativo de carácter estructural entre los modelos realizados con varillas de grado 60 y con varillas de grado 80. Edificio 10 Pisos

ANALISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL				
MODELO: EDIFICIO DE 10 PISOS				
Refuerzo con varillas grado:	**60**		**80**	
Columnas				
Dimensiones	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	85	85	70	70
Refuerzo longitudinal	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	22	22	16	20
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	100	10	100	10
Número de ramas/Diámetro	No	ϕ (mm)	No	ϕ (mm)
	6	10	4	10
Cuantía	%		%	
	1.16		1.03	
Resistencia nominal	Mn (T.m)		Mn (T.m)	
	152.91		97.96	
Vigas				
Dimensiones	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
	45	60	45	60
Refuerzo longitudinal Superior	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	10	22	9	18
Refuerzo longitudinal Inferior	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	5	22	4	18
Refuerzo en las caras	# var.	ϕ (mm)	# var.	ϕ (mm)
	2	22	2	18
Refuerzo transversal en 2h y traslape	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	100	10	100	10
Refuerzo transversal en el resto de la viga	s (mm)	ϕ (mm)	s (mm)	ϕ (mm)
	250	10	250	10
Resistencia nominal	Mn (T.m)		Mn (T.m)	
	77		64.41	
General				
Peso del edificio	W (T)		W (T)	
	7888.43		7670.15	
Corte basal	V (T)		V (T)	
	983.89		956.67	
Serviciabilidad				
Torsión en planta	Existe		Existe	
	No		No	
Deflexiones	Cumple		Cumple	
	Si		Si	

6.3.1. Comentario:

6.3.1.1. Dimensiones de las secciones.

En éste modelo estructural se puede observar la mayor disminución en la sección de las columnas al considerar el uso de varillas de alta resistencia correspondiente a 15 centímetros por cada dirección, lo que significa que se obtendrán volúmenes bastante menores de hormigón, hasta de conseguir un ahorro igual al 32.18% por cada metro de columna:

Utilización de varillas grado 60				Utilización de varillas grado 80				
b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de columna (cm3)	b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de columna (cm3)	**Porcentaje de ahorro en hormigón (%)**
85	85	7225	722500	70	70	4900	490000	**32.18**

En el caso de las vigas, no se ha conseguido ahorro alguno en hormigón ya que al igual que en el modelo anterior, la sección mínima para cumplir el requerimiento mínimo de resistencia a esfuerzos torsionales es la presentada en el diseño:

Utilización de varillas grado 60				Utilización de varillas grado 80				
b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de viga (cm3)	b (cm)	h (cm)	Sección Transversal (cm2)	Volumen de hormigón en 1 m de viga (cm3)	**Porcentaje de ahorro en hormigón (%)**
45	60	2700	270000	45	60	2700	270000	**0.00**

6.3.1.2. Distribución del refuerzo en vigas y columnas.

Columnas:

En el caso del modelo de 10 pisos, se ha logrado una considerable reducción tanto en el diámetro de las varillas de refuerzo longitudinal de las columnas como en el número de varillas de 22 a 16 lo que significa un ahorro del 39.90% en acero de refuerzo por metro de columna. En el caso de la longitud de varilla de 10 mm de diámetro para la conformación de estribos, se ha logrado reducirla en un 18.29% por metro de columna debido a la notable reducción de sección de la columna.

Se debe recalcar que al utilizar de varillas de alta resistencia como refuerzo longitudinal, se ha logrado reducir el número de ramas requerido en

el refuerzo transversal de la columna en un notable 58.62% por cada metro de columna.

	Utilización de varillas grado 60			Utilización de varillas grado 80			
Refuerzo longitudinal	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	**% Ahorro en acero**
	22	22	65.65	16	20	39.46	**39.90**
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)		s (mm)	ϕ (mm)		
	100	10	18.21	100	10	14.88	**18.29**
Número de ramas/Diámetro	No	ϕ (mm)		No	ϕ (mm)		
	6	10	38.65	4	10	15.99	**58.62**
		Total	122.51		Total	70.33	**42.59**

Vigas:

Debido al uso de varillas de alta resistencia, en este modelo estructural se ha logrado reducir el acero de refuerzo superior en un 39.74% por metro de viga ya que con respecto al modelo en donde se considera el uso de varillas grado 60, se ha disminuido tanto el diámetro del refuerzo como el número de varillas de 10ϕ22mm a 9ϕ18mm. Se observa de igual manera que en el caso del acero de refuerzo inferior, se ha conseguido la disminución del 46.43% de acero por cada metro de viga lo cual es bastante admirable. No existe ahorro alguno en el caso del refuerzo transversal ya que la sección es la misma en ambos modelos.

	Utilización de varillas grado 60			Utilización de varillas grado 80			
Refuerzo Superior	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	# var.	ϕ (mm)	Peso (kg/1m)	**% Ahorro en acero**
	10	22	29.84	9	18	17.98	**39.74**
Refuerzo Inferior	# var.	ϕ (mm)		# var.	ϕ (mm)		
	5	22	14.92	4	18	7.99	**46.43**
Refuerzo en caras	# var.	ϕ (mm)		# var.	ϕ (mm)		
	2	22	5.97	2	18	4.00	**33.04**
Refuerzo transversal	s (mm)	ϕ (mm)		s (mm)	ϕ (mm)		
	150	10	8.55	150	10	8.55	**0.00**
		Total	59.28		Total	38.52	**35.02**

6.3.1.3. Resistencia nominal de vigas y columnas.

Columna crítica:

Como se mencionó en el modelo anterior, al reducir las secciones de columnas, el momento nominal resistente del modelo en el cual se emplean varillas de grado 80 es relativamente inferior al modelo en el cual se emplean varillas de grado 60. Cabe recalcar que en el capítulo anterior de

esta investigación se ha realizado la respectiva revisión de Columna fuerte – Viga débil en el nudo que conforma este elemento. Se debe indicar que la cuantía es relativamente similar en ambos modelos estructurales.

	Utilización de grado 60	Utilización de grado 80
Cuantía	%	%
	1.16	1.03
Resistencia nominal	Mn (T.m)	Mn (T.m)
	152.91	97.96

Viga crítica:

Resistencia nominal	Mn (T.m)	Mn (T.m)
	77	64.41

6.3.1.4. Peso del edificio y Corte basal.

Dada la disminución en las dimensiones de las columnas de un modelo a otro, se ha conseguido reducir el peso del edificio en un 2.77% al igual que su corte basal.

	Uso de grado 60	Uso de grado 80	
Peso del edificio	W (T)	W (T)	% Reducción de Peso
	7888.43	7670.15	
Corte basal	V (T)	V (T)	%Reducción de Corte basal
	983.89	956.67	2.77

6.3.1.5. Cumplimiento de seriviciabilidad.

Se ha verificado en el capítulo IV de esta investigación, ambos modelos estructurales cumplen con los requerimientos de serviciabilidad, es decir, las derivas de piso están dentro de los límites permisibles y no presentan torsión en planta, al igual que todas las deflexiones en vigas se encuentran dentro de los límites permisibles.

7. CAPITULO VI: ANÁLISIS COMPARATIVO DE CARÁCTER ECONÓMICO ENTRE LOS MODELOS REALIZADOS CON VARILLAS DE GRADO 60 Y CON VARILLAS DE GRADO 80.

7.1. CANTIDADES DE OBRA

El cálculo de las cantidades de obra ha sido realizado considerando las secciones óptimas de los elementos estructurales tanto para grado 60 como para grado 80.

Se debe considerar que el costo de los materiales fue tomado de la revista de la Cámara de la industria de la construcción para el mes de septiembre del presente año y dichos valores no consideran la mano de obra. A continuación se muestran los costos tomados para cada material:

Tabla 29. Precio Unitario de Materiales en consideración

MATERIAL	UNIDAD	COSTO (USD)
Acero de Refuerzo (fy = 4200 kg/cm2)	Kg	1.08
Acero de Refuerzo (fy = 5500kg/cm2)	Kg	1.08
Hormigón Premezclado (f'c = 280 kg/cm2)	m3	91.16

Como se puede observar en la tabla, el costo del acero de refuerzo es el mismo para las dos resistencias de varillas, esto se debe a que después de un análisis de costos realizado por NOVACERO, se determinó que el costo de la varilla de grado 80 tendría un valor adicional de 4 ctvs. por tonelada, es decir 0.00004 USD por kilogramo lo cual es relativamente pequeño y no se lo ha considerado en el análisis.

7.2. LISTA DE MATERIALES

7.2.1. Utilización de varillas de GRADO 60

EDIFICIO DE 5 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	Estructura sobre el nivel N + 0.00		
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	63.75
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	176.72
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	118.80
4	Acero de refuerzo en columnas (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	7,080.08
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm	kg	6,438.24
5	Acero de refuerzo en vigas (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	8,188.82
	Varilla sismo resistente soldable D=18mm	kg	26,373.60
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	2,680.47
	Varilla sismo resistente soldable D=12mm	kg	2,578.75
	Varilla sismo resistente soldable D=14mm	kg	2,217.89
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm	kg	1,363.39
	Varilla sismo resistente soldable D=18mm	kg	2,373.62
	Varilla sismo resistente soldable D=22mm	kg	1,289.09
	Varilla sismo resistente soldable D=28mm	kg	3,480.48

EDIFICIO DE 7 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	Estructura sobre el nivel N + 0.00		
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	133.77
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	323.51
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	226.80
4	Acero de refuerzo en columnas (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	10,611.78
	Varilla sismo resistente soldable D=22mm	kg	13,034.11
5	Acero de refuerzo en vigas (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	16,761.18
	Varilla sismo resistente soldable D=20mm	kg	82,167.12
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	4,744.34
	Varilla sismo resistente soldable D=12mm	kg	2,941.06
	Varilla sismo resistente soldable D=14mm	kg	2,652.77
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm	kg	1,817.86
	Varilla sismo resistente soldable D=18mm	kg	4,639.36
	Varilla sismo resistente soldable D=25mm	kg	6,380.57
	Varilla sismo resistente soldable D=28mm	kg	5,568.77

EDIFICIO DE 10 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	Estructura sobre el nivel N + 0.00		
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	281.78
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	319.59
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	307.62
4	Acero de refuerzo en columnas (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	22,176.46
	Varilla sismo resistente soldable D=22mm	kg	25,602.72
5	Acero de refuerzo en vigas (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	23,944.54
	Varilla sismo resistente soldable D=22mm	kg	142,038.40
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	6,182.64
	Varilla sismo resistente soldable D=12mm	kg	7,696.92
	Varilla sismo resistente soldable D=14mm	kg	11,695.37
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm	kg	12,327.34
	Varilla sismo resistente soldable D=28mm	kg	29,932.13

7.2.2. Utilización de varillas de GRADO 80

EDIFICIO DE 5 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	Estructura sobre el nivel N + 0.00		
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	51.64
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	152.37
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	118.80
4	Acero de refuerzo en columnas		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	5,041.01
	Varilla sismo resistente soldable D=18mm (fy = 5500 Kg/cm2)	kg	6,113.88
5	Acero de refuerzo en vigas		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	7,670.54
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm (fy = 5500 Kg/cm2)	kg	18,936.00
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	2,680.47
	Varilla sismo resistente soldable D=12mm	kg	2,578.75
	Varilla sismo resistente soldable D=14mm	kg	2,217.89
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm	kg	1,363.39
	Varilla sismo resistente soldable D=18mm	kg	2,373.62
	Varilla sismo resistente soldable D=22mm	kg	1,289.09
	Varilla sismo resistente soldable D=28mm	kg	3,480.48

EDIFICIO DE 7 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	Estructura sobre el nivel N + 0.00		
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	98.28
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	319.23
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	226.80
4	Acero de refuerzo en columnas		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	7,216.01
	Varilla sismo resistente soldable D=20mm (fy = 5500 Kg/cm2)	kg	8,078.62
5	Acero de refuerzo en vigas		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	16,591.87
	Varilla sismo resistente soldable D=18mm (fy = 5500 Kg/cm2)	kg	58,741.20
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	4,744.34
	Varilla sismo resistente soldable D=12mm	kg	2,941.06
	Varilla sismo resistente soldable D=14mm	kg	2,652.77
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm	kg	1,817.86
	Varilla sismo resistente soldable D=18mm	kg	4,639.36
	Varilla sismo resistente soldable D=25mm	kg	6,380.57
	Varilla sismo resistente soldable D=28mm	kg	5,568.77

EDIFICIO DE 10 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	Estructura sobre el nivel N + 0.00		
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	191.10
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	324.45
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	307.62
4	Acero de refuerzo en columnas		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	12,041.13
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm (fy = 5500 Kg/cm2)	kg	12,308.40
5	Acero de refuerzo en vigas (fy = 5500 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	23,944.54
	Varilla sismo resistente soldable D=18mm (fy = 5500 Kg/cm2)	kg	83,916.00
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)		
	Varilla sismo resistente soldable D=10mm	kg	6,182.64
	Varilla sismo resistente soldable D=12mm	kg	7,696.92
	Varilla sismo resistente soldable D=14mm	kg	11,695.37
	Varilla sismo resistente soldable D=16mm	kg	12,327.34
	Varilla sismo resistente soldable D=28mm	kg	29,932.13

7.3. CANTIDADES DE OBRA Y COSTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO VARILLAS GRADO 60

EDIFICIO 5 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR
	Estructura sobre el nivel N + 0.00				
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	133.77	91.16	12,194.47
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	323.51	91.16	29,491.54
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	118.80	91.16	10,829.81
4	Acero de refuerzo en columnas (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	13,518.32	1.08	14,599.78
5	Acero de refuerzo en vigas (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	34,562.42	1.08	37,327.42
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	15,983.69	1.08	17,262.39
	TOTAL ($)				**121,705.41**

EDIFICIO 7 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR
	Estructura sobre el nivel N + 0.00				
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	133.77	91.16	12,194.47
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	323.51	91.16	29,491.54
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	226.80	91.16	20,675.09
4	Acero de refuerzo en columnas (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	23,645.90	1.08	25,537.57
5	Acero de refuerzo en vigas (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	98,928.30	1.08	106,842.56
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	28,744.71	1.08	31,044.28
	TOTAL ($)				**225,785.51**

EDIFICIO 10 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR
	Estructura sobre el nivel N + 0.00				
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	281.78	91.16	25,686.61
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	319.59	91.16	29,133.41
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	307.62	91.16	28,042.64
4	Acero de refuerzo en columnas (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	47,779.18	1.08	51,601.52
5	Acero de refuerzo en vigas (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	165,982.94	1.08	179,261.57
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	67,834.39	1.08	73,261.14
	TOTAL ($)				**386,986.89**

7.4. CANTIDADES DE OBRA Y COSTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZANDO VARILLAS GRADO 80

EDIFICIO 5 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR
	Estructura sobre el nivel N + 0.00				
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	51.64	91.16	4,707.27
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	152.37	91.16	13,890.05
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	118.80	91.16	10,829.81
4	Acero de refuerzo en columnas	kg	11,154.89	1.08	12,047.28
5	Acero de refuerzo en vigas	kg	26,606.54	1.08	28,735.07
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	15,983.69	1.08	17,262.39
	TOTAL ($)				**87,471.87**

EDIFICIO 7 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR
	Estructura sobre el nivel N + 0.00				
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	98.28	91.16	8,959.20
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	319.23	91.16	29,100.90
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	226.80	91.16	20,675.09
4	Acero de refuerzo en columnas	kg	15,294.63	1.08	16,518.20
5	Acero de refuerzo en vigas	kg	75,333.07	1.08	81,359.72
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 5500 Kg/cm2)	kg	28,744.71	1.08	31,044.28
	TOTAL ($)				**187,657.39**

EDIFICIO 10 PISOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR
	Estructura sobre el nivel N + 0.00				
1	Hormigón en columnas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	191.10	91.16	17,420.68
2	Hormigón en vigas (f'c= 280 kg/cm2)	m3	324.45	91.16	29,576.45
3	Hormigón en muros (f'c= 280 kg/cm2)	m3	307.62	91.16	28,042.64
4	Acero de refuerzo en columnas	kg	24,349.53	1.08	26,297.49
5	Acero de refuerzo en vigas	kg	107,860.54	1.08	116,489.38
6	Acero de refuerzo en muros (fy = 4200 Kg/cm2)	kg	67,834.39	1.08	73,261.14
	TOTAL ($)				**291,087.77**

7.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS COSTOS OBTENIDOS PARA CADA MODELO ESTRUCTURAL

En la siguiente tabla se realizó un análisis comparativo de los costos de los elemento estructurales (vigas y columnas) donde se utilizó varillas de refuerzo de diferentes resistencias y como se puede observar se obtuvo un gran ahorro de dinero en los elementos donde se utilizó varillas de grado 80,

en especial en el edificio de 10 pisos donde se obtuvo una diferencia considerable de costo de 95 899.12 dólares.

Tabla 30. Análisis Comparativo de Carácter Económico de los modelos

EDIFICIO	GRADO 60			GRADO80			DIFERENCIA
	ACERO	HORMIGÓN	TOTAL	ACERO	HORMIGÓN	TOTAL	COSTO
5	$51,927.20	$21,920.79	$73,847.99	$40,782.35	$18,597.32	$59,379.68	$14,468.31
7	$132,380.13	$41,686.01	$174,066.13	$97,877.91	$38,060.10	$135,938.02	$38,128.12
10	$230,863.09	$54,820.02	$285,683.11	$142,786.87	$46,997.13	$189,783.99	$95,899.12

A continuación se muestra una gráfica barras donde se puede identificar la diferencia de costos de los elementos estructurales (vigas y columnas) de los diferentes modelos realizados.

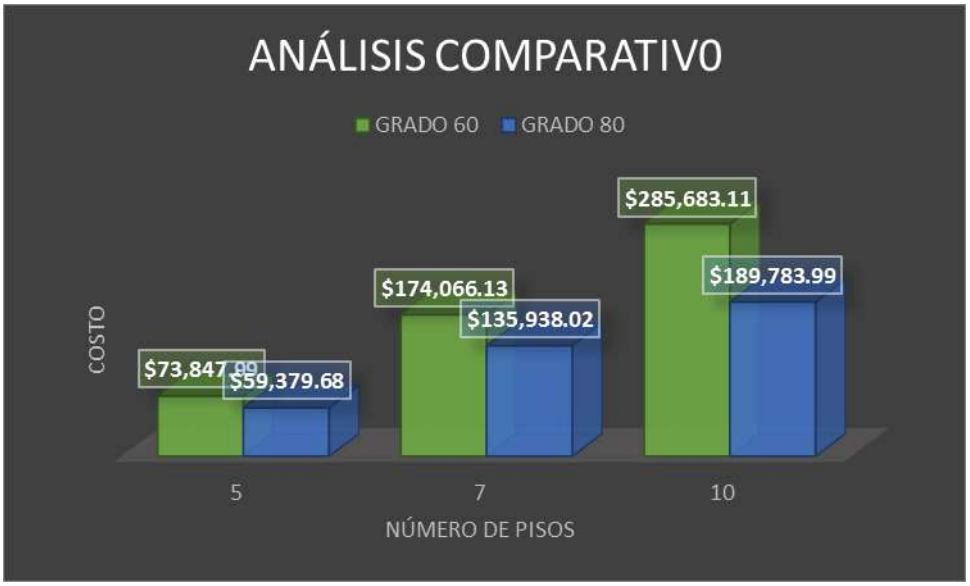
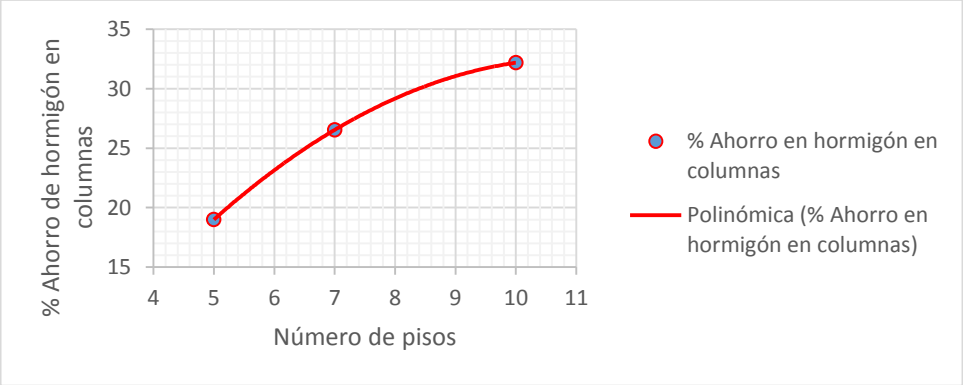


Figura 22. Diferencia de costos de los elementos estructurales (vigas y columnas)

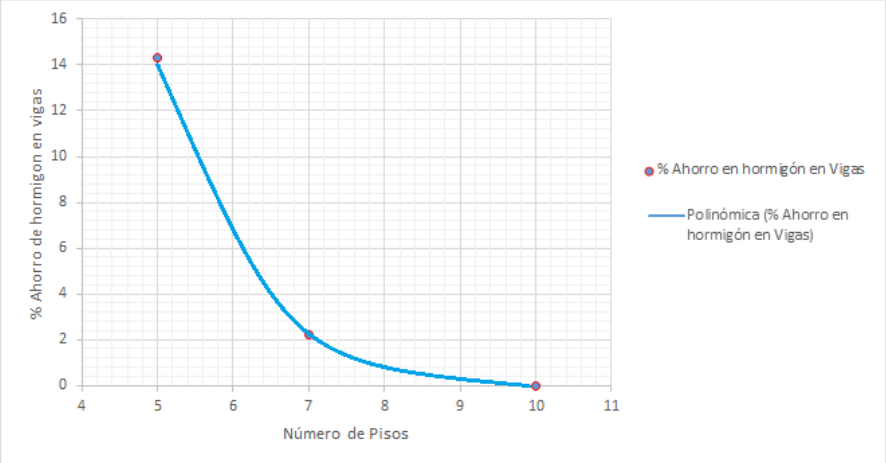
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Después de realizar un análisis comparativo de tipo estructural y económico entre los modelos en los cuales se ha considerado varillas corrugadas grado 60 (fy= 4200 kg/cm2) como acero de refuerzo longitudinal y los modelos en los cuales se ha considerado varillas corrugadas grado 80 (fy= 5500 kg/cm2) se puede con certeza concluir que:

1. Respecto a las columnas de los modelos en consideración, se ha logrado reducir las secciones a tal punto de lograr un ahorro en hormigón que aumenta de manera polinómica a medida que incrementa la altura del edificio de la siguiente manera:

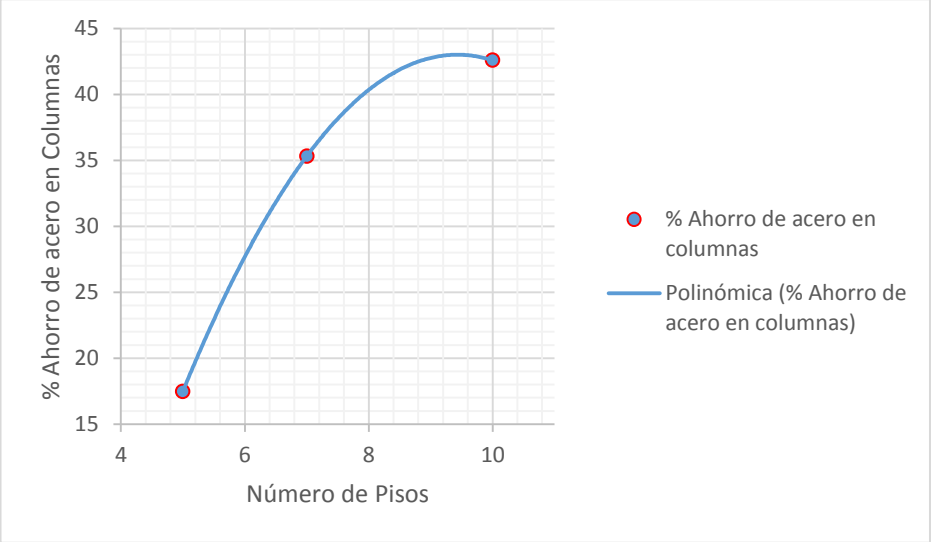


2. Por el contrario, respecto a las vigas de los modelos en consideración, el ahorro en hormigón es mayor en los edificios de menor altura, siendo el ahorro de hormigón en el edificio de mayor altura, nulo.

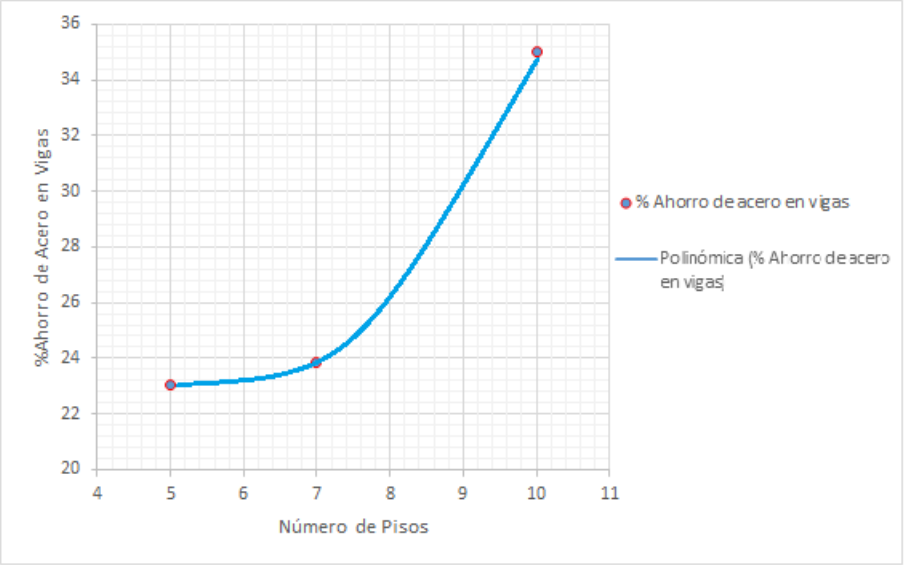


3. Al lograr reducir las secciones de las columnas se obtiene una mayor área útil dentro del edificio, siendo esto de gran beneficio tanto para el para el usuario como para el constructor.

4. Respecto a las columnas de los modelos en consideración, se ha logrado disminuir el acero de refuerzo al punto de obtener un ahorro en que aumenta de manera polinómica a medida que incrementa la altura del edificio de la siguiente manera:



5. Respecto a las vigas de los modelos en consideración, se ha logrado disminuir el acero de refuerzo al punto de obtener un ahorro en que aumenta de manera polinómica a medida que incrementa la altura del edificio de la siguiente manera:



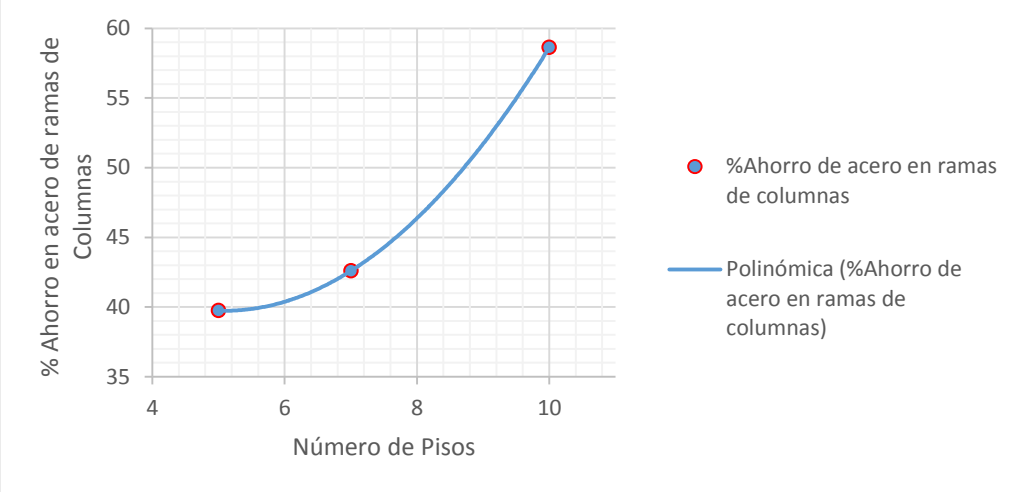
6. Debido a que se ha conseguido la disminución de secciones en la mayoría de elementos estructurales de los modelos en consideración, se ha logrado reducir un promedio de 2.80% del peso de las edificaciones, por esta razón el corte basal estático de los modelos ha disminuido en el mismo porcentaje.



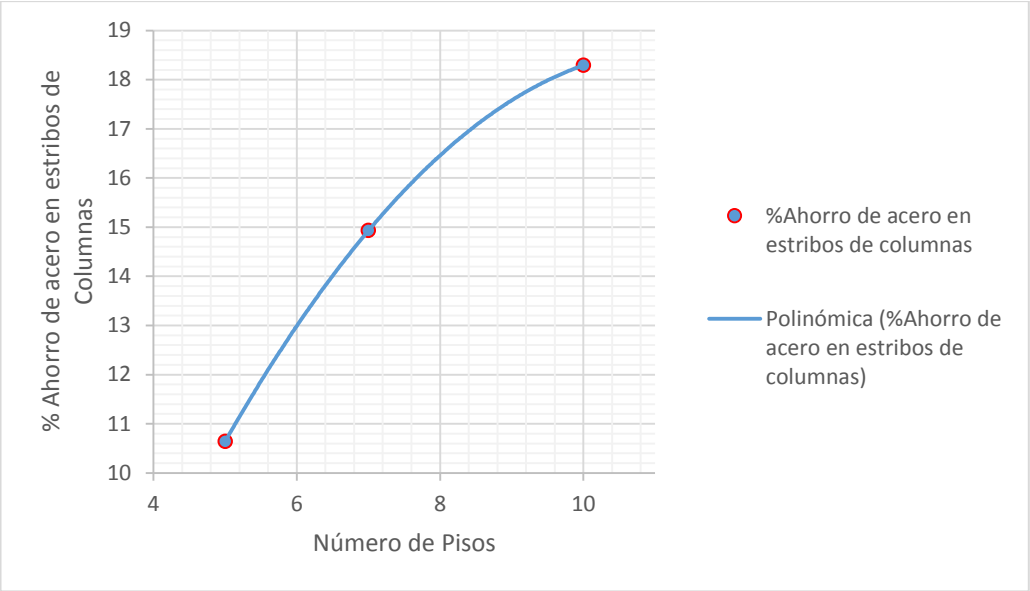
7. Al reducirse el corte basal estático, el corte basal de diseño también disminuye ya que en todos los modelos estructurales el corte basal dinámico se encuentra muy por debajo del valor correspondiente al

85% del corte basal estático, siendo este último valor, el corte basal de diseño.

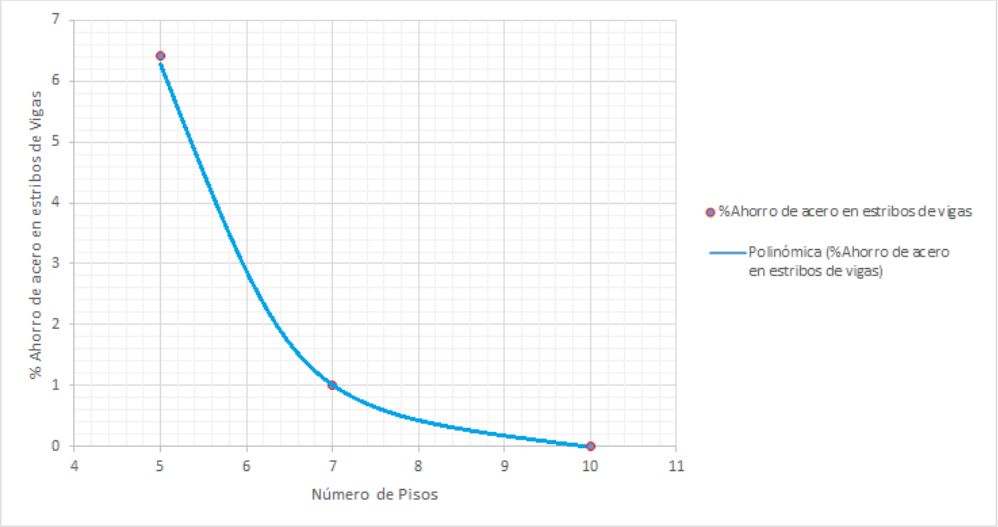
8. En el caso del refuerzo transversal de las columnas de los modelos en consideración, se ha observado un gran ahorro en el acero necesario para la conformación de las ramas transversales, el cual se incrementa de manera polinómica a medida que aumenta la altura del edificio.



9. En el caso del refuerzo transversal de las columnas de los modelos en consideración, se ha observado un ahorro mínimo en el acero necesario para la conformación de estribos, el cual se incrementa de manera polinómica a medida que aumenta la altura del edificio.



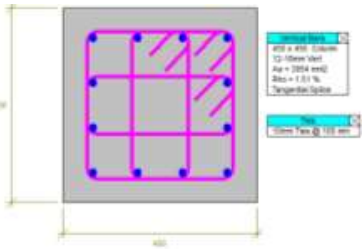
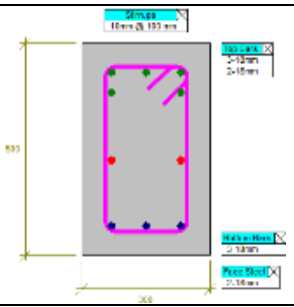
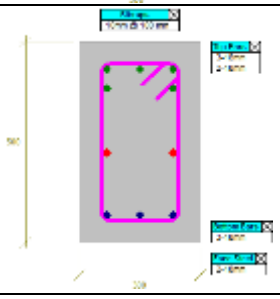
10. En el caso del refuerzo transversal de las vigas de los modelos en consideración, no se ha obtenido un ahorro representativo en la cantidad de acero necesario para la conformación de estribos, teniendo su punto máximo en el edificio de menor altura y siendo nulo en el edificio de mayor altura.



11. Si a la sección de columna escogida para los modelos que consideran el uso de acero grado 80 se le provee un refuerzo longitudinal de grado 60, éstas columnas al ser analizadas son capaces de resistir

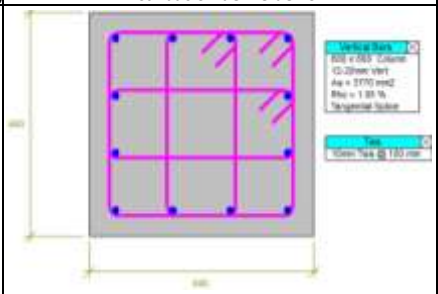
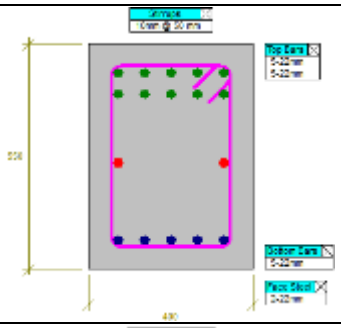
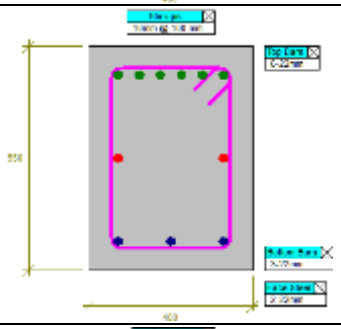
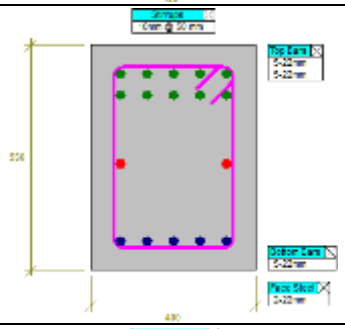
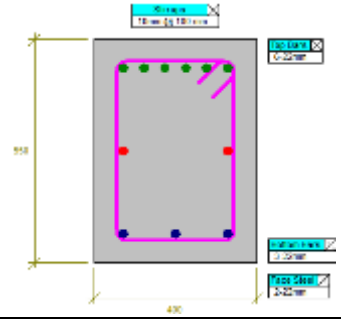
todas las solicitaciones planteadas, pero no cumplen con el criterio de Columna fuerte – Viga débil a analizar los nudos críticos de cada edificio:

5 pisos, Columna y vigas centrales:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
480	Columna central	45x45		27.22	X/Y
511 y 512	Viga central	30x50		23.21	X
483 y 484	Viga central	30x50		23.26	Y

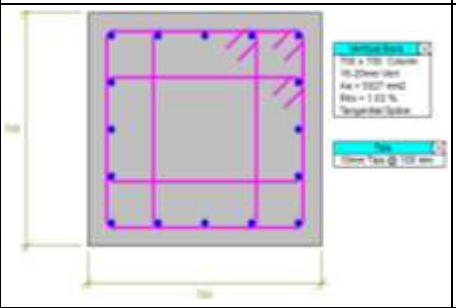
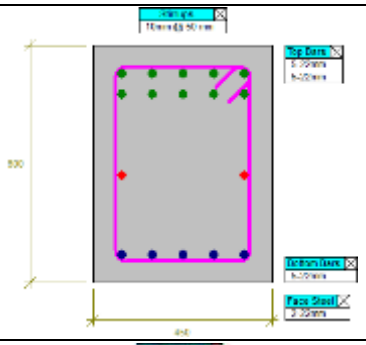
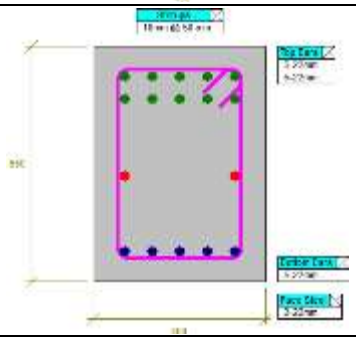
Dirección X:	Σ Mn Columnas=	54.43 Tm	
	Σ Mn Vigas=	46.42 Tm	
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.17 <1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) NO	
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	54.43 Tm	
	Σ Mn Vigas=	46.53 Tm	
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.17 <1.20 (Columna Fuerte - Viga Débil) NO	

7 pisos, Columna y vigas centrales:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
563	Columna central	60x60		67.18	X/Y
585	Viga central	40x55		66.98	Y
586	Viga central	40x55		47.40	Y
611	Viga central	40x55		66.98	X
612	Viga central	40x55		47.40	X

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	134.35	Tm
	Σ Mn Vigas=	114.38	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.17	< 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) NO
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	134.35	Tm
	Σ Mn Vigas=	114.38	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	1.17	< 1.2 (Columna Fuerte - Viga Débil) NO

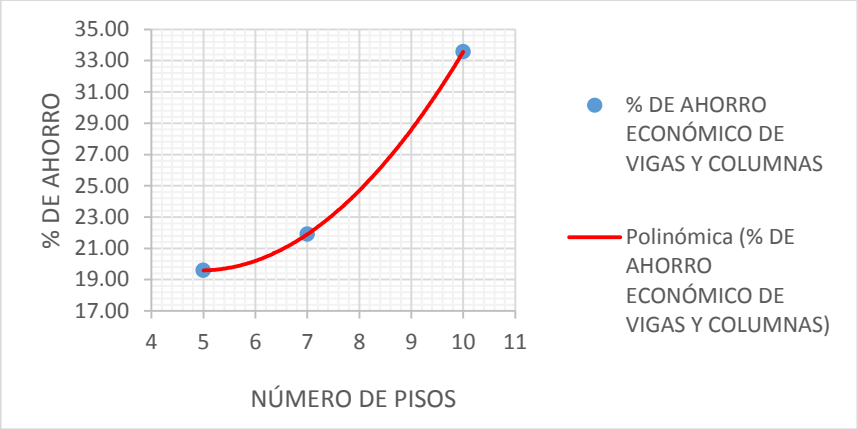
10 pisos, Columna exterior y vigas de borde:

Elemento No.	Descripción	Dimensiones (cm)	Distribución del Refuerzo	Mn (Tm)	Dirección
480	Columna exterior	70x70		73.19	X/Y
502 y 503	Viga de borde	45x60		77.00	X
485	Viga	40x55		66.29	Y

Dirección X:	Σ Mn Columnas=	146.38	Tm
	Σ Mn Vigas=	153.99	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	0.95 < 1.20	(Columna Fuerte - Viga Débil) NO
Dirección Y:	Σ Mn Columnas=	146.38	Tm
	Σ Mn Vigas=	66.29	Tm
	Σ Mn Cols/Σ Mn Vigas=	2.21 > 1.20	(Columna Fuerte - Viga Débil) OK

Por esta razón, las dimensiones escogidas para los modelos en los cuales se considera el uso de varillas grado 60, son las óptimas ya que al reducirlas no se logra cumplir con el concepto de Columna fuerte – Viga débil, a menos que se aumente la cuantía de las mismas, volviéndolas más costosas lo cual no es favorable.

12. Para considerar el porcentaje de ahorro económico entre un grupo de modelos y otro se ha tomado únicamente en cuenta el costo de los materiales de las vigas y de las columnas ya que las losas y los muros de corte son exactamente iguales para ambos modelos estructurales, de esta manera se ha obtenido un ahorro que se incrementa de manera polinómica conforme aumenta el número de pisos de los modelos:



13. Adoptando el sistema estructural dual propuesto, y considerando que la tendencia inmobiliaria actual en la ciudad de Quito es precisamente la construcción de edificios domiciliarios y de oficinas de 8 a 10 pisos, se lograría de manera efectiva la reducción de costos de construcción.
14. Las varillas micro-aleadas de NOVACERO grado 80 cumplen con todos los requerimientos de las normas ASTM 706 y ASTM 615, por lo que pueden ser consideradas como refuerzo longitudinal de vigas y columnas para el sistema estructural propuesto en esta investigación.
15. Una de las limitaciones del uso de varillas de alta resistencia en la construcción de edificios mediante sistemas estructurales duales es la altura, ya que según la norma ASCE 7-10, se pueden construir estructuras de hasta 100 pies que equivalen a 30.48 metros y considerando una altura de entrepiso de 3 metros, se podrían construir edificios de hasta 10 pisos.

9. BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.* ACI 318S-14. Segunda Impresión. Farmington Hills, USA: ACI, 2014.

American Society of Civil Engineers. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10. Reston, VA, USA: ASCE, 2010.

American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement*. ASTM A 615/A 615M. West Conshohocken, PA, USA: ASTM, 2008.

American Society for Testing and Materials. *Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Pain Bars for Concrete Reinforcement*. ASTM A 706/A 706M. West Conshohocken, PA, USA: ASTM, 2008.

Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013

Nilson, Arthur. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill-Interamericana.

Moehle, Jack. (2015). Seismic Desingn of Reinforced Concrete Buildings. New York: McGraw-Hill.

Altos Hornos de Mexico. (2013). Manual de diseño para la construcción con acero. México DF: AHMSA.

CELSA GROUP. (6 de junio de 2015). CELSA GROUP. Obtenido de CELSA GROUP: http://www.celsa.com/productos.mvc/Corrugados?=LaDuctilidad&sub=Paseo Tecnico

CONSTRUMÁTICA. (6 de Junio de 2015). CONSTRUMÁTICA. Obtenido de CONSTRUMÁTICA, Arquitectura, Ingeniería y Construcción: http://www.construmatica.com/construpedia/Acero

Mónica Segovia, A. A. (s.f.). INOCAR. Obtenido de http://www.inocar.mil.ec/docs/libro_geologia/articulo9.pdf

Proaño, M. R. (s.f.). Publiespe. Obtenido de Publiespe: http://publiespe.espe.edu.ec/librosvirtuales/hormigon/temas-de-hormigon-armado/hormigon04.pdf